PROCEEDINGS
ЗБОРНИК НА ТРУДОВИ



СЛЕДЕЊЕ, ПРОЦЕНА И САНАЦИЈА НА КОНСТРУКЦИИ
MONITORING, ASSESSMENT AND REHABILITATION OF STRUCTURES

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

18 МЕЃУНАРОДЕН СИМПОЗИУМ
INTERNATIONAL SYMPOSIUM

ОХРИД
OHRID
2 - 5 октомври 2019
October, 2nd - 5th , 2019

MASE ДГКМ

Macedonian Association of Structural Engineers
Друштво на градежните конструктори на Македонија

Proceedings
Зборник на трудови

18th International Symposium
18ти Меѓународен симпозиум

Ohrid, North Macedonia, 2 – 5 October 2019
Охрид, Северна Македонија, 2 – 5 Октомври 2019

PROCEEDINGS
OF THE 18th INTERNATIONAL SYMPOSIUM OF MASE

ЗБОРНИК НА ТРУДОВИ
18ТИ МЕЃУНАРОДЕН СИМПОЗИУМ НА ДГКМ

Publisher:
MASE - Macedonian Association of Structural Engineers
Faculty of Civil Engineering, Blvd. Partizanski odredi No. 24 P.Box. 560,
1000 Skopje, Republic of North Macedonia
e-mail: mase@gf.ukim.edu.mk; website: www.mase.gf.ukim.edu.mk

Издавач:
ДГКМ - Друштво на Градежни Конструктори на Македонија
Градежен Факултет, бул. Партизански одреди бр. 24 П.Ф. 560,
1000 Скопје, Република Северна Македонија
e-mail: mase@gf.ukim.edu.mk; website: www.mase.gf.ukim.edu.mk

Editor: **Meri Cvetkovska, President of MASE**

За издавачот: **Мери Цветковска, Претседател на ДГКМ**

Executive Committee of MASE and
Organizing Committee of the 18th International Symposium of MASE:
Meri Cvetkovska, Andrea Serafimovski, Ana Trombeva Gavriloska, Darko Nakov, Koce Todorov, Roberta Apostolska, Daniel Cekov, Sonja Cherepnalkovska, Iva Dzagora, Ilija Markov, Vladimir Vitanov, Denis Popovski, Ivana Dimitrova, Goran Jekic, Nikola Postolov, Riste Volchev

Претседателство на ДГКМ и
Организационен одбор на 18тиот Меѓународен симпозиум на ДГКМ:
Мери Цветковска, Андреа Серафимовски, Ана Тромбева Гаврилоска, Дарко Наков, Коце Тодоров, Роберта Апостолска, Даниел Цеков, Соња Черепналковска, Ива Џагора, Илија Марков, Владимир Витанов, Денис Поповски, Ивана Димитрова, Горан Јекиќ, Никола Постолов, Ристе Волчев

Technical staff of the Symposium:
Simona Bogoevska, Cvetanka Chifliganec, Vladimir Damjanovski, Marija Docevska, Milica Jovanoska, Kristina Milkova, Mile Partikov, Elena Cvetkovska, Evgenija Stojkoska, Aleksandra Cubrinovska, Sofija Koceva, Dejan Janev, Dejan Gegovski, Stefan Micevski, Jordanka Chaneva

Техничка служба на Симпозиумот:
Симона Богоевска, Цветанка Чифлиганец, Владимир Дамјановски, Марија Доцевска, Милица Јованоска, Кристина Милкова, Миле Партиков, Елена Цветковска, Евгенија Стојкоска, Александра Чубриновска, Софија Коцева, Дејан Јанев, Дејан Геговски, Стефан Мицевска, Јорданка Чанева

Grafical design of cover page and Symposium poster:
Mitko Hadzi Pulja, Betim Zeqiri
Faculty of Architecture, UKIM, Skopje

Графички дизајн на корицата и плакатот на Симпозиумот:
Митко Хаџи Пуља, Бетим Зекири
Архитектонски факултет, УКИМ, Скопје

e-book:
електронско издание: ISBN 978-608-4510-36-9

MONITORING, ASSESSMENT AND RETROFITTING OF STRUCTURES

СЛЕДЕЊЕ, ПРОЦЕНА И САНАЦИЈА НА КОНСТРУКЦИИ

Civil infrastructure comprises bridges, buildings, towers, pipelines, tunnels, dams and other types of structures. Their continued safe and economical operation largely depends on proper maintenance and management. In order to evaluate optimal management strategies for existing civil infrastructure, accurate assessment of present and future safety is important and necessary. Maintaining safe and reliable civil infrastructure for daily use is critical to the wellbeing of the society. Thus, structural health can be stated as its current capacity for providing intended level of service in a safe and cost effective manner against the expected hazards during its service life.

Despite the necessary design methodology initially used, civil engineering structures deteriorate with time. This deterioration is due to various reasons, including failure caused by cyclic traffic loads, effects of environmental factors (e.g. steel corrosion, concrete carbonation) and aging in the construction materials. Also, the deterioration can be caused by infrequent extreme events such as earthquakes, hurricanes, floods and fires. Therefore, structural health will be affected by operational and environmental factors, including normal load conditions, current and future environments and expected hazards during the lifetime. All these factors are variables with uncertainties, so it is difficult to define the structural health in terms of its age and usage and its level of safety to resist severe natural actions. In order to reliably assess structural health and maintain structural safety, continued in-service monitoring of the structure is essential.

Many catastrophic structural failures, such as sudden collapses, have highlighted problems associated with aging critical civil infrastructure. Severe natural disasters such as earthquakes, strong winds and fires result in demands for quick condition assessment of civil structures. Currently, the condition

Градежната инфраструктура опфаќа мостови, згради, кули, цевководи, тунели, брани и други видови конструкции. Нивното континуирано, безбедно и економично работење во голема мерка зависи од соодветното одржување и управување. За да се дефинираат оптималните стратегии за управување со постојната инфраструктура, важна и неопходна е точна проценка на сегашната и идната состојба на истите. Состојбата на конструкциите може да се свати како нејзин сегашен капацитет за обезбедување на предвидено ниво на однесување при очекувани опасности во тек на нејзиниот работен век.

И покрај примената на соодветни постапки за проектирање, градежните конструкции во тек на време пропаѓаат. Влошувањето на нивната состојба, што може да доведе дури и до колапс, се должи на различни причини, како: цикличен сообраќаен товар, влијанија од животната средина (на пр. корозија на челикот, карбонизација на бетонот) и стареење на градежните материјали. Влошувањето на состојбата може да биде предизвикано и од ретки екстремни настани како што се земјотреси, урагани, поплави и пожари. Сите овие фактори се променливи и со одредена веројатност да се случат, па токму затоа влијанието на староста и на начинот на употреба врз состојбата на конструкцијата и нивото на безбедност во случај на несакани природни појави тешко може да се предвиди. Со цел да се добие поверодостојна процена на состојбата на конструкцијата, како и да се обезбеди потребната безбедност, неопходено е континуирано следење.

Многуте случени колапси со катастрофални последици ги истакнаа проблемите поврзани со стареењето на критичната градежна инфраструктура. Природните непогоди, како што се земјотресите, силните ветришта и пожарите, резултираат со барање за брзо проценување на состојбата на конструкциите. Во моментов, проценката на состојбата на

assessment of existing civil infrastructure such as bridges largely depends on visual inspection. This subjective and inaccurate condition assessment methodology has been identified as the most critical technical barrier to effective infrastructure management. For example, condition of bridges is typically expressed in terms of subjective indices on the basis of visual inspection alone. Thus, it is difficult to accurately evaluate structural condition from the inaccurate visual inspection data, even when this may be conducted by experts.

These issues have driven the research and development on the continuous observation and interpretation of full scale performance of civil engineering structures during their service life. Health monitoring applications based on advanced sensors and real time monitoring for civil infrastructure offer great potential for informed and effective infrastructure management. Health monitoring is necessary for civil engineering structures since they may exhibit premature deterioration, structural damage and performance problems, or they may even have aged beyond their expected design life. Health monitoring can be utilized for tracking the responses of a structure along with inputs, if possible, over a sufficient duration to determine anomalies, to detect deterioration and to assess damage for decision making.

Damage assessment methods using measured vibration modal data, such as natural frequencies and mode shapes, show promise for the health evaluation of engineering structures. Health monitoring can assess the performance of civil structures in a proactive manner using measured data and data interpretation algorithms, in order to correctly evaluate the current condition and to predict the remaining service life.

Knowing the right principles and procedures for the repair and rehabilitation of structures, specially of concrete structures, is a critical element to financial success. Tearing down existing structures and rebuilding them from the ground up can be cost prohibitive. Learning and perfecting the ways to make the

постојната инфраструктура, посебно на мостовите, во голема мерка зависи од визуелната инспекција. Оваа субјективна и неточна методологија е идентификувана како најкритична техничка пречка за ефикасно управување со инфраструктурата. Субјективните индекси добиени само врз база на визуелна инспекција тешко можат да дадат слика за состојбата на конструкцијата, дури и кога прегледот е спроведен од експерти.

Наведените проблеми доведоа до потреба од воспоставување на континуирано набљудување и толкување на однесувањето на градежните конструкции во текот на животниот век. Примената на соодветни сензори за следење во реално време нуди голем потенцијал за навремено и ефикасно управување со инфраструктурата. Тоа е од суштинско значење за конструкциите во градежништвото затоа што нуди можност за навремено детектирање на предвременото влошување на состојбата, детектирање на оштетувањата и на несоодветното однесување, па дури и на предвременото стареење на конструкцијата. Резултатите од следењето на состојбата, доколку постојат мерења за подолг временски период, можат да се искористат и за дефинирање на одговорот на конструкцијата при зададени влезните податоци, а со цел да се утврдат аномалиите, да се откријат влошувањата на состојбата и да се проценат евентуалните штети.

Методите за проценка на состојбата со мерење на вибрациите и дефинирање на природните фреквенции и тоновите форми, даваат ветување за соодветна проценка на состојбата на инженерските конструкции. Со користење на измерените податоци и примена на алгоритми за интерпретација на податоците може да се процени однесувањето на конструкциите на проактивен начин, се со цел правилно да се процени моменталната состојба и да се предвиди преостанатиот век на траење.

Многумина го гледаат бетонот и не гледаат ништо друго освен, маса бетон. Но, умешниот ум гледа многу повеќе. Дали има пукнатини во површината? Дали дилатационите фуги се правилно поставени? Дали бојата на бетонот

most of existing infrastructures safe are key elements when it comes to sustainable living and safe living conditions.

Many people look at concrete and see nothing but, well, concrete. But the knowledgeable mind sees much more. Are there stress cracks in the surface? Were expansion joints installed properly? Does the color of the concrete indicate a proper curing time? Is the surface a slick, glasslike finish or a brushed finish? Is the material flaking away? Is there a need for repair? Can existing flaws be repaired in such a way to guarantee structural integrity?

Working with a new installation of structure is very different from repairing and rehabilitating existing structures. Both types of work have their rules of thumb and their engineering elements. It often requires more experience to repair structure than it does to install it as new construction.

Answers to all these questions the structural engineers will find in presentations on this Symposium.

Prof. Meri Cvetkovska



President of MASE

укажува на несоодветно негување? Дали површината е глатка, мазна како стакло или рапава? Дали материјалот се рони? Дали има потреба од санација? Дали постојните недостатоци можат да се санираат и да се обезбеди потребен интегритет на конструкцијата?

Градењето нова е различно од санирање и реконструкција на постојна конструкција. Честопати е потребно повеќе искуство и знаење затоа што се применуваат сосема различни правила и постапки. Познавањето на правилните принципи и процедури за санација и реконструкција, особено на бетонските конструкции, е клучен елемент за финансиски успех. Рушењето на постојните конструкции и нивна повторна изградба може да биде финансиски неодржливо. Познавањето и усовршувањето на методите за искористување на поголемиот дел од постојните конструкции се клучни елементи кога станува збор за одржливо, но безбедно живеење.

Одговори на сите овие прашања градежните конструктори ќе можат да најдат во трудовите кои ќе бидат презентирани во рамките на 18. Симпозиум.

Проф. Мери Цветковска



Претседател на ДГКМ

18th INTERNATIONAL SYMPOSIUM OF MASE
OHRID, 2 – 5 OCTOBER 2019
18ти МЕЃУНАРОДЕН СИМПОЗИУМ НА ДГКМ
ОХРИД, 2 – 5 ОКТОМВРИ 2019

18th International Symposium was supported by:
Организацијата на 18тиот Симпозиум ја помогнаа:
(in alphabetic order)
(по азбучен редослед)

General partners / Генерални партнери:

ADING, Skopje
АДИНГ, Скопје

BETON, Skopje
БЕТОН, Скопје

DOJRAN STEEL, Dojran
ДОЈРАН СТИЛ, Дојран

GRANIT, Skopje
ГРАНИТ, Скопје

SIDENOR, Greece
СИДЕНОР, Грција

Gold partners / Златни партнери:

Chamber of Certified Architects and Certified Engineers of Macedonia, Skopje
Комора на Овластени Архитекти и Овластени Инженери на Македонија, Скопје

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje
ГРАДЕЖЕН ФАКУЛТЕТ, Универзитет "Св. Кирил и Методиј", Скопје

GOLDEN ART, Skopje
ГОЛДЕН АРТ, Скопје

IZIIS, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje
ИЗИИС, Универзитет "Св. Кирил и Методиј", Скопје

MASON Engineering, Skopje
МАСОН Инженеринг, Скопје

SINTEK, Skopje
СИНТЕК, Скопје

STRABAG, Skopje
СТРАБАК, Скопје

Partners / Партнери:

ACO Building Elements Ltd, Bulgaria
АСО Градежни елементи Ltd, Бугарија

ADORA Inzenering, Skopje
АДОРА Инженеринг, Скопје

BALDINI STUDIO, Serbia
БАЛДИНИ СТУДИО, Србија

BAUER BG, Skopje
БАУЕР БГ, Скопје

Civil Engineering Institute Makedonija, Skopje
Градежен институт Македонија, Скопје

EDGE POLYMERS, Bitola
ЕЏПОЛИМЕРС ДОО Битола

EURO CONSULT, Skopje
ЕВРО Консалтинг, Скопје

Institute for Testing Materials and Development of New Technologies "Skopje", Skopje
Завод за испитување на материјали и развој на нови технологии „Скопје”, Скопје

KNAUF, Skopje
КНАУФ, Скопје

LAPOR, Bitola
ЛАПОР, Битола

MEPSO, Skopje
МЕПСО, Скопје

MONTING Inzenering, Bitola
МОНТИНГ Инженеринг, Битола

NESHVYL, Serbia
НЕШВИЛ, Србија

SINOHYDRO Corporation Limited Peking, Skopje
СИНОХИДРО Корпорејшн Лимитед Пекинг, Скопје

ZIKOL, Strumica
ЖИКОЛ, Струмица

PERI Oplate, Simanovci, Serbia
ПЕРИ Оплати, Симановци, Србија

Media support / Медиумски покровител:

PRESING
ПРЕСИНГ

PORTA 3
ПОРТА 3

18th INTERNATIONAL SYMPOSIUM OF MASE
OHRID, 2 – 5 OCTOBER 2019
18ми МЕЃУНАРОДЕН СИМПОЗИУМ НА ДГКМ
ОХРИД, 2 – 5 ОКТОМВРИ 2019

S C I E N T I F I C C O M M I T T E E
Н А У Ч Е Н О Д Б О Р
(in alphabetic order)
(по азбучен редослед)

1. ***Grozde ALEKSOVSKI**, Faculty of Civil Engineering,*
   University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, North Macedonia
   ***Грозде АЛЕКСОВСКИ,** Градежен факултет,*
   Универзитет „Св. Кирил и Методиј”, Скопје, Северна Македонија
2. ***Sande ATANASOVSKI**, Faculty of Civil Engineering,*
   University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, North Macedonia
   ***Санде АТАНАСОВСКИ**, Градежен факултет,*
   Универзитет „Св. Кирил и Методиј”, Скопје, Северна Македонија
3. ***Dubravka BJEGOVIC**, Faculty of Civil Engineering,University of Zagreb, Croatia*
   ***Дубравка БЈЕГОВИЌ,** Градежен факултет,Универзитет во Загреб, Хрватска*
4. ***Golubka N. CVETANOVSKA**, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology-IZIIS, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, North Macedonia*
   ***Голубка Н. ЦВЕТАНОВСКА,** Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија-ИЗИИС, Универзитет „Св. Кирил и Методиј”, Скопје, Северна Македонија*
5. ***Petar CVETANOVSKI**, Faculty of Civil Engineering,*
   University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, North Macedonia
   ***Петар ЦВЕТАНОВСКИ**, Градежен факултет,*
   Универзитет „Св. Кирил и Методиј”, Скопје, Северна Македонија
6. ***Liljana DENKOVSKA,** Faculty of Civil Engineering,*
   University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, North Macedonia
   ***Лилјана ДЕНКОВСКА**, Градежен факултет,*
   Универзитет „Св. Кирил и Методиј”, Скопје, Северна Македонија
7. ***Michael FABER**, Department of Civil Engineering, Aalborg University, Denmark*
   ***Мајкл ФАБЕР**, Оддел за градежништво, Универзитет во Аалборг, Данска*
8. ***Vladimir GOCEVSKI**, Hydro-Quebec Equipment, Montreal, PQ, Canada*
   ***Владимир ГОЦЕВСКИ**, Хидро-Квебек, Монтреал, Канада*
9. ***Rade HAJDIN**, Infrastructure Management Consultants GmbH, Zurich, Switzerland, Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Serbia*
   ***Раде ХАЈДИН**, Инфраструктура Менаџмент Консалтинг GmbH, Цирих, Швајцарија, Градежен факултет, Универзитет во Белград, Србија*
10. ***Rüdiger HÖFFER**, Ruhr-University, Bochum, Germany*
    ***Рудигер ХОФЕР,** Рур Универзитет во Бохум, Германија*

11. ***Elena DUMOVA JOVANOSKA**, Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, North Macedonia*
***Елена ДУМОВА ЈОВАНОСКА**, Градежен факултет, Универзитет „Св. Кирил и Методиј”, Скопје, Северна Македонија*

12. ***Djordje LADJINOVIC**, Faculty of Technical Sciences, University Novi Sad, Novi Sad, Serbia*
***Ѓорѓе Лаѓиновиќ**, Факултет за технички науки, University of Novi Sad, Serbia*

13. ***Marijana LAZAREVSKA**, Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, North Macedonia*
***Марија ЛАЗАРЕВСКА**, Градежен факултет, Универзитет „Св. Кирил и Методиј”, Скопје, Северна Македонија*

14. ***Ljupco LAZAROV**, Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, North Macedonia*
***Љупчо ЛАЗАРОВ**, Градежен факултет, Универзитет „Св. Кирил и Методиј”, Скопје, Северна Македонија*

15. ***Asterios LIOLIOS**, Democritus University of Thrace, Xanthi, Greece*
***Астериос ЛИОЛИУС**, Демократов Универзитет во Тракија, Ксанти, Грција*

16. ***Joze LOPATIC,** Faculty of Civil and Geodetic Engineering, University of Ljubljana, Slovenia*
***Јоже ЛОПАТИЌ**, Факултет за градежништво и геодезија, Универзитет во Љубљана, Словенија*

17. ***Dusko LUCIC**, Faculty of Civil Engineering, University of Montenegro, Podgorica, Montenegro*
***Душко ЛУЧИЌ**, Градежен факултет, Универзитет во Црна Гора, Подгорица, Црна Гора*

18. ***Mirjana MALESEV**, Faculty of Technical Sciences, University Novi Sad, Novi Sad, Serbia*
***Мирјана МАЛЕШЕВ**, Факултет за технички науки, University of Novi Sad, Serbia*

19. ***Peter MARK**, Ruhr-University, Bochum, Germany*
***Питер МАРК**, Рур Универзитет во Бохум, Германија*

20. ***Viktor MARKELJ**, PONTING d.o.o., Maribor, Slovenia*
***Виктор МАРКЕЉ**, ПОНТИНГ д.о.о., Марибор, Словенија*

21. ***Zlatko MARKOVIC**, Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Serbia*
***Златко МАРКОВИЌ**, Градежен факултет, Универзитет во Белград, Србија*

22. ***Goran MARKOVSKI**, Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, North Macedonia*
***Горан МАРКОВСКИ**, Градежен факултет, Универзитет „Св. Кирил и Методиј”, Скопје, Северна Македонија*

23. ***Miroslav NASTEV**, Natural Resources Canada – Geological Survey of Canada, Quebec City, Canada*
***Мирослав НАСТЕВ**, Национални ресурси на Канада - Центар за геолошки истражувања на Канада, Квебек, Канада*

24. ***Tihomir NIKOLOVSKI**, Faculty of Civil Engineering,*
University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, North Macedonia
***Тихомир НИКОЛОВСКИ**, Градежен факултет,*
Универзитет „Св. Кирил и Методиј”, Скопје, Северна Македонија

25. ***Svetlana PETKOVSKA ONCEVSKA**, Faculty of Civil Engineering,*
University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, North Macedonia
***Светлана ПЕТКОВСКА ОНЧЕВСКА**, Градежен факултет,*
Универзитет „Св. Кирил и Методиј”, Скопје, Северна Македонија

26. ***Doncho PARTOV**, University of Structural Engineering and Architecture,*
VSU “L. Karavelov”, Sofia, Bulgaria
***Дончо ПАРТОВ**, Универзитет за градежништво и архитектура,*
ВСУ “Љубен Каравелов“, Софија, Бугарија

27. ***Ivana BANJAD PEČUR**, Faculty of Civil Engineering, University of Zagreb, Croatia*
***Ивана БАЊАД ПЕЧУР**, Градежен факултет, Универзитет во Загреб, Хрватска*

28. ***Predrag POPOVIC**, Vice President & Senior Principal,*
Wiss Janney, Elstner Associates, Chicago, USA
***Предраг ПОПОВИЌ,** Потпретседател и Директор,*
Елстнер соработници, Чикаго, САД

29. ***Vlastimir RADONJANIN**, Faculty of Technical Sciences,*
Универзитет во Нови Сад, Србија
***Властомир РАДОЊАНИН**, Факултет за технички науки,*
University of Novi Sad, Serbia

30. ***Veronika SHENDOVA**, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology-IZIIS, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, North Macedonia*
***Вероника ШЕНДОВА**, Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија-ИЗИИС, Универзитет „Св. Кирил и Методиј”, Скопје, Северна Македонија*

31. ***Vlatko SHESHOV**, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology-IZIIS, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, North Macedonia*
***Влатко ШЕШОВ**, Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија-ИЗИИС, Универзитет „Св. Кирил и Методиј”, Скопје, Северна Македонија*

32. ***Bosko STEVANOVIC**, Faculty of Civil Engineering,*
University of Belgrade, Serbia
***Бошко СТЕВАНОВИЌ** , Градежен факултет,*
Универзитет во Белград, Србија

33. ***Prof. Mladen ULICEVIC**, Faculty of Civil Engineering,*
University of Montenegro, Podgorica, Montenegro
***Проф. Младен УЛИЧЕВИЌ**, Градежен факултет,*
Универзитет во Црна Гора, Подгорица, Црна Гора

34. ***Ales ZNIDARIC**, Slovenian National Building and Civil Engineering Institute,*
Ljubljana, Slovenia
***Алеш ЗНИДАРИЌ**, Институт за градежништво на Словенија,*
Љубљана, Словенија

18th INTERNATIONAL SYMPOSIUM OF MASE
OHRID, 2 - 5 OCTOBER 2019
18ми МЕЃУНАРОДЕН СИМПОЗИУМ НА ДГКМ
ОХРИД, 2 – 5 ОКТОМВРИ 2019

H O N O R A R Y M E M B E R S O F M A S E
П О Ч Е С Н И Ч Л Е Н О В И Н А Д Г К М

Starting from the estimation of the contribution of outstanding individuals - structural engineers from abroad, to accomplishment of MASE programme and Statutes targets, instigation and promotion of international cooperation, exchange and transfer of knowledge and technical - technological information and, in general, to past development of Macedonian Association of Structural Engineers, General Assembly of MASE assigns the title ***Honorary Member of MASE.***

Тргнувајќи од оценката за придонесот на истакнати поединци - градежни конструктори од странство, во остварувањето на програмските и статутарните цели на ДГКМ, за поттикнувањето и зајакнувањето на меѓународната соработка и размената и трансферот на знаењата и техничко-технолошките информации и, генерално, за досегашниот развој на Друштвото на градежните конструктори на Македонија, Собранието на ДГКМ доделува назив ***Почесен член на ДГКМ****.*

The title Honorary Member of MASE is assigned to foreign individuals only.

Називот Почесен член на ДГКМ се доделува само на странски државјани.

The Honorary Members of MASE are:
Почесни членови на ДГКМ се:

1. ***Prof. Milorad IVKOVIC****, Faculty of Civil Engineering,*
   University of Belgrade, Yugoslavia
   Проф. Милорад ИВКОВИЌ, *Градежен факултет,*
   Универзитет во Белград, Југославија
2. ***Prof. Ivan JAKIMOV****, Faculty of Civil Engineering,*
   University of Architecture, Civil Engineering and Geodesy, Sofia, Bulgaria
   Проф. Иван ЈАКИМОВ, *Градежен факултет,*
   Универзитет за архитектура, градежништво и геодезија, Софија, Бугарија
3. ***Prof. Todor KARAMANSKI****, Faculty of Civil Engineering,*
   University of Architecture, Civil Engineering and Geodesy, Sofia, Bulgaria
   Проф. Тодор КАРАМАНСКИ, *Градежен факултет,*
   Универзитет за архитектура, градежништво и геодезија, Софија, Бугарија
4. ***Prof. Zivota PERISIC****, Faculty of Civil Engineering,*
   University of Belgrade, Srbia
   Проф. Живота ПЕРИШИЌ, *Градежен факултет,*
   Универзитет во Белград, Србија
5. ***Prof. Radomir FOLIC****, Institute for Indistrial Building,*
   Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad, Srbia
   Проф. Радомир ФОЛИЌ, *Институт за индустриска градба,*
   Факултет за технички науки на Универзитетот во Нови Сад, Србија

6. ***Prof. Roy T. SEVERN**, Eartquake Engineering Research Center, Department of Civil Engineering, University of Bristol, Great Britain*

   ***Проф. Рој Т. СЕВЕРН**, Центар за истражувања во земјотресното инженерство, Градежен факултет на Универзитетот во Бристол, Велика Британија*

7. ***Prof. Mirko ACIC**, Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Srbia*

   ***Проф. Мирко АЌИЌ**, Градежен факултет, Универзитет во Белград, Србија*

8. ***Stojan DINIC, BSc.**, Secretary General of YuASE, former general manager of "Mostogradnja", Belgrade, Srbia*

   ***Стојан ДИНИЌ, дипл.град.инж.**, Поранешен генерален директор на Мостоградња - Белград, Србија*

9. ***Prof. Vladimir GOCEVSKI**, Hydro-Quebec, Montreal - Quebec, Canada, Concordia University, Montreal, Ecole Polutechnique, University of Montreal; and McMaster University, Hamilton, Ontario, Canada*

   ***Проф. Владимир ГОЦЕВСКИ**, Хидро-Квебек, Монтреал - Квебек, Канада, Универзитет Конкордија во Монтреал, Политехничка школа на Универзитетот во Монтреал и Универзитетот Мек Мастер во Хамилтон, Онтарио, Канада*

10. ***Prof. Vukasin ACANSKI**, Hich School for Technical Sciences, University of Maribor, Slovenia*

    ***Проф. Вукашин АЧАНСКИ**, Висока техничка школа, Универзитет во Марибор, Словенија*

11. ***Prof. Mladen ULICEVIC**, Faculty of Civil Engineering, University of Montenegro, Podgorica, Montenegro*

    ***Проф. Младен УЛИЧЕВИЌ,** Градежен факултет, Универзитет во Црна Гора, Подгорица, Црна Гора*

12. ***Prof. Rüdiger HÖFFER**, Ruhr-University Bochum, Germany*

    ***Проф. Родигер ХОФЕР,** Рур-универзитет во Бохум, Германија*

13. ***Prof. Vlastimir RADONJANIN,** Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad, Serbia*

    ***Проф. Властимир РАДОЊАНИН,** Факултет за технички науки, Универзитет во Нови Сад, Србија*

14. ***Prof. Peter MARK**, Ruhr-University Bochum, Germany*

    ***Проф. Питер МАРК,** Рур-универзитет во Бохум, Германија*

15. ***Prof. Viktor MARKELJ**, University of Maribor, Slovenia*

    ***Проф. Виктор МАРКЕЉ,** Универзитет во Марибор, Словенија*

16. ***Prof. Dusko LUCIC**, Faculty of Civil Engineering,, Podgorica, Montenegro*

    ***Проф. Душко ЛУЧИЌ**, Градежен факултет, Подгорица, Црна Гора*

17. ***Prof. Donco PARTOV**, University of Structural Engineering and architecture, VSU "L. Karavelov", Sofia, Bulgaria*

    ***Проф. Дончо ПАРТОВ**, Универзитет за градежништво и архитектура, **ВСУ** „Л. Каравелов", Софија, Бугарија*

18. ***Prof. Bosko STEVANOVIC**, Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Serbia*

    ***Проф. Бошко СТЕВАНОВИЌ,** Градежен факултет, Универзитет во Белград, Србија*

19. ***Prof. Mirjana MALESEV**, Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad, Serbia*

    ***Проф. Мирјана МАЛЕШЕВ**, Факултет за технички науки, Универзитет во Нови Сад, Србија*

20. ***Prof. Milos KNEZEVIC**, Faculty of Civil Engineering, University of Montenegro, Podgorica, Montenegro*

    ***Проф. Милош КНЕЖЕВИЌ**, Градежен факултет, Универзитет на Црна Гора, Подгорица, Црна Гора*

21. ***Prof. Djordje LADJINOVIC**, Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad, Serbia*

    ***Проф. Ѓорѓе ЛАЃИНОВИЌ**, , Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad, Serbia*

18th INTERNATIONAL SYMPOSIUM OF MASE
OHRID, 2 – 5 OCTOBER 2019
18ми МЕЃУНАРОДЕН СИМПОЗИУМ НА ДГКМ
ОХРИД, 2 – 5 ОКТОМВРИ 2019

M E R I T O R I O U S M E M B E R S O F M A S E
З А С Л У Ж Н И Ч Л Е Н О В И Н А Д Г К М

Starting from the estimation of the contribution of outstanding individuals - structural engineers from the Republic of Macedonia, to accomplishment of MASE programme and Statutes targets, creative application of knowledge and technical - technological achievements in the field of structural engineering, and through this, promotion and strengthening of public position of structural engineering, as well as to past development of Macedonian Association of Structural Engineers in general, the General Assembly of MASE assigns the title ***Meritorious Member of MASE.***

Тргнувајќи од оценката за придонесот на истакнати поединци - градежни конструктори од Република Македонија во остварувањето на програмските и статутарните цели на ДГКМ, креативната примена на конструктерските знаења и техничко-технолошките достигнувања и, преку тоа, промовирањето и зајакнувањето на општествената позиција на градежното конструкторство, како и генерално, за досегашниот развој на Друштвото на радежните конструктори на Македонија, Собранието на ДГКМ доделува назив ***Заслужен член на ДГКМ****.*

The title Meritorious Member of MASE is assigned to structural engineers, citizens of the Republic of Macedonia only. The title Meritorius Member of MASE is assigned for the first time on the 25 Anniversary of MASE (1976 - 2001).

Називот Заслужен член на ДГКМ се доделува само на градежни конструктори, државјани на Република Македонија. Називот Заслужен член на ДГКМ се доделува за прв пат по повод на 25-годишнината на ДГКМ (1976 - 2001).

The Meritorious Members of MASE are:
Заслужни членови на ДГКМ се:

1. ***Prof. Aleksandar ANGELOV****, Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, first President of MASE*
   Проф. Александар АНГЕЛОВ*, Градежен факултет, Универзитет „Св. Кирил и Методиј”, Скопје, прв претседател на ДГКМ*
2. ***Prof. Boris KOLJOZOV****, Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje*
   Проф. Борис КОЉОЗОВ*, Градежен факултет, Универзитет „Св. Кирил и Методиј”, Скопје*
3. ***Cvetan TANEVSKI – CONI, MSc****., former director of CC ILINDEN and Projekt manager of FENI - Kavadarci, former President of MASE*
   М-р Цветан ТАНЕВСКИ - ЦОНИ, *поранешен директор на ГП ИЛИНДЕН и проект менаџер на ФЕНИ - Кавадарци, поранешен претседател на ДГКМ*

4. ***Zivko TALEVSKI, MSc**., former Chief designer in structural engineering at MAKEDONIJAPROEKT - Skopje*

   ***М-р Живко ТАЛЕВСКИ,** поранешен главен проектант за конструкции во МАКЕДОНИЈАПРОЕКТ – Скопје*

5. ***Prof. Dragan IVANOV, MSc**., Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius" in Skopje*

   ***Проф. Драган ИВАНОВ,** Градежен факултет, Универзитет „Св. Кирил и Методиј” во Скопје*

6. ***Prof. Sande ATANASOVSKI**, Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, former President of MASE*

   ***Проф. Санде АТАНАСОВСКИ**, Градежен факултет, Универзитет „Св. Кирил и Методиј”, Скопје, поранешен претседател на ДГКМ*

7. ***Sashko STREZOVSKI, BSc**., Director of PELAGONIJAPROEKT - Skopje, Secretary General of MASE*

   ***Сашко СТРЕЗОВСКИ,** дипл.град,инж., директор на ПЕЛАГОНИЈАПРОЕКТ Скопје, Генерален секретар на ДГКМ*

8. ***Prof. Tihomir NIKOLOVSKI**, Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, former President of MASE*

   ***Проф. Тихомир НИКОЛОВСКИ,** Градежен факултет, Универзитет „Св.Кирил и Методиј”, Скопје, поранешен претседател на ДГКМ*

9. ***Prof. Stanislav MILOVANOVIC**, Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje*

   ***Проф. Станислав МИЛОВАНОВИЌ**, Градежен факултет, Универзитет „Св. Кирил и Методиј”, Скопје*

10. ***Prof. Golubka NECEVSKA-CVETANOVSKA,** Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology (IEEES), University "Sts. Cyril and Methodius", Skopje*

    ***Проф. Голубка НЕЧЕВСКА-ЦВЕТАНОВСКА**, Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија (ИЗИИС), Универзитет „Св. Кирил и Методиј”, Скопје*

11. ***Blagoja DONCEV**, General manager of ADING, Skopje*

    ***Благоја ДОНЧЕВ**, дипл. град. инж., генерален директор на АДИНГ, Скопје*

12. ***Strasho MILKOVSKI**, General manager of Granit Construction Stock Co.-Skopje*

    ***Страшо МИЛКОВСКИ**, генерален директор на ГД Гранит АД- Скопје*

13. ***Tome TROMBEV**, General manager of METEORIT, Bitola, former President of MASE*

    ***Томе ТРОМБЕВ**, генерален директор на МЕТЕОРИТ, Битола, поранешен претседател на ДГКМ*

14. ***Trajce TRPEVSKI**, executive director of construction company BETON-Skopje*

    ***Трајче ТРПЕВСКИ**, извршен директор на БЕТОН-Скопје*

15. ***Borce TANEVSKI**, General manager of ZIM-Skopje*

    ***Борче ТАНЕВСКИ**, генерален директор на ЗИМ- Скопје*

16. ***Gjogji SELEV**, BSc, civil engineer in construction company BETON-Skopje, former Member of the Executive Committee of MASE*

***Ѓорѓи ШЕЛЕВ**, дипл. град. инж., градежен инженер во БЕТОН-Скопје, поранешен член на Претседателство на ДГКМ*

17. ***Prof. Goran MARKOVSKI**, Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, former President of MASE*

***Проф. Горан МАРКОВСКИ**, Градежен факултет, Универзитет „Св. Кирил и Методиј”, Скопје, поранешен претседател на ДГКМ*

18. ***Prof. Grozge ALEKSOVSKI**, Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, former Secretary General of MASE*

***Проф. Гроздe АЛЕКСОВСКИ,** Градежен факултет, Универзитет „Св. Кирил и Методиј”, Скопје, поранешен генерален секретар на ДГКМ*

19. ***Ljupco KITANOVSKI**, Construction company GRANIT-Skopje, former Member of the Executive Committee of MASE*

***Љупчо КИТАНОВСКИ**, ГРАНИТ – Скопје, поранешен член на извршниот одбор на ДГКМ*

20. ***Veronika SENDOVA**, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology-IZIIS, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, former Member of the Executive Committee of MASE*

***Вероника ШЕНДОВА**, Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија - ИЗИИС, Универзитет „Св. Кирил и Методиј”, Скопје, поранешен член на извршниот одбор на ДГКМ*

21. ***Aleksandar BELEV**, ADING, Skopje, former Member of the Executive Committee of MASE*

***Александар БЕЛЕВ**, АДИНГ, Скопје, поранешен член на извршниот одбор на ДГКМ*

22. ***Prof. Petar CVETANOVSKI**, Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, former vice President of MASE*

***Проф. Петар ЦВЕТАНОВСКИ**, Градежен факултет, Универзитет „Св. Кирил и Методиј”, Скопје, поранешен потпретседател на ДГКМ*



П Р И З Н А Н И Ј А Н А Д Г К М
за најдобри остварувања во градежното конструкторство

M A S E A W A R D S
for Best Achievements in the Field of Structural Engineering

With an aim to stimulate the creative work and to assess and emphasize the results and accomplishments in structural engineering, since 1986 the Award for Best Achievements in the Field of Structural Engineering in the Republic of Macedonia, has been established. Every year, this Award is given by the General Assembly of MASE following an open contest.

Со цел да го поттикне творештвото и креативниот труд, подоброто вреднување и истакнување на постигнатите резултати и достигнувања во градежното конструкторство, од 1986 год востановено е Признание за најдобро остварување во градежното конструкторство во Република Македонија, што секоја година, врз основа на јавен конкурс, го доделува Претседателството на ДГКМ.

MASE Award winners for best achievements in structural engineering in the Republic of Macedonia are:

Досегашни носители на Признанијата за најдобро остварување во градежното конструкторство во Република Македонија се:

1986

- **Sande Atanasovski**
  Санде Атанасовски
  Faculty of Civil Engineering, UKIM, Skopje
  Градежен факултет, УКИМ, Скопје

for the scientific researh project:
за научно-истражувачкиот труд:

INFLUENCE OF LONG TERM ACTIONS ON THE LIMIT STATES OF PRESTRESSED REINFORCED CONCRETE STRUCTURES

ВЛИЈАНИЕ НА ДОЛГОТРАЈНИТЕ ДЕЈСТВА ВРЗ ГРАНИЧНИТЕ СОСТОЈБИ НА ПРЕДНАПРЕГНАТИТЕ КОНСТРУКЦИИ

1987

- **Nikola Pajevic**
  Никола Пајевиќ
  MAVROVO Construction Company, Skopje
  ГП МАВРОВО - Скопје

for the construction of:
за изведбата на конструкцијата на објектот:

REINFORCED CONCRETE BRIDGE OVER THE BOJANA RIVER - ULCINJ

АРМИРАНОБЕТОНСКИ МОСТ ПРЕКУ РЕКА БОЈАНА - УЛЦИЊ

1988

- **Zoran Desovski**
  Зоран Десовски
  Faculty of Civil Engineering, UKIM, Skopje
  Градежен факултет, УКИМ, Скопје

for the scientific researh project:
за научно-истражувачкиот труд:

CROSS DISTRIBUTION OF LOADS AT BRIDGES WITH SEVERAL GIRDERS IN THE CROSS SECTION

ПОПРЕЧНА РАСПРЕДЕЛБА НА НАТОВАРУВАЊАТА КАЈ МОСТОВИТЕ СО ПОГОЛЕМ БРОЈ ГЛАВНИ НОСАЧИ ВО НАПРЕЧНИОТ ПРЕСЕК

YuASE Award for Best Achievement in Structural Engineering for 1988
Признание на СДГКЈ за најдобро конструкторско остварување во 1988 год

1989

- **Josif Kalajlioski**
  Јосиф Калајлиоски
  BETON Construction Company, Skopje
  ГП БЕТОН - Скопје

for the construction of:
за изведбата на конструкцијата на објектот:

MINISTRY OF OIL IN BAGDAD - IRAQ

МИНИСТЕРСТВО ЗА НАФТА ВО БАГДАД - ИРАК

1990

- **Tihomir Nikolovski**
  Тихомир Николовски
  Faculty of Civil Engineering, UKIM, Skopje
  Градежен факултет, УКИМ, Скопје

for the scientific researh project:
за научно-истражувачкиот труд:

EXPERIMENTAL BASIS FOR BUCKLING ANALYSIS OF CENTRALLY LOADED ELEMENTS OF COLD FORMED SQUARE AND RECTANGULAR HOLLOW SECTION

ЕКСПЕРИМЕНТАЛНИ ОСНОВИ ЗА АНАЛИЗА НА СТАБИЛНОСТА НА ЦЕНТРИЧНО ПРИТИСНАТИ СТАПОВИ ОД ЛАДНО ОБЛИКУВАНИ ЦЕВКАСТИ ПРОФИЛИ

- **BETON Construction Company, Skopje**
  ГП БЕТОН - Скопје

for the construction of:
за изведбата на конструкцијата на објектот:

REINFORCED CONCRETE BRIDGE OVER THE VARDAR RIVER ON THE "BRATSTVO-EDINSTVO" HIGHWAY NEAR TITOV VELES

АРМИРАНОБЕТОНСКИ МОСТ ПРЕКУ РЕКА ВАРДАР НА АВТОПАТОТ "БРАТСТВО-ЕДИНСТВО" КАЈ ТИТОВ ВЕЛЕС

1991

- **Golupka Necevska-Cvetanovska**
  Голубка Нечевска-Цветановска
  Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, UKIM, Skopje
  Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија, УКИМ, Скопје

for the scientific researh project:
за научно-истражувачкиот труд:

EVALUATION OF SESMIC RESISTANCE OF EXISTING REINFORCED CONCRETE LOW-RISE AND MEDIUM-RISE BUILDINGS

ОЦЕНКА НА СЕИЗМИЧКАТА ОТПОРНОСТ НА ПОСТОЈНИТЕ АРМИРАНОБЕТОНСКИ ЗГРАДИ СО МАЛА И СРЕДНА КАТНОСТ

- **Blaze Panov, Ivan Andonov**
  Блаже Панов, Иван Андонов
  BETON Construction Company and Faculty of Civil Engineering, UKIM, Skopje
  ГП БЕТОН - Скопје и Градежен факултет, УКИМ, Скопје

for the structural design project of:
за главен проект на конструкцијата на објектот:

CLINKER SILOES IN "USJE" CEMENT FACTORY, SKOPJE

СИЛОСИ ЗА КЛИНКЕР А.Д. ЦЕМЕНТАРНИЦА "УСЈЕ" - СКОПЈЕ

1992

- **Ljubomir Tasev, Mice Majnov,**
  Petar Gulev, Petar Petrusev
  Љубомир Тасев, Мице Мајнов,
  Петар Гулев, Петар Петрушев
  MAVROVO Construction Company, Skopje
  ГРО М А В Р О В О - Скопје

for the construction of:
за изведбата на конструкцијата на објектот:

TERMINAL BUILDING OF AIRPORT "ADLER" IN SOCHI, USSR

ПРИСТАНИШНА ЗГРАДА НА АЕРОДРОМОТ "АДЛЕР" ВО СОЧИ, СССР

1993

- **Svetlana Petkovska Oncevska**
  Светлана Петковска-Ончевска
  Faculty of Civil Engineering, UKIM, Skopje
  Градежен факултет, УКИМ, Скопје

for the scientific research project:
за научно-истражувачкиот труд:

STIFFNESS AND STRENGTH CHARACTERISTICS OF REINFORCED CONCRETE COLUMNS UNDER VARIABLE AXIAL FORCE

КРУТОСНИ И ЈАКОСНИ КАРАКТЕРИСТИКИ НА АРМИРАНОБЕТОНСКИ СТОЛБОВИ СО ПРОМЕНЛИВА АКСИЈАЛНА СИЛА

- **Dragi Velkov**
  Драги Велков
  SEISMO-ENGINEERING - Skopje
  СЕИЗМО-ИНЖЕНЕРИНГ - Скопје

for the structural design project of:
за главниот проект на конструкцијата на објектот:

INDUSTRIAL COMPLEX "ZITO-LUKS" IN SKOPJE

ИНДУСТРИСКИ КОМПЛЕКС “ЖИТО-ЛУКС” ВО СКОПЈЕ

1994

- **Zivko Bozinovski**
  Живко Божиновски
  Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, UKIM, Skopje
  Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија - Скопје

for the scientific researh project:
за научно-истражувачкиот труд:

NONLINEAR BEHAVIOUR OF PREFABRICATED LARGE PANEL REINFORCED CONCRETE SYSTEMS UNDER DYNAMIC-SEISMIC LOADS

НЕЛИНЕАРНО ОДНЕСУВАЊЕ НА ПРЕФАБРИКУВАНИ КРУПНО ПАНЕЛНИ АРМИРАНОБЕТОНСКИ СИСТЕМИ ЗА ДИНАМИЧКИ - СЕИЗМИЧКИ ТОВАРИ

- **Andreja Tomov**
  Андреја Томов
  PELAGONIJA Construction Company, PELAGONIJAPROEKT, Skopje
  ГП ПЕЛАГОНИЈА - ПЕЛАГОНИЈАПРОЕКТ - Скопје

for the structural design project of:
за главниот проект на конструкцијата на објектот:
SPORT HALL KAVADARCI

СПОРТСКА САЛА - КАВАДАРЦИ

- **Joint expert team Department of Metal Structures, Faculty of Civil Engineering, UKIM, Skopje and PRILEPEC Construction Company, Prilep**
  Заеднички стручен тим на Катедрата за метални конструкции на Градежниот факултет – Скопје и ГТП ПРИЛЕПЕЦ - Прилеп

under coordination of
Simeon Tanev and Petar Makeski
со координаторите
Симеон Танев, и Петар Макески

for the structural renewal and reconstruction of:
за инженеринг-изведбата на санацијата и реконструкцијата на објектот:

SPORT HALL "MACEDONIA" IN PRILEP

СПОРТСКА САЛА “МАКЕДОНИЈА” ВО ПРИЛЕП

1995

- **Dimitar Jurukovski, Ljubomir Taskov, Predrag Gavrilovic,**
  Metodi Bojadziev, Dimco Mamucevski
  Димитар Јуруковски, Љубомир Ташков, Предраг Гавриловиќ,
  Методи Бојациев, Димчо Мамучевски
  Research team of Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, UKIM, Skopje
  Истражувачки тим на Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија - Скопје

for the scientific research project:
за научно-истражувачкиот труд:

DYNAMIC TESTING ON MODEL OF ALMA ATA BANK, KAZAKHSTAN, ON SEISMIC VIBRO PLATFORM

ДИНАМИЧКО ИСПИТУВАЊЕ НА МОДЕЛ НА ОБЈЕКТОТ БАНКА ВО АЛМА АТА, КАЗАХСТАН, НА СЕИЗМИЧКА ВИБРО ПЛАТФОРМА

- **Vlado Velinovski**
  Владо Велиновски
  GRANIT Construction Company, Delcevo Branch
  ГП ГРАНИТ - Градилиште Делчево

for the construction of:
за изведбата на конструкцијата на објектот:

REINFORCED CONCRETE VIADUCT ON M27 ROAD: KALIMANCI DAM - MAKEDONSKA KAMENICA

АРМИРАНО-БЕТОНСКИ ВИЈАДУКТ НА ПАТОТ М27: БРАНА КАЛИМАНЦИ - МАКЕДОНСКА КАМЕНИЦА

1996

- **Ljupco Dimitrievski**
  Љупчо Димитриевски
  Faculty of Civil Engineering, UKIM, Skopje
  Градежен факултет, УКИМ, Скопје

for the scientific research project:
за научно-истражувачкиот труд:

A CONTRIBUTION TO THE THEORY OF CRITICAL STATE IN THE ANALYSIS OF BEHAVIOUR OF PARTICULAR SOILS

ПРИЛОГ ВО ТЕОРИЈАТА НА КРИТИЧНА СОСТОЈБА ПРИ АНАЛИЗА НА ОДНЕСУВАЊЕТО НА ОДРЕДЕНИ ВИДОВИ ПОЧВИ

- **Zlate Janakievski, Ljubomir Dimitrovski, Goran Micev**
  Злате Јанакиевски, Љубомир Димитровски, Горан Мицев
  BETON Construction company, № 1 Skopje Branch
  ГП БЕТОН А.Д., РЕ I градилиште - Скопје

for the construction of:
за изведбата на конструкцијата на објектот:

DAM SPILLWAY STRUCTURE OF THE HYDRO-ELECTRICAL POWER PLANT "KOZJAK"

ПРЕЛИВЕН ОРГАН НА БРАНАТА НА ХИДРОЕЛЕКТРАНАТА "КОЗЈАК"

1997

- **Vasil Vitanov**
  Васил Витанов
  Faculty of Civil Engineering, UKIM, Skopje
  Градежен факултет, УКИМ, Скопје

for the scientific research project:
за научно-истражувачкиот труд:

EXPERIMENTAL AND THEORETICAL ANALYSIS OF THE STRESS FUNCTION IN THE SOIL - STRUCTURE INTERACTION PROBLEM

ЕКСПЕРИМЕНТАЛНА И ТЕОРИСКА АНАЛИЗА НА ФУНКЦИЈАТА НА НАПРЕГАЊАТА ВО ПРОБЛЕМОТ НА ИНТЕРАКЦИЈА ПОЧВА - КОНСТРУКЦИЈА

- **GRANITPROEKT - GRANIT DOOEL - Skopje**
  EE MAVROVOPROEKT, MAVROVO Construction Company - Skopje
  ГРАНИТПРОЕКТ - ГРАНИТ ДООЕЛ - Скопје
  ЕЕ МАВРОВОПРОЕКТ, АДГ МАВРОВО - Скопје

special MASE award
посебно признание на ДГКМ

COMPLEX DESIGN OF E-65 MOTORWAY AND MOTORWAY STRUCTURES BETWEEN SKOPJE AND TETOVO

КОМПЛЕКСНО ПРОЕКТИРАЊЕ НА АВТОПАТОТ и ОБЈЕКТИТЕ НА АВТОПАТОТ Е-65 МЕЃУ СКОПЈЕ и ТЕТОВО

1998

- **Veronika Sendova**
  Вероника Шендова
  Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, UKIM, Skopje
  Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија - Скопје

for the scientific researh project:
за научно-истражувачкиот труд:

SEISMIC STRENGTHENING AND REPAIR OF BYZANTINE CHURCHES (9th to 14th Century) IN THE REPUBLIC OF MACEDONIA
СЕИЗМИЧКО ЗАЈАКНУВАЊЕ И САНАЦИЈА НА ВИЗАНТИСКИ ЦРКВИ (IX до XIV век) ВО РЕПУБЛИКА МАКЕДОНИЈА

1999

- **Vlado Micov**
  Владо Мицов
  Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, UKIM, Skopje
  Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија - Скопје

for the scientific researh project:
за научно-истражувачкиот труд:

DEVELOPMENT OF SYSTEMS FOR VIBRATION CONTROL AND MITIGATION OF SEISMIC RISK PERTAINING TO BRIDGE STRUCTURES

РАЗВОЈ НА СИСТЕМИ ЗА КОНТРОЛА НА ВИБРАЦИИ И СМАЛУВАЊЕ НА СЕИЗМИЧКИОТ РИЗИК НА МОСТОВСКИТЕ КОНСТРУКЦИИ

- **Elena Dumova-Jovanovska**
  Елена Думова-Јовановска
  Faculty of Civil Engineering, UKIM, Skopje
  Градежен факултет, УКИМ, Скопје

special MASE award for the scientific researh project:
посебно признание на ДГКМ за научно-истражувачкиот труд:

FRAGILITY CURVES FOR REINFORCED CONCRETE FRAME-WALL STRUCTURES

КРИВИ НА ПОВРЕДЛИВОСТ ЗА АРМИРАНОБЕТОНСКИ КОНСТРУКЦИИ ВО ВИСОКОГРАДБАТА

2000

- **Liljana Denkovska**
  Лилјана Денковска
  Faculty of Civil Engineering, UKIM, Skopje
  Градежен факултет, УКИМ, Скопје

for the scientific researh project:
за научно-истражувачкиот труд:

INFLUENCE OF LARGE DISPLACEMETS ON THE RESPONSE OF THE REINFORCED CONCRETE FRAMED STRUCTURES

ВЛИЈАНИЕ НА ГОЛЕМИТЕ ПОМЕСТУВАЊА НА ОДГОВОРОТ НА СКЕЛЕТНИ АРМИРАНОБЕТОНСКИ КОНСТРУКЦИИ

2001

- **Zoran Rakicevic**
  Зоран Ракиќевиќ
  Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, UKIM, Skopje
  Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија - Скопје

for the scientific researh project:
за научно-истражувачкиот труд:

SEISMIC BEHAVIOUR OF BUILDINGS WITH PASSIVE SYSTEMS FOR INCREASING OF STIFFNESS AND DAMPING

СЕИЗМИЧКО ОДНЕСУВАЊЕ НА ЗГРАДИ СО ПАСИВНИ СИСТЕМИ ЗА ЗГОЛЕМУВАЊЕ НА КРУТОСТА И ПРИГУШУВАЊЕТО

- **Petar Cvetanovski**
  Петар Цветановски
  Faculty of Civil Engineering, UKIM, Skopje
  Градежен факултет, УКИМ, Скопје

for the scientific researh project:
за научно-истражувачкиот труд:

LIMIT STATE-CRITICAL TEMPERATURE MODEL IN FIRE RESISTANCE ANALYSIS OF STEEL STRUCTURES

МОДЕЛ НА ГРАНИЧНА СОСТОЈБА-КРИТИЧНА ТЕМПЕРАТУРА ВО АНАЛИЗАТА НА ПОЖАРНАТА ОТПОРНОСТ НА ЧЕЛИЧНИТЕ КОНСТРУКЦИИ

- **Trifun Paskalov, Vukan Njagulj, Georgi Selev, Vera Pilipovic and Vladimir Corbeski**
  Трифун Паскалов, Вукан Њагуљ, Ѓеорги Шелев, Вера Пилиповиќ и Владимир Чорбески
  Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, UKIM, Skopje
  Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија - Скопје

special mase award for the structural design project of:
посебно признание на ДГКМ за главниот проект на конструкцијата на објектот:

BRIDGE OVER LAKE "KOZJAK" AT ZDUNJE VILLAGE

МОСТ ПРЕКУ АКУМУЛАЦИЈАТА "КОЗЈАК" КАЈ СЕЛО ЗДУЊЕ

- **Predrag Gavrilovic, Golubka N. Cvetanovska, Kosta Talaganov, Nikola Mijic, Roberta Petrusevska, Blagojce Stojanovski, Elena Gjorgjievska**
  Предраг Гавриловиќ, Голубка Н. Цветановска, Коста Талаганов, Никола Мијиќ, Роберта Петрушевска, Благојче Стојановски, Елена Ѓорѓиевска

for the structural design project of:
за главниот проект на конструкцијата на објектот:

THE STRUCTURE OF THE CHURCH "ST. PANTELEYMON" - PLAOSHNIK – OHRID

КОНСТРУКЦИЈА НА ЦРКВАТА "СВ. ПАНТЕЛЕЈМОН" - ПЛАОШНИК - ОХРИД

2002

- **Lidija S. Krstevska**
  Лидија С. Крстевска
  Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, UKIM, Skopje
  Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија - Скопје

for the scientific researh project:
за научно-истражувачкиот труд:

DEVELOPMENT AND APPLICATION OF NON-LINEAR MICRO-MODELS FOR EVALUATION OF SEISMIC BEHAVIOUR OF RC FRAMES INFILLED WITH PLAIN AND REINFORCED MASONRY

РАЗВОЈ И ПРИМЕНА НА НЕЛИНЕАРНИ МИКРОМОДЕЛИ ЗА ЕВАЛУАЦИЈА НА СЕИЗМИЧКО ОДНЕСУВАЊЕ НА АРМИРАНОБЕТОНСКИТЕ РАМКОВНИ КОНСТРУКЦИИ СО ИСПОЛНА ОД НЕАРМИРАНА И АРМИРАНА SИДАРИЈА

- **Violeta Mircevska**
  Виолета Мирчевска
  Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, UKIM, Skopje
  Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија - Скопје

for the scientific researh project:
за научно-истражувачкиот труд:

3D NONLINEAR MODEL FOR STATIC AND DYNAMIC ANALYSIS OF ROCK-FILL DAMS

3Д НЕЛИНЕАРЕН МОДЕЛ ЗА СТАТИЧКА И ДИНАМИЧКА АНАЛИЗА НА НАСИПНИ БРАНИ

- **Meri Cvetkovska**
  Мери Цветковска
  Faculty of Civil Engineering, UKIM, Skopje
  Градежен факултет, УКИМ, Скопје

for the scientific researh project:
за научно-истражувачкиот труд:

NONLINEAR STRESS STRAIN BEHAVIOUR OF RC ELEMENTS AND RC FRAMES EXPOSED TO FIRE

ОДНЕСУВАЊЕ НА АРМИРАНОБЕТОНСКИ ЕЛЕМЕНТИ И ЛИНИСКИ НОСАЧИ ВО УСЛОВИ НА ПОЖАР

- **Petar Karagorgev**
  Петар Караѓорѓев

for the construction of:
за изведбата на конструкцијата на објектот:

BRIDGE OVER LAKE "KOZJAK" AT ZDUNJE VILLAGE

МОСТ ПРЕКУ АКУМУЛАЦИЈАТА "КОЗЈАК" КАЈ СЕЛО ЗДУЊЕ

2003

- **Stanislav Milovanovic, Sande Atanasovski, Grozde Aleksovski, Sergej Curilov**
  Станислав Миловановиќ, Санде Атанасовски, Грозде Алексовски, Сергеј Чурилов
  Faculty of Civil Engineering, UKIM, Skopje
  Градежен факултет, УКИМ, Скопје

for the structural design project of:
за главниот проект на конструкцијата на објектот:

RECONSTRUCTION AND ADAPTATION OF THE HOTEL "EPINAL" IN BITOLA

КОНСТРУКЦИЈА И АДАПТАЦИЈА НА ХОТЕЛОТ "ЕПИНАЛ" ВО БИТОЛА

- **Mihail Garevski, Veronika Sendova, Blagojce Stojanoski**
  Михаил Гаревски, Вероника Шендова, Благојче Стојаноски
  Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, UKIM, Skopje
  Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија - Скопје

for the structural design project of:
за главниот проект на конструкцијата на објектот:

RECONSTRUCTION OF THE SRUCTURE OF "St. BOGORODICA" ORTHODOX CHURCH IN SKOPJE

РЕКОНСТРУКЦИЈА НА КОНСТРУКЦИЈА НА ПРАВОСЛАВНИОТ СОБОРЕН ХРАМ “СВ. БОГОРОДИЦА” ВО СКОПЈЕ

- **Srebro Tomov, Ljupco Dimitrievski, Garet Evans, Sasa Zivadinovic**
  Сребро Томов, Љупчо Димитриевски, Гарет Еванс, Саша Живадиновиќ
  GEING - Krebs und Kifer international Ltd.
  ГЕИНГ - Кребс унд Кифер интернешнл и други ДОО

special MASE award for the structural design project of:
посебно признание на ДГКМ за главниот проект на конструкцијата на објектот:

EROSION CONTROL DESIGN WITH FORTRAC 3D AND BIOMAC S/C ON THE E75 MOTORWAY, NEGOTINO-DEMIR KAPIJA SECTION, PHASE 3 FROM KM 116+990 TO 123+521

ПРОЕКТИРАЊЕ НА ЗАШТИТА НА КОСИНИТЕ ОД ЕРОЗИЈА СО ПРИМЕНА НА FORTRAC 3D И BIOMAC S/C НА АВТОПАТОТ Е75 ОД НЕГОТИНО ДО Д.КАПИЈА ФАЗА 3, ДЕЛНИЦА ОД КМ 116+990 ДО 123+521

- **Miodrag Manic**
  Миодраг Маниќ
  Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, UKIM, Skopje
  Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија - Скопје

for the scientific researh project:
за научно-истражувачкиот труд:

EMPIRICAL SCALING MODELS OF FOURIER SPECTRA BASED ON STRONG MOTION DATA OBTAINED IN FORMER YUGOSLAVIA

МОДЕЛИ ЗА ЕМПИРИСКО СКАЛИРАЊЕ НА ФУРИЕВИ СПЕКТРИ ВРЗ БАЗА НА СИЛНИТЕ ДВИЖЕЊА ДОБИЕНИ ВО ПРАНЕШНА ЈУГОСЛАВИЈА

- **Goran Markovski**
  Горан Марковски
  Faculty of Civil Engineering, UKIM, Skopje
  Градежен факултет, УКИМ, Скопје

for the scientific researh project:
за научно-истражувачкиот труд:

INFLUENCE OF LIVE LOADS ON THE TIME- DEPENDENT PRESTRESSED CONCRETE MEMBERS BEHAVIOUR

ВЛИЈАНИЕ НА ПРОМЕНЛИВИТЕ ТОВАРИ НА ОДНЕСУВАЊЕТО НА ПРЕДНАПРЕГНАТИ АРМИРАНО-БЕТОНСКИ ЕЛЕМЕНТИ ВО ТЕК НА ВРЕМЕ

- **Roberta Petrusevska-Apostolska**
  Роберта Петрушевска-Апостолска
  Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, UKIM, Skopje
  Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија - Скопје

for the scientific researh project:
за научно-истражувачкиот труд:

APPLICATION OF HIGH STRENGTH CONCRETE IN DESIGN OF SEISMICALLY RESISTANT STRUCTURES

ПРИМЕНА НА УЛТРАЈАКИ БЕТОНИ ВО ПРОЕКТИРАЊЕТО НА СЕИЗМИЧКИ ОТПОРНИ КОНСТРУКЦИИ

- **Goran Trendafiloski**
  Горан Трендафилоски
  Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, UKIM, Skopje
  Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија - Скопје

for the scientific researh project:
за научно-истражувачкиот труд:

GIS-ORIENTED METHOD FOR ELABORATION OF PROBABILISTIC EARTHQUAKE SCENARIOS

ГИС-ОРИЕНТИРАН МЕТОД ЗА ДЕФИНИРАЊЕ НА ВЕРОЈАТНОСНИ ЗЕМЈОТРЕСНИ СЦЕНАРИЈА

2004

- **Slavejko Georgiev, Srebro Tomov, Ljupco Dimitrievski**
  Славејко Георгиев, Сребро Томов, Љупчо Димитриевски
  CC Pelagonija – Skopje, GEING - Krebs und Kifer international Ltd.
  АДГ Пелагонија – Скопје, ГЕИНГ - Кребс унд Кифер интернешнл и други ДОО

special MASE award for the construction of:
посебно признание на ДГКМ за изведбата на конструкцијата на објектот:

EROSION CONTROL CONSTRUCTION WITH FORTRAC 3D AND BIOMAC S/C ON THE E75 MOTORWAY, NEGOTINO-DEMIR KAPIJA SECTION, PHASE 3 FROM KM 116+990 TO 123+521

ИЗВЕДБА НА ЗАШТИТА НА КОСИНИТЕ ОД ЕРОЗИЈА СО ПРИМЕНА НА FORTRAC 3D И BIOMAC S/C НА АВТОПАТОТ Е75 ОД НЕГОТИНО ДО Д.КАПИЈА ФАЗА 3, ДЕЛНИЦА ОД КМ 116+990 ДО 123+521

- **Biserka Dimiskovska**
  Бисерка Димишковска
  Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, UKIM, Skopje
  Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија - Скопје

for the scientific researh project:
за научно-истражувачкиот труд:

CONTRIBUTION TO TECHNICAL AND TECHNOLOGICAL RISK ASSESMENT BY MODELING THE COSEQUENCES UPON THE ENVIRONMENT

ПРИЛОГ КОН АНАЛИЗАТА НА ТЕХНИЧКО ТЕХНОЛОШКИ РИЗИЦИ СО МОДЕЛИРАЊЕ НА ПОСЛЕДИЦИТЕ НА ЖИВОТНАТА СРЕДИНА

2005

- **Dragi M. Dojcinovski**
  Драги М. Дојчиновски
  Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, UKIM, Skopje
  Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија - Скопје

for the scientific researh project:
за научно-истражувачкиот труд:

ANALYSIS OF GLOBAL DAMAGE AND FUNCTIONING OF HIGHWAY SYSTEMS IN EARTHQUAKE CONDITIONS

ПРИЛОГ КОН АНАЛИЗАТА НА ГЛОБАЛНИТЕ ОШТЕТУВАЊА И ФУНКЦИОНАЛНОСТА НА ПАТНИ СИСТЕМИ ВО УСЛОВИ НА ЗЕМЈОТРЕС

2006

- **Todorka Samardzioska**
  Тодорка Самарџиоска
  Faculty of Civil Engineering, UKIM, Skopje
  Градежен факултет, УКИМ, Скопје

for the scientific researh project:
за научно-истражувачкиот труд:

BE DRM-MD FOR MODELING FRACTURED POROUS MEDIA: SINGLE AND TWO-PHASE FLOW AND TRANSPORT

МЕТОДАТА НА ГРАНИЧНИ ЕЛЕМЕНТИ ЗА МОДЕЛИРАЊЕ НА ИСПУКАНИ ПОРОЗНИ СРЕДИНИ: ЕДНО И ДВОФАЗЕН ТЕК И ТРАНСПОРТ

- **Ilios Vilos**
  Илиос Вилос
  Technical faculty, University “Sts. Kliment Ohridski”, Bitola
  Технички факултет, Универзитет „Св. Климент Охридски“, Битола

for the scientific researh project:
за научно-истражувачкиот труд:

CONTRIBUTION TOWARDS RESEARCH OF THE LIMIT STATE OF END PLATE CONNECTIONS WITH HIGH STRENGHT BOLTS OF STEEL STRUCTURES

ПРИЛОГ КОН ИСТРАЖУВАЊЕТО НА ГРАНИЧНАТА НОСИВОСТ НА ВРСКА СО ЧЕЛНА ПЛОЧА И ВИСОКОВРЕДНИ ЗАВРТКИ ОД ЧЕЛИЧНИ КОНСТРУКЦИИ

- **Ljubomir Taskov, Lidija Krstevska,**
  Mihail Garevski, Vladimir Gocevski*
  Љубомир Ташков, Лидија Крстевска,
  Михаил Гаревски, Владимир Гоцевски*
  Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, UKIM, Skopje
  Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија - Скопје
  * Hidro Quebec, Canada
  * Хидро Квебек, Канада

for the experimental researh project:
за експериментално-истражувачкиот труд:

EXPERIMENTAL INVESTIGATION OF SEISMIC STABILITY ON MASONRY WALLS AT BEAUHARNOIS POWERHOUSE

ЕКСПЕРИМЕНТАЛНО ИСТРАЖУВАЊЕ НА СЕИЗМИЧКАТА СТАБИЛНОСТ НА ЅИДОВИ ОД ТУЛА ОД МАШИНСКАТА ЗГРАДА НА ХИДРОЕЛЕКТРАНАТА BEAUHARNOIS

- **Yavuz EKINCI**
  Јавуз Екинчи
  CESAS, Skopje
  ЦЕСАШ, Скопје

for the construction of:
за изведбата на конструкцијата на објектот:

REPAIR AND STRENGTHENING OF THE BRIDGES IN REPUBLIC OF MACEDONIA

ПОПРАВКА И ЗАЈАКНУВАЊЕ НА МОСТОВИТЕ ВО РЕПУБЛИКА МАКЕДОНИЈА

- **Sande Atanasovski, Zoran Desovski, Goran Markovski,**
  Todorka Samardzioska, Viktor Mihajlov,
  Koce Todorov, Oliver Kolevski
  Санде Атанасовски, Зоран Десовски, Горан Марковски,
  Тодорка Самарџиоска, Виктор Михајлов,
  Коце Тодоров, Оливер Колевски

Faculty of Civil Engineering, UKIM, Skopje
Градежен факултет, УКИМ, Скопје

for the structural design project of:
за главниот проект на конструкцијата на објектот:

DESIGN FOR STRENGTHENING AND REPAIR OF THE BRIDGES ON THE MOTORWAY SECTION KATLANOVO-VELES

ПРОЕКТ ЗА ЗАЈАКНУВАЊЕ И ПОПРАВКА НА МОСТОВИТЕ НА ПАТНИОТ ПРАВЕЦ КАТЛАНОВО-ВЕЛЕС

2007

- **Grozde Aleksovski**
  Грозде Алексовски
  Faculty of Civil Engineering, UKIM, Skopje
  Градежен факултет, УКИМ, Скопје

for the scientific researh project:
за научно-истражувачкиот труд:

HOMOGENIZATION METHOD IN STRUCTURAL ANALYSIS

МЕТОДОТ НА ХОМОГЕНИЗАЦИЈА ВО АНАЛИЗАТА НА КОНСТРУКЦИИТЕ

- **Sande Atanasovski**
  Санде Атанасовски
  Faculty of Civil Engineering, UKIM, Skopje
  Градежен факултет, УКИМ, Скопје

for the structural design project of:
за главниот проект на конструкцијата на објектот:

DESIGN FOR STRENGTHENING AND REPAIR OF THE BRIDGES ON THE REPUBLIC OF MACEDONIA – PHASE LOT2

ПРОЕКТ ЗА ЗАЈАКНУВАЊЕ И ПОПРАВКА НА МОСТОВИТЕ ВО РЕПУБЛИКА МАКЕДОНИЈА – ФАЗА LOT2

- **Mihail Garevski, Blagojce Stojanoski, Igor Gjorgjiev**
  Михаил Гаревски, Благојче Стојаноски, Игор Ѓорѓиев
  Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, UKIM, Skopje
  Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија, УКИМ, Скопје

for the structural design project of:
за главниот проект на конструкцијата на објектот:

CONSTRUCTION OF THE OLD SKOPJE CENTRE THEATRE

ИЗГРАДБА НА СТАРИОТ СКОПСКИ ТЕАТАР СКОПЈЕ

- **Gjore Jovanoski, Ilija Markov, Tome Vasilevski**
  Ѓоре Јованоски, Илија Марков, Томе Василевски
  CC Beton – Skopje
  АДГ Бетон – Скопје

for the construction of:
за изведбата на конструкцијата на објектот:

DESIGN AND CONSTRUCTION OF WATER TOWER AT OF H.S. “LISICHE”

ИЗГРАДБА НА ВОДОЗАФАТНА КУЛА НА Х.С. „ЛИСИЧЕ“

2008

- **Federico Mazzolani, Kril Gramatikov, Raffaele Landolfo, Gianfranco De Matteis, Ljupco Tashkov, Lidija Krstevska, Ljupco Lazarov, Gjorgi Kokalanov, Elena Dumova-Jovanoska**
  Федерико Мацолани, Кирил Граматиков, Рафаеле Ландолфо, Џанфранко Де Матеис, Љупчо Ташков, Лидија Крстевска, Љупчо Лазаров, Ѓорги Кокаланов, Елена Думова-Јованоска

for the scientific researh project:
за научно-истражувачкиот труд:
PROHREPAIR NUMERICAL AND EXPERIMENTAL ANALYSIS OF THREE STRENGTHENING TECHNIQUES APPLIED ON THREE LARGE SCALE MODELS IN THE FRAME OF PROHITECH PROJECT

НУМЕРИЧКА И ЕКСПЕРИМЕНТАЛНА АНАЛИЗА НА ТРИ ТЕХНИКИ ЗА ЗАЈАКНУВАЊЕ НА ТРИ МОДЕЛА ВО РАМКИТЕ НА ПРОЕКТОТ

- **CESAS, Skopje**
  ЦЕСАШ, Скопје

for the construction of:
за изведбата на конструкцијата на објектот:

REPAIR AND STENGTHENING OF BRIDGES AND CARRIAGEWAY STRUCTURES IN REPUBLIC OF MACEDONIA

САНАЦИЈА И ЗАЈАКНУВАЊЕ НА МОСТОВИ И КОЛОВОЗНИ СТРУКТУРИ ВО РЕПУБЛИКА МАКЕДОНИЈА

- **Kosta Antovski, Sasho Bardakovski, Goce Dimeski, Kosta Kochkov**
  Коста Антовски, Сашо Бардаковски, Гоце Димески, Коста Кочков
  FAKOM, Skopje
  ФАКОМ, Скопје

special MASE award for the construction of:
посебно признание на ДГКМ за изведбата на конструкцијата на објектот:
CONSTRUCTION OF THE STRUCTURE OF THE STEEL ROAD BRIDGE OVER THE SAVA RIVER AT SREMSKA RACHA

ИЗВЕДБА НА НОСИВАТА КОНСТРУКЦИЈА НА ЧЕЛИЧНИОТ ПАТЕН МОСТ ПРЕКУ РЕКА САВА КАЈ СРЕМСКА РАЧА

2010

- **Toni Arangelovski**
  Тони Аранѓеловски
  Faculty of Civil Engineering, UKIM, Skopje
  Градежен факултет, УКИМ, Скопје

for the scientific researh project:
за научно-истражувачкиот труд:
TIME-DEPENDENT BEHAVIOUR OF REINFORCED HIGH-STRENGTH CONCRETE ELEMENTS UNDER ACTION OF VARIABLE LOADS

ОДНЕСУВАЊЕ НА АРМИРАНО БЕТОНСКИ ЕЛЕМЕНТИ ОД ВИСОКОЈАКОСЕН БЕТОН ПОД ДЕЈСТВО НА ПРОМЕНЛИВИ ТОВАРИ ВО ТЕК НА ВРЕМЕ

- **“ZIKOL”-STRUMICA**
  ДГТ „ЖИКОЛ“-СТРУМИЦА

for the construction of:
за изведбата на конструкцијата на објектот:

SQUARE WITH UNDERGROUND STREETS GOCE DELCEV-STRUMICA
ПЛОШТАД СО ПОДЗЕМНИ СООБРАЌАЈНИЦИ ГОЦЕ ДЕЛЧЕВ-СТРУМИЦА

2011

- **Igor Gjorgjiev**
  Игор Ѓорѓиев
  Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, UKIM, Skopje
  Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија, UKIM, Скопје

for the scientific researh project:
за научно-истражувачкиот труд:

ANALYTICAL MODEL FOR RUBBER BEARINGS BASED ON EXPERIMENTAL RESULTS
АНАЛИТИЧКИ МОДЕЛ ЗА ГУМЕНИ ЛЕЖИШТА НА ЕКСПЕРИМЕНТАЛНИ РЕЗУЛТАТИ

2012

- **Sergej Churilov**
  Сергеј Чурилов
  Faculty of Civil Engineering, UKIM, Skopje
  Градежен факултет, УКИМ, Скопје

for the scientific researh project:
за научно-истражувачкиот труд:

EXPERIMENTAL AND ANALYTICAL RESEARCH OF STRENGTHENED MASONARY
ЕКСПЕРИМЕНТАЛНО И АНАЛИТИЧКО ИСТРАЖУВАЊЕ НА ЗАЈАКНАТА ЅИДАРИЈА

2013

- **Kemal Edip**
  Кемал Едип
  Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, UKIM, Skopje
  Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија, UKIM, Скопје

for the scientific researh project:
за научно-истражувачкиот труд:

DEVELOPMENT OF THREE PHASE MODEL WITH FINITE AND INFINITE ELEMENTS FOR DYNAMIC ANALYSIS OF SOIL MEDIA
РАЗВИВАЊЕ НА ТРОФАЗЕН МОДЕЛ ОД КОНЕЧНИ И БЕСКОНЕЧНИ ЕЛЕМЕНТИ ЗА ДИНАМИЧКА АНАЛИЗА НА ПОЧВАТА

- **Zoran Milutinovic, Mihail Garevski, Radmila Salic**
  Зоран Милутиновиќ, Михаил Гаревски, Радмила Шалиќ
  Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, UKIM, Skopje
  Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија, УКИМ, Скопје

for the scientific researh project:
за научно-истражувачкиот труд:

ABUDHABI EMIRATE, UAE, SYSTEM FOR SEISMIC RISK MONITORING AND MANAGEMENT

СИСТЕМ ЗА СЛЕДЕЊЕ НА СЕИЗМИЧКИОТ РИЗИК И СПРАВУВАЊЕ СО НЕГОВИТЕ ПОСЛЕДИЦИ ВО ЕМИРАТОТ АБУ ДАБИ, ОАЕ

- **ELEM AD, Skopje**
  ЕЛЕМ А.Д., Скопје

Special award for capital investment in the field of structural engineering, for the construction of:
Посебно признание за капитална инвестиција во областа на градежното конструкторство, за изградба на:

DAM "ST. PETKA"

БРАНА „Св. ПЕТКА"

- **Kosta Kochkov, Aleksandar Spirovski,**
  Sasho Bardakoski, Violeta Gacheva
  Коста Кочков, Александар Спировски,
  Сашо Бардакоски, Виолета Гачева
  joint team from BETON A.D. Skopje and FAKOM A.D. Skopje
  заеднички тим од БЕТОН А.Д. Скопје и ФАКОМ А.Д. Скопје

for the construction of:
за изведба на:

NATIONAL SPORTS ARENA FILIP II IN SKOPJE

НАЦИОНАЛНА СПОРТСКА АРЕНА ФИЛИП II ВО СКОПЈЕ

2014

- **Aleksandra Bogdanovic**
  Александра Богдановиќ
  Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, UKIM, Skopje
  Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија, УКИМ, Скопје

for the scientific researh project:
за научно-истражувачкиот труд:

OPTIMAL DAMPER PLACEMENT IN STEEL FRAME STRUCTURES

ОПТИМАЛНА МЕСТОПОЛОЖБА НА ДАМПЕРИ ВО ЧЕЛИЧНИ РАМОВСКИ КОНСТРУКЦИИ СО КОРИСТЕЊЕ НА ГЕНЕТСКИ АЛГОРИТАМ

- **Marijana Lazarevska**
  Маријана Лазаревска
  Faculty of Civil Engineering, UKIM, Skopje
  Градежен факултет, УКИМ, Скопје

for the scientific researh project:
за научно-истражувачкиот труд:

MODELING THE MENAGEMENT OF CIVIL ENGINEERING PROJECTS THROUGH THE APPLICATION OF FUZZY-NEURAL NETWORKS

МОДЕЛИРАЊЕ НА УПРАВУВАЊЕТО СО ГРАДЕЖНИ ПРОЕКТИ СО ПРИМЕНА НА ФАЗИ-НЕВРОНСКИ МРЕЖИ

- **Darko Nakov**
  Дарко Наков
  Faculty of Civil Engineering, UKIM, Skopje
  Градежен факултет, УКИМ, Скопје

for the scientific researh project:
за научно-истражувачкиот труд:

TIME-DEPENDENT BEHAVIOUR OF SFRC ELEMENTS UNDER SUSTAINED AND REPEATED VARIABLE LOADS

ОДНЕСУВАЊЕ НА МИКРОАРМИРАНИ БЕТОНСКИ ЕЛЕМЕНТИ ПОД ДЕЈСТВО НА ПОСТОЈАНИ И ПОВТОРУВАНИ ПРОМЕНЛИВИ ТОВАРИ

- **Zlatko Zafirovski**
  Златко Зафировски
  Faculty of Civil Engineering, UKIM, Skopje
  Градежен факултет, УКИМ, Скопје

for the scientific researh project:
за научно-истражувачкиот труд:

PROBABILISTIC APPROACH FOR DEFINING ROCK MASS PROPERTIES IN STRESS – STRAIN ANALYSIS IN TUNNELING

ПРОБАБИЛИСТИЧКИ ПРИСТАП ЗА ДЕФИНИРАЊЕ НА КАРАКТЕРИСТИКИ НА КАРПЕСТИ МАСИ ПРИ СТАТИЧКА АНАЛИЗА НА ТУНЕЛИ

- **Kосе Todorov**
  Коце Тодоров
  Faculty of Civil Engineering, UKIM, Skopje
  Градежен факултет, УКИМ, Скопје

for the scientific researh project:
за научно-истражувачкиот труд:

SEISMIC PERFORMANCE OF MASONRY INFILLED R.C. FRAMES WITH OPEN FIRST STOREY

СЕИЗМИЧКИ ПЕРФОРМАНСИ НА ИСПОЛНЕТИ АРМИРАНОБЕТОНСКИ РАМКИ СО ОТВОРЕН ПРВ КАТ

- **Jasminka Milanovska, Dobre Tasevski**
  Јасминка Милановска, Добре Тасевски
  SINTEK DOO, Skopje
  СИНТЕК ДОО, Скопје

for the construction of:
за изведба на:

REHABILITATION OF THE BRIDGE MELNICKI ON THE STATE ROAD R 1202, SECTION MAVROVO-DEBAR

САНАЦИЈА НА МЕЛНИЧКИ МОСТ НА ДРЖАВЕН ПАТ Р 1202, СЕКЦИЈА МАВРОВО – ДЕБАР

- **Goran Trajanovski, Aleksandar Spirovski, Igor Velkovski**
  Горан Трајановски, Александар Спировски, Игор Велковски
  DIWI Macedonia DOOEL, Skopje
  ДИВИ Македонија ДООЕЛ, Скопје

for the structural design project of:
за проектирање на конструкцијата за објектите:

BRIDGES ON THE SEWA, WAANJE AND MOA RIVERS IN SIERRA LEONE
МОСТОВИ НА РЕКИТЕ СЕВА, ВАНЦИ И МОА ВО СИЕРА ЛЕОНЕ

2015

- **Radmila Salic**
  Радмила Шалиќ
  Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, UKIM, Skopje
  Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија, УКИМ, Скопје

for the scientific researh project:
за научно-истражувачкиот труд:

ADVANCED APPROACH TO SEISMIC HAZARD ASSESSMENT FOR REPUBLIC OF MACEDONIA

СОВРЕМЕН ПРИСТАП ЗА ОПРЕДЕЛУВАЊЕ НА СЕИЗМИЧКИОТ ХАЗАРД ВО РЕПУБЛИКА МАКЕДОНИЈА

- **Marta Stojmanovska**
  Марта Стојмановска
  Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, UKIM, Skopje
  Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија, УКИМ, Скопје

for the scientific researh project:
за научно-истражувачкиот труд:

EXPERIMENTAL AND ANALYTICAL RESEARCH OF DYNAMIC RESPONSE OF TIMBER STRUCTURES ASSEMBLED OF CROSS-LAMINATED TIMBER PANELS

ЕКСПЕРИМЕНТАЛНО И АНАЛИТИЧКО ИСТРАЖУВАЊЕ НА ДИНАМИЧКИОТ ОДГОВОР НА ДРВЕНИ КОНСТРУКЦИИ СОСТАВЕНИ ОД ВКРСТЕНО-ЛАМЕЛИРАНИ ДРВЕНИ ПАНЕЛИ

- **Stevco Mitovski**
  Стевчо Митовски
  Faculty of Civil Engineering, UKIM, Skopje
  Градежен факултет, УКИМ, Скопје

for the scientific researh project:
за научно-истражувачкиот труд:

STATIC ANALISYS OF CONCRETE DAMS WITH MODELING OF STRUCTURAL JOINTS

СТАТИЧКА АНАЛИЗА НА БЕТОНСКИ БРАНИ СО МОДЕЛИРАЊЕ НА КОНСТРУКТИВНИТЕ ФУГИ

- **Denis Popovski**
  Денис Поповски
  Faculty of Civil Engineering, UKIM, Skopje
  Градежен факултет, УКИМ, Скопје

for the scientific researh project:
за научно-истражувачкиот труд:

EXPERIMETAL AND THEROETICAL RESEARCH OF THE EFFECTS OF COMPOSITE STEEL AND CONCRETE STRUCTURES FOR CONTINUOUS BEAMS

ЕКСПЕРИМЕНТАЛНО И ТЕОРИСКО ИСТРАЖУВАЊЕ НА ЕФЕКТИТЕ ОД СПРЕГАЊЕТО НА ЧЕЛИКОТ И БЕТОНОТ КАЈ КОНТНУИРАНИ НОСАЧИ ОД МЕЃУКАТНИ КОНСТРУКЦИИ

- **Julijana Bojadjieva**
  Јулијана Бојаџиева
  Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, UKIM, Skopje
  Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија, УКИМ, Скопје

for the scientific researh project:
за научно-истражувачкиот труд:

DYNAMIC BEHAVIOR OF SATURATED COHESIONLESS SOILS BASED ON ELEMENT AND 1-G EXPERIMENTS

АНАЛИЗА НА ДИНАМИЧКО ОДНЕСУВАЊЕ НА ВОДОЗАСИТЕНИ НЕКОХЕРЕНТНИ ПОЧВИ ВРЗ ОСНОВА НА ЕЛЕМЕНТ И 1-Г ЕКСПЕРИМЕНТИ

- **Marija Vitanova**
  Марија Витанова
  Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, UKIM, Skopje
  Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија, УКИМ, Скопје

for the scientific researh project:
за научно-истражувачкиот труд:

SEISMIC VULNERABILITY ASSESSMMENT OF TYPICAL MULTI SPAN REINFORCED CONCRETE BRIDGES IN REPUBLIC OF MACEDONIA

ОЦЕНКА НА СЕИЗМИЧКАТА ПОВРЕДЛИВОСТ НА ТИПИЧНИ АБ-МОСТОВСКИ КОНСТРУКЦИИ СО ПОВЕЌЕ РАСПОНИ ВО РЕПУБЛИКА МАКЕДОНИЈА

- **Petar Cvetanovski, Denis Popovski, Mile Partikov, Vladimir Damjanovski, Emil Kocovski, Dimitar Hadziev***
  Петар Цветановски, Денис Поповски, Миле Партиков, Владимир Дамјановски, Емил Кочовски, Димитар Хаџиев*
  Faculty of Civil Engineering, UKIM, Skopje,
  * New Vision, Ohrid
  Градежен факултет, УКИМ, Скопје,
  * Њу Вижен, Охрид

for the structural design project of:
за проектирање на конструкцијата за објектите на:

INDUSTRIAL CAPACITY COMPLEX OF TECHNICAL TEXTILE IN DTIZ STIP
КОМПЛЕКСОТ НА ИНДУСТРИСКИТЕ КАПАЦИТЕТИ НА ТЕХНИКАЛ ТЕКСТИЛ ВО ТИРЗ ШТИП

- **Nikola Stojchevski, Mirko Malinski, Andrea Serafimovski, Viktor Mitevski**
  Никола Стојчевски, Мирко Малински, Андреа Серафимовски, Виктор Митевски
  GD "GRANIT" AD – Skopje
  Г.Д. Гранит -А. Д. Скопје

for the construction of:
за изведба на објектот:

STATE ARCHIVE OF R. MACEDONIA, CONSTITUTIONAL COURT OF R. MACEDONIA AND ARCHAEOLOGICAL MUSEUM

ДРЖАВЕН АРХИВ НА Р. МАКЕДОНИЈА , УСТАВЕН СУД НА Р. МАКЕДОНИЈА И АРХЕОЛОШКИ МУЗЕЈ

2016

- **Goran Jekic**
  Горан Јекиќ
  Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, UKIM, Skopje
  Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија, УКИМ, Скопје

for the scientific researh project:
за научно-истражувачкиот труд:

DAMAGE DETECTION OF BUILDING STRUCTURES THROUGH EXPERIMENTAL IDENTIFICATION OF ONE MODAL EIGENPAIR

ДЕТЕКТИРАЊЕ НА ОШТЕТУВАЊА НА КОНСТРУКЦИИ ОД ВИСОКОГРАДБАТА ПРЕКУ ЕКСПЕРИМЕНТАЛНА ИДЕНТИФИКАЦИЈА НА ЕДЕН СЕТ МОДАЛНИ ПАРАМЕТРИ

- **Sonja Cerepnalkovska**
  Соња Черепналковска
  Standardization Institute of the Republic of Macedonia
  Институт за стандардизација на Република Македонија

for the scientific researh project:
за научно-истражувачкиот труд:

MODEL OF PROMOTING AN INTEGRATED RISK-BASED MANAGEMENT SYSTEM

МОДЕЛ НА УНАПРЕДУВАЊЕ НА ИНТЕГРИРАН СИСТЕМ НА УПРАВУВАЊЕ ВРЗ ОСНОВА НА РИЗИК

- **Zoran Milutinovic, Radmila Salic**
  Зоран Милутиновиќ, Радмила Шалиќ
  Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, UKIM, Skopje
  Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија, УКИМ, Скопје

for the scientific researh project:
за научно-истражувачкиот труд:

HARMONISED REGIONAL SEISMIC HAZARD MAPS

ХАРМОНИЗАЦИЈА НА МАПИТЕ НА СЕИЗМИЧКИ ХАЗАРД ЗА ЗЕМЈИТЕ ОД ЗАПАДЕН БАЛКАН

- **Emil Kocovski, Ljupce Kolev, Elena Popovska, Denis Popovski***
  Емил Кочовски, Љупче Колев, Елена Поповска, Денис Поповски*
  DGT "ZIKOL", Strumica
  * Faculty of Civil Engineering, UKIM, Skopje
  ДГТ "ЖИКОЛ", Струмица
  * Градежен факултет, УКИМ, Скопје,

for the structural design project of:
за проектирање на конструкцијата за објектот:

MANUFACTURING PLANT FOR MODULAR HOUSING

ПОГОН ЗА ПРОИЗВОДСТВО НА ЕЛЕМЕНТИ ЗА МОДУЛАРНО ДОМУВАЊЕ

- **Tome Trombev, Ljubisha Chaushevski, Zlatko Samardzioski, Toni Jovanovski**
  Томе Тромбев, Љубиша Чаушевски, Златко Самарџиоски, Тони Јовановски
  Monting Engineering, Bitola
  Монтинг Инженеринг, Битола

for the construction of:
за изработка и монтажа со лансирање на:

STEEL STRUCTURE ON THREE COMPOSITE BRIDGES WITHIN THE HYDRO TECHNICAL PROJECT DEVOL HYDRO POWER, REPUBLIC OF ALBANIA

ЧЕЛИЧНА КОНСТРУКЦИЈА НА ТРИ СПРЕГНАТИ МОСТОВИ ВО РАМКИТЕ НА ХИДРОТЕХНИЧКИОТ ПРОЕКТ DEVOL HYDRO POWER, Р. АЛБАНИЈА

PROCEEDINGS
18th INTERNATIONAL SYMPOSIUM OF MASE
ЗБОРНИК НА ТРУДОВИ
18th МЕЃУНАРОДЕН СИМПОЗИУМ НА ДГКМ

C O N T E N T
СОДРЖИНА

MA ***M A S E A W A R D S***
П Р И З Н А Н И Ј А Н А Д Г К М

MA-1 TODOROSKI Goran, STOJCEVSKI Nikola, SERAFIMOVSKI Andrea **1**
CONSTRUCTION OF THE ROOF AND FACADES OF THE NEW MACEDONIAN PHILHARMONIC BUILDING IN SKOPJE
(MASE award in the field of contrustion for 2017)
ТОДОРОСКИ Горан, СТОЈЧЕВСКИ Никола, СЕРАФИМОВСКИ Андреа
ИЗВЕДБА НА КРОВОТ И ФАСАДИТЕ НА ОБЈЕКТОТ МАКЕДОНСКА ФИЛХАРМОНИЈА ВО СКОПЈЕ
(Признание на ДГКМ за изведба на објект за 2017)

MA-2 DENKOVSKI Damjan, JOSIMOVSKI Boban, LAZAROVSKI Dimitar **15**
BASIC DESIGN FOR COMMERCIAL BUILDING - AUTO SALON VOLVO IN SKOPJE
(MASE award in the field of structural design for 2018)
ДЕНКОВСКИ Дамјан, ЈОСИМОВСКИ Бобан, ЛАЗАРОВСКИ Димитар
ОСНОВЕН ПРОЕКТ ЗА ИЗЛОЖБЕНО ПРОДАЖЕН САЛОН ЗА АВТОМОБИЛИ ВОЛВО ВО СКОПЈЕ
(Признание на ДГКМ за проектирање на конструкција за 2018)

MA-3 STANKOVA Elena, HRISTOV Boban, PANEV Canko, MANAILOVA-STOJANOVSKA Tatjana **25**
STRUCTURAL STRANGHTENING AND REPAIR OF BRIDGE NO.1 ON RIVER VARDAR ON ROAD R1105, DAVIDOVO –UDOVO
(MASE award in the field of contrustion for 2018)
СТАНКОВА Елена, ХРИСТОВ Бобан, ПАНЕВ Цанко, МАНАИЛОВА-СТОЈАНОВСКА Татјана
ИЗВЕДБА НА ГРАДЕЖНО САНАЦИОНИ РАБОТИ НА МОСТ БР.1, Р.ВАРДАР НА ПАТ Р1105, ДЕЛНИЦА ДАВИДОВО-УДОВО
(Признание на ДГКМ за изведба на објект за 2018)

IP* *INVITED PAPERS*
ПОВИКАНИ ПРЕДАВАЊА

IP-1 BANJAD PEČUR Ivana, BARIČEVIĆ Ana **35**
NOVEL MATERIALS AND TECHNOLOGIES FOR REPAIR OF CONCRETE STRUCTURES

IP-2 HAJDIN Rade **48**
EXISTING BRIDGES – BURDEN OR OPPORTUNITY?

IP-3 МАРКОВСКИ ГОРАН **63**
ДА СЕ ПОПРАВА ИЛИ ДА СЕ УРИВА
MARKOVSKI Goran
TO BE, OR NOT BE ... DEMOLISHED?

IP-4 PASTERNAK Hartmut **73**
ASSESSMENT CONDITION, MAINTENANCE AND REPAIR OF STRUCTURES

IP-5 POPOVIC Predrag L. **74**
AVOIDING MISTAKES DURING ASSESSMENT, DESIGN AND CONSTRUCTION OF STRUCTURAL REPAIRS

IP-6 RADONJANIN Vlastimir, KOVACEVIC Dusan, MALESEV Mirjana, LADJINOVIC Djordje **84**
MONITORING SYSTEM AS A PART OF RAILWAY-ROAD BRIDGE LOAD TEST

IP-7 SHENDOVA Veronika **96**
IZIIS' INTEGRATED APPROACH IN SEISMIC RETROFITTING OF STRUCTURES, HISTORIC BUILDINGS AND MONUMENTS

IP-8 STEVANOVIC Bosko **108**
SOME EXAMPLES OF REHABILITATION AND RECONSTRUCTION OF HISTORICAL STRUCTURES IN SERBIA

IP-9 ZNIDARIC Ales **137**
NOVEL METHODS OF MONITORING CONDITION AND TRAFFIC LOAD EFFECTS OF BRIDGES

* in alphabetic order of the first author's surname

MT* *MAIN TOPIC*
ГЛАВНА ТЕМА

MT-1 BOGDANOVSKI Zlatko, SRBINOSKI Zlatko, KASAPOVSKI Filip, GEGOVSKI Tome **152**
GEODETIC DEFORMATION MEASUREMENTS ON „SRBINOVO BRIDGE" - GOSTIVAR
БОГДАНОВСКИ Златко, СРБИНОСКИ Златко, КАСАПОВСКИ Филип, ГЕГОВСКИ Томе
ГЕОДЕТСКИ ДЕФОРМАЦИСКИ МЕРЕЊА НА „СРБИНОВАЧКИ МОСТ" - ГОСТИВАР

MT-2 BOGOEVSKA Simona, CHATZI Eleni, DUMOVA-JOVANOSKA Elena, HOEFFER Ruediger **159**
DATA-DRIVEN STRUCTURAL HEALTH MONITORING AND DIAGNOSIS OF OPERATING WIND TURBINES

MT-3 BROCETA Gordana, LATINOVIC Marina, LAZIC Zarko **169**
INVESTIGATION OF BRIDGE STRUCTURE FOLLOWING EUROPEAN NORMS

MT-4 CHAPRAGOSKI Goran, NECHEVSKA-CVETANOVSKA Golubka **179**
STRENGTHENING OF EXISTING BUILDING USING CFRP WRAPPING SYSTEM

MT-5 CHUBRINOVSKA Aleksandra, POPOVSKI Denis, DAMJANOVSKI Vladimir **187**
RECONSTRUCTION OF FIRE DAMAGED HOUSEHOLD
ЧУБРИНОВСКА Александра, ПОПОВСКИ Денис, ДАМЈАНОВСКИ Владимир
САНАЦИЈА НА ОПОЖАРЕН ОБЈЕКТ ЗА СТАНБЕНО ДОМУВАЊЕ

MT-6 CHURILOV Sergey, ATANASOVSKI Saso, MIHAJLOVIC Tino, DUMOVA-JOVANOSKA Elena **194**
LONG-TERM MONITORING OF THE BELL TOWER OF CHURCH OF ST. CLEMENT OF OHRID IN SKOPJE
ЧУРИЛОВ Сергеј, АТАНАСОВСКИ Сашо, МИХАЈЛОВИЌ Тино, ДУМОВА-ЈОВАНОСКА Елена
ДОЛГОТРАЕН МОНИТОРИНГ НА КАМБАНАРИЈАТА НА СОБОРЕН ХРАМ „Св. КЛИМЕНТ ОХРИДСКИ" ВО СКОПЈЕ

MT-7 CHURILOV Sergey, MICEVSKI Stefan, RUMENOVSKI Aleksandar, DUMOVA-JOVANOSKA Elena **204**
AMBIENT VIBRATION TESTING OF UNREINFORCED MASONRY BUILDINGS IN OHRID
ЧУРИЛОВ Сергеј, МИЦЕВСКИ Стефан, РУМЕНОВСКИ Александар, ДУМОВА-ЈОВАНОСКА Елена
ТЕСТИРАЊЕ СО АМБИЕНТАЛНИ ВИБРАЦИИ НА ЗГРАДИ ОД НЕАРМИРАНА СИДАРИЈА ВО ОХРИД

* in alphabetic order of the first author's surname

MT-8	CRAWFORD Kenneth C. **EVALUATING LONG-TERM BOND DURABILITY OF FRP-SYSTEMS APPLIED TO RC HIGHWAY BRIDGES**	218
MT-9	CVETKOVSKA Meri, TODOROV Koce, POSTOLOV Nikola, VOLCHEV Riste, CHIFLIGANEC Cvetanka, JOVANOSKA Milica **ASSESSMENT AND REPAIR OF FIRE DAMAGED CONCRETE STRUCTURE** ЦВЕТКОВСКА Мери, ТОДОРОВ Коце, ПОСТОЛОВ Никола, ВОЛЧЕВ Ристе, ЧИФЛИГАНЕЦ Цветанка, ЈОВАНОСКА Милица **ПРОЦЕНА И САНАЦИЈА НА БЕТОНСКА КОНСТРУКЦИЈА ПО ДЕЈСТВО НА ПОЖАР**	229
MT-10	DAMJANOVSKI Vladimir, POPOVSKI Denis, PARTIKOV Mile **REHABILITATION OF EARTHQUAKE DAMAGED REINFORCED CONCRETE STAIRS** ДАМЈАНОВСКИ Владимир, ПОПОВСКИ Денис, ПАРТИКОВ Миле **САНАЦИЈА НА ШТЕТА ОД ЗЕМЈОТРЕС НА АРМИРАНО БЕТОНСКИ СКАЛИ**	241
MT-11	DOCEVSKA Marija, BARON Edward A., MATOS Jose C., MARKOVSKI Goran **APPLICATION OF QUALITY CONTROL PLAN TO EXISTING BRIDGES**	250
MT-12	DUMOVA-JOVANOSKA Elena, CHURILOV Sergey, SHENDOVA Veronika, KRSTEVSKA Lidija, DAMCHEVSKI Bojan, JANCHEV Dime **MASONRY STREGHTENING BY STRUCTURAL REPOINTING – PROJECT STREP** ДУМОВА-ЈОВАНОСКА Елена, ЧУРИЛОВ Сергеј, ШЕНДОВА Вероника, КРСТЕВСКА Лидија, ДАМЧЕВСКИ Бојан, ЈАНЧЕВ Диме **ЗАЈАКНУВАЊЕ НА SИДАРИЈА СО КОНСТРУКТИВНО ПРЕФУГИРАЊЕ-ПРОЕКТ СТРЕП**	261
MT-13	DZIDIC Sanin, MAHMUTOVIC Aldin **ANALYSIS OF THE POSSIBILITY FOR RETROFIT OF RC BEAMS BY TRADITIONAL AND MODERN METHODS**	270
MT-14	FOLIC Radomir, ZENUNOVIC Damir, STOJKOVIC Nenad **DURABILITY AND SERVICE LIFE PREDICTION OF CONCRETE STRUCTURES**	280
MT-15	GEORGIEV Lazar, IVANOV Stoyan **PRESENT STATUS OF TWO ORTHOTROPIC STEEL DECK BRIDGES ALONG HEMUS HIGHWAY IN BULGARIA**	292
MT-16	GJORGJIEV Igor, JEKIKJ Goran, ZHUROVSKI Aleksandar, GAREVSKI Mihail **EXPERIMENTAL IN- SITU TESTING OF 40 STOREY RESIDENTAL BUILDING BY FORCED AND AMBIENT VIBRATION METHODS**	300
MT-17	GOCEVSKI Vladimir **ASSESMENT OF THE STRUCTURAL BEHAVIOR AND RETROFITTING OF A HYDROELECTRIC GENERATING STATION**	311

MT-18	IGNJATOVIC Ivan, CAREVIC Vedran, DOCEVSKA Marija, MARKOVSKI Goran **DURABILITY ANALYSIS OF THE BRIDGE B7 ON THE RAILWAY LINE BITOLA-KREMENICA**	325
MT-19	LIOLIOS A., HATZIGEORGIOU G., Liolios K., PARTOV D., FOLIC B. **A COMPUTATIONAL ANALYSIS OF OLD RC STRUCTURES STRENGTHENED BY TIES UNDER REMOVAL OF MEMBERS**	337
MT-20	MARKOVSKI Goran, ARANGJELOVSKI Toni, NAKOV Darko, DOCEVSKA Marija, STOJKOSKA Evgenija, JANEV Dejan **PROOF LOADING TEST OF STRENGTHENED REINFORCED CONCRETE ARCH BRIDGE**	343
MT-21	MICEVSKI Stefan, CHURILOV Sergey, DUMOVA-JOVANOSKA Elena **PROTOCOL FOR ESTIMATION OF MODAL PARAMETERS OF EXISTING STRUCTURES** Стефан МИЦЕВСКИ , Сергеј ЧУРИЛОВ , Елена ДУМОВА-ЈОВАНОСКА **ПРОТОКОЛ ЗА ПРОЦЕНКА НА ДИНАМИЧКИ КАРАКТЕРИСТИКИ НА ПОСТОЕЧКИ КОНСТРУКЦИИ**	351
MT-22	MILEVSKI Slavko **CONDITION OF CONCRETE SURFACES OF SHAFT SPILWAY OF DAM'S "GLOBOCICA" AND "SHPILJE"** МИЛЕВСКИ Славко **СОСТОЈБА НА БЕТОНСКИТЕ ПОВРШИНИ НА ПРЕЛИВНИТЕ ОРГАНИ НА БРАНИТЕ „ГЛОБОЧИЦА“ И „ШПИЛЈЕ“**	361
MT-23	MISKOVIC Zoran, POPOVIC Marko, MISKOVIC Ljiljana **SHORT-TERM MONITORING OF TURBINE SUPPORTING STRUCTURE IN AMBIENT AND IN-OPERATION CONDITIONS**	372
MT-24	NIKOLOV Peter, TOPUROV Kostadin **SPECIFIC ASPECTS OF THE REHABILITATION DESIGN OF HIGH VIADUCTS IN BULGARIA**	382
MT-25	PARTOV Doncho, IVANCHEV Ivan, TRAYKOVA Marina **SEISMIC ASSESSMENT OF A STORAGE HERITAGE BUILDING - A CASE STUDY**	390
MT-26	PETROVIC Zarko, MILOSEVIC Bojan, RANKOVIC Slobodan, MIJALKOVIC Marina **STRENGTHENING OF RC CONTINUOUS BEAMS USING CARBON FIBER REINFORCED POLYMER (CFRP) MATERIALS**	398
MT-27	POPOSKA Angela, MANOJLOVSKI Filip, SHOKLAROVSKI Antonio, KRSTEVSKA Lidija, BOGDANOVIC Aleksandra, Nikola NAUMOVSKI **AMBIENT VIBRATION TESTING OF IRREGULAR MASONRY STRUCTURE AS AN INITIAL STEP FOR ITS STRENGHTENING**	406
MT-28	POPOVIC Predrag L., VLA Dunja **ASSESSMENT AND REPAIR OF EXTERIOR FACADES**	412

MT-29	PRANGOVSKI Goce, GJOSHEVSKI Goran, GOSEV Gjorgji **RECORDING THE EXISTING CONDITION, LABORATORY TESTS AND PREPARING A REHABILITATION SOLUTION FOR THE INJECTION GALLERY OF THE GLOBOCICA DAM** ПРАНГОВСКИ Гоце, ЃОШЕВСКИ Горан, ГОШЕВ Ѓорѓи **СНИМАЊЕ НА СОСТОЈБА, ЛАБОРАТОРИСКИ ИСПИТУВАЊА И САНАЦИОНО РЕШЕНИЕ ЗА ИНЕКЦИОНАТА ГАЛЕРИЈА НА БРАНА ГЛОБОЧИЦА**	**424**
MT-30	RADOVANOVIC Zeljka **PROPERTIES OF THE MORTAR AND STONE FROM CHURCH ST.PAUL IN KOTOR**	**433**
MT-31	RADOVANOVIC Zeljka **TESTING OF BRICK BLOCKS WALLS STRENGTHENED WITH FRCM COMPOSITE SYSTEMS**	**443**
MT-32	RANKOVIC Slobodan, ZLATKOV Dragan, PETRONIJEVIC Predrag, PETROVIC Zarko **DIAGNOSTICS OF THE CONDITION OF THE FAIR HALL STRUCTURE IN LESCOVAC**	**453**
MT-33	RASETA Andrija, STARCEV-CURCIN Anka, KUKARAS Danijel, SESLIJA Milos, NADASKI Dragana, DJOLEV Igor **ASSESSMENT OF ROAD REINFORCED CONCRETE BRIDGE**	**461**
MT-34	ROSHI Artur, NECHEVSKA-CVETANOVSKA Golubka **REPAIR AND STRENGTHENING OF RC BUILDINGS USING TRADITIONAL AND INNOVATIVE MATERIALS**	**467**
MT-35	SESOV Vlatko, GJORGJESKA Irena, BOJADJIEVA Julijana, KITANOVSKI Toni, CHANEVA Jordanka, IVANOVSKI Dejan, EDIP Kemal **GROUND-PENETRATING RADAR AND ITS APPLICATION IN ENGINEERING PRACTICE** ШЕШОВ Влатко, ЃОРЃЕСКА Ирена, БОЈАЏИЕВА Јулијана, КИТАНОВСКИ Тони, ЧАНЕВА Јорданка, ИВАНОВСКИ Дејан, ЕДИП Кемал **ГЕОРАДАР И НЕГОВА ПРИМЕНА ВО ИНЖЕНЕРСКА ПРАКСА**	**476**
MT-36	STAMEV Dragan, MIHAJLOVSKI Siljan, MANEVSKI Naum, GOLABOSKI Bojan **REPAIR AND STRENGTHENING OF OPERATIONAL COAST ''VOLUJICA'' - PORT BAR MONTENEGRO** СТАМЕВ Драган, МИХАЈЛОВСКИ Силјан, МАНЕВСКИ Наум, ГОЛАБОСКИ Бојан **САНАЦИЈА И ЗАЈАКНУВАЊЕ НА АБ КОНСТРУКЦИЈА НА ОПЕРАТИВНАТА ОБАЛА ''ВОЛУЈИЦА'' - БАР**	**483**
MT-37	TOPUROVA Ivanka, TOPUROV Kostadin **IMPROVING THE SEISMIC RESPONSE OF A LONG SPAN VIADUCT TO HORIZONTAL ACTIONS**	**495**

MT-38 VITANOVA Marija, SHESHOV Vlatko, MICAJKOV Slobodan, ABARCA Andres, MONTEIRO Ricardo, SALIC Radmila, EDIP Kemal, MICOV Vlado, PETRESKI Borjan **503**
CLASSIFICATION OF EXISTING BRIDGES IN R. N. MACEDONIA USING IMPROVED BRIDGE INVENTORY DATABASE

MT-39 ZENUNOVIC Damir, RESIDBEGOVIC Nasib, FOLIC Radomir **511**
PRESSURE PENETRATION TEST FOR PREDICTION OF CHLORIDE PENETRATION IN OLD CONCRETE STRUCTURES

MT-40 ZLATESKI Aleksandar, DELOVA Elena, POPOSKA Angela, BOZINOVSKI Zivko, GJORGJIEVSKA Elena **519**
ANALYSIS OF THE STABILITY WITH A TECHNICAL SOLUTION FOR STRENGTHENING OF THE PRISON BUILDING IN BITOLA
ЗЛАТЕСКИ Александар, ДЕЛОВА Елена, ПОПОСКА Ангела, БОЖИНОВСКИ Живко, ЃОРЃИЕВСКА Елена
АНАЛИЗА НА СТАБИЛНОСТ СО ТЕХНИЧКО РЕШЕНИЕ ЗА ЗАЈАКНУВАЊЕ НА ОБЈЕКТОТ КПУ ЗАТВОР ВО БИТОЛА

SE* *SEISMIC ENGINEERING* *СЕИЗМИЧКО ИНЖЕНЕРСТВО*

SE-1 ARSOV Mario, TODOROV Koce **528**
INFLUENCE OF SECOND ORDER EFFECTS ON DESIGN OF STEEL MOMENT RESISTING FRAMES ACCORDING TO EUROCODE 8
АРСОВ Марио, ТОДОРОВ Коце
ВЛИЈАНИЕ НА ЕФЕКТИТЕ ОД ВТОР РЕД ПРИ ПРОЕКТИРАЊЕ НА ЧЕЛИЧНИ РАМКИ СПОРЕД ЕВРОКОД 8

SE-2 BOGDANOVIC Aleksandra, KRSTEVSKA Lidija, POPOSKA Angela, SHOKLAROVSKI Antonio, MANOJLOVSKI Filip **538**
SHAKE TABLE TESTS OF NONSTRUCTURAL SYSTEMS IN DYNLAB-IZIIS, SKOPJE

SE-3 BOGDANOVIC Aleksandra, SALIC Radmila, STOJMANOVSKA Marta, EDIP Kemal **546**
IMPLEMENTATION OF HAZARD MODELS CONSIDERING SOIL STRUCTURE INTERACTION ANALYSIS OF A MULTISTOREY FRAME WITH VISCOUS DAMPERS

SE-4 DELOVA Elena, BOZINOVSKI Zivko, SHENDOVA Veronika, ZLATESKI Aleksandar, STOJANOSKI Blagojce **556**
DESIGN AND ANALYSIS STABLE AND ECONOMIC REINFORCED CONCRETE STRUCTURES WITH CONTROLLED AND CONDUCTED DUCTILE BEHAVIOUR

* in alphabetic order of the first author's surname

ДЕЛОВА Елена, БОЖИНОВСКИ Живко, ШЕНДОВА Вероника, ЗЛАТЕСКИ Александар, СТОЈАНОСКИ Благојче
АНАЛИЗА И ПРОЕКТИРАЊЕ НА СТАБИЛНИ И ЕКОНОМИЧНИ АРМИРАНОБЕТОНСКИ ОБЈЕКТИ СО КОНТРОЛИРАНО И ДИРИГИРАНО ДУКТИЛНО ОДНЕСУВАЊЕ

SE-5 DIMITROV Ivan, NECEVSKA-CVETANOVSKA Golubka **566**
SEISMIC ASSESSMENT OF RC BUILDING STRUCTURES WITH SOFT STORY
ДИМИТРОВ Иван, НЕЧЕВСКА-ЦВЕТАНОВСКА Голубка
ОДНЕСУВАЊЕ НА АБ ЗГРАДИ СО ФЛЕКСИБИЛЕН КАТ ПРИ СЕИЗМИЧКИ ДЕЈСТВА

SE-6 DIMITROVSKI Mirko, SHENDOVA Veronika, TRAJCHEVSKI Jovan, TOMIC Daniel **576**
SEISMIC PERFORMANCE, MODELING AND ANALISYS OF PRECAST FRAME TIMBER STRUCTURES

SE-7 DRAZIC Jasmina **583**
THE ARCHITECT IN THE SEISMIC BUILDINGS PROTECTION

SE-8 DUMOVA-JOVANOSKA Elena, ALEKSOVSKI Grozde, DENKOVSKA Liljana, CHURILOV Sergey, MILKOVA Kristina, MICEVSKI Stefan **592**
SEISMIC VULNERABILITY OF EXISTING MASONRY BUILDINGS-PROJECT SEISMOWALL, RECENT RESULTS
ДУМОВА-ЈОВАНОСКА Елена, АЛЕКСОВСКИ Грозде, ДЕНКОВСКА Лилјана, ЧУРИЛОВ Сергеј, МИЛКОВА Кристина, МИЦЕВСКИ Стефан
СЕИЗМИЧКА ПОВРЕДЛИВОСТ НА ПОСТОЕЧКИ ЅИДАНИ ЗГРАДИ, ПРОЕКТ СЕИЗМОЅИД - ДОСЕГАШНИ СОГЛЕДУВАЊА

SE-9 EDIP Kefajet, NECEVSKA-CVETANOVSKA Golubka **607**
STRUCTURAL SYSTEMS OF HIGH-RISE BUILDINGS IN SEISMICALLY ACTIVE REGIONS
ЕДИП Кефајет, НЕЧЕВСКА-ЦВЕТАНОВСКА Голубка
КОНСТРУКТИВНИ СИСТЕМИ НА УЛТРА ВИСОКИ ЗГРАДИ ВО СЕИЗМИЧКИ АКТИВНИ РЕГИОНИ

SE-10 EDIP Kemal, SHESHOV Vlatko, BOJADJIEVA Julijana, KITANOVSKI Toni, CHANEVA Jordanka, IVANOVSKI Dejan **617**
SOFT STOREY EFFECTS ON SEISMIC ANALYSIS OF MULTISTOREY FRAME IN SSI PROBLEMS

SE-11 IBRAIMI Shpresim, TODOROV Koce, LAZAROV Ljupco **623**
SEISMIC BEHAVIOUR OF MASONRY INFILLED RC FRAME STRUCTURES WITH INCLUDED SOIL-STRUCTURE INTERACTION

SE-12	MANOJLOVSKI Filip, SHOKLAROVSKI Antonio, POPOSKA Angela, BOGDANOVIC Aleksandra, KRSTEVSKA Lidija **EXPERIMENTAL INVESTIGATIONS OF GLASS CLADDINGS SEISMIC RESPONSE** МАНОЈЛОВСКИ Филип, ШОКЛАРОВСКИ Антонио, ПОПОСКА Ангела, БОГДАНОВИЌ Александра, КРСТЕВСКА Лидија **ЕКСПЕРИМЕНТАЛНО ИСПИТУВАЊЕ НА СЕИЗМИЧКИОТ ОДГОВОР НА СТАКЛЕНИ ФАСАДНИ ПАНЕЛИ**	**635**
SE-13	MILKOVA Kristina, SHEKUTKOSKA Gordijana, MISHKOVA Blagica, DUMOVA-JOVANOSKA Elena **DEVELOPMENT OF SEISMIC VULNERABILITY CURVES FOR EXISTING UNREINFORCED MASONRY BUILDINGS** МИЛКОВА Кристина, ШЕКУТКОСКА Гордијана, МИШКОВА Благица, ДУМОВА-ЈОВАНОСКА Елена **ОПРЕДЕЛУВАЊЕ НА КРИВИ НА ПОВРЕДЛИВОСТ ЗА НЕАРМИРАНИ ЅИДАНИ КОНСТРУКЦИИ**	**643**
SE-14	MILUTINOVIC Zoran, SALIC Radmila **SEISMIC ZONING OF REPUBLIC OF N. MACEDONIA ACCORDING EUROCODE 8 REQUIREMENTS** МИЛУТИНОВИЌ Зоран, ШАЛИЌ Радмила **СЕИЗМИЧКО ЗОНИРАЊЕ НА РЕПУБЛИКА С. МАКЕДОНИЈА СОГЛАСНО БАРАЊАТА НА ЕВРОКОДОТ 8**	**650**
SE-15	MILUTINOVIC Zoran, SALIC Radmila, LAURENTIU Danciu **MEASURING ASSOCIATION BETWEEN THE TWO RECENT SEISMIC HAZARD ASSESSMENTS FOR RN MACEDONIA**	**658**
SE-16	MITOVSKI Stevcho, PETKOVSKI Ljupcho, PANOVSKA Frosina **ANALYSIS OF THE SEISMIC RESPONSE OF AN ARCH-GRAVITY DAM**	**671**
SE-17	NANEVSKA Ana, MIRCEVSKA Violeta, NASTEV Miroslav **HYDRAULIC INSTABILITY OF TAILINGS DAMS** НАНЕВСКА Ана, МИРЧЕВСКА Виолета, НАСТЕВ Мирослав **ХИДРАУЛИЧКА НЕСТАБИЛНОСТ НА ЈАЛОВИШНИ БРАНИ**	**679**
SE-18	PETRESKI Borjan, GJORGJIEV Igor **EVALUATION OF IMPROVED MODELLING OF STEEL MOMENT RESISTING FRAMES SUBJECTED TO EARTHQUAKE LOADING**	**689**
SE-19	POPOSKA Marina, STOJMANOVSKA Marta, BOZINOVSKI Zivko, DOJCHINOVSKI Dragi **NINE-STOREY STRUCTURE ANALYZED ON REAL ACCELEROGRAMS**	**699**

ПОПОСКА Марина, СТОЈМАНОВСКА Марта, БОЖИНОВСКИ Живко, ДОЈЧИНОВСКИ Драги
АНАЛИЗА НА ДЕВЕТКАТНА КОНСТРУКЦИЈА НА РЕАЛНИ СЕИЗМИЧКИ ДЕЈСТВА

SE-20 RADUJKOVIC Aleksandra, LADJINOVIC Djordje **708**
EVALUATION OF SEISMIC PERFORMANCE OF RC FRAMES FOR DIFFERENT DEMAND PARAMETERS

SE-21 RAKICEVIC Zoran, BOGDANOVIC Aleksandra, JEKIC Goran, GEORGIEV Igor, MARKOVSKI Igor, FILIPOVSKI Dejan, NAUMOVSKI Nikola, PETRESKI Borjan **714**
DYNLAB IZIIS - AS A PART OF H2020 "SEISMOLOGY AND EARTHQUAKE ENGINEERING RESEARCH INFRASTRUCTURE ALLIANCE FOR EUROPE" - SERA

SE-22 RISTIC Jelena, RISTIC Danilo **722**
PROTOTYPE TESTING OF UNIFORMLY ADAPTIVE NEW VF MULTI-GAP SEISMIC ENERGY DISSIPATION DEVICE

SE-23 RISTOVSKA Hristina, SALIC Radmila, MILUTINOVIC Zoran, MICAJKOV Slobodan **735**
EQ-DGIS: DIGITAL AND GIS DATABASE FOR EARTHQUAKE RELATED DAMAGES: PILOT STUDY SKOPJE 1963 EARTHQUAKE
РИСТОВСКА Христина, ШАЛИЌ Радмила, МИЛУТИНОВИЌ Зоран, МИЦАЈКОВ Слободан
EQ-DGIS: ДИГИТАЛНА И ГИС БАЗА НА ПОДАТОЦИ ЗА ОШТЕТУВАЊА ПРЕДИЗВИКАНИ ОД ЗЕМЈОТРЕС: ПИЛОТ СТУДИЈА ЗЕМЈОТРЕСОТ ОД СКОПЈЕ 1963 Г.

SE-24 RUNEVSKI Kristijan, APOSTOLSKA Roberta, BOZHINOVSKI Zivko, SHENDOVA Veronika, STOJANOVSKI Blagojce, MARKOVSKI Igor **743**
QUASI STATIC TESTS OF PRESTRESSED PRECAST HOLLOW CORE SLABS - RC BEAM CONNECTIONS

SE-25 SALIC Radmila, SESOV Vlatko, EDIP Kemal, ZUCCOLO Elisa, MONTEIRO Ricardo, VITANOVA Marija, MICAJKOV Slobodan, PETRESKI Borjan **754**
SEISMIC HAZARD AND EARTHQUAKE ACCELEROGRAM SELECTION FOR STRUCTURAL ANALYSIS OF BRIDGES IN REPUBLIC OF N. MACEDONIA

SE-26 SHOKLAROVSKI Antonio, KRSTEVSKA Lidija , NIKOLIĆ Željana **762**
SEISMIC INVESTIGATION OF A MODEL OF DRY MASONRY STRUCTURE
ШОКЛАРОВСКИ Антонио, КРСТЕВСКА Лидија, НИКОЛИЌ Жељана
СЕИЗМИЧКО ИСПИТУВАЊЕ НА МОДЕЛ НА КОНСТРУКЦИЈА ОД СУВА ЅИДАРИЈА

SE-27 TOMIC Daniel, MILUTINOVIC Zoran, SALIC Radmila, TRAJCHEVSKI Jovan, DIMITROVSKI Mirko **772**
SEISMIC ASSESSMENT AND FAILURE MECHANISM OF 14-STOREY RC BUILDING

SE-28 TRAJCHEVSKI Jovan , MILUTINOVIC Zoran, SALIC Radmila, TOMIC Daniel, DIMITROVSKI Mirko **782**
COMPARATIVE ANALYSIS AND SEISMIC ASSESMENT OF A TYPICAL SIX STORY RC STRUCTURE FROM THE CITY WALL COMPLEX IN SKOPJE

SE-29 TRAJCEVSKI Zoran, NECEVSKA-CVETANOVSKA Golubka **789**
COMPARATIVE ANALYSIS OF INFLUENCE OF MASONRY INFILL ON SEISMIC BEHAVIOR OF RC BUILDINGS
ТРАЈЧЕВСКИ Зоран, НЕЧЕВСКА-ЦВЕТАНОВСКА Голубка
КОМПАРАТИВНА АНАЛИЗА НА ВЛИЈАНИЕТО НА ИСПОЛНАТА ОД ЅИДАРИЈА ВО ОДНЕСУВАЊЕТО НА АБ ЗГРАДИ ПРИ СЕИЗМИЧКИ ДЕЈСТВА

SE-30 VITANOVA Marija, BOGDANOVIC Aleksandra, HRISTOVSKI Viktor **799**
IMPROVING THE SEISMIC PERFORMANCE OF RC BRIDGE STRUCTURES BY USE OF VISCOUS DAMPERS
ВИТАНОВА Марија, БОГДАНОВИЌ Александра, ХРИСТОВСКИ Виктор
ПОДОБРУВАЊЕ НА СЕИЗМИЧКИТЕ КАРАКТЕРИСТИКИ НА АБ МОСТОВСКИ КОНСТРУКЦИИ СО КОРИСТЕЊЕ НА ВИСКОЗНИ ПРИГУШУВАЧИ

SE-31 ZIVALJEVIC Vladimir, LADJINOVIC Djordje, KOVACEVIC Dusan, RAJIC Nikola **807**
THE USE OF PUSHOVER ANALYSIS FOR EVALUATION OF BEHAVIOUR OF SIX-STOREY RC BUILDING DESIGNED ACCORDING TO CAPACITY DESIGN RULES

CS* *CONCRETE STRUCTURES* *БЕТОНСКИ КОНСТРУКЦИИ*

CS-1 CHUBRINOVSKA Aleksandra, GEGOVSKI Dejan, KOCEVA Sofija, JANEV Dejan, NAKOV Darko, ARANGJELOVSKI Toni **817**
PROOF LOAD TESTING OF THE BRIDGES B1 AND B5 ON HIGHWAY SECTION DEMIR KAPIJA - SMOKVICA
ЧУБРИНОВСКА Александра, ГЕГОВСКИ Дејан, КОЦЕВА Софија, ЈАНЕВ Дејан, НАКОВ Дарко, АРАНЃЕЛОВСКИ Тони
ПРОБНО ТОВАРЕЊЕ НА МОСТОВИТЕ Б1 И Б5 НА АВТОПАТОТ ДЕМИР КАПИЈА - СМОКВИЦА

CS-2 DIMITROVA Ivana **825**
VIADUCT CONSTRUCTION METHODOLOGY USING BALANCED CANTILEVER SCAFFOLDING
ДИМИТРОВА Ивана
МЕТОДОЛОГИЈА НА ИЗВЕДБА НА ВИЈАДУКТ СО ПОДВИЖНО КОНЗОЛНО СКЕЛЕ

* in alphabetic order of the first author's surname

CS-3	DRAZIC Jasmina **SUSTAINABILITY OF PRECAST BUILDING TECHNOLOGY**	835
CS-4	FORMAN Patrick, MARK Peter **LIGHT CONCRETE STRUCTURES**	843
CS-5	IAKIMOV Momtchil, IAKIMOV Ivan **APPLICATION OF INTEGRAL BRIDGES**	848
CS-6	ILIEVA Yuliya **CONTEMPORARY PREFABRICATED MODULAR STRUCTURAL SYSTEMS FOR MULTI-STOREY RESIDENTIAL BUILDINGS**	854
CS-7	JAKUPI Enis, ADEMI Festim, ZEJNELI Shinasi **ANALYSIS OF CONSTRUCTION ELEMENTS OF TWO-SPAN HALL FROM ECONOMICAL ASPECT (WHICH IS BETTER AND CHEAPER, CONCRETE OR STEEL)** ЈАКУПИ Енис, АДЕМИ Фестим, ЗЕЈНЕЛИ Шинаси **АНАЛИЗА НА КОНСТРУКТИВНИ ЕЛЕМЕНТИ ВО ДВОБРОДНА ХАЛА ОД АСПЕКТ НА ЧИНЕЊЕ (ШТО Е ПОДОБРО И ПОЕФТИНО, БЕТОН ИЛИ ЧЕЛИК)**	862
CS-8	JANEV Dejan, ARANGELOVSKI Toni, NAKOV Darko, MARKOVSKI Goran **METHODS FOR DETERMINATION OF THE DAF FROM MOVING LOADS ON RC BRIDGES** ЈАНЕВ Дејан, АРАНГЕЛОВСКИ Тони, НАКОВ Дарко, МАРКОВСКИ Горан **МЕТОДИ ЗА ОПРЕДЕЛУВАЊЕ НА ДИНАМИЧКИОТ КОЕФИЦИЕНТ ОД ПОДВИЖНИТЕ ТОВАРИ КАЈ АБ. МОСТОВИ**	868
CS-9	JANKOVIC Ksenija, BOJOVIC Dragan, LONCAR Ljiljana, STOJANOVIC Marko, ANTIC ARANDJELOVIC Lana **THE INFLUENCE OF THE METHOD OF SPECIMEN PREPARATION ON THE DEPTH OF WATER PENETRATION UNDER PRESSURE**	878
CS-10	JIPONOV Alexander **FRAME STRUCTURES FOR RAILWAY VIADUCTS - SOLUTION WHICH GUARANTEE DURABILITY AND SAFETY EXPLOITATION**	882
CS-11	KOZLICA Sabina, DZIDIC Sanin **ANALYSIS OF FIRE RESISTANCE OF RC BEAMS ACCORDING TO EUROCODE 2**	891
CS-12	LISHI Ormal, ZACE Kevin, DZORLEV Igor, STRACEV-CURCIN Anka, LABAN Mirjana **FIRE DEVELOPMENT IN COMPARMENT UNDER DIFFERENT FIRE MODELS AND ITS INFLUENCE ON RC BEAMS**	903
CS-13	MANOJLOVIC Dragan, KOCETOV MISULIC Tatjana **PARAMETRIC STUDY OF DESIGN PARAMETERS IN TIMBER-CONCRETE COMPOSITE BEAMS**	911

CS-14	PLLANA Fatos, SALIHU Fidan, CVETKOVSKA Meri **FIRE RESISTANCE ANALYSIS OF REINFORCED CONCRETE SLABS**	**921**
CS-15	RISTIC Jovan, MLADENOVIC Biljana, BLAGOJEVIC Predrag, ZIVKOVIC Lazar **OPTIMAL DIMENSIONING OF RECTANGULAR CROSS SECTIONS EXPOSED TO BENDING IN ACCORDANCE WITH EC2**	**931**
CS-16	RUSHITI Almir, CVETKOVSKA Meri **NUMERICAL ANALYSIS ON FIRE RESISTANCE OF RC BEAMS WITH DIFFERENT CROSS SECTION DIMENSIONS** РУШИТИ Аљмир, ЦВЕТКОВСКА Мери **НУМЕРИЧКА АНАЛИЗА НА ПОЖАРНА ОТПОРНОСТ НА АБ ГРЕДИ СО РАЗЛИЧНИ ДИМЕНЗИИ НА НАПРЕЧЕН ПРЕСЕК**	**941**
CS-17	STOJKOSKA Evgenija, DOCEVSKA Marija, NAKOV Darko, ARANGJELOVSKI Toni, MARKOVSKI Goran **EXPERIMENTAL AND ANALYTICAL ANALYSIS OF RC ELEMENTS SUBJECTED TO LONG – TERM SUSTAINED LOAD** СТОЈКОСКА Евгенија, ДОЦЕВСКА Марија, НАКОВ Дарко, АРАНЃЕЛОВСКИ Тони, МАРКОВСКИ Горан **ЕКСПЕРИМЕНТАЛНА И АНАЛИТИЧКА АНАЛИЗА НА АБ ЕЛЕМЕНТИ ИЗЛОЖЕНИ НА ДОЛГОТРАЕН ПОСТОЈАН ТОВАР**	**950**
CS-18	STOYNOVA Iliana, HRISTOV Tsvetomir **COMPARATIVE ANALYSIS BETWEEN BY CLASSIC SOLUTIONS METHODS OF FLAT SLAB AND NUMERICAL SOLUTIONS. VERIFICATION OF FINITE ELEMENTS**	**960**
CS-19	STOYNOVA Iliana, HRISTOV Tsvetomir **RESPONSE OF REINFORCED CONCRETE FLAT SLAB SUBJECTED TO IMPULSE IMPACT LOADS**	**970**
CS-20	SULOODJA Bulent, ABAZI Sead **ADVANTAGES AND DISADVANTAGES OF TECHNIC SHOTCRETE** СУЛООЏА Булент, АБАЗИ Сеад **ПРЕДНОСТИ И НЕДОСТАТОЦИ НА ТЕХНИКАТА „ПРСКАН БЕТОН" - ТОРКРЕТ**	**980**
CS-21	VOLCHEV Riste, POSTOLOV Nikola, CVETKOVSKA Meri, CHIFLIGANEC Cvetanka **FIRE RESISTANCE OF RC BEAMS EXPOSED TO DIFFERENT FIRE MODELS**	**988**
CS-22	TASEVSKI Dobre, MILANOVSKA Jasminka **CORROSION OF REINFORCED CONCRETE** ТАСЕВСКИ Добре, МИЛАНОВСКА Јасминка **КОРОЗИЈА НА АРМАТУРАТА ВО БЕТОНОТ**	**995**

CS-23 TASEVSKI Dobre, DIMITROVA Olivera **1006**
PREPARATION OF SURFACE BEFORE THE RESTORATION WORK
ТАСЕВСКИ Добре, ДИМИТРОВА Оливера
ПРИПРЕМА НА ПОДЛОГАТА ПРЕД ОТПОЧНУВАЊЕ СО САНАЦИОНИТЕ РАБОТИ

SS* *STEEL STRUCTURES* *ЧЕЛИЧНИ КОНСТРУКЦИИ*

SS-1 DENKOVSKI Damjan, POPOVSKI Denis, DAMJANOVSKI Vladimir **1015**
EXPERIMENTAL AND ANALYTICAL RESEARCH OF POST-INSTALLED ANCHORS IN NON- REINFORCED CONCRETE LOADED WITH TENSION FORCE
ДЕНКОВСКИ Дамјан, ПОПОВСКИ Денис, ДАМЈАНОВСКИ Владимир
ЕКСПЕРИМЕНТАЛНО И АНАЛИТИЧКО ИСПИТУВАЊЕ НА МЕХАНИЧКИ АНКЕРИ ВГРАДЕНИ ВО НЕАРМИРАН БЕТОН ИЗЛОЖЕНИ НА СИЛА НА ЗАТЕГАЊЕ

SS-2 DJUKIC Mirjana, MARKOVIC Zlatko, LUCIC Dusko **1023**
COMPOSITE SLIM FLOOR BEAMS WITH WEB OPENINGS- OVERVIEW OF EXPERIMENTAL REASEARCH AND NUMERICAL ANALYSIS

SS-3 GEORGIEV Lazar **1033**
ANALYSIS OF PARTICULAR STEEL AND CONCRETE COMPOSITE BRIDGES IN REPUBLIC BULGARIA

SS-4 GJUKAJ Anita, TROMBEVA-GAVRILOSKA Ana, CVETANOVSKI Petar **1043**
DESIGN MOMENT RESISTING OF END PLATE CONNECTION, EC3

SS-5 IVANOVA Blagovesta **1051**
HISTORICAL DOCUMENTS FOR THE DESIGN OF THE STEEL STRUCTURES AT THE END OF THE 19TH CENTURY

SS-6 JAKOVLJEVIC Isidora, DOBRIC Jelena, MARKOVIC Zlatko **1061**
NUMERICAL STUDY ON BENDING BEHAVIOUR OF HOT-FINISHED AND COLD-FORMED ELLIPTICAL HOLLOW SECTIONS

SS-7 LUCIC Dusko, BULATOVIC Teodora, TESOVIC Ivana, MUHADINOVIC Mladen, JANKOVIC Milena, VUCINIC Milos, SIPCIC Nevena **1071**
DETAILED DESIGN OF STEEL ROOF STRUCTURE FOR FOOTBAL STADIUM IN NIKSIC

SS-8 LUKACEVIC Ivan, UNGUREANU Viorel, VALCIC Andjelo, PEDISIC Mislav **1080**
BENDING RESISTANCE OF COLD-FORMED BACK-TO-BACK BUILT-UP STEEL SECTIONS

* in alphabetic order of the first author's surname

SS-9	MARJANOVIC Miroslav, PETRONIJEVIC Mira **DESIGN OF 120M GUYED STEEL MAST IN ALIBUNAR ACCORDING TO EUROCODE**	1090
SS-10	MIKAROVSKA Stefanija, POPOVSKI Denis **ANALYSIS OF RESISTANCE AND STABILITY OF CASTELLATED COMPOSITE BEAM FOR VARIOUS NUMBER OF SHEAR CONNECTORS** МИКАРОВСКА Стефанија, ПОПОВСКИ Денис **АНАЛИЗА НА НОСИВОСТ И СТАБИЛНОСТ КАЈ САЌЕСТИ СПРЕГНАТИ ГРЕДИ ЗА РАЗЛИЧЕН БРОЈ НА СРЕДСТВА ЗА СПРЕГАЊЕ**	1100
SS-11	PARTIKOV Mile, NISEV Nikola, POPOVSKI Denis **ANALYSIS OF THE BEHAVIOUR OF SHEAR CONNECTORS WITH TRANSFERSAL SHEETING** ПАРТИКОВ Миле, НИСЕВ Никола, ПОПОВСКИ Денис **АНАЛИЗА НА ОДНЕСУВАЊЕ НА МОЖДАНИЦИ ПРИ ПОПРЕЧНА ПОСТАВЕНОСТ НА ЛИМОВИ ЗА СПРЕГАЊЕ**	1110
SS-12	PARTIKOV Mile, CVETANOVSKI Petar **EXPERIMENTAL AND ANALYTICAL RESEARCH OF ROTATIONAL STIFFNESS OF "T" JOINTS** ПАРТИКОВ Миле, ЦВЕТАНОВСКИ Петар **ЕКСПЕРИМЕНТАЛНО И АНАЛИТИЧКО ОПРЕДЕЛУВАЊЕ НА РОТАЦИОНАТА КРУТОСТ КАЈ " Т " ЈАЗЛИ**	1122
SS-13	PARTOV Doncho, GEORGIEV Lazar, IVANOV Stoyan, NIKOLOV Radoslav **35 YEARS HISTORY OF ONE UNPREDICTABLE INCIDENT WITH STEEL-CONCRETE COMPOSITE BRIDGE IN BULGARIA**	1132
SS-14	PASKALOVSKI Gjoko, POPOVSKI Denis **WIND LOAD ASSESMENT OF STEEL LATTICE AND TUBULAR TOWERS**	1139
SS-15	PASKALOVSKI Gjoko, POPOVSKI Denis **DESIGN ASSESMENT OF STEEL LATTICE AND TUBULAR TOWERS**	1149
SS-16	POPOVIC Svetislav, RAKOCEVIC Marina **RING FLANGE CONNECTION - DESIGN PRINCIPLES AND INFLUENCE OF IMPERFECTIONS**	1159
SS-17	POPOVSKA Elena, POPOVSKI Denis, DAMJANOVSKI Vladimir **PARKING ON FLOOR WITH IRREGULAR PLAN** ПОПОВСКА Елена, ПОПОВСКИ Денис, ДАМЈАНОВСКИ Владимир **ПАРКИНГ НА КАТ СО НЕПРАВИЛНА ОСНОВА**	1168
SS-18	RAJIC Nikola, LADJINOVIC Djordje, ZIVALJEVIC Vladimir **WIND LOADS ON TRANSMISSION LINE LATTICE TOWER COMPARISON ACCORDING TO EUROPEAN AND NATIONAL REGULATIONS**	1174

SS-19 SUBOTIC Petar, LUCIC Dusko **1184**
THE INFLUENCE OF GLOBAL IMPERFECTIONS ACCORDING TO EN 1993-1-1 ON DESIGN OF STEEL FRAMES

SS-20 ZIVALJEVIC Vladimir, JOVANOVIC Djordje, KOVACEVIC Dusan **1191**
EVALUATION OF THE INSTABILITY BEHAVIOR OF THE ECCENTRICALLY COMPRESSED THIN-WALLED STEEL COLUMN

SS-21 ZIVALJEVIC Vladimir, JOVANOVIC Djordje, VUKOBRATOVIC Vladimir **1201**
EVALUATION OF THE INSTABILITY BEHAVIOR OF THE LATERALLY DISPLACED THIN-WALLED STEEL FRAME

SS-22 ZIVKOVIC Srdjan, TURNIC Dragana, SPASOJEVIC SURDILOVIC Marija, MILOSEVIC Marko, NIKOLIC Vladan **1209**
MODELING OF SEMI-RIGID CONNECTIONS OF STEEL STRUCTURES

NA* *NUMERICAL ANALYSIS* *НУМЕРИЧКА АНАЛИЗА*

NA-1 CHIFLIGANEC Cvetanka, CVETKOVSKA Meri, LAZAROV Ljupco **1216**
TIMBER-CONCRETE COMPOSITE FLOOR WITH CONCRETE PLUG REINFORCED WITH STEEL PIPE AS CONNECTOR IN FIRE

NA-2 CVETANOVSKI Petar, CHURILOV Sergej, DUMOVA-JOVANOVSKA Elena **1224**
CALIBRATION OF FINITE ELEMENT MODELS FOR UNREINFORCED MASONRY BUILDINGS

ЦВЕТАНОВСКИ Петар, ЧУРИЛОВ Сергеј, ДУМОВА-ЈОВАНОВСКА Елена
КАЛИБРАЦИЈА НА МАТЕМАТИЧКИ МОДЕЛИ СО КОНЕЧНИ ЕЛЕМЕНТИ НА КОНСТРУКЦИИ ОД НЕАРМИРАНА ЅИДАРИЈА

NA-3 DZOLEV Igor, RASETA Andrija, LADJINOVIC Djordje, RADUJKOVIC Aleksandra, STRACEV-CURCIN Anka **1234**
INFLUENSE OF TENSILE STRESS SOFTENING IN NONLINEAR CONCRETE MODELLING

NA-4 GULEVSKA Angela, MILKOVA Kristina, DUMOVA-JOVANOSKA Elena **1243**
CALIBRATION OF FEM CALCULATION MODEL OF MASONRY STRIUCTURES WITH AVT TEST'S RESULTS

ГУЛЕВСКА Ангела, МИЛКОВА Кристина, ДУМОВА-ЈОВАНОСКА Елена
КАЛИБРАЦИЈА НА ПРЕСМЕТКОВНИ МОДЕЛИ СО КОНЕЧНИ ЕЛЕМЕНТИ НА ОБЈЕКТИ ОД ЅИДАРИЈА СО РЕЗУЛТАТИ ОД АВТ

* in alphabetic order of the first author's surname

NA-5	HEKIC Doron, ZAFIROV Trajche, GYURICZA Arnold, JANCSO Ildiko, Pavlos-Rafail Ntovas, YANEV Emil, ROBERIO Diogo, ZABEL Volkmar **EXPERIMENTAL AND NUMERICAL ANALYSIS OF THE MODAL PARAMETERS OF A TELECOMMUNICATIONS TOWER**	1251
NA-6	HUC Sabina, HOZJAN Tomaz, PECENKO Robert **THICKNESS OF ZERO STRENGTH LAYER IN TIMBER CROSS-SECTION DURING STANDARD AND PARAMETRIC FIRES**	1263
NA-7	IVANOVSKI Dejan, KITANOVSKI Toni, CHANEVA Jordanka, SHESHOV Vlatko, BOJADJIEVA Julijana, EDIP Kemal **EVALUATION AND ANALYSIS OF CONSTRUCTION PROCESS FOR COMPLEX BUILDING CONSISTED OF SEVERAL BLOCKS**	1273
NA-8	KAZAKOV Kostadin, MIHOVA Lena, PARTOV Doncho **FINITE ELEMENT MODELLING OF THE ROAD BURIED ARCH BRIDGE "TRI VODICI" IN BULGARIA**	1281
NA-9	MICHEL Philipp, BUTENWEG Christoph, KLINKEL Sven **EXAMPLES FOR THE INFLUENCE OF SSI EFFECTS ON THE DYNAMIC STIFFNESS OF THE FOUNDATION-SOIL-SYSTEM OF AN ONSHORE WIND TURBINE**	1291
NA-10	NEZIRI Zabedin, YVES-BARD Pierre, SALAMEH Christelle **SOIL-STRUCTURE SPECTRAL COINCIDENCE FOR MULTI DEGREE OF FREEDOM, ELASTO-PLASTIC BUILDINGS**	1300
NA-11	PECENKO Robert, HOZJAN Tomaz **THERMO-PYROLYSIS MODEL TO DETERMINE CHARRING OF TIMBER EXPOSED TO NATURAL FIRE**	1310
NA-12	TODOROV Koce, LAZAROV Ljupco **APPROACHES FOR MATHEMATICAL MODELING OF MASONRY INFILL** ТОДОРОВ Коце, ЛАЗАРОВ Љупчо **ПРИСТАПИ ЗА МОДЕЛИРАЊЕ НА ИСПОЛНА ОД ЅИДАРИЈА**	1318
NA-13	TODOROV Koce, LAZAROV Ljupco **VERIFICATION OF THE MASONRY INFILL PANEL MODEL THROUGH NUMERICAL SIMULATION OF EXPERIMENTS** ТОДОРОВ Коце, ЛАЗАРОВ Љупчо **ВЕРИФИКАЦИЈА НА ПАНЕЛНИОТ МОДЕЛ ЗА ИСПОЛНА ОД ЅИДАРИЈА ПРЕКУ НУМЕРИЧКА СИМУЛАЦИЈА НА ЕКСПЕРИМЕНТИ**	1328
NA-14	TODOROVIC Marija, GLISOVIC Ivan, STEVANOVIC Bosko **NUMERICAL MODELLING OF END-NOTCHED GLULAM BEAMS REINFORCED WITH SCREWS**	1338

MM* *MODERN MATERIALS*
СОВРЕМЕНИ МАТЕРИЈАЛИ

MM-1 ARANGJELOVSKI Toni, ILIEVSKI Zlatko, NAKOV Darko, VELJANOVSKA Katerina, CHEREPNALKOVSKA Sonja **1348**
NATIONAL REQIREMENTS FOR THE USE OF STANDARD FOR QUALITY OF CONCRETE MKS EN 206

АРАНЃЕЛОВСКИ Тони, ИЛИЕВСКИ Златко, НАКОВ Дарко, ВЕЉАНОВСКА Катерина, ЧЕРЕПНАЛКОВСКА Соња
НАЦИОНАЛНИ БАРАЊА ЗА ПРИМЕНА НА СТАНДАРДОТ ЗА КВАЛИТЕТ НА БЕТОНОТ МКС EN 206

MM-2 DRAGAS Jelena, PECIC Nenad **1358**
PAST, PRESENT AND FUTURE OF FLY ASH IN CONCRETE

MM-3 GOGIC Mladen, KNEZEVIC Milos, IVANISEVIC Nenad, DELIJIC Kemal, BELJKAS Zeljka, PEJOVIC Jelena, MALESEV Mirjana, SUPIC Slobodan **1369**
EXPLORING THE POSSIBILITY OF USING GRIT FOR ECO CONCRETE

MM-4 GRUJOSKA Vesna, SAMARDZIOSKA Todorka, GRUJOSKA Jasna **1379**
IMPROVEMENT OF THERMAL CONDUCTIVITY OF MORTARS WITH SLAG

ГРУЈОСКА Весна, САМАРЏИОСКА Тодорка, ГРУЈОСКА Јасна
ПОДОБРУВАЊЕ НА ТОПЛИНСКА СПРОВОДЛИВОСТ НА МАЛТЕРИ СО ЗГУРА

MM-5 HADZIEVSKA Kristina, ARANGJELOVSKI Toni, FIDANCHEVSKA Emilija, VLADICHEVSKA Ljupka, POPOVSKA Marjana **1387**
INFLUENCE OF FLY ASH ON THE SULPHATE RESISTANCE OF CEMENT

ХАЏИЕВСКА Кристина, АРАНЃЕЛОВСКИ Тони, ФИДАНЧЕВСКА Емилија, ВЛАДИЧЕВСКА Љупка, ПОПОВСКА Марјана
ВЛИЈАНИЕ НА ЛЕТАЧКАТА ПЕПЕЛ ВРЗ СУЛФАТНАТА ОТПОРНОСТ НА ЦЕМЕНТОТ

MM-6 JOVANOSKA Milica, SAMARDZIOSKA Todorka, VITANOV Vladimir, TODOROV Koce, CHIFLIGANEC Cvetanka **1397**
CURRENT DEVELOPMENTS TOWARDS SEISMIC METAMATERIALS

MM-7 KOVACHKA Aneta, ABAZI Sead, ARANGELOVSKI Toni **1406**
CEMENT INFLUENCE ANALYSIS OF RHEOLOGICAL PROPERTIES OF SELF-COMPACTING CONCRETE – MORTAR PHASE

КОВАЧКА Анета, АБАЗИ Сеад, АРАНЃЕЛОВСКИ Тони
АНАЛИЗА НА ВЛИЈАНИЕТО НА ЦЕМЕНТОТ ВРЗ РЕОЛОШКИТЕ СВОЈСТВА НА САМОВГРАДЛИВИОТ БЕТОН – ФАЗА МАЛТЕР

* in alphabetic order of the first author's surname

MM-8 LABAN Mirjana, LUKIC Ivan, BULATOVIC Vesna, RADONJANIN Vlastimir, MALESEV Mirjana **1416**
ENERGY IMPROVEMENT OF RESIDENTIAL BUILDINGS FROM THE ASPECT OF FACADE FIRE SAFETY

MM-9 MALESEV Mirjana, RADONJANIN Vlastimir, SUPIC Slobodan, LUKIC Ivan, LABAN Mirjana, KNEZEVIC Milos, GOGIC Mladen **1424**
APPLYING WASTE MATERIALS FOR ECO CONCRETE: IMPACT OF BIOMASS ASH UTILAZATION AS SCM ON BASIC PROPERTIES OF CONCRETE AND ENVIROMENT PROTECTION

MM-10 NAJDOVSKA Natasha, ARANGJELOVSKI Toni **1433**
ANALYSIS OF THE INFLUENCE OF LIMESTONE POWDER TO PROPERTIES OF SELF COMPACTING CONCRETE

НАЈДОВСКА Наташа, АРАНЃЕЛОВСКИ Тони
АНАЛИЗА НА ВЛИЈАНИЕТО НА ВАРОВНИЧКАТА ПРАШИНА ВРЗ СВОЈСТВАТА НА САМОВГРАДЛИВИОТ БЕТОН

MM-11 STOJANOVIC Marko, FLAJS Zeljko, JANKOVIC Ksenija, BOJOVIC Dragan, ANTIC ARANDJELOVIC Lana **1443**
NATURAL FREQUENCIES OF UHPFRC BEAM WITH DIFFERENT PERCENTAGES OF STEEL FIBER CONTENT

MM-12 UZUNOV Nikola, MARKOVSKI Goran **1451**
BONDING BETWEEN CONCRETE WITH DIFFERENT PERFORMANCES

УЗУНОВ Никола, МАРКОВСКИ Горан
ВРСКА ПОМЕЃУ БЕТОНИ СО РАЗЛИЧНИ КАРАКТЕРИСТИКИ

ST* ***SELECTED TOPICS***
СЛОБОДНИ ТЕМИ

ST-1 ABAZI Sead, SUSINOV Bojan, KOCEVSKI Dimitrij, GACEVSKI Vasko **1461**
STABILITY ANALYSIS OF UNSTABLE ZONE OF R-1202 ROAD MAVROVO – DEBAR

АБАЗИ Сеад, СУСИНОВ Бојан, КОЦЕВСКИ Димитриј, ГАЦЕВСКИ Васко
АНАЛИЗА НА СТАБИЛНОСТ НА НЕСТАБИЛНА ЗОНА НА ПАТ Р-1202 МАВРОВО – ДЕБАР

ST-2 DERVISHI Sokol, BOJAXHIU Jonida **1471**
IMPACT OF PERCIEVED INDOOR ENVIRONMENTAL QUALITY ON OVERALL SATISFACTION IN FIVE HIGH SCHOOL BUILDINGS IN TIRANA, ALBANIA

* in alphabetic order of the first author's surname

ST-3	DERVISHI Sokol, OSMANI Jona, BELBA Rudina **THERMAL PERFORMANCE EVALUATION OF AN INDUSTRIAL SITE IN POGRADEC, ALBANIA: AN ADAPTIVE REUSE APPROACH ACOUSTIC PARAMETERS**	1480
ST-4	IVANOVSKA Deskova Ana, IVANOVSKI Jovan, DESKOV Vladimir **STRUCTURE AS A SYMBOL: MODERNIST HIGH-RISES IN SKOPJE**	1490
ST-5	JOVANOSKA Milica, SAMARDZIOSKA Todorka **ASSESSMENT OF CLASSROOM ACOUSTIC PARAMETERS** ЈОВАНОСКА Милица, САМАРЏИОСКА Тодорка **ОПРЕДЕЛУВАЊЕ НА АКУСТИЧНИ ПАРАМЕТРИ НА УЧИЛНА**	1500
ST-6	LAZAREVSKA Marijana, NAUMOVSKI Mihail **RISKS IN CONSTRUCTION PROJECTS**	1511
ST-7	LAZAREVSKA Marijana **ANSI/PMI STANDARD FOR RISKS MANAGMENT OF CONSTRUCTION PROJECTS**	1519
ST-8	LIKAR Dijana, TRAJKOVSKA Aleksandra, STAMEV Dragan, MCCORMACK Paul, HAMILTON Andrew, REBELO Eduardo, BEHAN Avril, MCAULEY Barry, NEILSON Barry, BECKETT Gayle, AGUILAR COSTA Antonio, CARREIRA Paulo, LYNCH Sheryl, HYNES William, BORKOVIC Tone **APPLICATION OF BIM FOR SUSTAINABLE DESIGN, CONSTRUCTION, OPERATION AND RENOVATION OF BUILDINGS**	1527
ST-9	MOURATIDIS Anastasios **SMART TECHNOLOGIES IN ROAD ASSET MANAGEMENT**	1537
ST-10	NAUMOVSKI Mihail, LAZAREVSKA Marijana **CORRECT RISK ASSESSMENT FOR MORE QUALIFIED CONSTRUCTION PROJECTS** НАУМОВСКИ Михаил, ЛАЗАРЕВСКА Маријана **ПРАВИЛНА ПРОЦЕНА НА РИЗИЦИ ВО ГРАДЕЖНИШТВОТО ЗА ПОКВАЛИТЕТНИ ГРАДЕЖНИ ПРОЕКТИ**	1543
ST-11	NAUMOVSKI Nikola, KRSTEVSKA Lidija **VIBRATIONS IN URBAN MEDIA, WITH A PARTICULAR EMPHASIS ON VIBRATIONS DUE TO RAILWAY TRAFFIC** НАУМОВСКИ Никола, КРСТЕВСКА Лидија **ВИБРАЦИИ ВО УРБАНИ СРЕДИНИ, СО ПОСЕБЕН ОСВРТ НА ВИБРАЦИИ ОД ЖЕЛЕЗНИЧКИ СООБРАЌАЈ**	1550
ST-12	STOYANOV Aleksandar **ANALYSIS OF OFTEN IRREGULARITIES IN TERMS OF HEALTH AND SAFETY AT CONSTRUCTION SITES IN BULGARIA**	1559
ST-13	STOYANOV Vencislav, STOYANOV Aleksandar **PROBLEMS AND SOLUTIONS TO ENSURE OF STOCK ON THE CONSTRUCTION SITE**	1564

ST-14	TASESKI Goce, PELIVANOSKI Petko **METHODOLOGY FOR OPTIMAL CONCEPT SELECTION IN INFRASTRUCTURE WASTE TREATMENT SYSTEM** ТАСЕСКИ Гоце, ПЕЛИВАНОСКИ Петко **МЕТОДОЛОГИЈА ЗА ИЗБОР НА ОПТИМАЛЕН КОНЦЕПТ КАЈ ИНФРАСТРУКТУРЕН СИСТЕМ ЗА ТРЕТМАН НА ОТПАДНИ ВОДИ**	**1570**
ST-15	TASEVSKI Boris, ALEKSANDROV Boris **BENEFITS FROM 3D MODELLING (BIM) AND THE REVIEW OF WORKS FOR ONE PROJECT FROM IDEA TO REALIZATION** ТАСЕВСКИ Борис, АЛЕКСАНДРОВ Борис **БЕНЕФИЦИИ ОД 3D МОДЕЛИРАЊЕ (BIM) И РЕДОСЛЕД НА РАБОТИ ЗА ЕДЕН ПРОЕКТ ОД ИДЕЈА ДО РЕАЛИЗАЦИЈА**	**1578**
ST-16	TRPEVSKI Strahinja **IWA STANDARDS WITH WB-EASYCALC SOFTWARE APPLICATION FOR SMALL SIZE PUCS ON A CASE OF MAKEDONSKI BROD**	**1586**
ST-17	TRPEVSKI Strahinja **SUSTANABLE ROAD NETWORK DEVELOPMENT OPPORTUNITIES IN SOUTH-EAST REGION IN NORTH MACEDONIA**	**1596**
ST-18	TRPESKI Strahinja **APPLIED TOOLS FOR MANAGEMENT WATER SUPPLY AND WASTEWATER INFRASTRUCTURE TO PROTECT OHRID LAKE**	**1608**
ST-19	ZAFIROVSKI Zlatko, VELICHKOVSKI Ivo **COMPARATIVE ANALYSIS FOR OPTIMAL SOLUTION FOR THE OPTION OF CONSTRUCTION IN THE SUBSTRUCTURES** ЗАФИРОВСКИ Златко, ВЕЛИЧКОВСКИ Иво **АНАЛИЗА ЗА ОПТИМАЛНО РЕШЕНИЕ ПРИ ИЗБОР НА КОНСТРУКЦИЈА КАЈ ДОЛЕН СТРОЈ НА СООБРАЌАЈНИЦИ**	**1616**

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanskiodredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

MA - 1

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

ИЗВЕДБА НА КРОВОТ И ФАСАДИТЕ НА ОБЈЕКТОТ МАКЕДОНСКА ФИЛХАРМОНИЈА ВО СКОПЈЕ

Признание на ДГКМ за изведба на објект за 2017

Горан ТОДОРОСКИ [1], Никола СТОЈЧЕВСКИ [2], Андреа СЕРАФИМОВСКИ [3]

АПСТРАКТ

Градбата на новиот објект “Македонска Филхармонија“ во Скопје се одвиваше во самиот центар на Скопје, единствена можност за луѓето да видат како постепено никнува еден од најубавите објекти на современата македонска архитектура и едно од нашите најатрактивните конструкторски остварувања на сите времиња. Објектот се состои од две куполи со различна форма и големина, при што помалата купола продира во големата, на кое место двете куполе со пресечени и потпрени на моќна четирипојасна закривена решеткаста греда. Во овој објект со површина во основа од 3200м2 и максимална висина до 35 метри, не импонираат количините на вграден материјал, туку формата и начинот на кој е изведуван објектот, во што предначат кровот и фасадите на објектот.

За монтажата на челичната кровна конструкција беше конципирана засебна стратегија со многу комплексен и инвентивен пристап. Тоа подразбира носење на големи конструктивни делови од фабрика, нивно укрупнување на платото пред објектот во многу големи контажни целини, некои од нив тешки и преку 15 тони, и нивно дигање до кровот, притоа користејќи ги максималните капацитети на дигалките. Посебно внимание беше посветено на смалување на обемот на заварување, особено меѓу монтажните склопови на самиот кров. Критериумите за следење на геометријата беа посебно строги. Тие воглавно беа диктирани од Испорачателот на кровниот систем “Kalzip“ од Германија, кој изработи 1200 различни покривни профилирани алуминиумски лимови и тоа врз основа на теоретската геометрија на кровот. Заради тоа, на двапати беа вршени снимања на геометријата со дронови, со помош на најсофистицирани камери за прецизни мерење. И за крај, со почитување на сите мерки за заштита при работа, објектот е изграден без сериозни повреди на вработените. Овој кров е еден од најкомлицираните кровови изведени во Европа во последниве години. Ова е можност да се истакне дека целиот кров, атиките и фасадите се изведени од Македонската оператива. Овој објект беше голем предизвик, да се одбрани и покаже капацитетот и достоинството на македонските градежни компании и Контрукторите. И тие тоа го покажаа.

Клучни зборови: *Челична конструкција, Две куполи, Комплексна геометрија, План за монтажа*

[1] Civil Engineer, Private Company for Steel Design and Construction “Virendel” DOO, Skopje, Republic of Macedonia, virendel.design@gmail.com
[2] Architect Engineer, Construction Company GD “Granit” AD Skopje, Republic of Macedonia, kole.stojcevski@gmail.com
[3] Civil Engineer, Construction Company GD “Granit” AD Skopje, Republic of Macedonia, andrea.serafimovski@granit.mk

1. ВОВЕД

Градбата на новиот објект “Македонска Филхармонија“ во Скопје се одвиваше во самиот центар на Скопје, единствена можност за луѓето да видат како постепено никнува еден од најубавите објекти на современата македонска архитектура и едно од најатрактивните конструкторски остварувања, при што во овој објект не импонираат количините вграден материјал, туку формата и начинот на кој е изведуван објектот, во што предначат кровот и фасадите на објектот.

Општи податоци за објектот “Македонска Филхармонија“, проект на Владата на Република Македонија и Министерството за култура на Република Македонија

Локација: Платото меѓу МОБ и МБУЦ во центарот на Скопје

Основен проект: Македонијапроект АД, 2008/2009

Ревидент: ИН Пума - Скопје

Проект за реконструкција на кров и фасади: Ванимекс доо Скопје 2014-2017

Ревидент: Балкан Консалтинг - Скопје

Надзор: Градежен Институт Македонија

Изведувач - прва фаза: Алпине Бау - Македонија, 2009-2013

Изведувач - втора фаза за кров, фасади, партер: ГД Гранит АД, 2014-2017

Изведувач - втора фаза за ентериер: Страбаг АГ - Македонија, 2015-2017

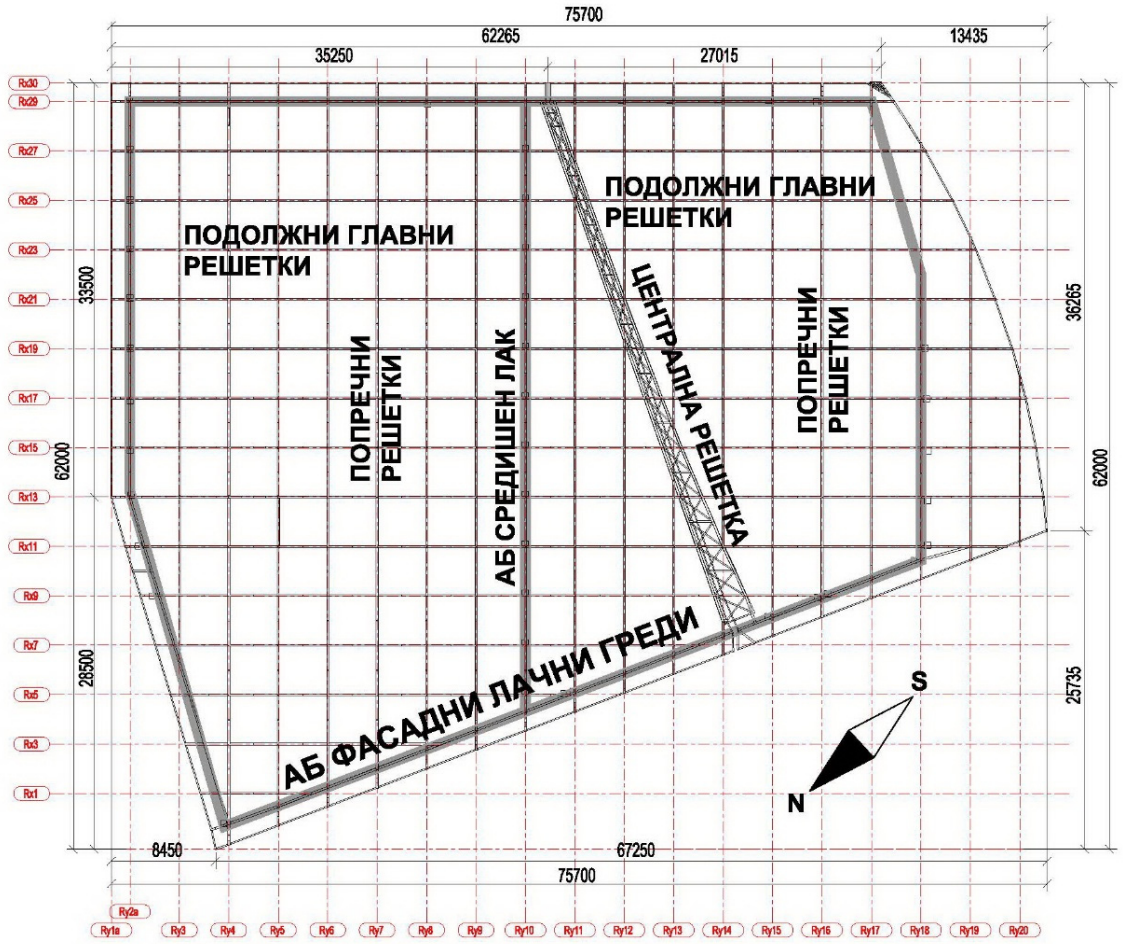
Технички податоци за објектот „Филхармонија“ во Скопје

Површина во основа:	3.200 м2
Корисна површина:	8.800 м2
Волумен под кров заедно со подрум:	48.000 м3
Површина на развиен кров систем Kalzip:	4.300 м2
Површина на фасада во алкобонд:	1.700 м2
Површина на фасада во стакло систем Jansen:	3.500 м2
Површина на фасада во камена облога:	800 м2

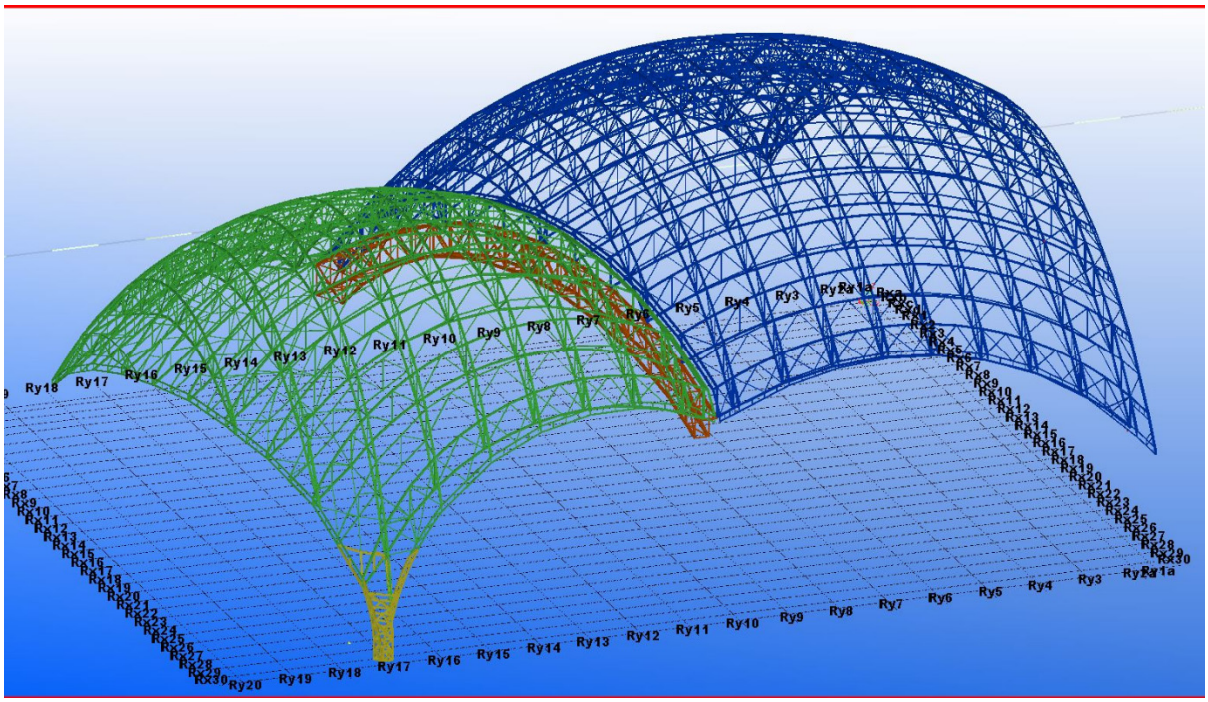
Иако започнат како објект од исклучителна важност и приоритет, со јасна визија за голема потреба и неговото значење пред се за културниот живот на државата, но и како многу комплексен инженерски зафат, сепак него го следат големи тешкотии од самиот почеток, уште од фазата на проектирање.

На отворениот конкурс за идејното решение победува објект со неправилна петоаголна основа, и со многу атрактивна закривена кровна форма составена од две пресечени кровни куполи, како две меѓусебно поврзани конструктивни целини, при што големата купола е дел од цилиндрична апсидна лушпа, додека малата купола е со произволна и математички недефинирана форма.

Ваквата геометрија на кровот последично бара специјален кровен систем и воведување на иновативно конструктивни решение за кровот, атиките и фасадите. Но Основниот проект беше изработен со конзервативен пристап, со формирање на просторен систем од закривени кровни решеткасти носачи во два правци, на растер од 4,0 метри, сите вертикално ориентирани, и кои меѓусебно ортогонално се просекуваат. Имајќи пред себе едно релативно комплицирано техничко решение кое бара многу работа при монтажа и без концепт за пратење на ионака сложената геометрија, Изведувачот забрзано ја започна изработката и монтажата на кровот. Прекинот на изведбата беше неминовен, но тој дојде заедно со повлекувањето на странската градежна компнија која беше номинирана за Главен изведувач на објектот. И потоа следеше една подолг период во кој градежните активности беа замрзнати.



Сл. 1. Диспозиција на објектот во основа



Сл. 2. Нумерички модел на двете куполи и централниот носач на местото на пресекот

Во 2014 година, ГД Граднит АД Скопје, како второрангирана компанија на првично распишаниот тендер за изведба на објектот од 2010 година, повикан е да го доврши кровот, фасадите и партерот на објектот. Со прифаќањето на задачата, во 2014 година почнуваат интензивно да се одвиваат градежните работи за затворање на објектот Македонска филхармонија. Притоа, ГД "Гранит" АД Скопје Гранит како носител на изведбата, ги номинираше своите подизведувачи "Факом", "Протитип" и "Торакс", сите од Скопје. Кровот и фасадите се работени во периодот од крајот на 2014 до почетокот на 2017. Техничкиот прием на објектот беше извршен во средината на 2017 година,



Сл. 3. Изглед на објектот во момент на продолжување на градбата.

Да се погледнат работите реално, значи да се согласиме дека законот за јавни набавки генерално не остава можност проектантската куќа да ги дорабоги деталита за изведба од причина што секој комерцијален добавувач односно бренд, си носи со себе редица системни детали. Уште повеќе, за ваква авангардна диспозиција која бара несекојдневни технички решенија, токму хармонизирањето на деталите на премин од кровот кон атиката, атиката кон стаклениот дел од фасадата, стаклената фасада кон камената облога на фасадата и за крај поврзувањето на камената облога со партерното уредување, станува врвен тенички предизвик и воедно се смета за врвно инженерство.

Во едни поповолни околности, кога веќе беа издефинирани сите комерцијални добавувачи потребни за изведба на кровот и фасадите, фирмата "Ванимекс" ги дорабоги сите изведбани детали на кровот и фасадите, до најситен детаљ.

Со редица доработки во проектната документација за кровот, значително се поедностави изведбата и монтажата на кровната конструкција. Но и покрај сите модификации, смалување на обемот на заварување при монтажа и пред се обидите за унифицирање на конструктивниот систем, сепак деталите на разминување на главните кровни решетки останаа разновидни и пред се комплицирани, така што изведбата на кровната конструкција, како и следењето на целата геометрија на двете кровни куполи стана врвен инженерски предизвик. Тука се и редица доработки како потконструкција која беше неопходна за поставување на кровниот покривач, систем "Kalzip". Се преработи и целата фасада, при што северната фасада на објектот, која е прекршена на средина, делува импозантно, и со должината од преку 50 метри и висина од 30 метри е меѓу најголемите застаклени фасади кај нас.



Сл. 4. Поглед врз монтираниот дел од кровната челична конструкција, подоцна демонтиран

Големи и долготрајни беа напорите, енергијата и трудот да интегрално се оформи изведбената документација за кровот, атиките и фасадите, но најтешки беа моментите кога целата претходно монтирана кровна челична конструкција, прикажана на Слика 4, се демонтираше за да се врати во фабрика на преработка.

2. ПРЕГЛЕД ВРЗ ИНЖЕНЕРСКИТЕ ПРЕДИЗВИЦИ РЕШАВАНИ НИЗ ИЗВЕДБАТА

Во продолжение е прилижен краток преглед на најкомплкексните и специфични конструкторски предизвици кои се совладани во текот на изведбата на кровот, атиките и фасадите на овој објект. Реално, беа многубројни, но подолу приложените се одвојуваа по својата уникатност, интердисциплинарност и пред се поради големата одговорност превземена од страна на тимот кој ја водеше изведбата на кровот, фасадите и атиките на овој објект.

2.1. Проект за укрупнување пред монтажа, подигање со авто-кран и монтажа

Искористувајќи ги максималните расположиви капацитети авто-крановите на подизведувачот на челичната конструкција ФАКОМ АД Скопје, направен е план за монтажа на челичната кровна конструкција при што на тесното плато пред објектот се спојувани по два главни носачи и такви монтажни целини, тешки и по 15 тона се дигани и монтирани на кровот.

За потребите на завршното подигање на секоја ваква монтажна целина, вршени се нумерички анализи со кои е дефинирана позицијата на јазлите во кои се врзуваат четирите сајли, однесувањето на монтажната целина во подигната состојба како и потребната должина на четирите сајли за да монтажна целина во подигната состојба биде во точна положба која одговара на соодветните лежишта на кои истаат треба да се монтира.

Последица на сложената геометрија на кровот е што не постоеја две идентични производни или монтажни целини, така што успешното позиционирање на секоја монтажен склоп претставуваше засебен успех. Заверен јазел на монтажа и спуштање на склоп се прикажани на Сликите 8 и 9.



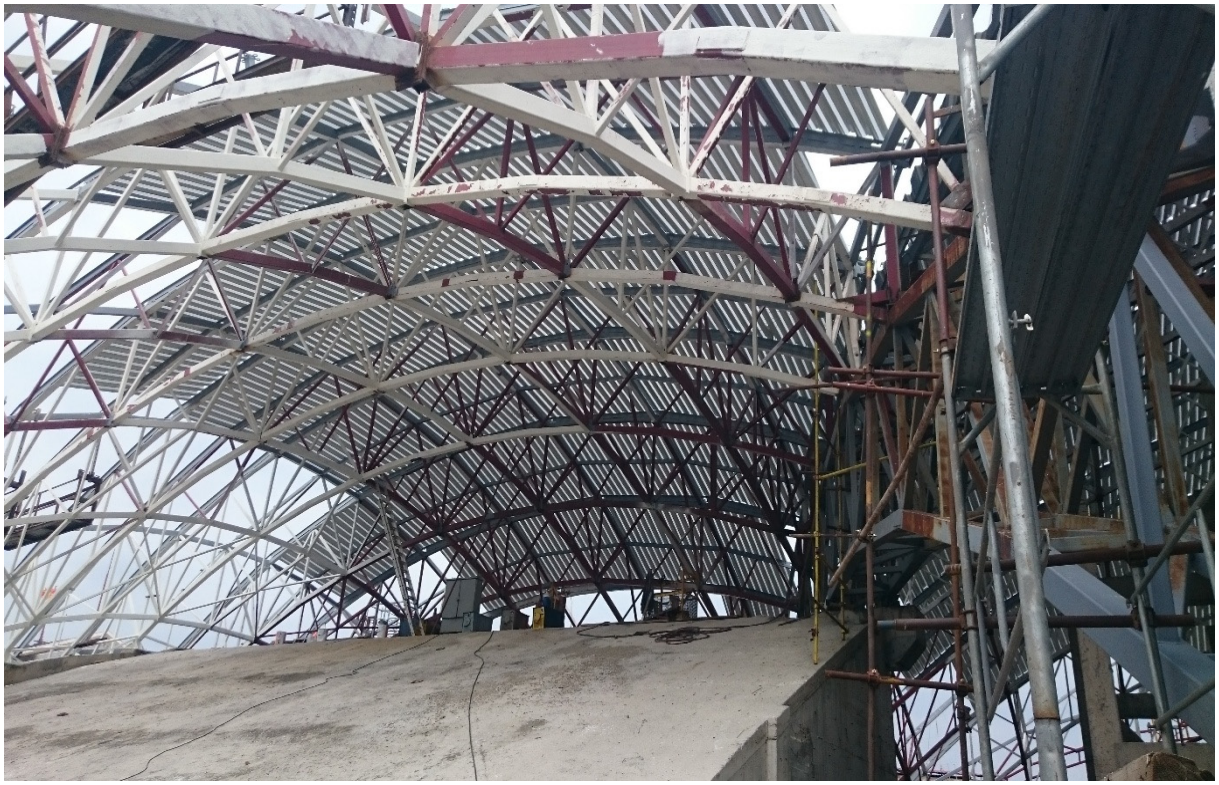
Сл. 5. Формирање на големи монтажни склопови на платото пред објектот



Сл. 6. Монтажа на вторниот монтажен склоп од големата купола, тежина преку 15 тона

Од денешен аспект, треба да се нагласи дека само по себе и производство на закривените кровни решетки беше мошне сложено, но споредено со нивната монтажа, се чини дека тоа беше полесниот дел од изведбатга на кровот на објектот Филхармонија.

Челичната конструикција на кровот и атиките ја изработи и монтира “Факом“ од Скопје.



Сл. 7. Изглед врз дел од монтираната челична конструкција за големата купола



Сл. 8. Изглед на јазел



Сл. 9. Спуштање на монтажен сегмент

2.2. Тесно градилиште, малку слободен простор, тежок пристап со дигалки

Ограничената расположива површина околу објектот, толку потребна за растовар, складирање, а потоа манипулација со донесениот материјал и укрупнувањето на монтажните целини долу, на платото пред објектот, дополнително ги отежнуваше изведбените работи, Слика 5. Особено беше деликатно позиционирањето на авто дигалките, бидејќи во многу случаи се користеше нивниот максимален капацитет за подигање и отфрлање на тешките монтажни целини, дотолку повеќе што на источната и јужната страна на објектот (према МОБ и према Кејот) немаше никакви можности за пристап со авто-дигалка, додека н западната страна (према Музичкото училиште), просторот беше премногу тесен и ограничен.

2.3. Одлука да прво се монтира големата купола – заради поедноставна геометрија

Една од најголемите дилеми беше носењето на одлуката дали монтажата на кровот да започне со малата или големата купола. Инсистирањето на Инвеститорот да најпрво се комплетира било кој дел од кровот како предуслов за отпочнувањето со завршните работи и ентеријерот под така завршен кров, само ја надополнуваше тежина на одлуката. На крајот, изведувачкиот тим самостојно одлучи да прва се сработи големата купола, која има поедноставна геометрија, односно истата претставува дел од сферна апсидна лушпа, и, што се покажа посебно важно, многу е попристапна за монтажата со авто-кранови. Исправноста на одлуката се покажа неколку месеци подоцна, кога за малата купола чија кровна површина нема точна математична формулација, и по површина е двојно помала, за нејзино производство, укрупнување и монтажа беа потрошени двојно поголем број работни денови споредбено со големата купола.

2.4. Избор за позицијата – поставеноста на кровот во однос на објектот

Оваа на прв поглед маргинална работа, всушност е една од најтешките одлуки кои тимот инжинери Проектанти и Изведувачи мораше да ја донесе, со многу далекусежни последици по динамиката на изведба и цената на чинење на објектот, и за која всушност немаше можност за никаква натамошна преправка или поправка.

Мерењата на позицијата на претходно вградените лежишта во армирано-бетонската конструкција покажаа одредени отстапувања, како во основа така и по висина. И покрај ваквата добиена и веќе прифатена подлога (состојба), сепак мораше да се задржи и следи теоретската форма на кровот кој веќе беше во производство, при што било какво прилагодување кон мерената положба на вградените лежишта дополнително ќе го закомплицираше и онака комплексното производство и монтажа на кровните куполи. Всушност и "замрзнувањето" на формата на кровот беше една многу голема и тешка одлука.

Оттука, третирајќи ги постоечкиот изведен АБ објект и металниот кров како две целосно независни конструкции или како две независни крути тела кои треба да се спојат (преклопат), се отвори безброј комбинации за положбата на кровот, неговата можна блага ротација во хоризонтална рамнина, и секако неговото позиционирање по висина.

Сите геометриски податоци за скоро 100 вградени лежишта, без внесени во компјутер, а истотака и геометријата на теоретските лежишта на куполата.

Започна пребарување по оптималната положба во основа, со преклопување на двата сета на лежишта, но во сите можни позиции се јавуваа видни отстапувања. Сето тоа одеше споро, па за конкретната намена беше прилагоден и еден постоечки софтвер. Охрабрени од ваквата моќна нумеричка поддршка, започнаа да се редат статистички обработени податоци за разновидни технички издржани критериуми за оптимизација, како на пример за најмало средно отстапување од геометријата, за најдобро совпаѓање на кровот со фасадите, минимален број лежишта за санација поради отстапувањата, за на крај во оптимизацијата да се воведат и интензитетите на реакциите од кровот во соодветните лежишта, како еден вид корекционен односбон "тежински" коефициент. Така, по многу обиди и многу обработени и студиозно анализирани параметри, за основен критериум за избор на позицијата на металниот кров во однос на вградените лежишта стана критериумот на минимално отстапување во геометријата, но сметано само за вертикално најтоварените лежишта, а тоа беа всушност решетките од главниот носечки правец север-југ.

Во поглед на поставеноста по висина, се бараше кровот да биде оптимално позициониран во однос на објектот, од причина што секој 1см покачена висина значеше дополнителен трошок од 1000 Евра заради дополнителната површина на фасада. Пониската кота на кровот секако дека го намалува ексцентарот на хоризонталните реакции во однос на належните плочи. Но од друга страна, најниската положба на кровот значеше и геометриски конфликт со голем број од армирано-бетонските завршни греди, и потреба од нивно локално кршење заради обезбедување коридор каде би поминале долните појаси на решетките. На крајот компромис беше изнајден во благо подигната положба на кровот во однос на бетонот, со локално кршење само на заштитниот слој од неколку бетонски завршни греди, но со услов да нема сечење на главна арматура, додека на јужната страна на објектот каде кровот односно каде стреите се најстрмни и каде геометрискиот конликт беше најизразен, се премина на сериозна корекција на геометријата на долниот појас од неколку соседни челични решетки за кои долниот појас од нивниот конзолен препуст беше буквално прекршен под прав агол заради избегување на бетонските греди.

2.5. Следење на геометријата на изведба на објектот

Прецизноста во изведбата на кровната рамнина беше едно од најважните барања за Добавувачот на кровниот пакет, фирмата “Kalzip“ од Германија.

Заради доследно пратење на зацртаната геометријата, позиционирањето на секоја монтажна целина беше веднаш контролирана со 3Д мерна станица, а на два пати геометријата на кровот беше проверувана и со снимки од дронови, кои носат софистицирани камери и вршат снимање на кровот со слична технологија на фотограметриското снимање, но со далеку повисока точност, со поголем број снимки и со соодветен софтвер кој ги отчитува и обработува податоците од снимањето. На сите мерни места, а беа многубројни, бараната точност од 4мм беше испочитувана.

Да работите бидат уште покомпицирани, вака тешко утврдената геометрија на челичната конструкција од кровот беше виртуелно-софтверски надградена (екстраполирана) за уште 35cm колку изнесуваше пакетот на системот за штелување, носечкиот лим и термичката изолација под покривниот лим на кровниот пакет Kalzip.

2.6. Кровен систем за покривање Kalzip со 1200 различни покривни елементи

Прецизноста во изведбата на кровот беше барана токму од Производителот на системот за покривање, односно Добавувачот на кровниот пакет, фирмата Kalzip од Германија. Завршната водонепропусност на системот се постигнува со формирање на куполи од фалцувани канали (ували или шорни) од соодветно профилиран алуминиумски лим. Профилирањето на каналите се врши на лице место, но она што е спефицифично и фасцинантно е дека профилирката поддржува изработка на 3Д форма на каналите, односно, каналите може да бидат закривени во две рамнини, и што е најважно, изработува канали со променлива ширина, притоа не само во смисол на трапезна форма, туку и ширината на каналите со неправилна геометриска закономерност. Сето во согласност со направените снимки со дроновите, и екстраполираната финална еометрија на кровот која потоа дигитално ја превзема и обвработува софтверот на Kalzip.

Изгледот на кровниот пакет е прикажан на Слика 7. Истиот се состои од носечки челични профилиран и перфориран лим заради акустиката, врз кој лим се поставува парна брана и се фиксираат носачите за кружните алиминиумски закривени цевки, трвдо пресовена и лесна камена волна, за да на крајот се постава халтерите и кровните фалцувани ували (шорни). Беше лесно додека се работи на темињата од куполите, но одејќи према краевите, големиот наклон на куполите до максимум ја отежнуваше монтажата. Сепак, целокупната монтажа, многу успешно, беше извршена од “Прототип“ од Скопје

Машината ги изработува елементите за неколку дена и заминува во друга држава. На плац беа произведени 1200 различни парчиња, едно брдо од ували, сите машински бележени, а кои требаше да се постават на соодветното место на кровот. Притоа, секое несовпаѓање на внесената геометрија во софтверот со стварната геометрија на лице место би предизвикала проблеми со несогледиви последици по динамиката на изведбата. За среќа,со тој проблем не се соочивме.



Сл. 10. Кровен пакет “Kalzip“ висок 35cm мерено од челичните решетки до фалцуваниот лим



Сл. 11. Сите можни форми на лимови за фалцување, произведени се 1200 различни парчиња



Сл. 12. Монтажа на кровниот пакет од системот Kalzip

2.7. Челична потконструкција за фасадата монтирана на шини

Поради геометриски отстапувања во геометријата на армирано-бетонскиот скелет, целата хоризонтална челична потконструкција за фасадите, која беше проектирата во форма на атрактивни закосени "виренделови" носачи беше времено потпрена на хоризонтални шини, на начин што лизгањето на носачите по шините дозволуваше големо поместување нанадвор заради нејзино неопходно штелување до потребната фиктивна вертикална рамнина на соодветната фасада. После соодветното позиционирање, носачите се заварувaа на претходно монтираните анкерните плочи. Ваквиот "трик" обезбеди независно и несметано работење на два големи тима врз фасадите, со што времето на нивната изведба беше сведено на минимум.



Сл. 13. Систем од хоризонтални "Виренделови" челични носачи за прифаќање на фасадата

2.8. Монтажа на фасадите и атиките

Фасадите го даваат ликот на објектот, и за нивна изведба беше ангажирана фирмата “Торакс АД“ од Скопје. Фасадите се полуструктурални, изведени со систем “Jansen“ кој е специфичен по користењето челични системни профили за потконструкција, кои овозможуваат премостување на распони до 6,0 метри, што всушност и беше случај на овој објект.

Атиките се карактеризираа со големи провеси (конзолни испусти), истите целосно беа обложени со алуминиумски композитен панел, а многу успешно ги сокриваа длабоките олуци потребни за одводнување на стрмниот кров.



Сл. 14. Детали од фасада за врема на изведбата, во позадина се “Виренделовите“ носачи



Сл. 15. Поглед кон источната фасада, вентилираната фасада е обложена со природен камен

2.9. Заштита и безбедност при работа

На овој исклучително вежен сегмент од конструктерството, на овој објект ГД Гранит како носител на изведбата на кровот и фасадите, полагаше исклучително внимание, токму поради изразено закривениот и стрмен кров, каде единствено “нормално“ можеше да се работи само во близината на темињата на куполите, за да веќе малку понастрана речиси да немаше можност безбедно ниту да се седне. На делови од јужната купола према Кејот, кровната косина речиси беше во вертикала. Од тие причини, покрај професионална планинарска опрема која ја користеа монтерите, ГД Гранит на свој трошок инсталира и дополнителна полумонтажна висока заштитна ограда по целиот периметар на кровот, како еден вид секундарен безбедносен систем. Истиот систем на два пати се покажа спасоносен.

За работа на фасадите од внатрешната страна беа користени десетици електрични макази со мала тежина, кои на места овозможуваа работа и на височини од 15 метри над бетонските катни плочи. Да не дојде до неконтролирано придвижување и паѓање на овие електрични машини, сите слободни ивици на армирано-бетонските плочи према фасадата на објектот беа заштитени со монтажа на привремени високи челични ивични греди.

За работа од надворешна страна на фасадата, беше користено скеле по целата висина на фасадата, а за помали интервенции и доработки на атиките се користеа моќни макази и “бум“ лифтови.

Денес, гледајќи наназад, големо задоволство е да се каже дека кровот и фасадите на објектот “Македонска филхармонија“ беа завршени без ниту една посериозна повреда на вработените.



Сл. 16. Југо-источниот агол од објектот за време на монтажа на кровот и фасадите

2.10. Еден од најсложените кровови во Европа

И после две години од завршувањето на изградбата, при секое поминување крај објектот, како Конструктор сеуште се прашувам дали воопшто ни требаше толку комплициран и скап кров.

Но кога веќе истиот мораше да се направи и со тоа да се одбрани честа на македонската градежна оперативa, треба да кажеме дека овој кров е еден од најкомплицираните кровови изведени во Европа од понов датум. Оваа констатација на крајот од изведбата ни ја потврдија и техничките лица од Добавувачот Kalzip, како фирма која во своето портфолио ги има токму таквите кровови изведени низ Европа. Фактот што за малата купола на јужната страна не постои никаква математичка фомулација, фактот што нема два исти конструктивни елементи или делови од покривачот, фактот што покривачот мораше да биде произведен со висока прецизност и врз база на мерена односно виртуелно надградена геометрија, го сместува овој мал објект рамо до рамо со најголемите конструктивни достигнувања.

ЗА КРАЈ

Кога ќе мине чувството на еден внатрешен немир поради фактот што “низ лавиринтот на тендери и најниски цени“ многу наивно се пристапи кон проектирањето и изведбата на еден вака репрезентативен објект и на многу комплициран кров, останува погледот нрз објектот и чувството на голема победа и дострел бидејќи Конструкторите го прифатија предизвикот и победија.



Сл. 17. Поглед на завршениот објект, слика од насловната страна во Порта 3

Изземајќи ги неколкуте “парадни посети“ на техничките лица на Kalzip и двете доаѓања на “странски пилоти“ за управување со дроновите, гордо истакнуваме дека кровот и фасадите на овој објект беа целосно изработени и монтирани од македонската градежна оперативa.

Насловната страна и воведниот прилог на јубилејното 250-то издание на нашиот весник Порта 3, беше токму со објектот “Македонска филхармонија“, скромно, но Нам многу драго признание за големото конструкторско достигнување.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanskiodredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

MA - 2

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

ОСНОВЕН ПРОЕКТ ЗА ИЗЛОЖБЕНО ПРОДАЖЕН САЛОН ЗА АВТОМОБИЛИ ВОЛВО ВО СКОПЈЕ

Признание на ДГКМ за проектирање на конструкција за 2018

Дамјан ДЕНКОВСКИ[1], Бобан ЈОСИМОВСКИ[2], Димитар ЛАЗАРОВСКИ[3]

АПСТРАКТ

Новиот објект на изложбено продажниот салон за автомобилите Волво во Скопје со своите неполни 1000м2 во две нивоа, според својата квадратура, малите распони и скромната висина од околу 11 метри, спаѓа во мали стопански објекти. Но по многу технички параматри истиот претставува врвен дострел во проектирањето на градежни конструкции, дотолку повеќе што делови од конструктивниот систем остануваат видливи, како интегриран дел од ентериерот.

Едно од најрестиктивните барања произлезе од поклопување на градежната со регулационата линија на плацот, што значи дека ниту фундамантите не смееа да излезат надвор од основата на објектот. Поради тоа беше применет многу иновативен променлив статички систем на главните рамки за дејство од силите на земјотресот, кој одговор на објектот претходно беше премногу флексибилен, првенствено поради зголбните врски меѓу столбовите од главните рамки и фундаментите. Со усвојување на посебна форма и распоред на темелите, со максимално користење на сопствената тежина на темелите и на сопствената тежина на целата конструкција, се обезбеди наизменично вклештување на столбот кој е прв гледано од насоката од која делува хоризонталната сила. Столбот на спротивниот крај се третира и натаму како зглобно врзан. Со ваквата конструктивна иновација, се постигна значително смалување на хоризонталните поместувања, со што се подобри однесување на објектот како целина, што беше од особена важност за челната стаклена фасада. За истакнување се уште неколку други конструктивни решенија: делумно обесена застаклена фасада, истата застаклена фасада целосно одвоена од кровот заради поставување на плафонски светла кои треба да фрлат светлина од задната страна по целата висина на фасадат, голем дел од галеријата целосно обесе на кровниот носач, редизајнирање на соодветната решетка на која е обесена галеријата на начин што истата излегува над кровната рамнина, и за крај, кровна рамнина покриена со ПВЦ мембрана, но без класични олуци.

Клучни зборови: *Променлив статички систем за хоризонтални сили, Обесена фасада и галерија*

[1] Civil Engineer, Private Company for Steel Design and Construction “Virendel” DOO, Skopje, Republic of Macedonia, virendel.design@gmail.com
[2] Civil Engineer, Private Company for Steel Design and Construction “Virendel” DOO, Skopje, Republic of Macedonia, virendel.design@gmail.com
[3] Civil Civil Engineer, Private Company for Steel Design and Construction “Virendel” DOO, Skopje, Republic of Macedonia, virendel.design@gmail.com

1. ВОВЕД

Новиот објект на изложбено продажниот салон за автомобилите Волво во Скопје со своите 1000м2 во две нивоа, според својата квадратура, малите распони и скромната висина од околу 11 метри, спаѓа во мали стопански објекти. Но по многу технички параматри истиот претставува врвен дострел во проектирањето на градежни конструкции, дотолку повеќе што делови од конструктивниот систем остануваат видливи, како интегриран дел од ентериерот.

Инвеститор на објектот е фирмата "Електроелемент" од Скопје, а дизајнот на објектот е целосно усогласен со корпоративните барања на брендот Волво.

Локација:	Улица "Перо Наков" 25, веднаш до Електроелемент, спроти МЗТ
Проект Архитектура:	Милениум ДООЕЛ – Скопје, 2018
Проект Градежништво:	Вирендел ДОО – Скопје, 2018
Ревидент:	Тиминг ДООЕЛ- Прилеп

Технички податоци за објектот „Филхармонија" во Скопје

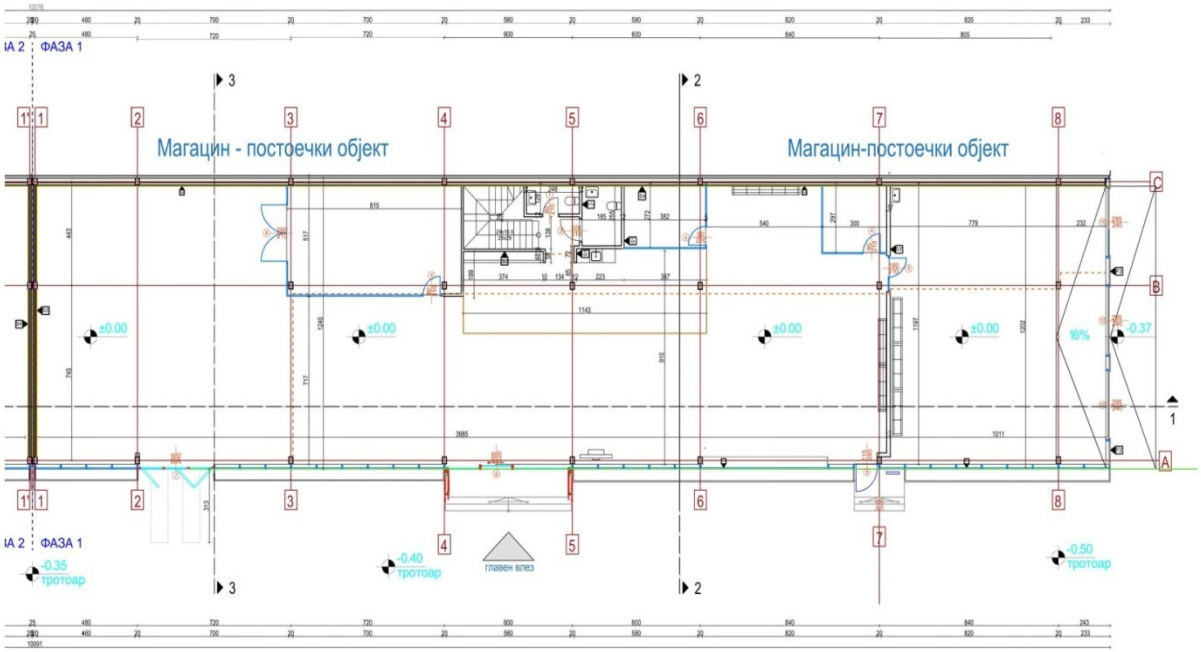
Површина во основа:	625 м2
Вкупна Корисна површина:	1.020 м2
Волумен под кров:	6.500 м3
Развиена површина на кровот со ПВЦ фолија:	725 м2
Површина на двете застаклени фасади:	670 м2

2. КРАТОК ОПИС НА КОНСТРУКЦИЈАТА И КОНСТРУКТИВНИОТ СИСТЕМ

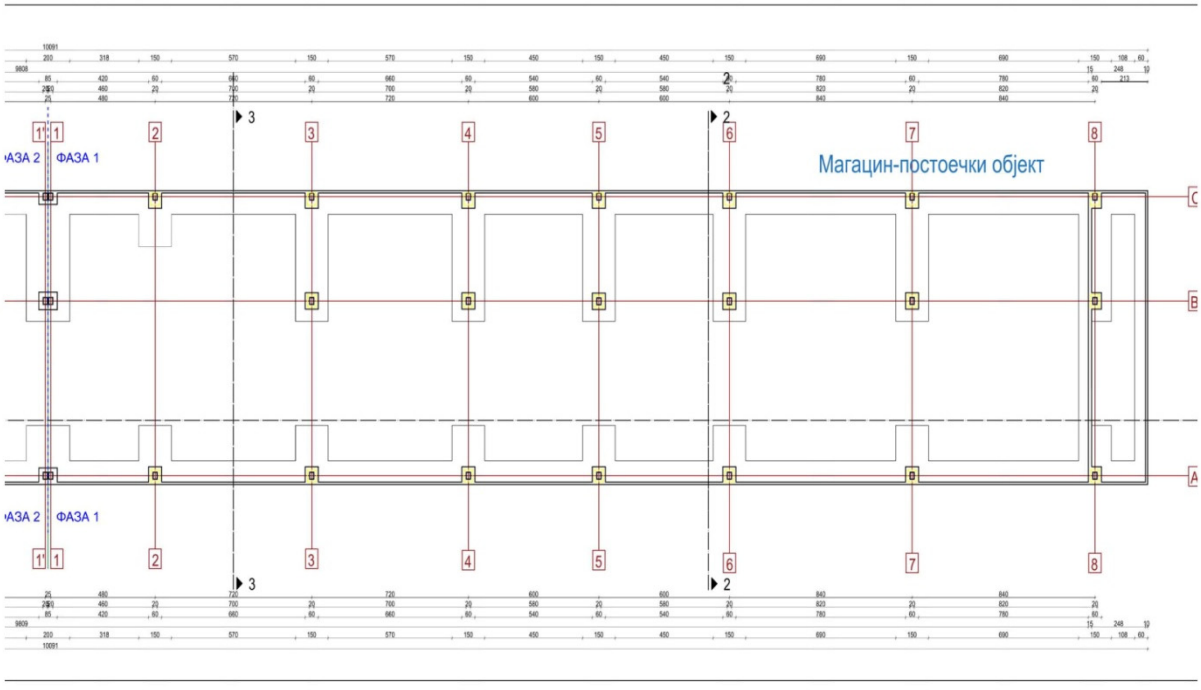
Објектот конструктивно е решен како композиција од еднобродни рамки, меѓусебно речиси идентично конструирани, со распон од околу 12,3 метри, и височина околу 11 метри.Инфорамтивно, проектната документација третира во продолжение уште еден ист ваков објект – близнак, целосно одвоен со дилатациона фуга, и оскино симетричен во однос на салонот на Волво.

Растојанијата меѓу рамките варираат, а согласно потребите и внатрешниот распоред во изложбениот салон и администрацијата на галеријата, што целосно беше разработено и добиено како подлога од фазата Архитектура. Овде е место е да се појасни дека запазувањето на корпоративниот дизајн на објектите на големите светски брендови, особено во автомобилската индустрија, секогаш е пропратено со редица специфични конструктивни решенија, во што исклучок не е ниту овој објект. Последица на корпоративниот дизајн на брендот Волво и архитектурата во просторот која со одредени модификации и прилагодувања се имплементира во сите салони на Волво ширум Европа, се редица несекојдневни барања, па и нерегуларности во конструктивниот систем. кој од друга страна мора целосно да биде адаптиран кон организацијата и функцијата на објектот.

Со оглед на постоењето на галерија како адмнистративен дел и висока засаклена фасада, критериумите за хоризонталните деформации на врвот од објектот беа подигнати на H/500, за која цел искористени се сите можности кои ги дава диспозицијата на објектот и организацијата на внатрешниот простор. Првенствено, тоа се два вертикални попречни спрегови од кои едниот е поставен на завршетокот на објектот (на дилатационата фуга), додека вториот е сокриен внатре, во објектот, на местото на преградата меѓу изложбениот дел и сервисот, Слика 4. Крутиот хоризонтален подолжен спрег во кровната рамнина, во соработка со двата вертикални спрегови допринесува за смалување на хоризонталните поместувања. Тука е и променливиот статички систем кај главните попречни рамки, зависно од насоката на дејство на хоризонталните сили, кој систем е подетално опишан во Точка 3.1.

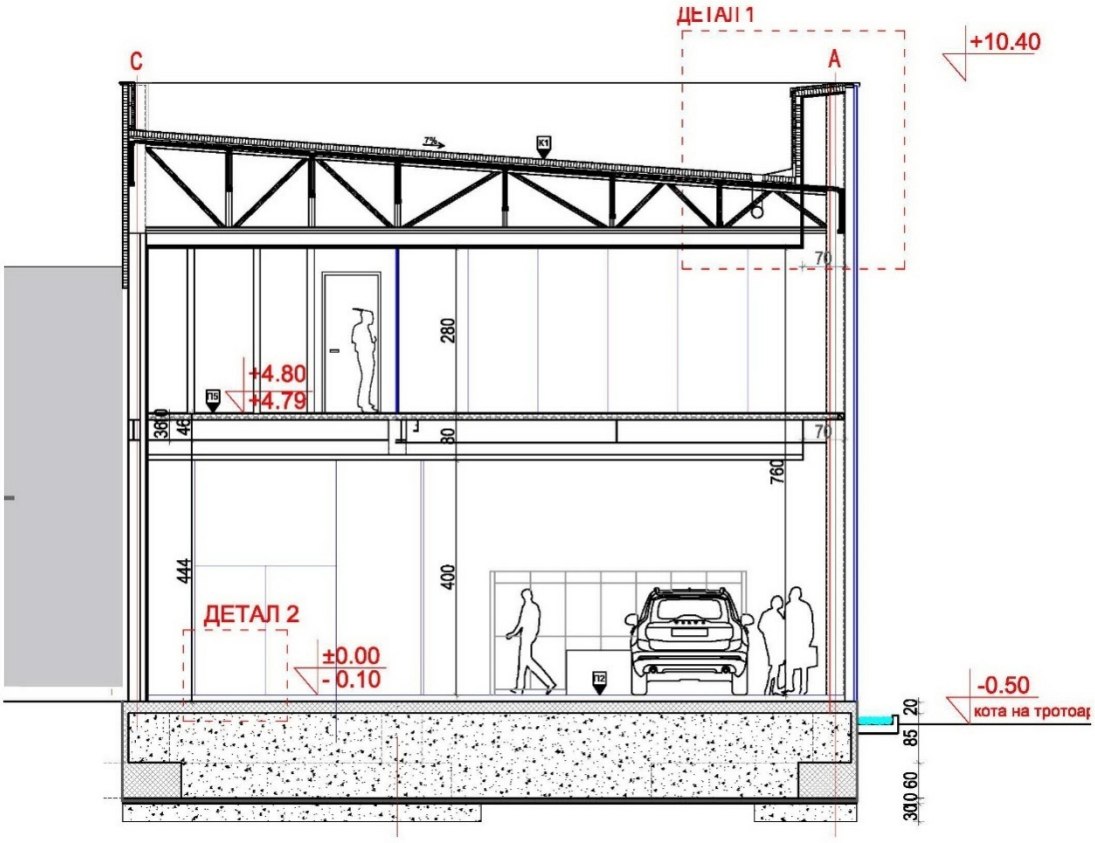


Сл. 1. Основа на објектот од проектот за архитектура, вертикален спрег сокриен во оска 7

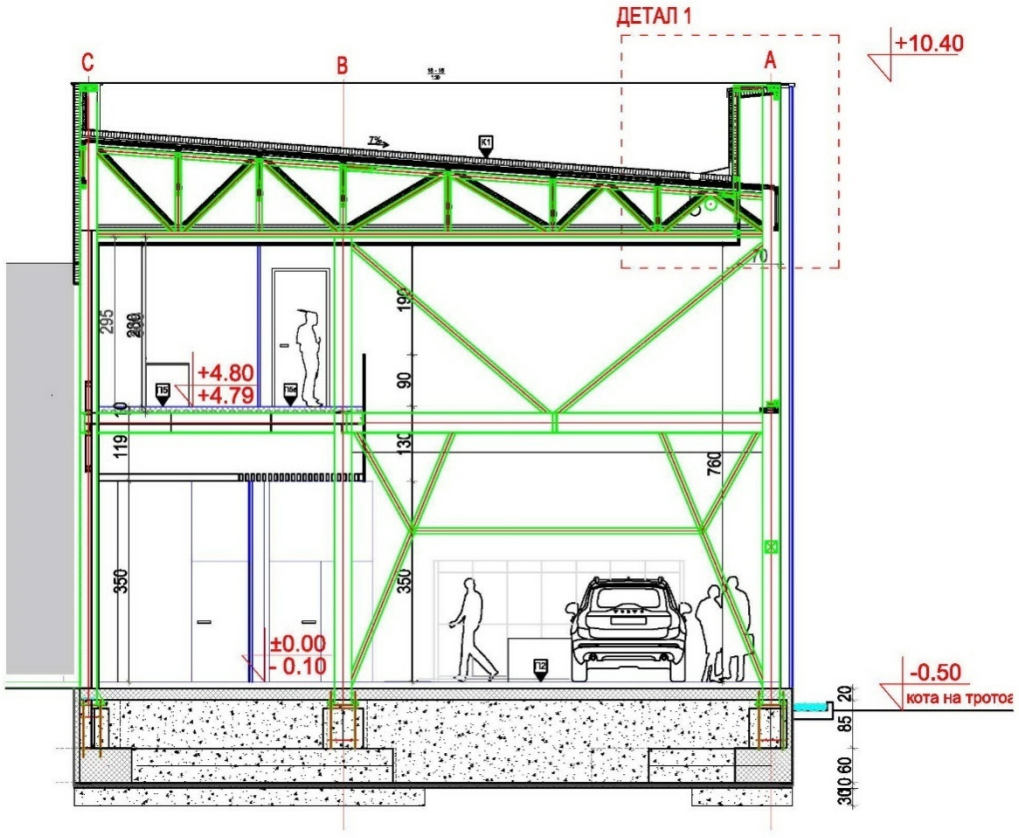


Сл. 2. Основа на темели и столбови, лево од оска 1 е дилатациона фуга за објект – близнак

Столбовите на главните рамки се проектирани како кутијасти ладно обликувани профили со димензии RHS 300/200/8, и најголемиот дел од нив останууваат видливи во просотор, а кровните греди се проектирани како решеткасти носачи, исто од кутијасни профили, со наклон од 7%. Изборот на решеткасти кровни греди е повторно во правец на зголемување на хоризонталната крутост на попречните рамки.



Сл. 3. Попречен пресек 3-3 низ најширокиот дел од галеријата, темели рамни со фасадата



Сл. 4. Попрчен пресек кај внатрешен вертикален спрег, со форма адаптирана на ентериерот

Галеријата е со површина од само 390 м2 и воглавно се протега на задниот дел од салонот оставајќи ги во најголем дел физички слободни и самостојни двете застаклени фасади. Галеријата воглавно се потпира на секундарни внатгрешни столбови, но на еден дел каде се изложуваат автомобили и каде галеријата се протега по целата ширина на објектот, фактички до стаклената фасада, централен секундарен стол не беше допуштен. Со оглед дека консгруктивната висина за галеријата е лимитирана, единствена опција беше нејзино бесење за кровниот решеткаст носач во позиција на столбот од приземјето кој не е допуштен за изведба. Последично, кровната решетка од конкретната рамка (во колона 2), е редизајнирана, сериозно зајакната, со правоаголна форма поради што истата излегува надвор од кровната рамнина.

Двете видливи фасади се застаклени, делумно обесени на кровот, а за прием на хоризонталните сили од фасадата, меѓу главните столбови се изведени хоризонтални атрактивно дизајнирани носачи, исклучиво за прием на посочените хоризонтални сили од стаклената фасадата.

3. НЕКОЛКУ СПЕЦИФИЧНИ КОНСТРУКТИВНИ РЕШЕНИЈА И КОНЦЕПТИ

На еден мал простор е демонстрирана врвна конструктерската иновативност, имплементирани се многу несекојдневни конструктивни решенија, а применети се современи концепти и материјали за покривање на објектот. Сите тие се подетално опишани во продолжение,

3.1. Променлив статички систем во зависност од насоката на хоризонталните сили

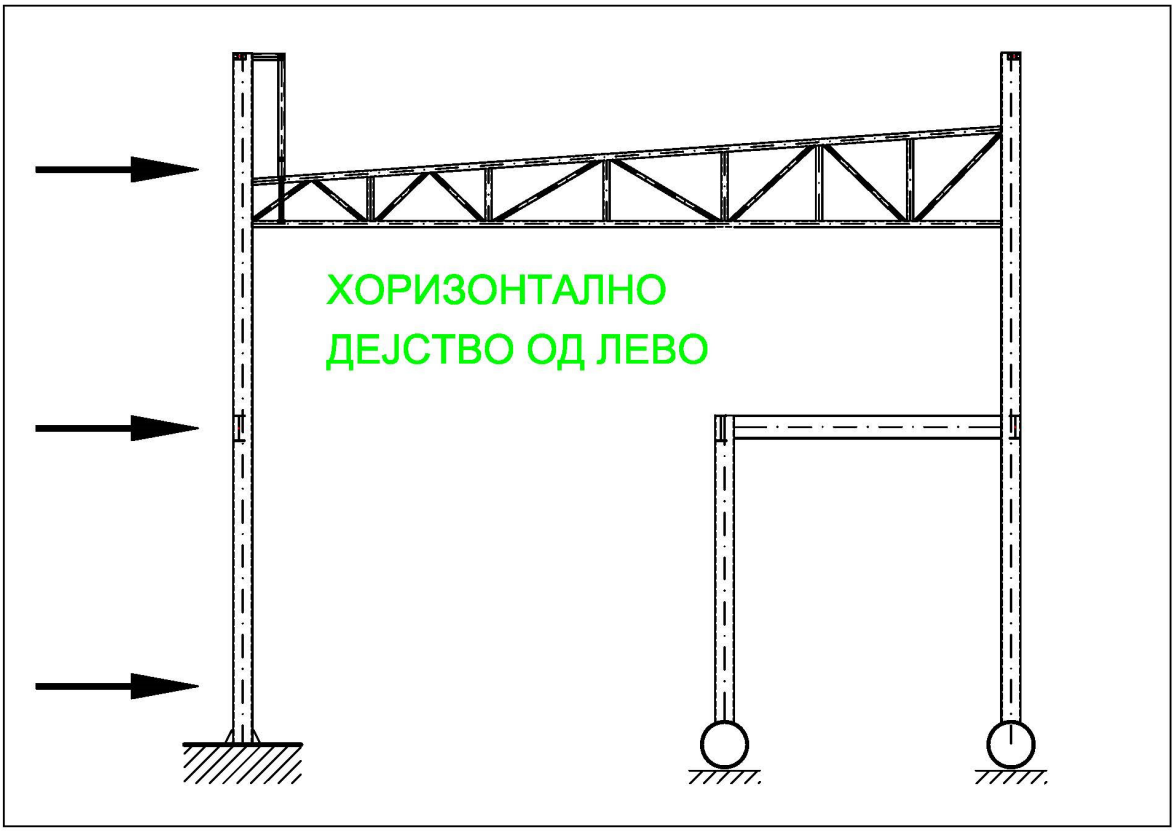
Поради ограниченият простор, објектот е сместен веднаш до постоечки објект во позадината, додека од преднатата страна градежната линија ја допира регулационата линија на објектот што значи дека сите темели мора да бидат задржани во габаритот на објектот. Опишаното е јасно видливо од основите и пресеците прикажани на Слика 2, Слика 3 и Слика 4. Тоа пак во старт ја елиминира можноста од изведба на вклештена врска на столбовите со темелите, а што резултираше со појаки столбови заради контола врз хоризонталните деформации на објектот.

Од тие причини, формираниот констуктивен систем од еднобродни главни носечки рамки и соодветно дизајнирани темели, каде системот работи променливо, наизменично, зависно од насоката на хоризонталните силе, и тоа еден столб од рамката е зглобно потпрен, а спротивниот столбот кој притиска врз темелот кон внатрешноста на објектот обезбедува вклешување. Во случај на промената на насоката на хоризонталните сили, системот одговара со смена на начинот на потпирање и однесување на крајните столбови. На ваков начин, и покрај висината на столбовите, добиена е релативно мала димензија на фасадните столбови од 300/200мм. Барањето од архитектите беше да овие столбови останат видливи и интегрирани во ентериерот на салонот, поради што изборот на кутијасти профили се наметна како најдобра опција.

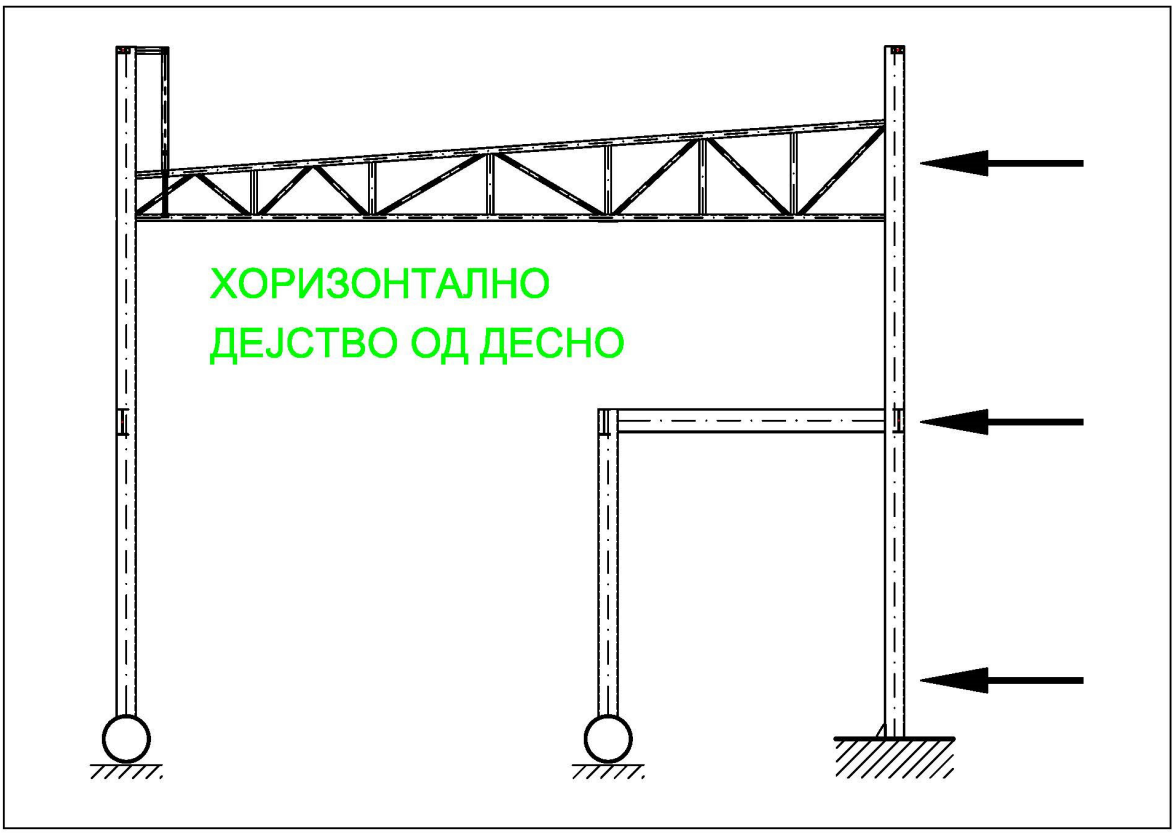
Различниот одговор на главните попречни рамки шематски е прикажан на Слика 5 и Слика 6 во продолжение. Иако само еден вклештен столб, ефектот од вака усвоениот конструктивен систем беше во речиси преполовени хоризонталните поместувањата на врвот од објектот.

Во конкретниот случај, пресметувањето на анкерувањето на столбовите за темелот е класично, согласно активираниот момент на вклештување, комбиниран со соодветната аксијална сила од хоризонталнодо дејство. Секако дека дел од анкерите работат на извлекување и големо внимание е посветено на минималните растојанија на анкерите во однос на завршетокот на темелот, како и начинот на формирање на арматурниот кош во непосредна близина на анкерите

Ова е голема новина во конструкторството, која како систем Проектаните ја имаат разработено уште пред неколку години, и тоа во уште поекстремни услови, каде објект со слична катност и многу поголеми маси е надграден врз постоечки објект, *без ниту еден анкер на извлекување*.



Сл. 5. Конструктивен систем за хоризонтални сили од лево, вклештен е левиот столб

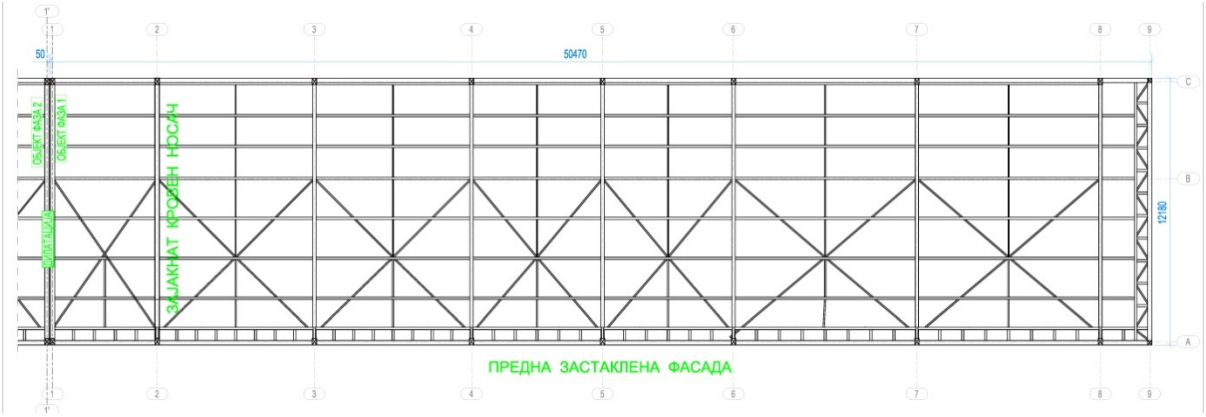


Сл. 6. Конструктивен систем за хоризонтални сили од десно, вклештен е десниот столб

3.2. Крут хоризонталне подолжен спрег на кровот заради воедначено поместување

Варирањето на ширината на модулите како и променливата широчина и диспозиција на галериите, резултираше со различен одговор на сите попречни рамки во системот поради различните хоризонтални дејства кои секој рамка засебно ги прифаќа. Со цел попречните поместувања да се воедначат и да се намалат, предвиден е крут кровен хоризонтален спрег по целата должина на објектот, кој преку соодветно позиционираните и дизајнирани вертикални спрегови обезбеди униформен одговор на целата конструкција..

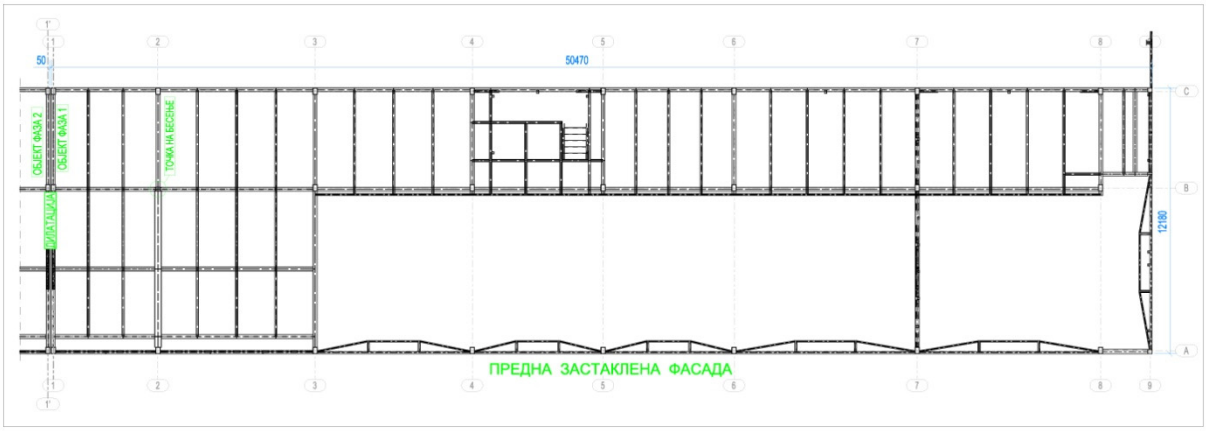
И овој систем на хоризонтален попречен спрег во кровната рамнина, заедно со двата вертикални спрегови во попречен пресек даваат свој допринос кон натамошно намалување на хоризонталните поместување на врвот од објектот, и смалување на поместувањето на високата фасада до критериум H/500.



Слика 7. Подолжен кровен спрег со голема крутост,

3.3. Обесена стаклана фасада

Стаклената фасада е проектирана како полуструктурална. Потпирањето е преку масивни вертикални алуминиумски носечки профили, високи преку 11 метри, хоризонтално потпрени на три нивоа. Потпирањето во средишниот дел од фасадата е врз хоризонтални, од внатрешна страна целосно видливи и атрактивно дизајнирани трапезни носачи, прикажани на Слика 8, како и на Сликите 9 и 10. Специфично е што стаклената фасада завршува повисоко од кровната рамнина, ја крие кровната рамнина, а сепак речиси да е целосно одвоена од кровната рамнина. Во вака оформениот слободен волумен меѓу покривачот и стаклената фасада е поставена т.н. висока расветла. Но она што е невидливо е токму дилатацијата на стаклената фасада по средината на објектот, поради што горната половина на фасадата е целосно обесена на завршниот хоризонтален челичен профил .



Сл. 8. Галеријата во основа, и приказ на хоризонталните носачи за прием на фасадата



Сл. 9. Конструкцијата во изведба



Сл. 10. Видливи хоризонтални носачи

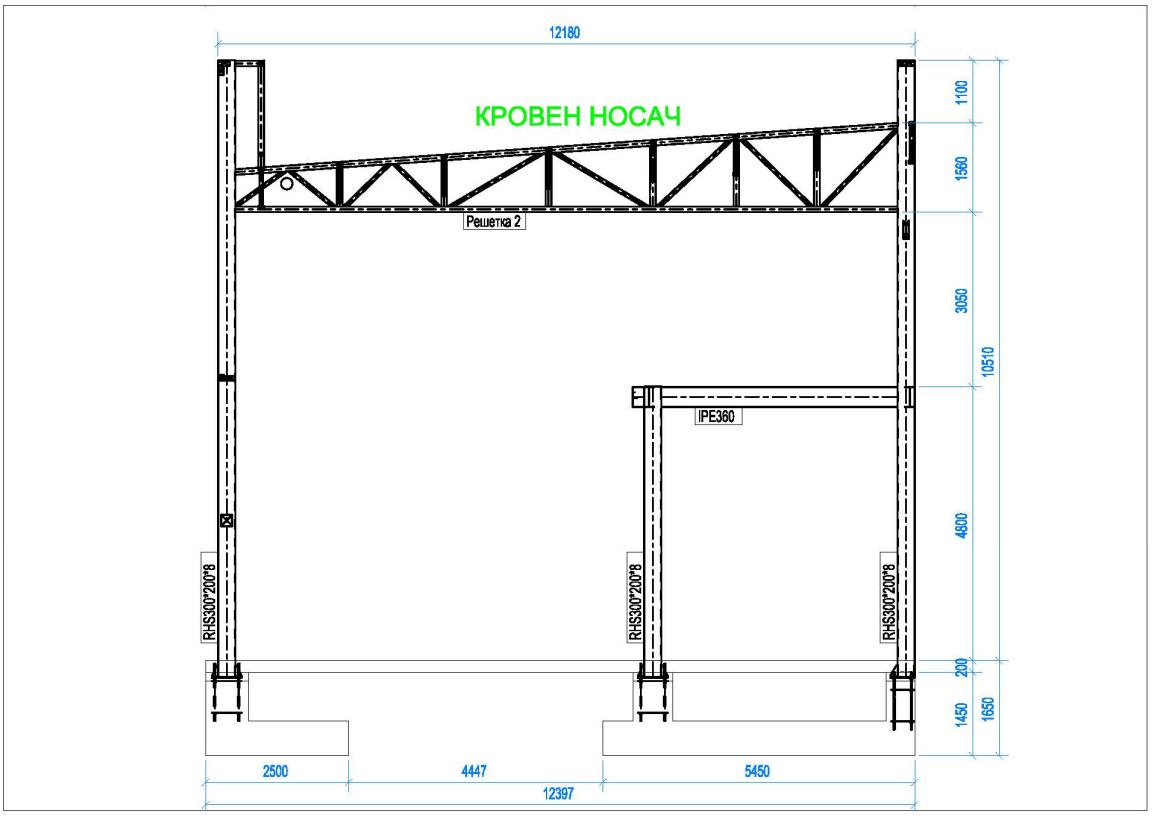
3.4. Кров без класични олуци

Кровот е со стандарден наклон од 7%, но барањето за голем број продори низ него условуваше користење кровен термоизолационен панел со завршен слој од PVC фолија. Целиот кров гледано во попречен пресек завршува со робусен “П“ портал од кои две страни се одработени со термоизолација и обложени со фолија, додека надворешната страна од “П“ порталот е всушност стаклената фасада, Слика 11 и Слика 12. Овој “П“ портал непрекинато ги следи двете застаклени фасади, од задната (невидливата) страна формира големо корито од PVC мембрана, еден вид хоризонтален олук со голем капацитет, но без никаков пад.

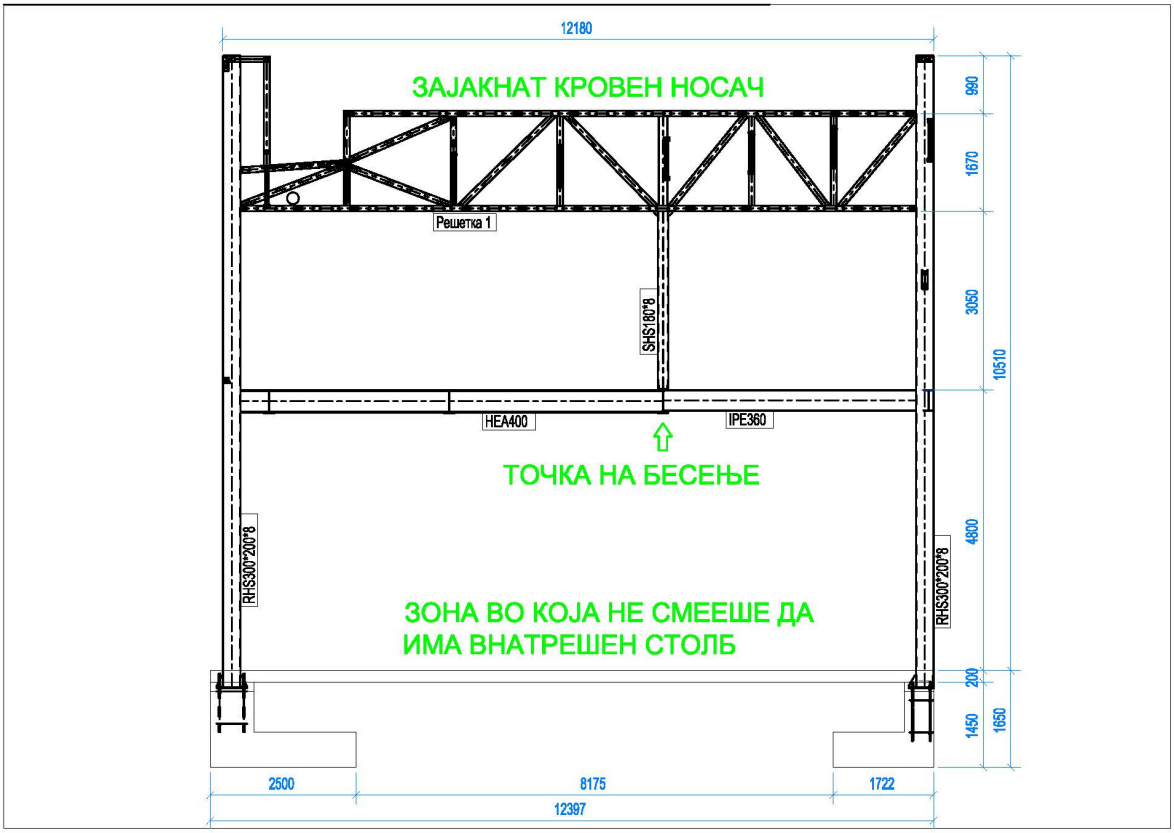
3.5. Обесена галерија

Во почетните два модули (со вкупна димензија од ~12x12 метри), функцијата на објектот налагаше галеријата да се изведе по целата површина (до стаклената фасада), но и да го нема нејзиниот централен столб во приземјето заради внесување и поставување на поголем број автомобили, во произволен и променлив распоред. Всушност требаше да се отстрани најтовареният столб во објектот, толку потребен за прием на речиси половината од тежината на галерија (околу 500kN). Во услови кога за изведба на соодветно крута гредна скара немаше доволна конструктивна височина, а фреквенцијата на плочата не успевавме да ја дигнеме над 3Hz, единствената опција остана бесењето на галеријата за кровот. За таа цел, претпоследната кровна решетка беше целосно редизајнирана како како провоаголна, максимално зајакната и со користење на целата возможна конструктивна височина, прилагодена за прифаќање на висулката која ја носи галеријата. Разбирливо, во голем дел беше проектирана да изрони над кровната рамнина, до висина на фасадата, како еден вид грбина, Слика 12. Подоцна истата беше целосно термички обложена - изолирана и заштитана со завршна PVC мембрана.

На деталот за монтажа на висулката, како најтоварен конструктивен елемент во целиот објект, беше обратено посебно внимание, како во конструирањето на деталот, така и со предавање на пишан протоколот за постапката на припрама, редоследот и начинот и контрола на заварување.



Сл. 11. Стандардна кровна решетка, со "П" портал кој непрекинато се јавува на двете фасади



Сл. 12. Зајакната кровна решекта на местото на бесење на галеријата, видлива на кровот

ЗА КРАЈ

Вистинска реткост е кај урбаните објекти да челичната конструкција биде видлива и да истата биде имплементирана како дел од ентериерот. Автосалонот на Волво стана објект кои ги помести границите и критериумите за комерцијалните објекти и кој воедно е случај кога еден објект со севкупниот дизајн застанува на рамниште со дизајнот на автомобилите на еден од најпрестижните европски автомобилски брендови, Волво.



Сл. 13. Изглед на изградениот објект, непосредно пред свеченото отворање

Нам Конструкторите, не ни се случува често да на еден вака мал објект толку пати бидеме во близина на границата на конструктивните и физичките можности. Објектот чие проектирање го започнавме со мисла дека ќе биде само уште еден проект од многуте, прекрасна во голем инженерски предизвик, каде мораше да примениме се што сме научиле, па дури и една иновација во конструкторството, еден изменет концепт за прием на хоризонталните сили.

Овој многу интересен и издржан концепт може да најде своја широка примена кај проектирањето и градењето на објекти по фази, или проектирањето на нов објект непосредно до постоечки објект, што толку често го среќаваме во проектирањето на објекти – лепенки во нашето урбаното опкружување.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

MA - 3

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

ИЗВЕДБА НА ГРАДЕЖНО САНАЦИОНИ РАБОТИ НА МОСТ БР.1, Р.ВАРДАР НА ПАТ Р1105, ДЕЛНИЦА ДАВИДОВО-УДОВО

Признание на ДГКМ за изведба на објект за 2018

Елена СТАНКОВА[1], Бобан ХРИСТОВ [2], Цанко ПАНЕВ [3] Татјана МАНАИЛОВА-СТОЈАНОВСКА [4]

АПСТРАКТ

Појавените оштетувања на мостот, променетата категорија на пат како и промената на прописите за пресметка на конструкциите резултираше со потребата од санација и зајакнување на мост бр.1 на р.Вардар на Р110. Изведбата на градежно-санационите работи беше доверена на градежната фирма Синтек. Градежните работи во целост се извршуваа под сообраќај и беа завршени пред предвидениот рок од 15 месеци. Мостот претставува греден армиранобетонски мост систем Герберова греда на седум полиња со конзолни испусти на краевите и ширина од 820cm со две сообраќајни ленти и два тротоари. Горниот строј на мостот е решен како гредна скара од главни и попречни носачи со коловозна плоча. Главните носачи се изведени како континуални греди со параболични вути кај ослонците. Во средното (четврто поле) се наоѓа проста греда која е зглобно поврзана за континуалниот дел од носачите. Овој елемент од првобитната конструкција на мостот со санацијата се монолитизира па главните носачи преминуваат во нов статички систем – континуална греда. Санација и зајакнување беше предвидено и се изврши скоро на сите елементи од мостот: изведба на нови колови, надколова плоча, џекетирање на столбни платна и главни носачи, континуирање на Герберовите зглобови, појачување на плоча со бетонирање на дополнителен слој од горна страна и вградување на карбонски траки од долна страна, изведба на хидроизолација, нови сливници, нова комбинирана ограда, заштита на површините...Сите позиции беа изведувани под времен режим на сообраќај со наизменично движење на возилата во двете насоки по една лента и соглано овој режим Изведувачот ја прилагоди во целост проектната документација и примени соодветна динамика и техника за изведба на работите. Посебно внимание е посветено на промената на лежиштата, како задача која бараше сериозен и стручен пристап имајќи во предвид дека не се работи за монтажен систем туку за монолитен систем со распони од 28m и дека подигањето на конструкцијата се врши под сообраќај. Затоа изведувачот изработи методологија како да го изведе тоа со подигање преку попречните носачи со хидраулички преси. Подигањето и промената на лежиштата се подетално опишани во овој труд.

Клучни зборови: *Санација; Зајакнување; Промена на лежишта; Џекетирање; Промена на статички систем*

[1]дипл.град.инж., СИНТЕК инженеринг, info@sinteking.com.mk
[2]дипл.град.инж., СИНТЕК инженеринг, info@sinteking.com.mk
[3]дипл.град.инж., раководител на објект, СИНТЕК, sintek@on.net.mk
[4]дипл.град.инж., СИНТЕК, sintek@on.net

1. ВОВЕД

Мостот претставува греден армиранобетонски мост, систем Герберова греда на седум полиња со конзолни испусти на краевите, со следните распони L=5,75+3x28+5,6+16,8+5,6+3x28+5,75 =207,5m. Елементите на мостот се монолитно поврзани меѓусебе и изведувани на лице место. Мостот има ширина од 820cm со две сообраќајни ленти и два тротоари по 110cm. За ослонување на главните носачи на средните столбови поставени се оловни лежишта кои се вградени во мостот при изведбата. Ослонувањето кај крајните столбни места е изведено со лежиште помеѓу столбовите и темелните греди, кај овој мост главниот носач и столбот се монолитно поврзани.

Горниот строј на мостот е решен како гредна скара од монолитно врзани главни подолжни носачи и попречни носачи. Главните носачи се изведени како континуални греди со параболични вути кај ослонците со променлива висина h=180cm до h=250cm и константна ширина b=60cm. Во средното (четврто поле) на главните носачи се наоѓа проста греда L=16,80m која е зглобно поврзана за континуалниот дел од носачите. Овој елемент е она што го прави мостот систем Герберов носач и од првобитната конструкција на мостот, со проектот за санација се монолитизира па главните носачи преминуваат во нов статички систем – континуална греда. Долниот строј е составен од шест средни столба и два крајни столба. Темелењето на мостот е извршено на колови и надколова плоча.

Ова е втора поголема санација на мостот, првата санација е изведена неколку години по неговата изградба коа се санирани зглобовите на Герберовиот носач. Но и со ова не бил решен проблемот со зглобовите па под нив, како наједноставно и евтино решение, се изведени столбови, како потпора. По извршената санација и зајакнување на мостот и по изведеното џекетирање и континуирање на Герберовиот носач овие столбови се отстранети.

Градежните работи за санација и зајакнување на мостот опфаќаа: припремни и санациони работи на оштетувањата на бетон и арматура, изведба на нови колови и нова надколова плоча, џекетирање на средните столбни платна, џекетирање на столбови кај крајни столбови и изведба на нова врзна греда, џекетирање на главни носачи, подигнување на горниот строј со хидраулички преси и вградување на неопренски лежишта, изведба на дополнителен слој бетон од 15cm за појачување на коловозната плоча, попречните и главните носачи во горна зона и вградување на нова арматура (RA 400/500-2), зајакнување на коловозна плоча во долна зона со вградување на карбонски траки во два правци, зајакнување на попречните носачи со карбонски траки, изведба на нови преодни плочи, изведба на нова тротоарна конструкција со парапетна и ивични греда, изведба на хидроизолација и вградување на сливници за одводнување, изведба на нов асфалат, вградување на нови дилатации на мостот, изведба на нова комбинирана ограда и изведба на заштита на бетонските и челичните површини. Сите фази на изведба беа изведувани под сообраќај освен асфалтирањето кое беше извршено на целата ширина и должина на мостот, со краток прекин на сообраќајот.

2. ОШТЕТУВАЊА НА МОСТОТ

Генералната слика за мостот е дека е изведен со неуедначен квалитет и дека половината на објектот кон Давидово е изведена со полош квалитет, со поизрзени недобетонирани површини со длабоки сегрегации со оголена и кородирана арматура. Коловозната површина е релативно оштетена, со делови на раздробен и испукан асфалт особено околу зглобовите и пешачките патеки. Оштетениот асфалт, запушените сливници како и непостоењето на хидроизлоација допринеле за постојан продир на вода, особено во делот на конзолните испусти под тротоарите, кои резултирале со оштетувања на бетонот и арматурата.

Ваквите оштетувања беа категоризирани во три категории:

- Помали оштетувања од плитки сегрегации, корозија, лушпење на бетонот од продор на вода, мрзнење, и слично
- Подлабоки сегрегации до 3cm корозија навлезена подлабоко во бетонот, помали дупки и гнезда како и делови зафатени со бубрење на бетонот
- Длабоки сегрегации со длабина поголема од 3cm со или без видлива арматура, корозија длабоко навлезена во бетонот, дупки и гнезда со длабочина поголема од 3cm,

и истите беа санирани со репаратур малтер со соодетна гранулација спрема категоријата на оштетување. Пред изведба на активностите за санирање на бетонските површини прво се изведуваа потребните припремни работи соодветно на оштетувањето и типот на санација. Припремните работи вклучуваа чистење на површината од откинати и лабилни делови, брусење, водено или песочно пескарење, обеспрашување и премачкување со основен слој – прајмер.



Слика бр.1 Оштетувања на конструкцијата: Недобетонирани делови, сегрегиран бетон, продор на вода, оголена и кородирана арматура, недоволен заштитен слој,..



Слика бр.2 Старите сливници од мостот, кои веќе не ја обавувале својата функција



Слика бр.3 Пукнатина на краен столб и крило



Слика бр.4 Инјектирање на носачи



Слика бр.5 Санација на оштетувања на плочата од долна страна

3. ИЗВЕДБА НА НОВИ КОЛОВИ И НОВА НАДКОЛОВА ПЛОЧА

Со проектот за санација и зајакнување на мостот темелењето беше решено да се изврши на тој начин што околу постоечките темели се оформува плато и се бушат нови колови 4Ф1200mm (L=6,20m) за крајните и 4ф1500mm (L=6,20m) за средните столбни места. Коловите беа изведени по следниот редослед: бушење на земјениот материјал, спуштање на приготвените арматурани кошеви и бетонирање со бетон МБ 30 со извлекување на металните колони. По изведбата на АБ колови се премнина на изведба на надколовите плочи одноно нивно оплатирање и армирање. Надколовите плочи се со правоаголна форма со димензии во основа 12,30x6,90m за крајните и 12,20x5,90m за средните столбни места и висина од 1,50m.

Кон крајот на изведбата на санационите работи, по оформување на коритото и следење на текот на реката и нејзиното влијание врз темелната конструкција на столбовите се установи дека надколовите плочи на столбно место С6 и С7 е потребно да се заоблат исто како што се заоблени и самите столбни платна со цел да се овозможи похидродинамичко течење на реката и да се намали можноста од поткопување. Оваа дополнителна позиција - обликување на надколовите плочи беше уште еден предизвик за Изведувачот бидејќи изведбата се вршеше во висок водостој на реката, односно беше потребно повторно да се направат загати за да се овозможи нивната изведба. Сепак успешно се изврши изработката на овие “клунови„ на надколовите плочи на столбните места кои беа најзасегнати со разорното дејство на течењето на реката Вардар.





Слика бр.6 и слика бр.7 Изведба на заоблување на надколови плочи на столбно место С6/С7





Слика бр.8 и слика бр.9 Приказ на постоечки надколова плоча и влијанието на реката врз надколовите плочи

4. ЏЕКЕТИРАЊЕ НА СКРИЕНИ СТОЛЏОВИ КАЈ КРАЈНИ СТОЛЏОВИ, ЏЕКЕТИРАЊЕ НА СРЕДНИТЕ СТОЛБНИ ПЛАТНА (15СМ), ПОДИГНУВАЊЕ НА ГОРНИОТ СТРОЈ СО ХИДРАУЛИЧКИ ПРЕСИ И ВГРАДУВАЊЕ НА НЕОПРЕНСКИ ЛЕЖИШТА КАЈ КРАЈНИ И СРЕДНИ СТОЛБНИ МЕСТА

Во овој труд посебно внимание и излагање ќе се обрне на техниката за промена на лежиштата кои во проектот за санација на мостот не беа детално опфатени туку истото беше оставено на Изведувачот. Согласно проектната документација постоечките лежишта се менуваат со нови неопенски лежишта, вклучувајќи лежишта што овозможуваат поместување во сите правци, лежишта што овозможуваат деформација во еден правец и фиксни лежишта.

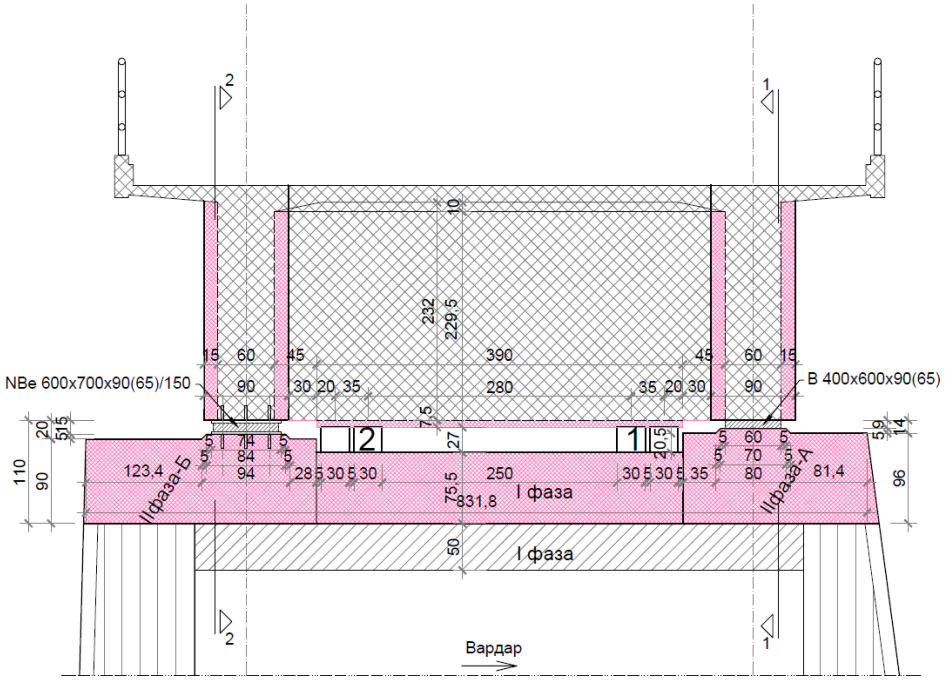
Во текот на изведба, а по откривањето на крајните столбови се увиде дека ситуацијата не е иста со онаа со која е влезено во пресметката и во начинот на санација и зајакнување. По отварањето на крајните столбови се констатирше дека на истите се појавени пукнатини кои го оневозможуваа зајакнувањето како што беше предвидено со ОП за санација. Имено најизразени беа пукнатините на проширувањата на платното и пукнатините помеѓу крајниот столб и крилата.

Во Проектот за изведба на мостот (1959год.) крилата се предвидени и пресметани како обесени на главниот носач кој конзолно продолжува од крајниот столб кон крајот на мостот и не треба да се поврзани за вертикалното платно на крајниот столб. Крилата не се изведени како такви туку монолитно се поврзани за крајниот столб, па сметаме дека пукнатината помеѓу овие елементи е одраз на работењето на мостот односно на кознолата на главните носачи. На дел од крајниот столб С1 бетонот беше целосно деградиран и дел од арматурата беше видлива и за истата можеше да се измери “заштитен„ слој од 10cm. Ваквата поставенот на арматурата како и поврзувањето на крилата со крајниот столб се грешки при изведба на мостот. По овозможување на пристап односно отварањето на крајниот столб се увиде дека постоечките оловни лежишта не можат да си ја вршат својата функција поради заполнетост со земјен материјал. Крајниот столб беше затрупан од свлечен материјал од насипот. Крајниот столб не е предвиден за да биде затрупан туку близу него да завршува насипот, тој дел треба да е празен и да е ножица на косината која почнува од преодните плочи односо крај на мост (конзолите на главните носачи) со пад кон крајниот столб. Ниту преодните плочи не беа во добра состојба, од страната кај Давидово едната преодна плоча воопшто и ја немаше. Поради споменатата ситуација констатирана на лице место Проектантот во координација со Изведувачот, Надзорот и Инвеститорот изработи Анекс на проектот во кој приложи ново решение за санација и зајакнување на крајните столбови, местоположба и начин на поставување на лежиштата, изведба на парапетни ѕидчиња како заштита на лежиштата од заполнување (свлекување на насипот) и изведба на нови преодни плочи. Со новото техничко решение зајакнувањето на крајните столбови се изврши со проширување на столбните платна на краевите со што се формираа столбови под кои се изведоа новите лежишта. Во ваква ситуација кога ќе се почне со изведба на одредена позиција и е потребно да се даде ново решение од круцијално значење е добрата соработка и стручност на инволвираните страни со цел брза разрешница на проблемот. Во случајов како што напоменавме насипот позади крајниот столб беше свлечен, преодните плочи беа во лоша состојба, а Изведувачот требаше да овозможи безбедено одвивање на сообраќај преку мостот.

За промена на лежиштата над средните столбови потребно беше да се изврши подигање на конструкцијата, отстрануваање на постоечките оловни лежишта, отстранување на бетонските пендели и изведба на нова належна површина и поставување на новите неопренски лежишта. Вака опишаната процедура не изгледа многу комлицирано но не е толку едноставна нејзината егзекуција доколку се има во предвид дека распонот на носачите е 28m, поставени на меѓусебно растојание од 4,80m во попречен пресек, монолитно поврзани со попречните носачи и плочата, и како дополнитена околност: мостот е под сообраќај. Особено специфично беше да се пронајде начин на кој ќе се изврши подигањето. Подигањето на конструкцијата и промената на лежиштата не беше објаснето и дефинирано во проектот за санација и беше оставено за тоа да реши Изведувачот. Главните носачи се оформени со параболични вути од 5,60m пред и по секое столбно место. Најчест начин на изведба на подигањето на подолжните носачи за промена на лежиштата е тоа да се изврши со подигање на главните носачи во близина на ослонецот. Во овој случај тоа беше неизводливо бидејќи подигањето на констукцијата требаше да се изврши кај

вутите, а за подигање со хидрауличка преса е потребна рамна површина. Од друга страна значеше димензионирање и изведба на нови времени столбови-ослонци за поставување на пресите и оформување на рамни површини кај вутите димензионирани да го прифатат новото однесување на гредата. Тоа се позиции кои како прво се непредвидени со предмер-пресметката, се временски и материјално захтевни и подоцна треба да се отстранат. Дополнително овој начин на подигање беше неповолен бидејќи не беше овозможено да се прекине сообраќајот на мостот и подигањето да се изврши на двете страни одеднаш.

Затоа Изведувачот по разработка на неколку решенија се одлучи за едно решение кое го презентираше на Надзорот и по неговото одобрување ја започна неговата реализација. За промената на лежиштата Изведувачот изготви цртежи и план за изведба на подигањето, како и план и динамика на изработка на потребните елементи за да може да се оствари истото.



Слика бр.10 Графички приказ на фази на изведба на елементите на столбот за промена на лежиштата

Концептот на ова решение беше да се изведе подигнувањето така што ќе се искористат елементите од мостот кои се потребни за негово нормално функционирање и да не се изведуваат дополнителни бетонски работи. Прво ние како изведувач го проучивме оригиналниот проект по кој е граден мостот и со сознанијата од него дојдовме до заклучок дека подигнувањето на мостот може да се изврши преку попречните – врзни греди над ослонци. Промената на лежиштата ја осмисливме така што пресите ги позиционираме на столбот (належна греда) блиску до главните носачи и подигавме преку попречните носачи. За реализацијата на оваа методологија на подигнување, прво се изврши зајакнување на попречните носачи кај кои поради подигањето им се смени улогата и концентрацијата на напрегања. Зајакнувањето на попречните носачи широки 30cm се изведе со џекетирање од долна страна 7,5cm и странично од двете страни по 15cm, со вградување на соодветна арматура. Димензиите на елементите беа прилагодени за потребите на лежиштата и на опремата со која располагаше Изведувачот. Од долна страна пак беше потребно да се оформи површина на која ќе се постават пресите. Ова требаше да се изведе без да се наруши функционирањето на горниот строј на мостот, повторно напоменувам дека на мостот се одвива сообраќај. Затоа належната греда се изведе во две фази: првата пред подигнување на констукцијата и втора фаза по подигнување на конструкцијата. За таа цел прво се изврши отстранување на бетоните од стариот столб, кои и онака немаа носива улога и беа само маска за пенделите, по што се изврши бетонирање односно заполнување со бетон на празниот дел од столбот (I фаза- неармиран бетон). Потоа преминавме на изведба на належната греда и

џекетирање на постоечкото столбно платно, армирање и бетонирање. По созревање на бетоните на горната и долна површина наменети за подигнување се пристапи кон подигање со примена на 1000t хидраулични преси и вметнување на метални подметачи. Во проектот за санација за належната површина на столбовите беше предвидено да се изведе на местото на постоечките пендели и тоа изведба по цела должина одеднаш, нешто што не беше можно во овој случај.

Откако конструкцијата беше подигната и осигурана на конкретната позиција прво се отстрануваше оловното лежиште - врската помеѓу пенделот и главните носачи. Големината на подигнувањето согласно проектот потребно беше да е 2cm.



Слика бр.11 Рушење на бетоните и приказ на пендел од стар среден столб



Слика бр. 12 Поставување на неопренско лежиште на подготвени површини



Слика бр.13 Среден столб – Извршена промена на лежиште од една страна

По подигањето се оформуваа належните површини. Од горна страна се бетонираше рамна належна површина на главните носачи за лежиштата кои овозможуваат поместување во сите правци. За лежиштата кои спречуваат поместување во еден правец се рушеше дел од бетонот на главниот носач за да се овозможи вградување на плочата односно на нејзините анкери. По позиционирањето на потребната належна површина се бетонираше со самовградлив бетон.



Слика бр.14 Арматура и оплата за належна греда



Слика бр.15 Лежиште кое спречува поместување во еден правец

Уште една позиција која беше потребно да се изведе е належната површина од долна страна, за чија цел прво се рушеше постојниот пендел и бетон од столбот. Втората фаза означена на цртежот слика бр.11 се изведуваше заедно со џекетирањето на средниот столб и вклучува армирање, оплатирање и бетонирање. По оформување на належните површини се поставуваше неопренското лежиште и конструкцијата се спушташе на предвидената положба па со подигање се продолжуваше на наредното столбно место. Прво се променија лежиштата кои овозможуваат поместувања во сите правци односно од едната страна на мостот па се премина на промена на лежиштата на другата страна на мостот. Повторно истото е како последица на одвивање на сообраќај на мостот. Методологијата која Изведувачот ја примени за промена на лежиштата и елементите кои притоа му послужија може да се искористат за идна промена на лежиштата, со соодветна опрема.

5. ЏЕКЕТИРАЊЕ НА ГЛАВНИ НОСАЧИ И ЗАЈАКНУВАЊЕ НА ПОПРЕЧНИ НОСАЧИ

Главни носачи на овој мост се џекетираа по обиколка на пресекот со додатен слој d=15cm бетон МБ30 по цела должина на мостот. Со џекетирањето висината на главните носачи се зголеми на H=15+177++15=207m, а ширината на B=15+60+15=90cm. Пред џекетирањето пукнатините на главните носачи беа инјектирани со епоксидена смола.



Слика бр.16 Арматура за џекетирање на главен носач



Слика бр.17 Чистење на зглоб на Герберот, од горна страна на плоча

Џекетирањето на носачите се изведе на вообичаен начин за изведба на ваков тип на елементи. Во средното поле зглобовите на Герберовиот носач се исчистија од сите нечистотии, парчиња откинат бетон, асфалт и слично, и се заполнија со самолив бетон. Континуирањето на Герберот воглавно се изврши со џекетирање на главните носачи, погоре споменатото залевање и дополнителниот слој на бетон и арматура во плочата. На попречниот носач кај герберот како и на останатите попречни носачи се вградија карбонски траки од долна страна. Специфичноста на континуирањето на Герберовиот носач е во тоа што изведбата се вршеше под сообраќај што значи дека работа се извршуваше прво на едната половина од мостот па на другата. Односно прво едната страна се монолитизира преку изведбата на џекетирањето, заливање на зглобот и дополнителниот слој на бетон во плочата, а другата страна остана да функционира како зглобна и притоа беше под сообраќај. Инженерски да се гледа однесувањето на мостот во делот кај Герберот уште пред изведба на било какви работи на мостот беше страшно, се случаше јако лупање како манифестација на слободата на поместување на простата греда која ја дозволуваше зглобната врска со останатиот дел од конструкцијата. Некоја сигурност влеваше фактот што знаевеме дека под носачите во делот кај зглобовите се изведени столбови како потпора. По монолитизацијата на едната страна очекувавме дека ќе се појават пукнатини на изведеното џекетирање, односно системот ќе инсистира да се однесува како претходно, особено поради тоа што на конструкцијата од другата страна се уште имаше можност за слободно поместување поради зглобната врска и поради тоа што над неа сеуште се одвиваше сообраќај. На наша среќа ова не се случи и не се појавија пукнатини по што продолживме со понатамошна изведба. Попречните носачи во средните полињата беа зајакнати со карбонски траки.

6. ИЗВЕДБА НА ДОПОЛНИТЕЛЕН СЛОЈ БЕТОН ЗА ЗАЈАКНУВАЊЕ НА ПЛОЧАТА ВО ГОРНА ЗОНА И ВГРАДУВАЊЕ НА КАРБОНСКИ ТРАКИ ЗА ПОЈАЧУВАЊЕ НА ПЛОЧАТА ВО ДОЛНА ЗОНА

Додатен слој од 15cm беше предвиден за појачување на коловозната плоча, попречните и главните носачи од горна страна и вградување на нова арматура во горна зона. Изведбата на надградбата на коловозната плоча беше извршувана во две фази бидејќи како што споменавме погоре, сообраќајот на мостот не смееше да биде прекинат во целост.



Слика бр.18 Армирање за зајакнување на прва половина од коловозна плоча

Па така прво од едната лента односно половина на мостот се отстрани асфалтот, се изгреба заштитниот слој, се монтираше предвидената арматура за плочата во долна и горна зона и арматурата од горна зона за главни и попречни носачи, па се изврши бетонирање на дополнителниот слој на бетон. Попречната арматура се изведе со преклоп на прекинот на бетонирање, кој беше неминовен поради одвивањето на сообраќај на мостот. Потоа следеше изведбата на бетонот за пад. По оцврстувањето на новиот слој на коловозна плоча се пристапи кон пуштање на сообраќајот по оваа лента, со што се овозможи да се започне процедура за надградбата на преостанатиот дел од мостот. Зајакнувањето на коловозна плоча во долна зона со проектот за санација и зајакнување беше предвидено да се изведе со вградување на карбонски траки во два правци.



Слика бр.19 Припремни работи за лепење на карбонски траки



Слика бр.20 Вградени карбонски траки во два правци



Слика бр.21 Изглед на мостот по извршените градежно санациони работи

7. ЗАКЛУЧОК

Изведувачот успешно ги заврши работите пред предвидениот рок и покрај тоа што од самиот старт наиде на разидување помеѓу проектираната динамика на изведба и стварните услови за изведба.

Проектираната документација беше приготвена за изведба на санацијата и зајакнувањето да се врши кога мостот целосно ќе биде затворен за сообраќај. Стварните услови за изведба на работите пак диктираа дека целосно затварање на мостот не е можно и дека работите ќе се изведуваат под сообраќај. Ова за Изведувачот значеше прилагодување и преработка на низа детали од проектната документација како и покомплицирана изведба, одговорност при остварување на безбедни услови за минувачите на мостот, работниците и ред други проблеми.

Голема заслуга во успешната изведба на работите на овој објект освен Изведувачот имаат и останатите членови на тимот: Надзорот, Инвеститорот, консултантот на Инвестиоторот и Проектантот. Во изведбата на санациони работи (па и на нов објект) од особено значење е добрата соработка помеѓу Инвеститор, Изведувач, Надзор и Проектант за изнаоѓање на заеднички решенија во интерес на објектот со поквалитетена и поефикасна изградба. Оваа соработката е многу битна ако се има во предвид дека многу често на лице место Изведувачот се сретнува со работи кои не се евидентирани во постоечката документација за објектот или при проектирањето одредени елементи од конструкцијата не биле достапни за увид. Оттука е клучно да постои добра соработка помеѓу погоре споменатите, се со цел успешна изведба на потребната санација и зајакнување на конструкцијата. Овој мост е пример за тоа како треба да функционираат овие соодноси и како заеднички да се изнајде најсоодветно решение за појавените потешкотии и проблеми при изведбата.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Изведбен проект за мост бр.1 на пат П-110 км.0+463, ГИ Македонија, 2010

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

IP - 1
mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

NOVEL MATERIALS AND TECHNOLOGIES FOR REPAIR OF CONCRETE STRUCTURES

Ivana BANJAD PEČUR[1], Ana BARIČEVIĆ[2]

ABSTRACT

The lack of systematic methodologies for the maintenance of concrete structures causes the increased life-cycle costs and results in the reduced functionality and safety of structures as early as after 20 years of use. This leads to the average annual cost of $7 trillion to improve the world infrastructure, with the worry that 50% of repair shows signs of degradation already after 5 years. Premature degradation means that there is the need to change the quality control system and to reduce the significant gap between the results of laboratory testing and the behaviour of repair materials in real exposure conditions and implement a systematic approach to concrete repair.

At the same time, although there are still many unknows within the implementation of the traditional repair materials, UN Sustainable Development Agenda implies that by 2030 is necessary to upgrade infrastructure and retrofit industries to make them sustainable, with increased resource-use efficiency and greater adoption of clean and environmentally sound technologies and industrial processes. The objective of this paper is to give an overview on a systematic approach to concrete repair and development of innovative materials desperately need to establish an eco-efficient repair of concrete structures.

Keywords: *sustainable repair; alkali-activated materials; engineered cementitious composites; self-healing materials*

[1] Prof., University of Zagreb Faculty of Civil Engineering, Zagreb, Croatia, banjadi@grad.hr
[2] Assist.Prof., University of Zagreb Faculty of Civil Engineering, Zagreb, Croatia, abaricevic@grad.hr

1. INTRODUCTION

Every structure, depending on its purpose, has to be designed and constructed so that during its life cycle it fulfils the basic requirements for structures and other requirements, namely, conditions prescribed by the Building Act and special regulations which lay down the conditions for the basic requirements for a structures [1]. Unfortunately, experience has shown that, due to the common impact of mechanical and environmental effects, a large number of concrete structures show signs of considerable degradation already after 20 to 30 years [2]. The causes of degradation are mainly the consequence of the corrosion, which on the global level raises the annual maintenance costs to more than 3% of the world's Gross Domestic Product (GDP) [3]. Only for the maintenance and strengthening of bridges in Europe £215 million is needed, not including the costs of redirection and organization of traffic [4].

In accordance with the Technical regulation for building structures [5], the owner of a structure is responsible for its maintenance. Maintenance includes a basic inspection once a year, a main inspection every 10 years for buildings, and every 5 years for bridges, towers and other structures, and, in accordance to special regulations, additional inspections for certain types of structures. Unfortunately, despite clear legislation, due to the lack of experts and financial resources, in the Republic of Croatia inspections of structures are not conducted regularly.

Particularly worrying is the fact that today the resources invested in maintenance and repair are higher than the costs of construction [6]. The question is therefore raised: how to stop or delay the degradation of global infrastructure? According to De Sitter's Law [7] the cost of repair depends on the time of reaction and in time it grows exponentially due to the increasing damage; every $1 invested in the design and construction equals the cost of $5 at the moment when damage occurs, $25 when the propagation of damage is started and $125 if damage is considerable. Additionally, worrying is the fact that 50% of all repairs of concrete structures show signs of premature degradation as early as five years after the repair was done [8], which is related to the causes shown in Figure 1.

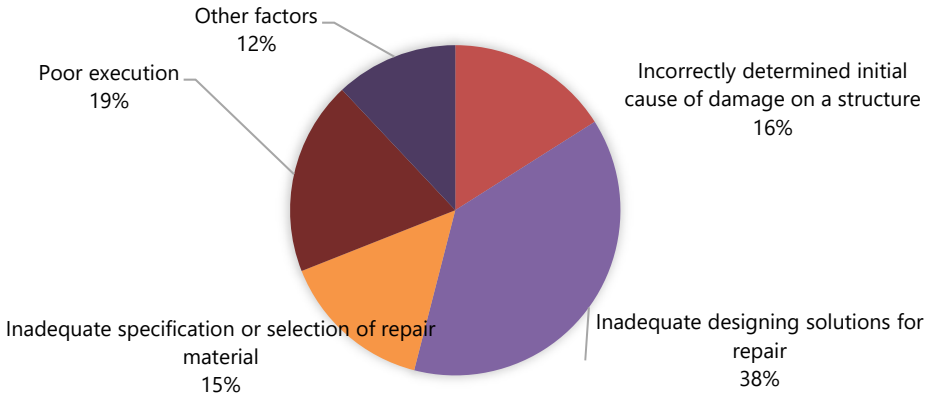


Fig. 1. Causes of premature degradation of repaired concrete structures [8]

Premature degradation is considered the consequence of insufficient knowledge of the properties of repair materials at early age, but also of long-term properties, particularly in aggressive environment. Although there is a series of regulations HRN EN 1504:2004 „Products and systems for protection and repair of concrete structures“ [9], they should be refreshed with new findings in the research area [10]. It particularly relates to the new requirements introduced by the EU Regulation no. 305/2011 [11] and by the 7th basic requirement for structures, introduced in 2013 when then new Building Act was introduced [1]. The above-mentioned request the sustainable use of natural resources during the service life of a structure, and a special emphasis is put on the durability of structures and the use of environmentally friendly raw materials and secondary materials in structures. Accordingly, the idea of ecologically efficient repair of structures should be introduce, through the usage of ecologically acceptable materials, introduction of performance-based design and prediction of the life cycle (LCA) and costs (LCC), even under continuously unfavourable climatic changes, and can provide the extended service life of repair work.

1.1 Systematic approach to concrete repair

Concrete structures with inadequate durability demand continuous investment in maintenance and repair, which induces considerable consumption of natural resources and energy. This was emphasized by Mora in 2007 [12] when he said that the extension of service life from 50 to 500 years would decrease the ecological footprint of concrete by 10 times. The proof of the insufficient understanding of the durability of concrete structures are the continuous investments in Krk bridge and the complete repair of Maslenica bridge, after only 13 years in service, Figure 2. Climate changes further contribute to the accelerated degradation of concrete structures. It is thought that structures constructed in 2030, in the areas with a high risk of carbonatization, will see a reduction of the service life equal to 15 to 20 years [13]. Accordingly, the 9th goal of UN Sustainable Development Goals is by 2030, upgrade infrastructure and retrofit industries to make them sustainable, with increased resource-use efficiency and greater adoption of clean and environmentally sound technologies and industrial processes [14].

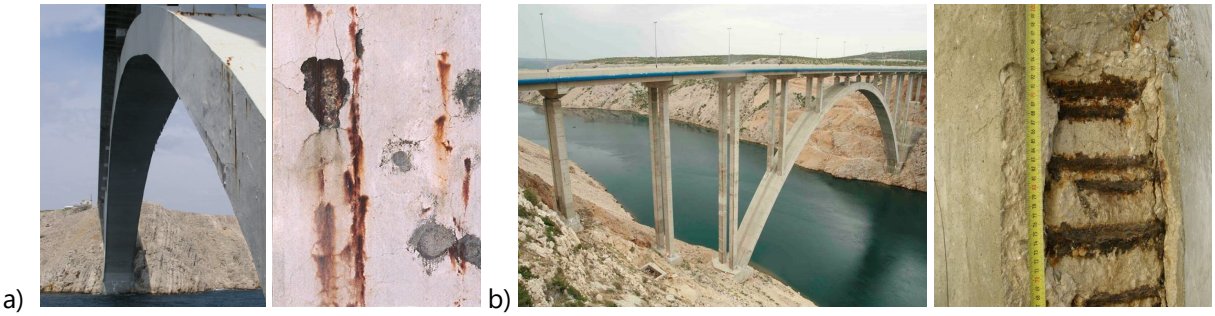


Fig. 2. Degradation of: a) Krk bridge, b) Maslenica bridge [15]

The limited knowledge on the field performance of damaged concrete structures and the lack of systematic and reliable approaches for their assessment, maintenance and repair contribute to the increase of their life cycle costs, and result in the loss serviceability, functionality and safety [16]. The durability of repair depends on the interaction of numerous factors during service life [17]. Determining accurately the cause of repair degradation requires extensive knowledge of the properties of materials and structures, of the degradation mechanisms and the methods to prove them [18] and it is a crucial step towards successful repair [19]. The majority of degradation mechanisms is not completely understood, and the lack of qualified staff results in ill-timed determination of damage. Additionally, there is a need for the implementation of a systematic approach for inspection and repair of concrete structures in order to ensure their safety and durability [16]. In order to understand the causes of premature degradation of repair, it is essential to establish the relation between the properties of the substrate and the repair materials (at a micro level), between the technology of repair (at a macro level) and between the environmental conditions to which a structure is exposed during its service life [20].

1.2 Holistic model for the design of eco-efficient repair materials

The objective of any repair should be to produce a durable repair - which means a repair carried out at relatively low cost, with a limited and predictable degree of change over time, and without deterioration and/or distress throughout its intended life and purpose [21]. To achieve this goal, a holistic approach should be adopted in the design of repair materials and systems to ensure all potentially influencing parameters are considered on the basis of the both design and implementation, figure 3.

Compatibility presents the balance of physical, chemical, and electrochemical properties and dimensions between repair materials and existing substrates that ensures a repair will withstand all stresses induced by volume changes, and chemical and electrochemical effects without distress and deterioration in a specified environment over a designated period of time [22]. In most cases, the properties of cementitious materials, such as the coefficient of linear expansion and creep, and the substrate are expected to be similar. It follows that strength is not a key parameter in the selection of repair material. Strength-based repair design leads to a premature wear and delamination due to the crack's occurrence from different shrinkage, creep and / or excessive heat of hydration. In order to ensure the structural compatibility, the repair mortar must meet the requirements defined in Table 1 [23].

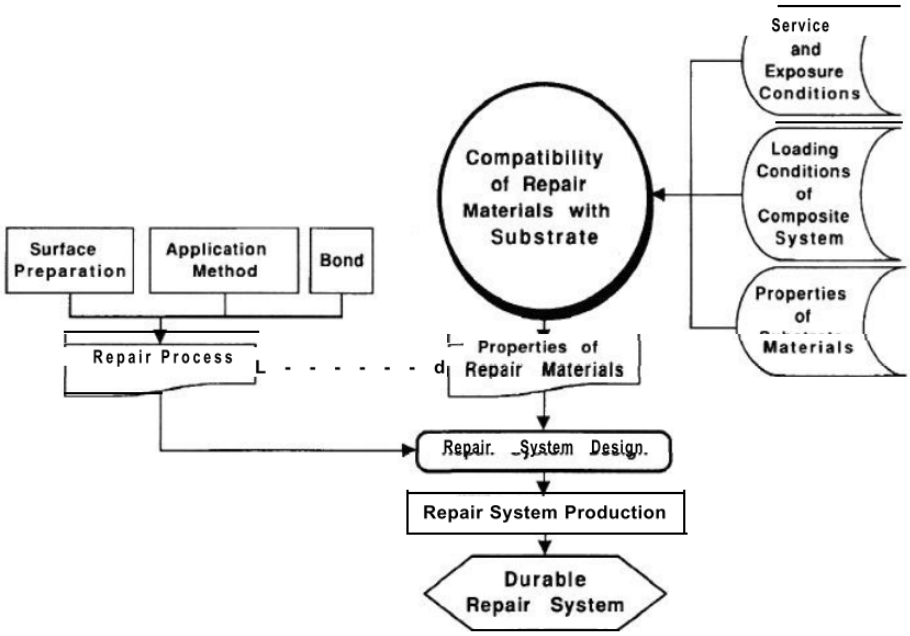


Fig. 3. Factors affecting durability of concrete repair [21]

Significant impact on the quality of the repair has the volume stability of the repair material itself. Parameters that influence dimensional compatibility and cracking potential include shrinkage, elastic and inelastic strain capacity and creep of the repair material [23]. Deformations of the substrate concrete, due to creep and shrinkage, are negligible at the time of repair. In ideal situation, the repair material should achieve its complete deformation, due to shrinkage and swelling, at the end of curing. Since, volume changes of repair material cause significant shear stresses at the interface, delamination and cracks in the repair material. Cracking due to lack of dimensional compatibility of the repair material with the substrate can be reduced by one or more of the following factors: low shrinkage, high creep, low modulus of elasticity, high tensile strength and high tensile strain capacity of the repair material [23]. On contrary to the usual believing, it is not desirable that the repair material has significantly better properties than the substrate since any subsequent damage will occur in the weaker substrate material.

Table 1. Structural compatibility – general requirements for repair mortars [21]

Properties	**Relation between the repair mortar (Rp) and the concrete substrate (Cs)**
Strength in compression, tension and flexure	Rp ≥ Cs
Modulus in compression, tension and flexure	Rp ~ Cs
Poisson's ratio	Dependent on modulus and type of repair
Coefficient of thermal expansion	Rp ~ Cs
Adhesion in tension and in shear	Rp ≥ Cs
Curing and long-term shrinkage	Rp ≥ Cs
Strain capacity	Rp ≥ Cs
Creep	Dependent on whether creep causes desirable or undesirable effects
Fatigue performance	Rp ≥ Cs

Repair is a composite system, and in composites, the bond between the individual components is critical for achieving durability. Assuming the ideal properties of the components, any improvement in the in the interface is an improvement of the system. The bond at the interface is exposed to stresses from shrinkage, freezing, vibration, etc. Key parameters for high quality bond are: a) cleanliness of the substrate, b) roughness of the substrate, c) open structure of the substrate, d) adequate proportion of

paste in the repair material, to ensure its absorption into the pores of the substrate, and e) method of application of the repair material. To eliminate the possibility of the eventual negative effects from construction and/or the environment, it is recommended that the bond strength is always greater than the required minimum.

In the humid environments where there is a high risk of degradation, a permeability is an extremely important property of material. Repair materials should have low permeability in order to prevent or reduce the infiltration of aggressive solutions into concrete. However, the appearance of cracks in the repair layer has a significantly greater impact on durability than the permeability of the repair material itself. The problem arises, if moisture encapsulation occurs. The temperature drop affects the migration of water vapor toward the interface of the substrate and repair material and supports its transition into the liquid state at the dew point. This is followed by the ion migration, and possible freezing of water. Upcoming increase of the temperature causes subsequent transition of water to vapor, but at this time leaving dissolved substances behind the interface in form of crystals. This may further lead to development of the stress, cracks and delamination.

The chemical compatibility of the material and the substrate is very important. For instance, some materials are incompatible with the hydrophobic impregnation usually applied during repair. Such chemical incompatibility then causes the entire system to fail. An important basis for determining the chemical compatibility of the repair system are alkalis, C_3A and chlorides content at the substrate. The action of sulphates, sodium, potassium or acids can be devastating for both, mechanical and durability properties of concrete due to formation of the expansive or water-soluble compounds. Similar, presence of salts, either slightly acidic or alkaline depending on the chemical composition can cause the concrete to peel off.

Many controversies are present in the literature regarding the electrochemical compatibility of repair materials and substrates. However, up to date researchers are more prominent that repair materials should have a similar composition, density and permeability as a substrate to ensure maximum electrochemical compatibility [24].

Compressive and flexural strength can be used as an indicator of material quality. It is recommended that the specified properties of the repair material are equal to or slightly greater than the substrate properties measured at the time of repair. Higher tensile strengths may be advantageous for reduced crack development due to limited shrinkage or thermal changes.

2. INNOVATIVE MATERIALS FOR CONCRETE REPAIR

2.1 Alkali-activated repair materials

Last few years an intensive research is performed to determine optimal design for the alkali-activated binders and geopolymers. By definition alkali-activated binders are produced by the reaction of aluminosilicate materials, from waste or industrial by-products, with an alkaline activators, consisting of an aqueous solution of alkali hydroxide, silicate, carbonate, or sulfate [25]. At the same time, in geopolymers in the biding phase there are almost exclusively highly coordinate aluminosilicates and the content of the calcium is usually low. Slag, fly-ash and metakaolin are most often used precursors during the design of alkali-activated binders, while calcined clays and low calcium fly ashes are used an alternative binder in geopolymers [26].

Although, research in this area was very proactive in last decade, there is still limited research on their application as a repair material. Authors mainly report challenges regarded to the workability and the setting time [27]. In research performed by [28] was identified that the increment of the concentration of activation reduces the setting time, and is more significant in binders produced with NaOH as an activator, figure 4. Further, selected precursor also have influence on setting time. For example, Ducman at all [26] detected very long setting times for the alkali activated fly ash mortar are, more than 40 hours, while the alkali activated metakaolin mortars had setting times between 7 and 8 hours respectively, which is still much longer in comparison to the OPC.

The gain in the compressive strength of the alkali-activated binders using metakaolin as a precursor is very fast, as after 7 days they reach their final strength while strength gain of fly-ash mortar is much

slower; after 7 days only 20% of 90th days strength is obtained [26]. Similar was obtained by [29] who confirmed much higher compressive strength development in GGBS-based alkali-activated mortars than in FA-based alkali-activated mortars that developed insignificant strength.

Sakulich & Bentz [29] indicated that autogenous shrinkage is affected by the pore size distribution (smaller pores in the alkali-activated slags lead to higher stresses and thus higher autogenous shrinkage) and the composition of the pore solution (increasing pore solution viscosity leads to higher stresses and thus higher autogenous shrinkage), figure 5. Some authors reported that alkali-activated cement-based binder mortars can have much higher drying shrinkage than Portland cement based composites. Research performed by [29] indicated that the reduction of sodium silicate content delays the appearance of cracks and is also associated to lower crack width.

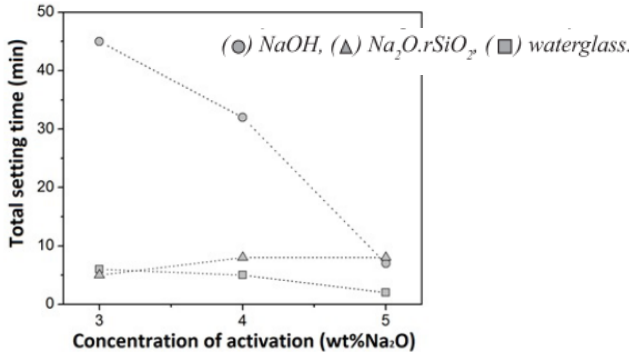


Fig. 4. Setting time of alkali-activated slag binders as a function of the nature of the alkaline activator and the concentration of activation, expressed at wt.% of total slag in the mix [23]

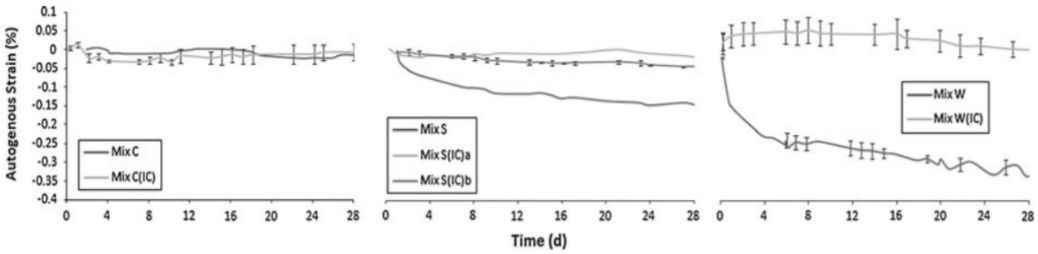


Fig. 5. Autogenous strains of the control, Na2CO3 activated, and waterglass/NaOH activated mixes (mixes C, S, and W, respectively) with and without internal curing [29]

One of the major issues when using alkali-activated repair mortars is a problem with efflorescence. Namely, efflorescence is observed on the surface of the applied alkali-activated repair mortar already 1 day after application for all types or precursors. Based on the experimental results, Longhi at all [30] indicated the importance of the effect of soluble silicates as an activator, the hydrothermal curing and the use of slag to reduce the efflorescence rate is evident when used with the correct design parameters. A more reactive material can usually provide a denser matrix, with less porosity. Accordingly, there exists an urgent need for the development of commercially available superplasticizer for such systems which would than enable denser microstructure and might hinder the problem with efflorescence [26].

Carbonation of alkali-activated precursors is also very fast. Carbonation is deeper and more intense in alkali activated slag than in Portland cement mortars [31] regardless of the type of activator used, carbonation takes place on and decalcifies the CSH gel.

Vasconcelos et al [32] reported very low adherence of alkali-activated mortars to the cement-based substrate due to high shrinkage behaviour deduced by the microcracks in the surface of the specimens. At the same time, Ducman et al [26] reported very good bond strengths for the fly ash and metakaolin mortars, while low adhesion strengths are reported for the slag mortars where authors considered their chemical incompatibly with substrate the main obstacle for their application. According to [23] specimens repaired with alkali-activated mortar with 1 day curing have higher bond strength than specimens repaired with current commercial products after 28 days curing. Comparing the cost to bond

strength ratio with the cost of the cheapest solution within current commercial repair products (R1-ES), it is evident that cost of the commercial repair product is being 13.8 times higher than the alkali-activated repair mortar (see Fig. 6). Still the assessment of the overall performance of the new mortars concerning structural compatibility and durability is yet to be fully investigated.

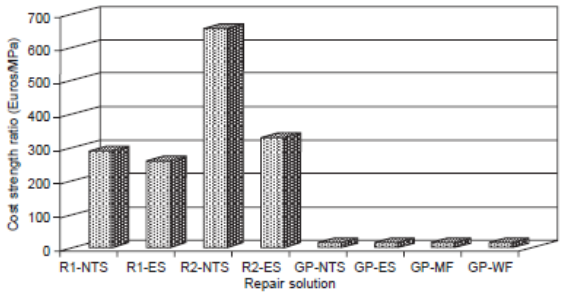


Fig. 6. Cost-to-strength ratio after 28 days curing according to repair solution [23]

Even after resolving all above mentioned challenges there still exist a problem with the application technology. Up to date research showed that when applying the alkali-activated mortar onto a vertical surface, the mortar is sagged down during the applications [26]. This presents a serious obstacle in its applications as the quality of the applied product is questionable due to presence of crack and delamination.

2.2 Engineered cementitious composites

Engineered cementitious composites (ECCs) are a unique class of the new generation high-performance fibre-reinforced cementitious composites (HPFRCC) featuring high ductility and medium fibre content [33]. The standard ECC mixture is PVA fibre based and possesses compressive strength values similar to moderate to high strength concrete with 30-90 MPa, although the compressive strain capacity is nearly 50% higher [22]. Under this definition, HPFRCC is differentiated from normal fibre-reinforced concrete (FRC), which has a tension-softening response (Fig. 7). Meaning that after the formation of the first crack, the fibres themselves are able to transfer additional load and leading to a significant increase in tensile strain capacity. The word ‘engineered’ emphasizes the micromechanics-based design and manipulation of the material microstructure to achieve specific composite behaviour dictated by particular structural applications [34]. Typical mixture proportions of concrete and high-performance fibre-reinforced cementitious composites is presented in Table 2.

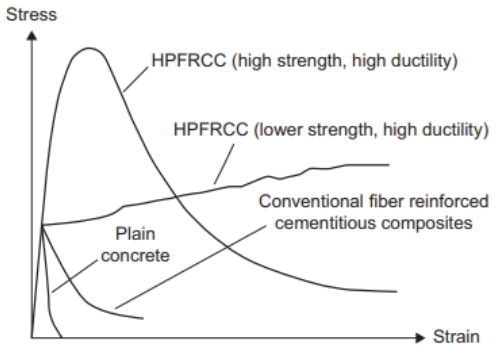


Fig. 7. Tensile behaviour of plain and fibre-reinforced cementitious materials [22]

The compressive strength of ECC varies from 30 to 70 MPa, depending on the matrix composition, while compressive strain capacity is approximately double those of FRC’s (0.4 – 0.65%) [35]. A standard cubic meter of ECC mixture contains around 1200 kg of cementitious materials, with a water to cementitious material ratio of 0.27, which is low enough to make autogenous shrinkage a concern especially due to the lack of coarse aggregate included to provide internal restraints [22]. Drying shrinkage can be decreased by increased content of mineral admixtures what is attributed to unreacted mineral admixture particles, which restrain shrinkage strains and lower autogenous shrinkage. Based on

the research performed by [36], autogenous shrinkage of the mixtures containing GGBFS and FA indicate that autogenous shrinkage of specimens containing GGBFS is higher than those containing FA, which may be an outcome of the high reactivity and early hydration of GGBFS compared with FA (Fig.8). For mixtures with high potential of cracking, shrinkage reducing admixtures may also be used as a remedy to lower cracking potential which is recommended for further studies. However, the presence of fibres can control crack width, so the deterioration is not an issue.

Table 2. Typical mixture proportions of concrete and high-performance fibre-reinforced cementitious composites [22]

Material (kg/m^3)	PVA–ECC	Conventional concrete
Cement	558	390
Water	326	166
Fly ash	669	–
Aggregates	446	1717
Fiber	26	–
Superplasticizer	5.1	2

The bonding behaviour between ECC and concrete directly influences the strengthening effects. The bond strengths between ECC and concrete, including interfacial tensile strength and interfacial shear strength, are strong enough to transfer force from an original RC structure to the strengthening layer [37]. It should be emphasised that the ECC type has little effect on the bond strength while surface treatment plays a great role.

Special versions of ECC manufactured with self-consolidating property or spray ability have also been developed and made the material suitable for various types of placement techniques. Combined with FRP textiles or steel bars, ECC has been effectively used to strengthen RC structures. Examples of two strengthening arrangements for RC beams are shown on Fig. 9a.

Research performed by [38] reveal that the structural strength is not the same as material strength. Although the ECC has similar tensile and compressive strength to FRC, structural strength and structural ductility for the simulated repair overlay system is much higher when ECC is used, Fig. 9b.

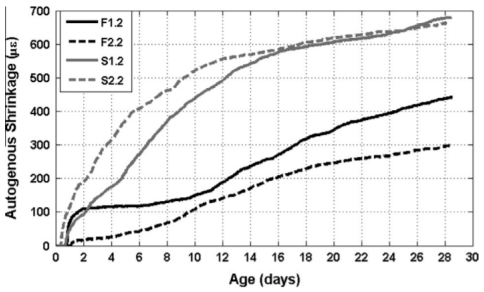


Fig. 8. Autogenous shrinkage development of ECC mixtures [36]

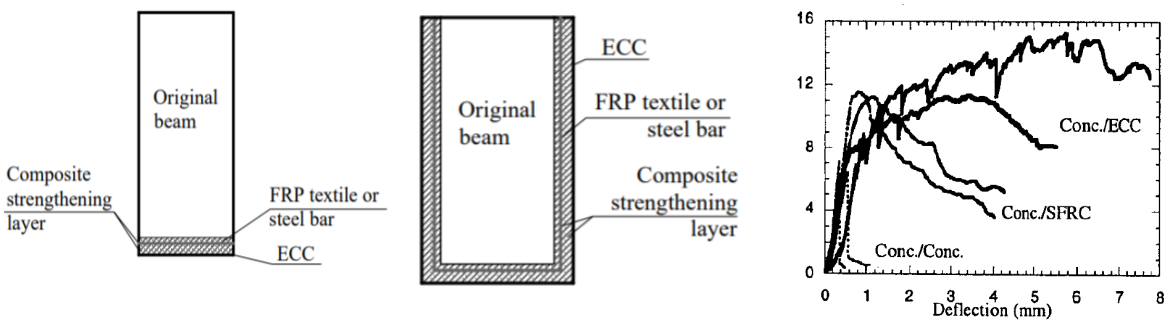


Fig. 9. a) Two strengthening arrangements for RC beams by combining ECC and FRP [38]; b) load deflection curves for the based concrete system overlaid by a repair material (plain concrete, FRC, ECC)

From unique comparison of adjacent patch sites, made by ordinary concrete and ECC, subjected to identical loading, ECC was shown to be superior to concrete immediately after casting, and improving over time, establishing ECC as a durable material for construction [39]. Based on research performed by [40], long-term exposure to aggressive (sulfate and sulfatechloride) solutions led to increase of compressive strength, tensile strength and a reduction of tensile strain capacity of ECC. Nevertheless, ECC retained multiple cracking and strain-hardening behaviour with desirable high tensile ductility above 2% after 200 days of environmental exposure.

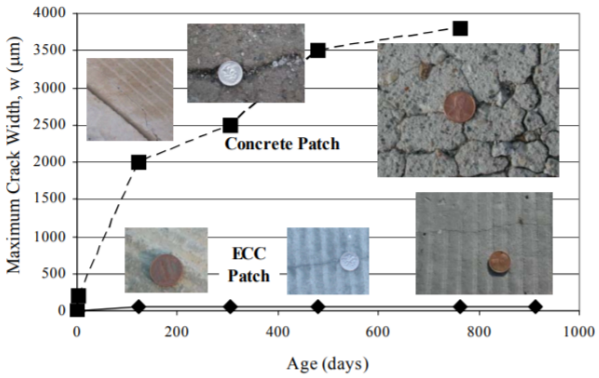


Fig. 10. Comparison of ECC and concrete crack widths in field patch application [39]

2.3 Self-healing materials

Self-healing can be defined as the ability of a material to heal (recover/repair) damages automatically and autonomously, that is, without any external intervention [41]. In cementitious materials, self-healing is classified into three groups: intrinsic healing, capsule based healing and vascular healing. Each group differs based on the manner how self-healing properties are exhibit. Intrinsic self-healing materials exhibit self-healing properties due to the composition of the cementitious matrix, while in capsulated and vascular based systems a healing agent is inside of discrete capsules or in a network of hollow tubes which connect the interior and the exterior of the structure [42], Fig.11.

Encapsulated healing agents are found to be most suitable encapsulation technique. Although, many challenges need to be overcome to assure that the capsules will survive the mixing process. Capsules can be made from glass, ceramic, and polymeric materials. However, glass capsules may lead to the possible onset of alkali-silica reactions [43]. In the case of a crack, these capsules are ruptured, and the reactive agents are poured into the cracks due to gravitational and capillary forces where it solidifies in the presence of predispersed catalysts and heals the crack. The propagation of cracks is the major driving force of this process. As shown of Fig. 12, reaction of encapsulated agent (dark coloured inclusions) is present upon contact with (A,B) moisture or air or due to heating; (C,D) the cementitious matrix; (E,F) a second component present in the matrix (small, light coloured inclusions) or (G,H) a second component provided by additional capsules (big, light coloured inclusions) [42].

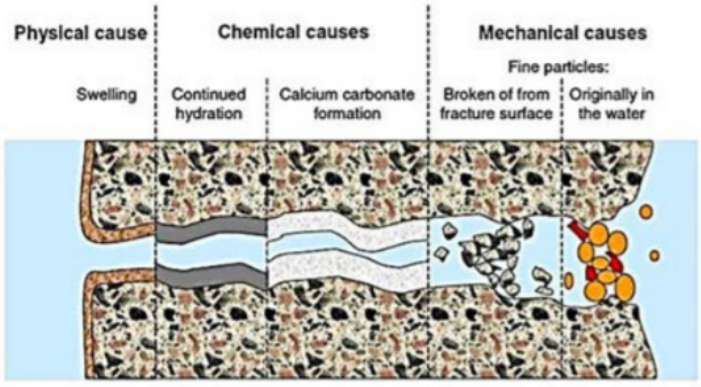


Fig. 11. Classification of most possible causes of autogenic self-healing mechanisms of concrete [44]

Furthermore, the reaction time of the healing agent needs to be taken into account. Reaction time has to assure the stabilization of the crack and the prevention of its further growth, while completely filling the crack. Expansion of the encapsulated healing agent upon polymerization is preferable [43].

In general, healing agents such as bacteria, mineral additives and adhesive agents, markedly improve the ability of self-healing of concrete, but they increase its cost too. Therefore, new repairing agents, materials already present on the market for other purposes were assessed within [43]. Based on the preliminary results of three-point bending tests, sodium silicate was efficiently released by the capsules when the fracture intercepted them. However, a limited amount of solution was able to diffuse into the mortar cementitious matrix, and a limited strength recovery was evidenced.

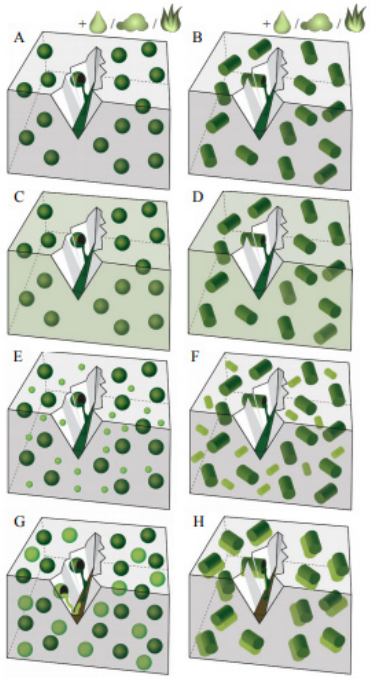


Fig. 12. Capsule based self-healing approaches

In order to compare the effectiveness of the three different encapsulation techniques under investigation, cross-sections going through each of the capsules were made, Fig. 13. Although, none of the capsules had been completely emptied during crack formation ceramic capsules seemed to release more healing agent compared to the glass capsules. Authors [43] believe this may be caused by the difference in surface tension between glass and ceramic.

After the release of the healing agent holes of different shape remain in the structure. It is well known that the inclusion of empty "pores" may influence the tensile and compressive strength of concrete. Therefore, capsule dimensions need to be small enough in order not to change the properties of the structure too much [42]. If regain of mechanical properties is elaborated, Tittelboom et all [42] implies that also by using bacterial $CaCO_3$ precipitation, mechanical properties of the virgin material will never be regained completely. Only in the case when polymeric based healing agents are encapsulated, more than 100% of regain in strength and stiffness can be obtained. However, strength regain will be limited for foam like materials and silicones, epoxy resins and cyanoacrylate can result in more than 100% strength regain.

Significant advantage of self-healing materials is that they can be made as hybrids with other "special types of cementitious materials" and in this way they are capable to reuse benefits from both. However, performance-based design must be employed. For example, one should be aware that using bacteria to precipitate calcite in cracks in concrete will assure that relatively large cracks in reinforced concrete are filled but will not lead to the strength improvements. Promoting further self-healing capacity for smaller crack widths, application of SHCC materials with addition of microfibres and SAP can be promising

solution. New research shows that for asphalt concrete the self-healing capacity is enlarged by using encapsulated oil and micro-steel fibres [45].

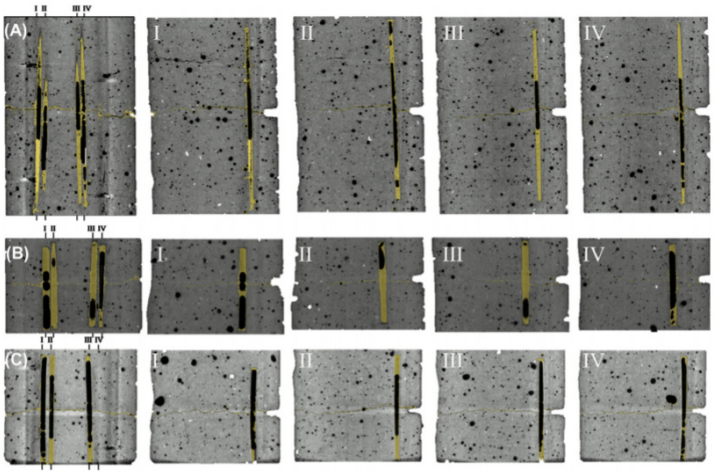


Fig. 13. X-ray computed tomography cross-section through the capsules: a) glass capsules (Φ=2mm), b) glass capsules (Φ=3mm), c) ceramic capsules (Φ=2.6 mm) [43]

3. INSTEAD OF CONCLUSIONS

In the last decade a scientific community recorded a significant progress in terms of durability and effectiveness of the repair materials. However, nowadays both, contractors and the investors are still focused on the construction costs rather than considering the overall life cycle costs of the structures. Even if owners are interested in a product holding innovative solutions and assuring prolonged service life of structure, most contractors still won't take a risk of implementing "high-tech" solutions.

In near future is expected that owners will be forced to substantially reduce maintenance cost and upgrade their structures to make them sustainable, with increased resource-use efficiency and greater adoption of clean and environmentally sound technologies and industrial processes. Therefore, it is to be expected that the building sector, and contractors in particular, will in future stimulate in-depth research on eco-efficient innovative repair materials [46].

REFERENCES

[1] 20/2017 NN 153/2013, "Zakon o Gradnji," Off. Gaz., 2017.

[2] B. Y. P. K. Mehta and R. W. Burrows, "Building Durable Structures in the 21st Century," Concr. Int., no. March, pp. 57–63, 2001.

[3] A. Bossio, T. Monetta, F. Bellucci, G. P. Lignola, and A. Prota, "Modeling of concrete cracking due to corrosion process of reinforcement bars," Cem. Concr. Res., vol. 71, pp. 78–92, 2015.

[4] L. Yan and N. Chouw, "Behavior and analytical modeling of natural flax fibre-reinforced polymer tube confined plain concrete and coir fibre-reinforced concrete," J. Compos. Mater., vol. 47, no. 17, pp. 2133–2148, 2013.

[5] NN 17/2017, "Tehnički propis za građevinske konstrukcije," 2017.

[6] F. J. Vecchio and F. Bucci, "Analysis of Repaired Reinforced Concrete Structures," J. Struct. Eng., vol. 125, no. 6, pp. 644–652, 1999.

[7] D. S. W.R., Costs for service life optimization: the "law of fives." Copenhagen, Denmark, 1984.

[8] S. Matthews, "CONREPNET: Performance-based approach to the remediation of reinforced concrete structures: Achieving durable repaired concrete structures," J. Build. Apprais., vol. 3, no. 1, pp. 6–20, 2007.

[9] CEN, "Proizvodi i sustavi za zaštitu i popravak betonskih konstrukcija, HRN EN 1504:2004," Brussels, Belgium, 2004.

[10] Cecilia Bartuli, Ranieri Cigna, Osvaldo Fumei, and Teodoro Valente, "A Critical Examination of the

European Standard EN 1504 ‘Products and Systems for Protection and Repair of Concrete Structures,’” J. Civ. Eng. Archit., vol. 6, no. 2, 2017.

[11] Europski parlament i Vijeće Europske Unije, “Uredba (EU) br.305/2011 Europskog parlamenta i Vijeća od 9.ožujka 2011. o utvrđivanju usklađenih uvijeta za stavljanje na tržište građevnih proizvoda i stavljanju izvan snage Direktive Vijeća 89/106/EEZ,” Službeni List Eur. unije, pp. 113–151, 2011.

[12] E. Peris Mora, “Life cycle, sustainability and the transcendent quality of building materials,” Build. Environ., vol. 42, no. 3, pp. 1329–1334, 2007.

[13] S. Talukdar and N. Banthia, “Carbonation in concrete infrastructure in the context of global climate change: Development of a service lifespan model,” Constr. Build. Mater., vol. 40, no. 2013, pp. 775–782, 2013.

[14] Official Records of the UN General Assembly, “The 2030 Agenda for Sustainable Development, A/RES/70/1,” vol. 16301, no. October, pp. 13–14, 2015.

[15] M. Ille, “Materijali za sanaciju i zaštitu betonskih građevina,” in Ocjena stanja, sanacija i ojačanje betonskih građevina, 2019.

[16] D. Cusson, “Durability of repaired concrete structures,” in Failure, Distress and Repair of Concrete Structures, N. Delatte, Ed. New Delhi, India: Woodhead Publishing Limited and CRC Press LLC, 2009, pp. 296–321.

[17] L. Basheer, J. Kropp, and D. J. Cleland, “Assessment of the durability of concrete from its permeation properties: A review,” Constr. Build. Mater., vol. 15, no. 2–3, pp. 93–103, 2001.

[18] Z. Lounis, “Aging highway bridges,” Can. Consult. Eng., vol. 48, no. 1, pp. 30–34, 2007.

[19] M. Lukovic, Influence of interface and strain hardening cementitious composite (SHCC) properties on the performance of concrete repairs. Delf, Netherlands: TU Delft, 2016.

[20] A. M. Vaysburd and P. H. Emmons, “How to make today’s repairs durable for tomorrow-corrosion protection in concrete repair,” Constr. Build. Mater., vol. 14, no. 4, pp. 189–197, 2000.

[21] P. H. Emmons, A. M. Vayasburd, and J. E. McDonald, “Concrete repair in the future turn of the century – Any problems?,” Concr. Int., vol. 16, no. 3, pp. 42-49., 1994.

[22] G. Yildirim, M. Şahmaran, and Ö. Anil, Engineered cementitious composites-based concrete. 2017.

[23] F. Pacheco-Torgal, J. Barroso de Aguiar, Y. Ding, W. Tahri, and S. Baklouti, Performance of alkali-activated mortars for the repair and strengthening of OPC concrete. Woodhead Publishing Limited, 2014.

[24] P. H. Emmons, A. M. Vayasburd, and J. E. McDonald, “Concrete repair in the future turn of the century-any problems,” Concr. Int., vol. 16, no. 3, pp. 42–49, 1994.

[25] F. P.-T. R. M. N. de B. X. S. K. V. T. A. S. Perez, Ed., Eco-efficient Repair and Rehabilitation of Concrete Infrastructures, 1st ed. Woodhead Publishing Limited, 2017.

[26] V. Ducman, S. Kramar, and A. Šajna, “Alkali activated repair mortars based on different precursors,” Eco-efficient Repair Rehabil. Concr. Infrastructures, pp. 263–292, 2017.

[27] M. Ghafoori and M. Najimi, “Properties of Alkali-Activated Fly Ash/Slag Repair Mortars,” in Proceedings of Concrete Solutions, 5th International Conference on Concrete Repair, 2014.

[28] S. A. Bernal, R. Mejía de Gutierrez, and E. D. Rodríguez, “Materiales activados por álcali: cimentando un futuro sostenible,” Ing. y Compet., vol. 15, no. 2, pp. 211–223, 2013.

[29] J. Weiss and H. Jalilian, “The University of Bradford Institutional Repository,” Manuf. as an engine growth, vol. 67, no. 10, pp. 26–37, 2015.

[30] M. A. Longhi, Z. Zhang, E. D. Rodríguez, A. P. Kirchheim, and H. Wang, “Efflorescence of alkali-activated cements (geopolymers) and the impacts on material structures: A critical analysis,” Front. Mater., vol. 6, no. April, pp. 1–13, 2019.

[31] F. Puertas, M. Palacios, and T. Vázquez, “Carbonation process of alkali-activated slag mortars,” J. Mater. Sci., vol. 41, no. 10, pp. 3071–3082, 2006.

[32] E. Vasconcelos, S. Fernandes, J. L. Barroso De Aguiar, and F. Pacheco-Torgal, “Concrete retrofitting using metakaolin geopolymer mortars and CFRP,” Constr. Build. Mater., vol. 25, no. 8, pp. 3213–3221, 2011.

[33] S. Wang and C. V. Li, “Engineered Cementitious Composites with High-Volume Fly Ash,” ACI Mater. J.,

no. May 2007, pp. 233–268, 2007.

[34] M. Li, Engineered cementitious composites for bridge decks. 2014.

[35] V. C. Li and T. Kanda, “Engineered cementitious composites for structural applications,” J. Mater. Civ. Eng., vol. 10, no. 2, pp. 66–69, 1998.

[36] S. B. Keskin, M. Sahmaran, I. O. Yaman, and M. Lachemi, “Correlation between the viscoelastic properties and cracking potential of engineered cementitious composites,” Comput. Chem. Eng., vol. 71, pp. 375–383, 2014.

[37] X. Shang, J. Yu, L. Li, and Z. Lu, “Strengthening of RC Structures by Using Engineered Cementitious Composites: A Review,” Sustainability, vol. 11, no. 12, p. 3384, 2019.

[38] V. Li, “ECC for Repair and Retrofit in Concrete Structures.pdf,” no. June 2011, 2019.

[39] M. Lepech and C. V. Li, “Long Term Durability Performance of Engineered Cementitious Composites,” Proc. Mater. Eng. Conf., vol. 2, no. June 2011, p. 1502, 1996.

[40] H. Liu, Q. Zhang, V. Li, H. Su, and C. Gu, “Durability study on engineered cementitious composites (ECC) under sulfate and chloride environment,” Constr. Build. Mater., vol. 133, pp. 171–181, 2017.

[41] Self-healing Materials, vol. 111, no. 479. 1965.

[42] K. Van Tittelboom and N. De Belie, Self-healing in cementitious materials-a review, vol. 6, no. 6. 2013.

[43] L. Restuccia, A. Reggio, G. A. Ferro, and J. M. Tulliani, “New self-healing techniques for cement-based materials,” Procedia Struct. Integr., vol. 3, pp. 253–260, 2017.

[44] S. Sangadji, “Can Self-healing Mechanism Helps Concrete Structures Sustainable?,” Procedia Eng., vol. 171, pp. 238–249, 2017.

[45] E. Schlangen and S. Sangadji, “Addressing infrastructure durability and sustainability by self healing mechanisms - Recent advances in self healing concrete and asphalt,” Procedia Eng., vol. 54, pp. 39–57, 2013.

[46] K. van Breugel, “Is there a market for self-healing cement-based materials?,” 1St Int. Conf. Self-Healing Mater., no. April, pp. 1–9, 2007.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

IP - 2

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

EXISTING BRIDGES – BURDEN OR OPPORTUNITY?

Rade HAJDIN[1]

ABSTRACT

It is widely accepted that safety and serviceability are primary concerns in bridge design. However, for the most of bridges' service life, these concerns are addressed indirectly by a qualitative measure, defined herein as condition state, which is based upon observable damages recorded during inspections. Condition state is at best, only loosely correlated to safety and serviceability. It would be more reasonable to address safety and serviceability in inspection process directly, using the information on bridge performance obtained during the design and construction. This seems inevitable given the ageing, deterioration, growing traffic and climate change. A vague measure for the deviation of inspected bridge from the "as new" condition i. e. condition state is simply not adequate tool to cope with these challenges. The future Bridge Management Systems (fBMS) should therefore include assessment of safety and serviceability based on inspection results and Structural Health Monitoring (SHM). This can be further enhanced by merging BMS with Bridge Information Models that are currently being developed. The fBMS will thus become an invaluable decision-support tool not only for maintenance planning but also for specification of heavy vehicle corridors, risk assessment due to natural hazards, etc.

Keywords: *Bridges; Service life; Reliability; Safety; Serviceability; Performance Indicators; Maintenance; BIM*

[1] President, Infrastructure Management Consultants GmbH, Zurich, Switzerland, rade.hajdin@imc-ch.com / Professor, Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Serbia, rade.hajdin@grf.bg.ac.rs

1. INTRODUCTION

There is a broad consensus that the benefits of road infrastructure for the society cannot be overestimated. The investments in road infrastructure raise the growth potential of a national economy, which can be fully exploited by efficient utilization of the road infrastructure. It is difficult to quantify the economic benefit of road infrastructure but its lower bound is estimated to be between 4% [1] and 10% ([2] and [3]) of Gross Domestic Product (GDP). Apart from purely economic benefit, the road infrastructure enables road users to be involved in various activities that yield private, public, and social benefits [4]. Maintaining these benefits on the long run in economically efficient, environmentally responsible, and socially reconcilable manner is the fundamental task of road authorities. They are bound to provide fast, safe, comfortable, and affordable travel.

The road infrastructure comprises various components such pavement structure, retaining walls, galleries, tunnels, bridges, etc. From the users' perspective, it is irrelevant whether a road is carried by a bridge or being in a tunnel or merely resting on soil, so long safe, fast, comfortable and affordable travel from origin to destination is provided. Given that bridges provide passages over otherwise hardly surmountable obstacles, their inability to accommodate the actual traffic can have significant impact on safe, fast and comfortable travel. The road authorities or more concrete the part of them responsible for bridges must specify the traffic that the existing bridges can accommodate, which is in face of ageing road infrastructure and growing traffic increasingly challenging task.

Bridges or parts of them can fail harming life and limb and inducing adverse consequences for economy and environment. A failed bridge causes detours and therefore impact travel times. In some cases, a failed bridge can render a region completely inaccessible with disastrous economic effects. It is therefore not surprising that the **structural safety** is the primary concern of bridge owners since it affects both safe and fast travel. Besides structural safety the bridge owners care about **serviceability**, which relates to **traffic safety** and user comfort that can be affected by bridge deflections and vibrations. If safety or serviceability requirements are not met, the road authorities need to post or even closed the bridge and thus affect road users and the whole economy adversely. This means that road authorities are bound avoid any traffic restriction on the bridges and, at the same time preclude bridge failure. Considering the extent and the age of the road infrastructure in developed countries, this is increasingly challenging task. The tools currently available to road authorities and their engineers to find the balance between safety/serviceability and traffic requirements seem not to be adequate and, in this paper, recommendations are made that may facilitate the management of existing bridges in future

2. CHALLANGES

Safety and serviceability were always the primary concerns in bridge design. However, in course of time the requirements have changed significantly, and the existing bridges are characterized by the several generations of design codes. They have changed both regarding actions and resistance models. It is therefore not surprising that the old, otherwise undamaged bridge may not fulfill safety and/or serviceability requirements for the current traffic loading.

Furthermore, safety and serviceability can be jeopardized by deterioration processes or sudden events. The resistance of deteriorated bridges can in time reach a level, at which there is an immediate danger of structural failure. In addition to it, the new insights (e.g. statistical analysis) in frequencies and magnitude of sudden events can render some bridges as unsafe and require posting or even their closure.

The increasing traffic volume and traffic loads are probably the most significant challenge regarding the existing bridges. The traffic mix is shifting toward the larger share of heavy weight vehicles, effectively increasing the occurrence probability of load situations that exceed current design loads. Furthermore, there is an increasing number of special transports, i.e. the ones that exceed legal limits and require special permits. In Switzerland, some of these transports cannot be regarded as accidental actions but rather frequent actions as passages occur on weekly or even daily basis. Similar situation is also in the USA as reported in [5]. This trend will increase in the future as the transportation industry is interested in using larger trucks with higher axle loads in order to improve economies of scale. The

stiff competition will also lead to platooning i.e. to the trains of wirelessly coupled trucks. The wireless coupling allows to significantly reduce the safety distance between the trucks. This seems to result in a particularly aggressive load situation as these trucks also break simultaneously. The break forces that are mostly neglected in road bridges must be considered in the future and existing bridges need to be assessed for this load situation.

Finally, climate change may lead to more frequent and intensive gravitational hazards, such as flooding, avalanches, landslides, rockfalls, etc.

In summary, the prudent road authority needs to plan and execute timely intervention in order to cope with following challenges:

- Potentially unsafe bridges that are designed using bygone codes of practice.
- Bridges with reduced resistance due to deterioration or mechanical damage.
- Bridges exposed to natural hazards that are not or not adequately considered in design.
- Increasing traffic volume and loads that can render some bridges unsafe.
- Increased exposure of bridges to natural hazards due to climate change.

In face of these challenges one is inclined to regard existing bridges as burden that requires ever increasing funding. However, the existing bridges are also an opportunity for structural engineers equipped with diagnostic knowledge to specify both economically efficient and environmentally friendly interventions. Moreover, in the same way they propelled the infrastructure boom in the 20th century, they will be instrumental in the transformation of infrastructure in meeting ever-changing societal needs.

3. CURRENT ASSESSMENT AND DECISION-MAKING

The practice in dealing with existing bridges differs quite significantly from country to country, but the common denominator is that it relies on visual inspections. The visual inspections are – if performed by a qualified structural engineer – cost efficient and very valuable source of information. During the inspection, observations are recorded and evaluated. The result of inspections is qualitative indicator, which is named differently from country to country as condition rating, condition state, condition class, etc. Herein, the term condition state is used. Whereas in the design phase the safety and serviceability concerns are addressed directly in quantitative manner, in the service phase, based on inspection results the condition state is determined. The condition state is a vague measure for the deviation of inspected bridge from the “as new” condition. The direct assessment of safety and serviceability during an inspection is regarded as not cost efficient since it is commonly assumed that it always requires an in-depth material investigations and structural analysis.

Based on condition state, owners trigger often costly in-depth investigations or even maintenance actions. In practice, once an in-depth investigation based on condition state is triggered, the maintenance intervention is very likely to follow, even if a bridge can still be used without restrictions. The reasons are different from country to country, but one is surely the visual appearance and related perception of safety that entice authorities to remove all visible damages with appropriate maintenance interventions. In some (rare) cases, a maintenance action is triggered if a bridge fails structural safety and serviceability checks, with the load and resistance models for the design of new bridges. This is clearly inadequate and uneconomical, given the remaining service life and possibilities to reduce uncertainties on existing bridges. Thus, some countries have introduced safety and serviceability checking formats for existing bridges in their code of practice (e.g. [6]).

The above-mentioned approach seems not to be very logical. In the design phase, the wealth of information about safety and serviceability for different load situations is created. This information is unstructured and mostly in paper form. After the commissioning of newly constructed bridge, the documents containing this information is handed over to the road authorities or operators that act further on as trustees of the bridges assigned to them. The documents are mostly in archives and in general not easily accessible. During the service life, inspections are performed with no consideration of safety and serviceability information produced during the design and construction phases. It is only within the in-depth investigation that the safety and serviceability are assessed again. There is a substantial gap during the service life of a bridge, in which decision are made based on qualitative

indicators, that are sometimes unrelated to the key concerns of road authorities: safety and serviceability.

In most countries, decision/making is supported by databases, in which the results of inspections are stored, sometimes in great detail. The information from design phase i.e. critical load combinations, safety factors, assumed traffic loads is usually not stored in these databases. In some road agencies, there are load rating software that facilitate evaluation of special transports, but it is rarely used in conjunction with inspection results.

Even more surprising is that the relevant information on safety and serviceability is often not stored in the database after maintenance interventions. It can be assumed that the provisions of the current code of practice are fulfilled due to maintenance interventions, but it is not recorded if these are exceeded and by what margin.

It should be noted that within the in-depth investigations a substantial work effort is necessary to find information from the design phase or previous maintenance activities. In some cases, the information on existing bridges is lost due to negligence or some accident (e.g. fire, flooding).

In some ways, the current bridge management undergoes amnesia because

- relevant information from the design phase and/or in-depth investigation is not stored and/or
- information is stored only in paper form and is lost due to negligence or accidents.

It is not that road authorities and operators are not aware of this deficiency, but to remedy it, they need to be provided tools and resources to efficiently store and access the elaborated information on their bridge inventory. In the time of growing awareness of data importance and big data, it is high time to establish an organizational setting for business processes to ensure the benefit of collected data on the long term.

4. ASSESSMENT

The challenges listed in chapter 2 can be only efficiently coped with, if the bridge owners have all necessary information at their fingertips. This means that the current databases need to be significantly improved to accommodate all relevant information either from design phase, inspections, or maintenance interventions. This transition can be quite costly and therefore needs to be performed gradually in several phases as outlined in the following chapters

4.1 Safety and serviceability of undamaged bridges

The information on safety and serviceability margin of an undamaged (virgin) bridge is essential in the service phase. This information should be structured and include all relevant load cases, which would also allow owners to have a clear picture of possible failure modes and related vulnerable zones that need to be observed in more detail.

The current databases are not structured to accommodate the graphical representation of structural systems and load situations. The material properties and load effects need also to be included in the database as searchable data and coupled with graphical representations. The same apply to load models and provisions of current and previous codes of practice.

A large effort is required to obtain and store information for all existing bridges and this cannot be done within a short time period. Ideally, it could be done together with inspections or in-depth investigations and in this way, one can gradually fill the database.

Fortunately, there is a simplified method to assess safety and serviceability margins due to traffic loads. If the load model used originally for the design of a bridge is known, one can assume that the bridge is designed according to it. This means that the bridge resistance is in minimum as high as to sustain the internal forces due to the load model multiplied with the safety factor. In some sense, the originally used design load model is a proxy for the resistance (or service limit) of the bridge. However, to obtain internal forces, one still need a structural system.

Based on the experience from the load rating software (e.g. [7] and [8]) most non-landmark bridges can be simplified with a series of simply supported beams. Somewhat more sophisticated alternative is to model a bridge with a continuous girder as used in traffic simulations (e.g. [9], [10] and [11]). The simplified model considers only the load transfer in longitudinal direction. The load transfer in traverse direction i.e. across the deck is indirectly considered by defining appropriate effective widths. If the bygone codes of practice didn't require dimensioning in traverse direction, the presented simplification can be problematic. Furthermore, modelling of skew decks or girders with skewed support with simply supported beams is challenging and requires good understanding of the load carrying paths in these structures. Further details on this approach can be found in [12].

Owners can decide, based on their needs to store

- the actual structural system as used in analysis or
- a continuous girder model as used often used in simulation to obtain maximum load effect or
- a series of simply supported beams as in some load rating software.

Independent of this choice, the results of a thorough structural analysis on an adequate structural system can be used to update the resistance (or service limits) of the model stored in the database. The safety or serviceability margins against the current design loads can be expressed therein either as

- the degree of compliance, that can be evaluated for each load situation as a ratio between the available resistance/service limit and resistance/service requirements based on the total factored load effect, or as
- the traffic load capacity factor with which the traffic load can be multiplied and still fulfill the safety and serviceability requirements.

The latter seems to be more useful for road authorities to assess special transports or future traffic load.

4.2 Reliability of undamaged bridge

The modern codes define the safety and serviceability in terms of reliability i.e. the probability that a bridge will be fit for purpose during its service life. The partial safety factors in modern codes are calibrated to satisfy these reliability requirements. In [13] the target annual reliability index β for safety is 4.7 (corresponds to occurrence probability of $1.3 \cdot 10^{-6}$) and for serviceability 2.9 (corresponds to occurrence probability of $1.9 \cdot 10^{-3}$). The bridge is considered as safe and serviceable if specified reliability indexes are not below these target values. If for an existing bridge the degree of compliance is above 1, one can assume that the reliability index for safety exceeds the target value. However, the degree of compliance below 1 doesn't necessarily mean that the bridge doesn't meet reliability requirements. In [14] traffic load capacity factor is evaluated based on reliability assessment for 15 similar concrete bridges in UK that are constructed in 1960's and 1970's to the same design requirements. Nevertheless, the traffic load capacity factors – derived from reliability assessment - vary between 1.9 and 5.2. Given that at that time the design was based on global safety factor, the results are not surprising. For the bridges that are designed or examined using modern codes of practice the scatter is significantly smaller as demonstrated in [15]. However, even for these bridges the evaluation of reliability may be economically beneficial if existing bridges can still be used without restrictions.

Assessing the reliability of existing bridges can be tedious task as one needs to model all actions and material properties as stochastic variables. However, based on experience and available data, a simplified reliability assessment can be performed using the similar approach to the one mentioned in chapter 4.1 (see also [16]). The original design load situation can be used to assess the characteristic value of resistance R_c^o against the chosen failure mode. If the percentile of the characteristic value R_c^o and the type of its distribution is known, one can obtain the resistance distribution for a chosen failure mode. The recommendations for percentiles of characteristic values, standard deviations and distribution types based on construction materials can be found in literature (e.g. [17]). To compute load effects current design loading needs to be used. In general, several actions contribute to load effect and their characteristic values represent different percentiles of their distributions. In addition, the actions are modeled with different distribution types. For instance, the load effect due to the traffic load is normally modeled by extreme distributions. This is supported by measurements and simulation

that are performed within research projects all over the world (e.g. [9], [10], [15], [18]). After all, traffic load models are derived from probabilistic analysis based on traffic simulations and weigh-in-motion measurements (e.g. [19]). The distributions for the self-weight and dead load as well as for other actions can be derived based on percentile assumption of their characteristic values following the recommendations from literature (e.g. [17]). The derivation of distribution for load affect e and resistance r, for the chosen failure mode is illustrated in Fig. 1.

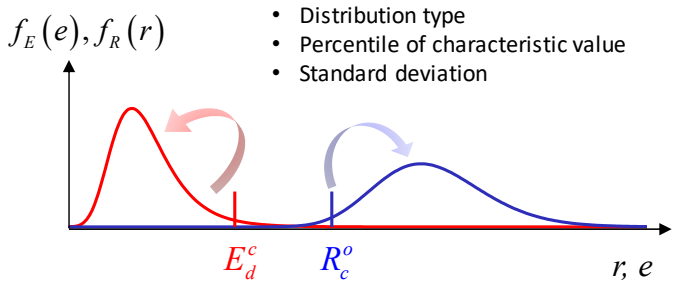


Fig. 1: Estimating distribution of load effect and resistance

The load effect can be determined on the simplified structural system and the reliability index can be computed. The reliability obtained in this manner can be regarded as a rough estimate as the material and action uncertainties are modeled based on literature and experience data. These results can be improved if reliability analyses would be performed on the relevant sample of the bridges of same type. The systematic detailed reliability analyses can be also used to update assumptions regarding distribution of stochastic variables.

The traffic load capacity factor can be also obtained based on reliability assessment as in [14]. It is a deterministic coefficient with which the stochastic effect of traffic load can be multiplied and still fulfill the reliability criterion.

4.3 Inspection and impact of damages on safety and serviceability

In order to assess the impact of damages on safety and serviceability, the inspection procedures need not to change significantly. However, there is some additional information that is indispensable if the effect of deterioration and damages is to be appropriately considered in assessment of bridges:

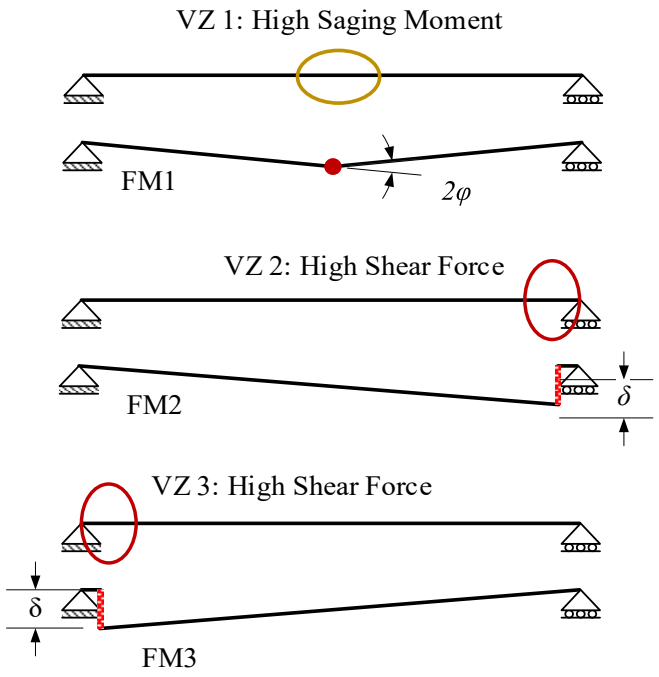


Fig. 2: Vulnerable zones and failure modes

- Based on the design documentation, relevant failure modes need to be defined. These failure modes correspond to the critical load situations used in design and
- for each failure mode, vulnerable zones (see [20] and [21]) are to be defined, in which damages have the largest impact on safety and serviceability.

Experienced inspectors know intuitively where these zones are, but they can confirm themselves with the readily available information in [22]. The damages outside vulnerable zones can also trigger failures, but for them to occur the extent of damage needs to be significantly larger than in the vulnerable zones. If this seems likely, one needs to define an additional failure mode that can be triggered by the observed damages.

For a simply supported beam the vulnerable zones and corresponding

failure modes are illustrated in Fig. 2. In this example failure modes (FM1, FM2 and FM3) are chosen to be collapse mechanisms. However, other failure modes can be selected based on owner's preferences. For instance, the extent of spalling or crack width can be chosen to be failure criteria.

For each failure mode, the corresponding degree of compliance, if semi-probabilistic format is used, or reliability, if probabilistic assessment is required, is to be evaluated for an undamaged bridge. This can be done beforehand either using the simplified approach described in chapter 4.1 and 4.2 or by in-depth examination as described in chapter 4.5.

4.4 Reliability of damaged bridge

The estimation of the impact of inspection (mostly visual) findings on reliability is up to now not seriously considered as a viable option. Visual inspections are considered to be subjective and uncertain allowing only qualitative outcome such as condition rating. Although it is undeniable that observations made during visual inspection are often fuzzy, they can be useful if their inherent uncertainty is properly modelled. In [23], a subset of observations collected in a survey are identified to have an impact on reliability. The corresponding uncertainties both regarding the inspection process and an impact on reliability are however not addressed, which remains to be the topic of a future research. In addition, there is also useful data that is simply not collected.

For instance, if merely "Corroded reinforcement" on a certain bridge element is reported, this means that the reinforcement corrosion can be anywhere on its elements i.e. its location needs to be uniformly distributed. Likewise, a spalling area and a section loss can be also modelled with slightly informative or non-informative distributions. If, however additional information is available such as that the reinforcement corrosion is located in vulnerable zone, the uncertainty with regard to its influence on reliability can be significantly reduced. The quantitative information on spalling area and section loss can further reduce uncertainty.

To consider the effect of inspection findings the Bayesian network can be used as shown in Fig. 3. In this example it is assumed that the visual inspection revealed a spalling area with the reinforcement corrosion with a section loss of e. g. 10%. This is a typical entry as shown in the survey performed by the WG1 of the COST Action 1406 (see [23]). The location of the defect is not known and there is inherent uncertainty with regard to this section loss, which can be modelled in the node "Corroded reinforcement" in Fig. 3.

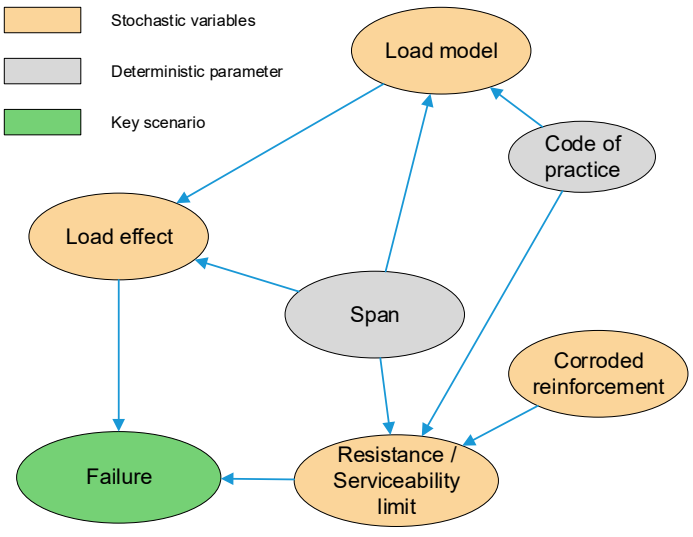


Fig. 3: Reliability evaluation of damaged bridge

4.5 In-depth investigations

If the results of an inspection raise doubts regarding acceptable safety and serviceability, the in-depth investigation should be triggered. The in-depth investigation should include all measures that may reduce uncertainties such as testing of material properties, checking of dimensions, stiffness measurements, etc. Furthermore, archive documents must be duly examined since they may reveal assumption made regarding load situations and material properties. For hidden structural elements such as foundations and reinforcements, old plans are the only source of information. Finally, the exposure of bridge to natural hazard needs to be investigated based on the newest findings (e.g. update of magnitudes, re-assessment of site condition).

The structural analysis needs to be performed with nonlinear methods that address failure modes appropriately and yield realistic failure probabilities. This doesn't necessarily mean that sophisticated

analysis is necessary, in most cases the skillful application of the limit theorems of the theory of plasticity is sufficient.

The bridge should be examined for all relevant load situations and the results need to be stored in the database in a structured form. Gradually, by means of in-depth investigations, high quality information on all bridges will be stored in the databases allowing bridge owner to manage their inventory efficiently. The growing experience will also allow for more accurate assessment of reliability based on inspections as Bayesian nets can be updated introducing new high-quality data.

5. MAINTENANCE PLANNING

Bridge Management is not confined to bridge assessment following inspections but also includes maintenance planning. The short-term maintenance planning is based on in-depth investigations and structural analysis and include detailed specification of interventions that are to be taken shortly thereafter. The mid- to long-term maintenance planning is a process, in which different intervention scenarios are developed. The interventions are not specified in detail and their costs are rough estimates backed by experience. The goal is to estimate financial and other needs well in advance and avoid unpleasant surprises. Furthermore, early planning allows to choose the optimum time for interventions and reduce long-term costs.

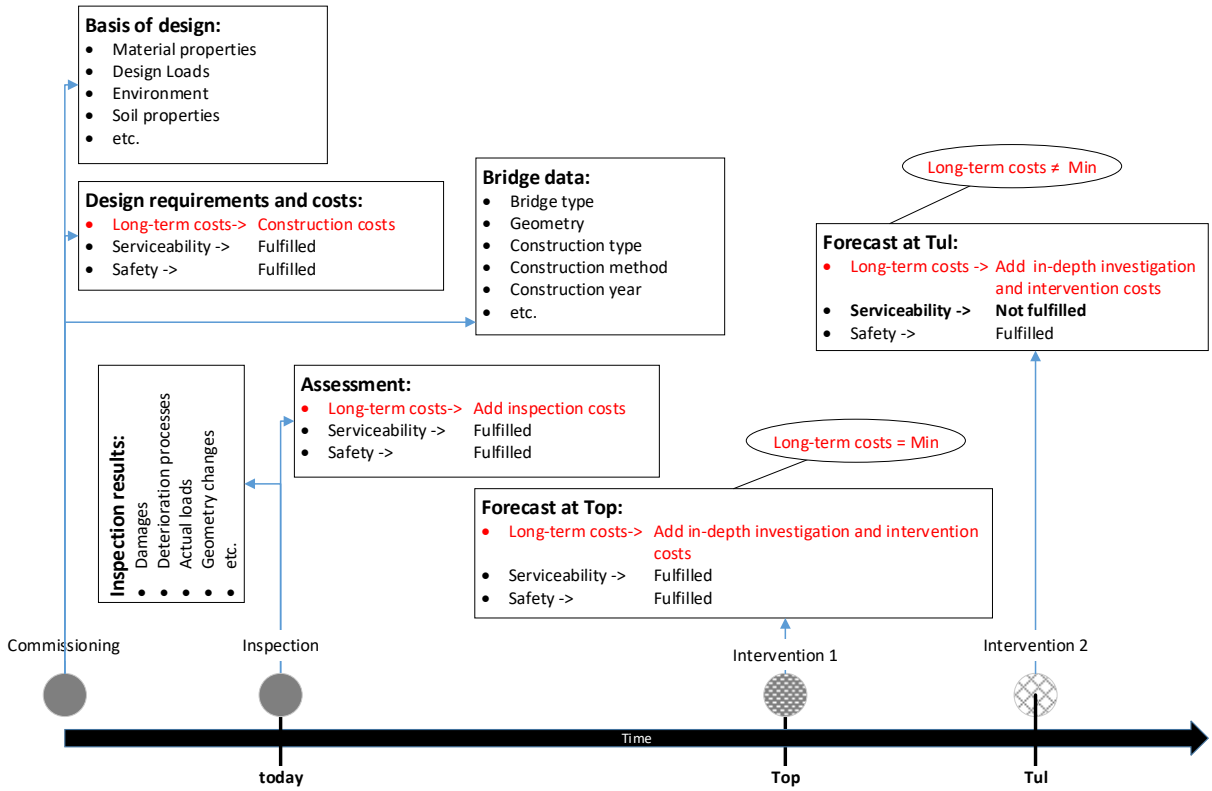


Fig. 4: General approach to mid- to long-term maintenance planning

The general approach is presented in Fig. 4, where it is assumed that an inspection is performed "today". The results from the inspection revealed some damages that in conjunction with the actual loads lead to worsening of the safety and serviceability levels that, however, still meet the requirements for existing structures. This procedure is explained in previous chapters. For mid- to long-term maintenance, planning forecasts for serviceability and safety are performed predicting that serviceability criterion will be not fulfilled at the time instance marked "Tul". This means that the intervention needs to be executed no later than at that point in time, if serviceability requirements are not to be violated. However, it may well be that a scenario that includes an intervention at the time instance "Top", has lower long-term costs than the one with the intervention at the time instance

“Tul”. The Fig. 4 doesn’t show any interventions after “Tul”, but normally the ensuing interventions are considered in long-term costs.

The forecasts of safety and serviceability over time defines the time instance at which, at the latest, an intervention is necessary. However, these forecasts cannot be used to define the type and the costs of the interventions. To this end afore-mentioned qualitative indicators (e.g. condition rating, condition state, condition class, etc.) are used. The application of qualitative indicators to generate interventions is well-established in current approaches to maintenance planning as explained in the following chapter. The problem lies with the usage of these qualitative indicators as proxies for safety and serviceability. The worst condition state represents herein the safety and serviceability threshold. To remedy this problem of mid- to long-term maintenance planning adaptations are suggested that are explained in the following chapters.

5.1 Current approach to maintenance planning

Currently, maintenance planning is based on qualitative indicators. The procedure can vary quite significantly from country to country, but the main distinction lies in the choice of **assessment unit**. The assessment unit is the physical entity of the lowest granularity that is assessed during inspections. The assessment units can be whole bridges, bridge components (super-, substructure and equipment), bridge elements, group of damages or even single damages. All these different assessment units can be found in current BMS, based on the owner or operator’s needs.

The scale of condition state is chosen in such a manner that only if an assessment unit is assigned into the worst condition state – being a proxy for safety and serviceability thresholds - immediate interventions are required. The maintenance planning considers therefore only interventions that are to be initiated before the worst condition state is reached. The optimum maintenance intervention(s) is/are the ones that minimize the long-term agency costs and in some cases user costs during these interventions, as in [24].

The interventions are performed on **planning units** that in some BMS coincide with assessment units and in the others, they differ from them. If assessment units are damages, then it is often more reasonable to plan interventions on affected bridge element or the whole bridges than on a single damage. Based on the condition state of assessment units, the intervention on planning units are determined based mostly on heuristic rules. To this end, technically feasible maintenance intervention on planning units are catalogued together with their unit costs and effectiveness. For instance, for the same condition states of assessment units, both rehabilitations on elements as well as replacement of the whole bridge are technically feasible. The choice of the optimum intervention is subject to minimization of the long-term costs as in [25].

This approach has significant drawbacks since it focuses solely on restoring damage-free bridges, without considering directly the safety and serviceability or consequences of possible failures. It is therefore that mid- to long-term maintenance planning can significantly deviate from the short-term planning and executed interventions, which are often triggered by safety and serviceability criteria.

5.2 Deterioration models

The key ingredient of mid- to long term maintenance planning is a deterioration model. The deterioration model allows condition state forecasts of assessment units and determine possible maintenance interventions in the future. The deterioration models can be derived from physico-chemical deterioration processes, and there is significant research in this area (e.g. [26], [27]). Notwithstanding the undeniable progress in this research, most deterioration models in current BMS are based on statistical analysis of past condition data (e.g. [28], [29]). Many BMS use Markov chains to model deterioration as it supports the discrete scale for condition states and transition probabilities can be easily derived from condition data. Finally, with Markov decision process, which is based on Markov chains and catalogued interventions, the optimum set of intervention can be estimated with modest computational effort. However, Markov chains are mostly employed for elements or components, whereas their applicability for individual damages waits to be proven.

5.3 Improvements to the current approach

The current approach to mid- to long-term maintenance planning based on condition states of assessment units is used quite successfully to define maintenance scenarios and estimate long-term costs. However, it doesn't consider safety and serviceability directly and therefore the estimation of the optimum time instance to perform intervention can be quite wrong. A bridge with high safety and serviceability margin may be used significantly longer than suggested by an assessment unit in the worst condition state. The opposite is also true: A bridge barely meeting serviceability requirements may need to undergo an intervention even before a single assessment unit reaches the worst condition state.

On one side, it is necessary to estimate both condition states of assessment units and based on them define intervention scenarios on planning units and related costs. On the other side, the reliable forecast of safety and serviceability are needed to estimate the remaining service life without interventions. It is shown in the previous sections that meaningful safety and serviceability assessment is possible only if individual damages or damage groups underlying the same damage process are assessed. This means that the assessment unit must be either an individual damage or a damage group. Consequently, the deterioration models need to be developed for these assessment units and based on the evolution of these assessment units, the safety and serviceability can be evaluated. The current deterioration processes used for elements and components can be quite useful as baseline for calibration of deterioration models for damages and damage groups.

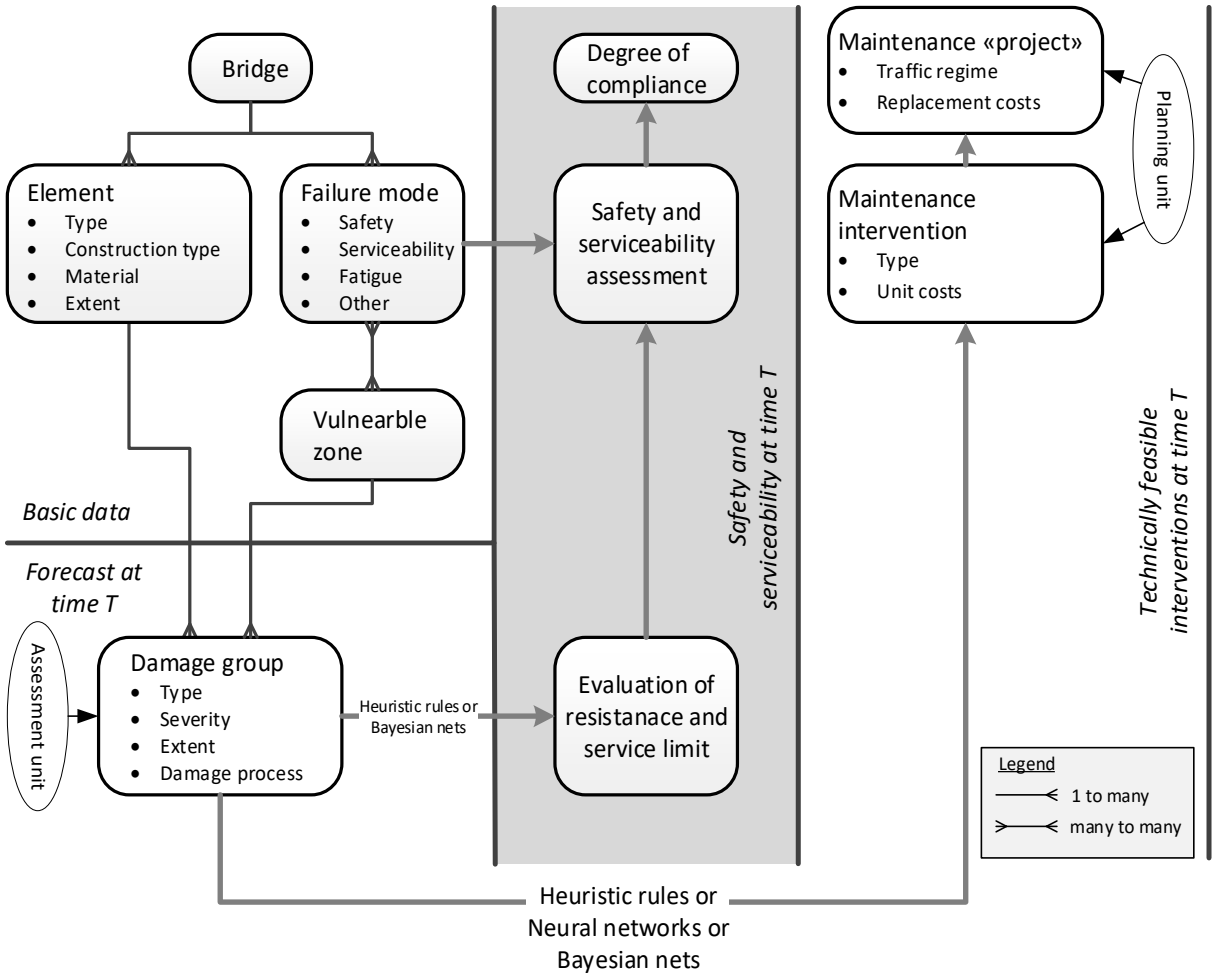


Fig. 5: Assessment of degree of compliance related to safety and serviceability and determination of maintenance intervention at time T

The improved approach is presented in Fig. 5 with damage group as assessment unit as in Swiss Bridge Management System KUBA. An individual damage can also be a damage group, so there is no loss of generality if a damage group is used as an assessment unit. The basic bridge data include apart from element data also the most probable failure modes. These failure modes can be determined from bridge design documents as explained in 4.3. A bridge can have several elements and several failure modes. A failure mode can include several vulnerable zones as shown in 4.3. For instance, a collapse mechanism of an hyperstatic structure has always several places where rupture or yielding occurs and these are vulnerable zones. These vulnerable zones can also participate in several failure modes. Hence, there is many-to-many relationship between the “Failure mode” and “Vulnerable zone”.

Using the deterioration model for an assessment unit, the severity and extent of the damage group can be predicted at some time point T. The impact of the damage group on resistance and/or service limits in vulnerable zones can be estimated using heuristic rules or Bayesian nets as in [30]. Following the same procedure as in 4.1, the degree of compliance for safety and serviceability at the time T can be assessed. These steps are represented in the gray column in Fig. 5 to highlight the addition to current maintenance planning procedure.

The path from damage group forecast at time T to maintenance interventions is already implemented in KUBA and many other BMS. Herein, the catalog of technically feasible maintenance interventions for each damage type and severity of a given element type is of pivotal importance. The cataloged interventions are characterized by their unit costs and effectiveness. The cost predictions are generated by the heuristic rules and optimization depend on these data. The catalog is the result of a statistical analysis of executed preservation projects and is subject to changes reflecting developments in construction industry. The unit costs refer to a specific measurement unit. The unit for maintenance work on steel elements, for example, is the square meter [m^2], i.e. the surface area. This unit must be the same unit used to measure the extent of damage groups.

The technically feasible maintenance interventions are then aggregated using heuristic rules and threshold values in maintenance “projects” on bridge level. The quotation marks indicate that these are no engineering “project”, but rather a very general outline of the maintenance work that is feasible at the time T. In addition to “projects” aggregated from elements, a replacement “project” is added as an option, as it can be assumed that it is the costliest maintenance option. For the high-volume bridges, a traffic regime and eventual closures during the execution of the maintenance works needs to be defined. This information is needed to evaluate societal costs. The interested reader can find further details on estimation of user costs in [31].

A maintenance intervention results in improvement in degree of compliance regarding safety and serviceability. Currently, the estimation of this improvement is not possible, since there are only data on improvement in condition states. Also, similar refers to the effectiveness of the intervention. Still, the effectiveness of intervention related to condition states can be useful: If the condition state is restored to the best condition state after the intervention, one can assume that also the degree of compliance of the undamaged bridge is restored.

In summary, the proposed improvements allow decision maker to

- estimate remaining intervention-free service life of a bridge in rational manner, using safety and serviceability assessment,
- consider the improvement in safety and serviceability and compare with the costs to obtain this improvement, and
- plan reliable financial needs and needs for other resources on mid to long-term, considering the forecasts of traffic loads.

The data collection effort to implement these improvements is quite modest. However, the data needs to be collected conscientiously and the procedure to evaluate degree of compliance related to safety and serviceability needs to be updated to match performed in-depth investigations.

One step further would be to replace the degree of compliance with reliability assessment at some time T as explained in 4.2. The estimation of reliability over time as in [32] is just a stepping stone to estimation of risk over time.

5.4 Application of BIM

It is foreseeable that in not so distant future, Building Information Models (BIM) of both newly built and existing bridges will be available (see e.g. [33] and [34]). These models will be included into the Bridge Management System (BMS) and will significantly enhance the quantity of useful information in future BMS (fBMS). A BIM can embed realistic structural system of a bridge as well as the relevant load situations (see [35]). The evaluation of the reliability or safety/serviceability would be therefore possible quasi, on-the-fly within the fBMS, provided that the observations and results from SHM can be adequately integrated in BIM.

In principle, the inspection results can be directly captured in the BIM using photogrammetry or some other procedure. Cracks, spalling, deformation, and other defects will be a part of a BIM, which in most cases alter the BIM geometry. An information model and a candidate binding to Industry Foundation Classes (IFC) has been developed in [36]. This study demonstrated that that IFC provides sufficient functionality to serve as a basis for integrating relevant defect information and imagery.

The results of past inspections, e.g. damages are stored in a temporal BIM, which is an enhancement of the existing temporal databases. This would enhance possibility to statistically estimate deterioration models. Furthermore, the temporal BIM is a valuable data source that will allow researchers to better understand physical deterioration processes. The data stored in fBMS include also other changes that a bridge experience during its life span. This includes strengthening, widening, seismic retrofit and other structural changes. In short fBMS is similar to the 6D BIM or Asset Information Model (see [37]), which continues to be updated during the whole service life of a bridge.

For purposes of maintenance planning, the BIM with damages can be used as the basis for the deterioration simulation, which can provide significantly more accurate forecast that the current methods. The reasons for this are twofold:

- The resistance and loads i.e. probability of failure of an intact structure is duly taken into account.
- The exact location of a defect is known so that its effect on the safety and serviceability can be assessed in a more accurate manner.

The same applies to maintenance scenarios, which can be determined more accurately, both regarding their types as well as regarding their costs estimates.

There are still large obstacles that need to be overcome to develop fully functional fBMS. In particular, the modeling of cracks, spallings, chemical degradation and internal damages is still in infancy. It is also feasible to include fBMS into a GIS Systems, which would open further analytical possibilities regarding the natural hazards or advanced deterioration.

6. CONCLUSIONS

The need for more economic utilization of transportation infrastructure is also a challenge for bridge owners. They need to have readily available, high quality information on their bridge inventory in order to cope with gradual deterioration, growing traffic demands and increased frequency and magnitude of natural hazards. To obtain and store this information is a task that cannot be accomplished in a short time. In this paper, the methods are proposed that use data that is already available and allow their gradual refinement. They allow better exploitation of inspection results to assess safety and serviceability and improved decision making regarding in-depth investigations and maintenance interventions. The assessment of safety and serviceability during the whole service life allows also more responsive processing of special permits and established corridors for heavy weight vehicles.

The presented methods are only stepping stones toward a new generation of BMS that will integrate BIM and allow more accurate and prompter information on bridge behavior. Current databases need to be enhanced with BIM. The data generated during the design and construction process must be handed to the authorities or operators that act henceforth as their trustees. It is essential that this data can be transparently and intuitively used in the exploitation phase. To this end, the owners need to set requirements that are independent of software packages used in design and construction phase.

Finally, the roas authorities and/or operators must provide both financial and personal resources to maintain a fBMS and its data. Owners need in-house competence both in structural and decision engineering as well as in information technology similar to the banking sector, where competence in information technology, financial and decision engineering is required. It is not a coincidence that in both sectors the term “Asset Management” is widely used.

ACKNOWLEDGEMENTS

This paper is partially based upon work supported by the German Federal Highway Research Institute under grant FE 15.0628/2016/LRB. Parts of paper address the work from COST Action TU-1406, Quality specifications for roadway bridges, standardization at a European level (BridgeSpec), supported by COST (European Cooperation in Science and Technology). The author was the leader of the Working Group 3 of the COST Action TU1406.

REFERENCES

[1] U.S. DOT, “Industry Snapshots: Uses of transportation,” U.S. Departement of Transportation, Wahsington D.C., 2015.

[2] J. Kurte and K. Esser, “Benefit of road traffic (Nutzen des Straßenverkehres),” in ADAC study on mobility (in German), Munich, ADAC (Ed.), 2008.

[3] ARE, ASTRA, “The benefit of transportation – Subproject: Contribution of transportation to value creation in Switzerland (Der Nutzen des Verkehrs – Teilprojekt: Beitrag des Verkehrs zur Wertschöpfung in der Schweiz),” Federal Office for Spatial Development and Federal Roads Office, Bern, 2006.

[4] B. M. Frischmann, Infrastructure - the social value of shared resources, New York: Oxford University Press, 2012.

[5] P. Lou, H. Nassif and P. Truban, “Development of live load model for strenght II limit state in AASHTO LRFD design specifications,” Transportation Research Board, Annual meeting, 2018.

[6] SIA, “SIA 269 - Maintenance of existing structures,” Swiss Engineers and Architects Association, Zurich, 2011.

[7] R. Hajdin and Z. Despot, “TRUCK – Bridge Rating Software,” in International Bridge Management Conference, Denver, Colorado, April 26-28, 1999, Washington D. C., Transportation Research Board, 1999.

[8] BMVI, “Part 3: Analysis of existing road bridges due to special transports,” in Provisions and Guidelines for Analysis and Dimensioning of Structures (in German), Bonn, Federal Ministry of Transport and Digital Infrastructure, 2016.

[9] U. Freundt and S. Bönning, “Traffic load models for recalculation of existing bridges (Verkehrslastmodelle für die Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand),” Federal Highway Institute, Bonn, 2011.

[10] T. Meystre and M. Hirt, “Examination of existing road bridges with updated road loads (Überprüfung bestehender Strassenbrücken mit aktualisierten Strassenlasten),” Swiss Federal Roads Office, Bern, 2006.

[11] B. Enright and E. J. O'Brien, “Monte Carlo simulation of extreme traffic loading on short and medium span bridges,” Structure and Infrastructure Engineering, vol. 9, no. 12, pp. 1267-1282, 2013.

[12] R. Hajdin et.al, “Establishment of a Quality Control Plan”, WG3 Technical Report, COST Action TU 1406: Quality Specifications for Roadway Bridges, Standardization at a European Level, 2018.

[13] CEN EN 1990, “Basis of structural design,” European Committee for Standardisation, Brussels, 2002.

[14] P. Das, “Development of a comprehensive structures management methodology for the Highways Agency,” in Management of highway structures, London, ICE, Highways Agency, 1999.

[15] D. Mertz, “Load rating by load and resistance factor evaluation method,” Transportation Research Board, Washington D. C., 2005.

[16] T. Braml and O. Wurzer, “Probabilistic analysis methods as an additional component for the integrated assessment of existing bridges (in German),” Beton- und Stahlbetonbau, vol. 107, no. 10, pp. 654-668, 2012.

[17] JCSS, “Probabilistic Model Code,” Joint Committee for Structural Safety, Lyngby, 2013.

[18] C. Caprani, “Lifetime highway bridge traffic load effect from a combination of traffic states allowing for dynamic amplification,” ASCE Journal of Bridge Engineering, vol. 18, no. 9, pp. 901-909, 2013.

[19] J.-A. Calgaro and G. Sedlacek, “EC1: Traffic loads on road bridges,” IABSE reports, vol. 65, 1992.

[20] P. Linneberg, S. Mašović and R. Hajdin, “Quality Control Plans for Girder and Frame Bridges,” IABSE Symposium, Vancouver, 2017.

[21] NYSDOT, Concrete Details Vulnerability Manual, Albany, NY: New York State Department of Transportation, 1997.

[22] R. Hajdin, “Visual inspections and key performance indicators - Bridging the gap,” Transportation Research Circular, 11th International Bridge and Structures Management Conference, no. E-C224, October 2017a.

[23] A. Srauss und A. Mandić Ivanković, “Performance indicators”, WG1 Technical report, COST Action TU1406: Quality Specifications for Roadway Bridges, Standardization at a European Level, 2016.

[24] F. Schiffmann and R. Hajdin, “Lont-term work zone planning for highway infrastructure,” World Conference on Pavement and Asset Management, WCPAM2017, June 2017.

[25] B. Adey and R. Hajdin, “Methodology for determination of financial needs of gradually deteriorating bridges,” Journal of Structure and Infrastructure Engineering, vol. 7, no. 7-8, pp. 645-660, 2011.

[26] G. Roelfstra, R. Hajdin, B. Adey and E. Brühwiler, “Condition Evolution in Bridge Management Systems and Corrosion-Induced Deterioration,” ASCE Journal of Bridge Engineering, vol. 9, no. (3), pp. 268-277, 2004.

[27] M. Alnaggar, G. Di Luzio and G. Cusatis, “Modeling Time-Dependent Behavior of Concrete Affected by Alkali Silica Reaction in Variable Environmental Conditions,” Materials, vol. 10, no. (5), p. 471, 2017.

[28] N. Lethanh, J. Hackl and B. Adey, “Determination of Markov Transition Probabilities to be Used in Bridge Management from Mechanistic-Empirical Models,” ASCE Journal of Bridge Engineering, vol. 22, no. (10), p. Published online, 2017.

[29] R. Hajdin and L. Peeters, “Bridging Data Voids: Advanced Statistical Methods for Bridge Management in KUBA,” 10th International Bridge and Structure Management Conference, Buffalo, New York, TRB Circular E-C128, pp. 90-104, October 2008.

[30] R. Hajdin, R. Holst, B. Büchel and R. Rabe, “A new practice-oriented approach for reliability-based bridge inspections (to be published).

[31] B. Adey, T. Herrmann, K. Tsafantinos, J. Lüking, N. Schindele and R. Hajdin, “Methodology and Base Cost Models to Determine the Total Benefits of Preservation Interventions and Road Sections in Switzerland,” Journal of Structure and Infrastructure Engineering, vol. 8, no. (7), pp. 639-654, 2012.

[32] A. Mandić Ivanković, D. Skokandić, A. Žnidarič and M. Kreslin, "Bridge performance indicators based on traffic load monitoring," Structure and Infrastructure Engineering, doi.org/10.1080/15732479.2017.1415941 (published onlilne), pp. 1-13, 2017.

[33] T. Chipman, A. Costin, R. G. Eastman, T. Liebich, D. Smith and D. Young, "Bridge Information Modeling Standardization. Report No. FHWA-HIF-16-011," FHWA, Washington D. C., 2016.

[34] BMVI, "Phase Plan for Digital Planning and Constructing (Stufenplan Digitales Planen und Bauen)," Federal Ministry of Transport and Digital Infrastructure, Berlin, 2015.

[35] buildingSMART, "IfcStructuralAnalysisModel," 2018. [Online]. Available: http://www.buildingsmart-tech.org/ifc/IFC2x3/TC1/html/ifcstructuralanalysisdomain/lexical/ifcstructuralanalysismodel.htm. [Accessed 02 01 2018].

[36] P. Hüthwohl, I. Brilakis, A. Borrmann and R. Sacks, "Integrating RC Bridge Defect Information into BIM Models," ASCE Journal of Computing in Civil Engineering, vol. 32, no. (3), p. 04018013, 2018.

[37] Wikipedia, "6D BIM," 2017. [Online]. Available: https://en.wikipedia.org/wiki/6D_BIM. [Accessed 21 February 2018].

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

IP - 3

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

ДА СЕ ПОПРАВА ИЛИ ДА СЕ УРИВА

Горан МАРКОВСКИ[1]

АПСТРАКТ

Носивоста, употребливоста и трајноста се трите составни елементи на детерминантата насловена како доверливост на конструкциите. Се работи за три засебни, но истовремено и меѓусебно поврзани и испреплетени целини кои ниту можат, ниту треба да бидат разгледувани издвоено.

Масовната изградба на бетонските, а и друг вид конструкции, особено во областа на транспортната инфраструктура, започнува во периодот после втората светска војна, што подразбира дека голем дел од нив веќе се наоѓаат на возраст од 50 и повеќе години. Ако кон ова се придодаде и фактот што сé до неодамна аспектот на трајноста, во однос на носивоста и употребливоста, беше ставан во втор план, како и сé построгите барања од конструкциите (продолжен век на траење, поинтензивни товари, посурови атмосферски услови и др.), ете не исправени пред Моранди мостот во Џенова, ете не на прагот на најгорливиот проблем на актуелното градежништво денес, пред дилемата - што да се прави со постарите, помалку или повеќе оштетени објекти? Да бидат урнати или да се санираат.

Се работи за ни малку лесна одлука, за равенка со многу непознати, обременета со низа параметри на влијание. Дел од нив се од техничка природа, но дел имаат хумано-социо-културолошки предзнак, што решението го прави посложено и не секогаш лесно објаснливо и одбранливо пред стручната јавност. Покрај менталната матрица која се гради и пренесува во наследство низ генерации, влијание врз одлуките имаат и правната регулатива, економската моќ, инфраструктурната изграденост, техничко-технолошкиот капацитет, општествената свест и секако политиката.

Разгледани се неколку примери од областа на високоградбата и мостоградбата. Прикажани се решенија за санација на меѓукатни конструкции и столбови на нови објекти, произлезени од потфрлање на квалитетот на вградениот бетон, како и на неколку карактеристични постари мостови. Применети се конзервативни, но и современи материјали (епоксидни смоли, FRP) и технологии за изведба како и иновативни решенија за анализа. Кај дел од санираните објекти извршени се испитувања со пробно товарење со цел да се докаже целисходноста на применетите мерки.

Клучни зборови: *санација; уривање; трајност; животен век; високоградба; мостоградба*

[1] Проф. д-р, Градежен факултет - Скопје, Универзитет “Св. Кирил и Методиј”, markovski@gf.ukim.edu.mk

1. ВОВЕД

Новите Европски стандарди предвидуваат животниот век за објектите од високоградбата да изнесува 50 години, за патните мостови 100, а за железничките 120 години. Импозантни старостни граници за чие обезбедување е потребно знаење, одговорност, употреба на квалитетни материјали, нула импровизации, редовно и квалитетно одржување.

Ехото од вековно мачниот живот на овие простори, доминантно исполнет со немаштија и неизвесност силно да одекнува и во областа на градежништвото. Стремежот кон краткорочно поевтини решенија, без при тоа да бидат земени предвид трошоците за одржување и скусениот животен век на објектите, (под)свесно ровари во менталниот склоп водејќи кон инвеститорски, проектански и изведувачки импровизации и грешки. Ова е често терцирано со онаа наша карактеристична „Итар Пејовштина“ која страсно турка кон (себе)надмудрување и надитрување. Од таму и бројните субстандардни доградби и надградби, односно урбано-градежни дивоградби, најчесто со визок ризик фактор по безбедноста на нивните корисници.

Дилемата: да се поправа или да се урива, е уште поприсутна во областа на транспортната инфраструктура. Таму најкритични места се мостовите. Како по своето значење за нормално одвивање на сообраќајот, така и според нивната директна изложеност на многубројни влијанија кои атакуваат на скусување на нивниот животен век. Дополнително, секоја одлука за нивно санирање предизвикува (не)оправдани трауми кај учесниците во сообраќајот и надлежните институции. Одлуките пак за нивно евентуално уривање и изведба на нови објекти уште повеќе. Не постоењето на алтернативни сообраќајни правци, дополнително ја усложнува состојбата и често наметнува донесување на одредени не-инженерски одлуки.

Но, дилеми нема само кај постарите објекти. За жал, се почесто се случува, тие да се појават уште во текот на изградбата на сосема нови објекти, а како последица на потфрлање на квалитетот на вградените материјали, несоодветната изведба, импровизациите, непочитување на стандардите и знаењето (се разбира ако воопшто го има) итн. Полошата варијанта од ова се случаите кога пропустите се забошотуваат во кругот на едно т.н. градежничко злосторничко здружување составено од неколкуминатa учесници во градбата. Тажно и неодговорно. И опасно.

2. ВИСОКОГРАДБА

2.1. Постојни објекти

По малку хаотичната и премногу развлечена промена на општествениот систем, обременета со садистичко навлегување на приватниот капитал и интерес во градежништвото, пропратено со одсуството на соодветна правна регулатива, создадоа погодно тло за никнување на квази архитектонско-градежни дела кои сериозно се закануваат да го доведат во прашање макотрпно градениот технички идентитет. Масовната епидемија на доградби и надградби на старите и веќе дотраени станбени згради (Карпош, Автокоманда, Мичурин, Кисела Вода, Пролет ….) не претставува опасност само за веќе „оболените“ објекти туку и за целата урбана околина Сл.1.

Дали требаше да се дозволи и сеуште дозволува вакво нагрдување на просторот. Дали требаше на сила, без никаква инженерска логика да се „продолжува“ животниот век на, по многу чинители, веќе дотраени објекти? Дали воопшто требаше да се дозволи можност за доградби и надградби на објекти кои се со мошне слаб сеизмо-имуниолошки систем? Дали требаше да се доведува во прашање безбедноста на луѓето? Дали не беше поумно старите објекти да бидат урнати и на нивно место изградени нови? Многу реторички дилеми за кои не постојат разумни одговори.



Сл.1. Сличности: Каиро – Скопје

Многубројни се и самоуките интервенции во просторот кои, иако по обем мали, имаат сериозен потенцијал да предизвикаат големи последици Сл2.



Сл.2. Мали објекти – големи ризици

2.2. Нови објекти

Она што особено загрижува се проблемите што се јавуваат уште во текот на изградбата на сосема нови, сериозни објекти, а како последица на потфрлање на квалитетот на вградените материјали, несоодветната изведба, импровизациите, непочитување на стандардите, недостаток на знаење итн. Полошата варијанта од ова се случаите кога таквите пропусти се забошотуваат во кругот на едно т.н. градежничко злосторничко здружување составено од неколкуминатa учесници во градбата. Тажно и неодговорно. И опасно секако.

Најчест случај е потфрлањето на квалитетот на вграденият бетон што резултира или со појава на пукнатини (Сл.3) или со помала јакост на притисок.



Сл.3. Честа појава на пукнатини во меѓукатните конструкции од пластично собирање

Во првиот случај санации се вршени со инектирање на пукнатините со цел да се обезбеди континуитет на бетонската маса и да се елиминира опасноста од корозија на вградентата арматура. По завршувањето на работите извршено е испитување со пробен товар (Сл.4).

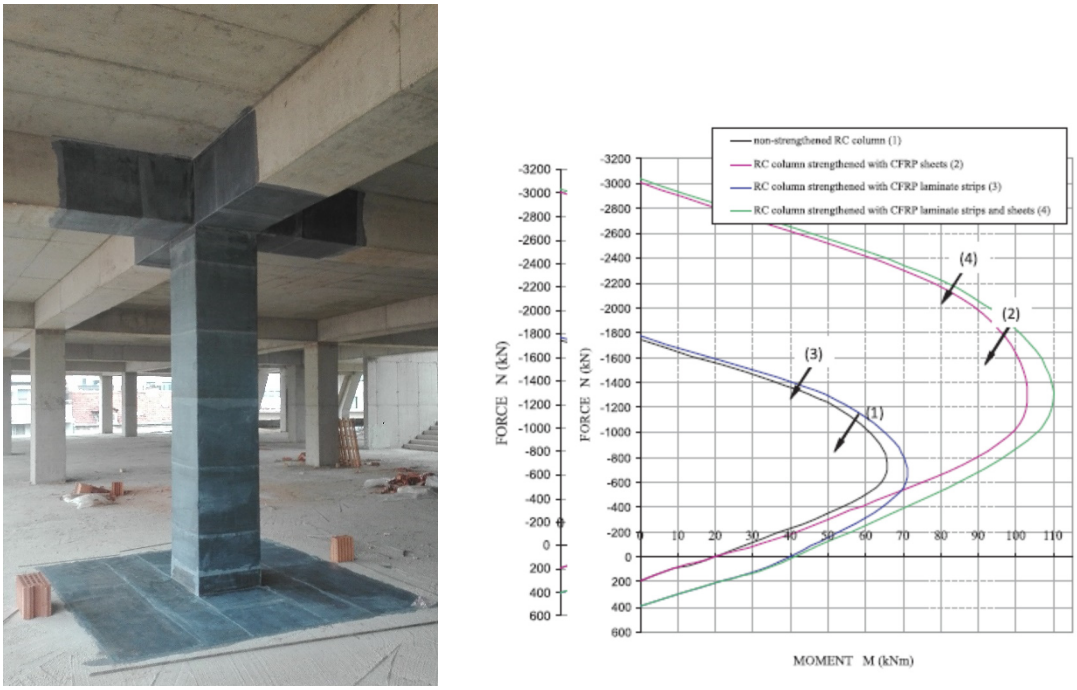


Сл.4. Инектирање на пукнатини и испитување со пробен товар

Вториот случај (потфрлање на механичките карактеристики на бетонот) е особено сензитивен кога е поврзан со столбовите. Нивните димензии се условени од низа барања, како архитектонски и сообраќајни (паркирање во сутеренските делови), така и од аспект на нивната носивост и дуктилност која се контролира преку нормалните напрегања од гравитационите товари. Со оглед на тоа што најчесто нивните пресеци тежнеат кон долната граница, секое потфрлање на квалитетот предизвикува сериозни главоболки. Особено што тој се утврдува на старост на бетонот од 28 дена, доволно долго градбата во меѓувреме да напредувала уште најмалку 2 катни висини.

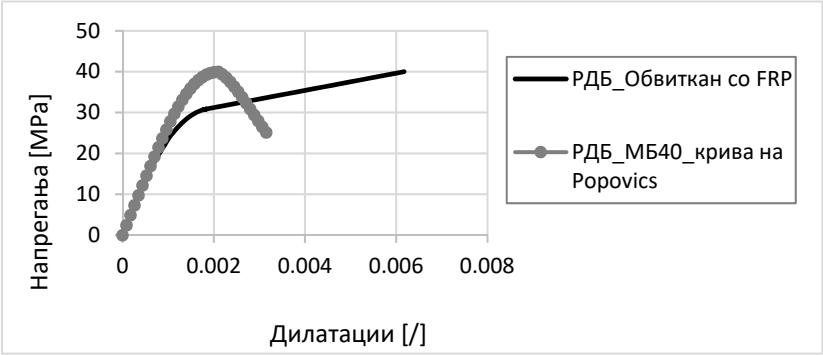
На неколку објекти каде се констатирани и напоменувам – пријавени, вакви проблеми применети се санациони решенија со употреба на карбонски мрежи со кои се обвиткува

бетонот и на тој начин се зголемува неговата дуктилност Покрај столбот обвиткан е и јазелот односно дел од приклучните хоризонтални конструктивни елементи Сл.5.



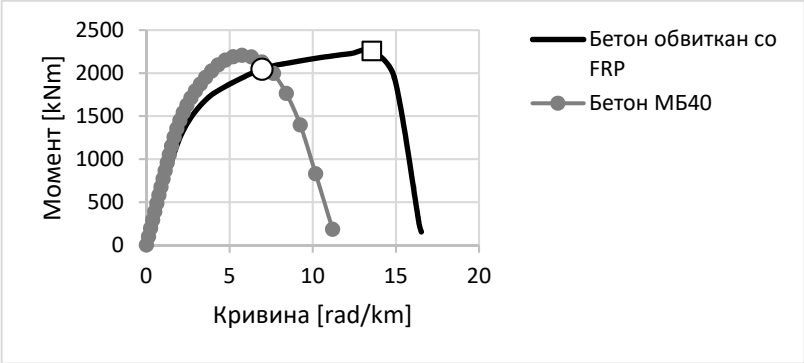
Сл.5. Столб обвиткан со карбонска мрежа и споредба на однесување на не-обвиткан и обвиткан со карбонска мрежа ексцентрично притиснат елемент
(K.Olivova, J.Bilcik – експериментални резултати)

Во анализата се користени изрази, постапки и препораки дадени во [1] и [2]. Работен дијаграм на проектираниот бетон со МБ40 (крива на Popovics) и работен дијаграм на бетон со утврдената јакост на притисок од 27MPa и обвиткан со FRP ткаенина (добиен според препораките на стандардот ACI440.2r-08) е прикажан на Сл.6.



Сл. 6. Работен дијаграм на бетон (27MPa) обвиткан со FRP (црна боја) и необвиткан бетон МБ40 (сива боја)

Во спроведената анализа за еден од карактеристичните столбови (со највисоко нормално напрегање од гравитациони товари во однос на постигнатата јакост) пресметани се следните вредности:
За $M_y = 2043kNm$ --> $\varphi_y = 6.95rad/km = 0.00695rad/m$
За $M_u = 2258kNm$ --> $\varphi_u = 13.55rad/km = 0.01355ad/m$
Дуктилност $\mu_\varphi = 13.55/6.95 = 1.95$



Сл. 7. Споредба на Момент-Кривина зависноста за обвиткан (27MPa+FRP) и необвиткан бетон (МБ40)

Со ова и нумерчки беше докажана целисходноста на санационото решение.

3. МОСТОГРАДБА

Повеќе децениското потценување на аспектот на трајноста во однос на носивоста и употребливоста, како и тенденцијата за проектирање и изведба на што е можно порационални конструкции (мали пресеци, минимални заштитни слоеви и сл.) доведе до скусување на нивниот животен век. Имајќи ја предвид бројноста и староста на голем број мостови во државата, технологијата и материјалите со кои се изградени, како и нивното хронично неодржување, логично се наметнува констатацијата дека веќе сме навлезени во период на носење сериозни одлуки и преземање бројни и ни малку евтини активности за нивна поправка, санација, зајакнување или замена со нови објекти.

Издвоени се два карактеристични случаи. Едниот се однесува на санацијата на мостовите кои ги има изградено поранешната ЈНА, а другиот на времената санација на мостот во Стоби на железничкиот коридор X.

3.1. ЈНА мостови

Во источниот и централниот дел на Македонија има голем број армиранобетонски мостови кои во текот на 70-тите години од минатиот век се изградени од страна на тогашната ЈНА. Поголемиот дел од нив премостуваат речни корита (Вардар, Брегалница и др.). Се работи за систем проста греда со релативно мали распони од околу 12-тина метри. Горниот строј е составен од монтажни Т „Карпош“ носачи, поставени еден до друг. Врз нив е излиена тенка бетонска плоча со сомнителна врска со носачите. Постојат крајни и средни напречни носачи кои се лиени на лице место со, исто така, помалку импровизирана врска со главните носачи. Столбните места се сочинети од набиени бетонски колови кои на врвот завршуваат со належна греда. Мостовите се димензионирани според тогашната регулатива со тоа што воопшто не биле третирани на сеизмички влијанија.

Покрај зголемувањето на интензитетот на сообраќајните влијанија, а особено поради несоодветното фундирање и неконтролираната експлоатација на речниот материјал во непосредна близина на објектите, се случуваат се почести поткопувања на коловите проследени со значителни деформации и оштетувања кои пак го доведуваат во прашање безбедното одвивање на сообраќајот и воопшто употребливоста на мостовите (Сл.8).

По сите технички параметри овие објекти би требало да бидат урнати и на нивно место изградени нови. Секако со поголеми распони, односно светли отвори. Но за жал, во пракса се случува спротивното. Од разни причини (недостаток на алтернативни патни

правци, инсистирање на моментално поевтини решенија, политички и други притисоци) најчесто се прибегнува кон нивна санација и поправка. Некогаш (за почеток) само на оштетените елементи, некогаш на целата конструкција (Сл.8)





Сл.8. Оштетување на столб (лево) и делумна санација на мост (десно)

3.2. Железнички мост Стоби

Мостот на железничкиот коридор X, делница Велес-Гевгелија, преку Црна Река во близина на Стоби, претставува армиранобетонска континуална греда на три полиња со распони 20+25+20м и вкупна должина од 65м. Изведен е од страна на Градежното претпријатие Пелагонија од Скопје во текот на 1970 год. Главниот проект кој бил изработен во Бирото за проектирање на ЖТП – Загреб, главен проектант К. Планинц дипл.град.инж, не е достапен. Дел од потребните податоците кои се употребени при анализата на конструкцијата се констатирани при преглед на објектот, а дел се преземени од [3] и [4].

Горниот строј на објектот е составен од два главни носачи со константна висина од 2,00 м, напречни носачи поставени на меѓусебно растојание од 5,00 м во крајните и 6,25 м во средното поле и коловозна плоча со дебелина 20 см односно 35 см над нејзините потпори. Ширината на мостовското коритото во кој е сместен засторот изнесува 4,20 м, а онаа помеѓу двете огради 6,00 м. Од двете страни има конзолни препусти на плочата со распон 1,5 м. Ширината на главните носачи е 40 cm при што над потпорите преку хоризонтални вути се зголемува на 80 cm. Налегнувањето на столбните места е преку армиранобетонски лежишта. Столбовите се армиранобетонски, фундирани на отворени кесони – бунари [3]. Нема податоци за нивните димензии, котата на фундирање и карактеристиките на тлото.

Според наведеното во [3] и информациите добиени од стручни лица кои биле вклучени во одредени фази од изградбата на мостот и по неа, може да се констатира дека вграденият бетон не ја достигнал проектираната марка МБ30, односно на старост од 85 дена била утврдена јакост на притисок од 22,8 MPa кај главните носачи и 25,7 MPa кај напречните. Покрај ова, поради изведбената грешка на котата на пенделот на првиот среден столб (страна на Велес) од +19 см, висината на главниот носач над потпората е намалена за 10 см. Во Извештајот [3] е наведено и тоа дека поради високиот процент на армирање во пресеците над столбовите, бетонирањето не било изведено квалитетно, односно биле забележани видливи шуплини во структурата на бетонот.

Поради сето ова во Извешајот се констатира дека објектот има намалена носивост при што се препорачува одвивање на сообраќај за оптоварување од класа C-4 и D-4 со евентуално ограничување на брзината и почести контроли и надзор на неговото однесување како и негова неодложна и брза санација. Според достапните информации таков вид интервенции на конструкцијата не биле преземени.

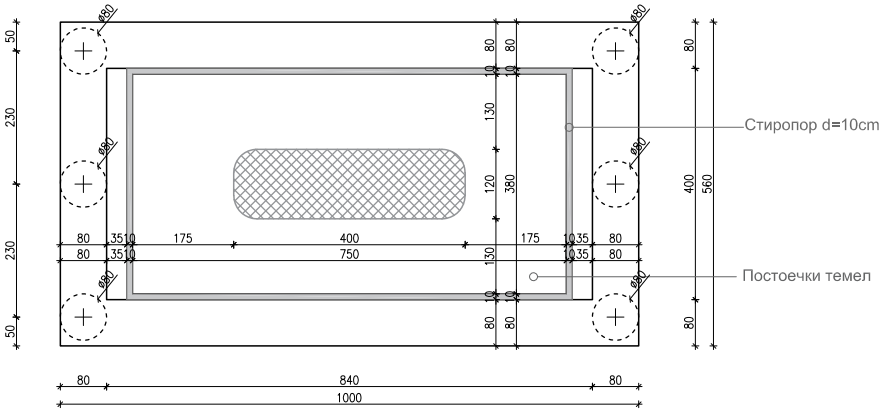
На 29.IX.2018 год, поради поместување на столбното место бр.2 (првиот среден столб од страната на Велес) доаѓа до изразена деформација на горниот строј од околу 60 см. проследена со појава на голема пукнатина во двата главни носачи. На барање на Македонски железници, направен е стручен увид на состојбата на мостот при што со голема веројатност е констатирано дека причина за оштетувањето е поместување на темелот под средниот столб, најверојатно како резултат на негово поткопување Сл.9.



Сл.9 Оштетување на мостот

Воведена е забрана на одвивањето на сообраќајот и веднаш се иницирани активности за итна санација на објектот. Треба да се напомене дека поради ургентноста на состојбата, избраното и разработено решение го третира само оштетениот дел на конструкцијата и има времен карактер. Решението е произлезено од непосредната причина за настанатото оштетување, а прилагодено е на условите на теренот и на моментално расположивата технологија и градежна механизација во државата.

Со оглед на тоа што оштетувањето е последица на проблеми со фундаментот на средниот столб, предложеното решение за санација го опфаќа и започнува со овој конструктивен елемент. За таа цел се предвидува изведба на шест (2x3) нови армиранобетонски колови (ф800мм) околу постојниот темел (поточно од неговите две страни – узводна и низводна) кои, поради високиот ризик од можни дополнителни оштетувања на мостот, се физички одвоени од него. Нивната диспозиција произлегува од можниот пристап за работа на градежната механизација и условот за што помало ограничување на слободниот профил на речното корито, а прелиминарната длабочина е определена врз основа на анализа на геоморфолошките карти за предметниот регион. Конечната длабочина на коловите ќе биде утврдена преку паралелна анализа на материјалите кои ќе бидат извадени при дупчењето на тлото Сл.10.

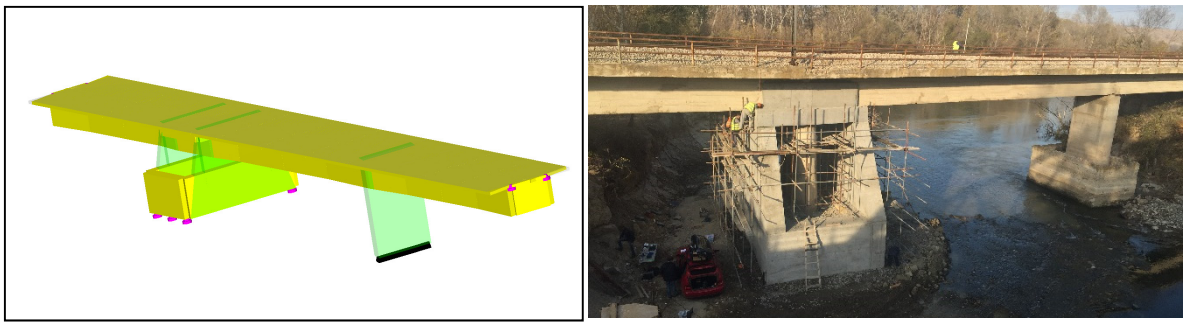


Сл.10 Санација на темелот со нови колови и хоризонтална рамка

Коловите меѓусебно се поврзуваат со крута армиранобетонска хоризонтална рамка со димензии (80/260 см), врз која се изведува новиот среден столб во форма на две паралелни трапезни платна со дебелина од по 80 см, кои на горниот крај заради вкрутување се поврзани со две подолжни греди. По нивната изведба, со помош на хидраулични преси, а по сечење на вертикалната арматура од аб пендел, ќе се изврши подигнување (колку што е можно) на горниот строј од мостот, и негово потпирање на неопренски лежишта. Потоа треба да се инектираат пукнатините и да се изведе т.н. џакетирање со додавање нова дополнителна арматура и бетонски слој со d=15 см на главните носачи на потегот помеѓу двете нови потпори Сл.6.

Статичката анализа од постојани и подвижни товари (шема на товарење според насоки од МЖ – 2 локомотиви со тежина 126 т за категорија на мост D4 и n товарни вагони со тежина 90 т за категорија D4) е направена со помош на компјутерскиот програм TOWER 6. Со оглед на тоа што со новото решение доаѓа до одредена промена на статитчкиот систем, а при тоа нема прецизни податоци за пресекот на вградената арматура, извршена е споредбена анализа и контрола на сите карактеристични пресеци Сл.11.

За изработка на новите конструктивни елементи предвиден е бетон МБ30 и РА400/500-2.



Сл.11 Анализа и санација на мостот

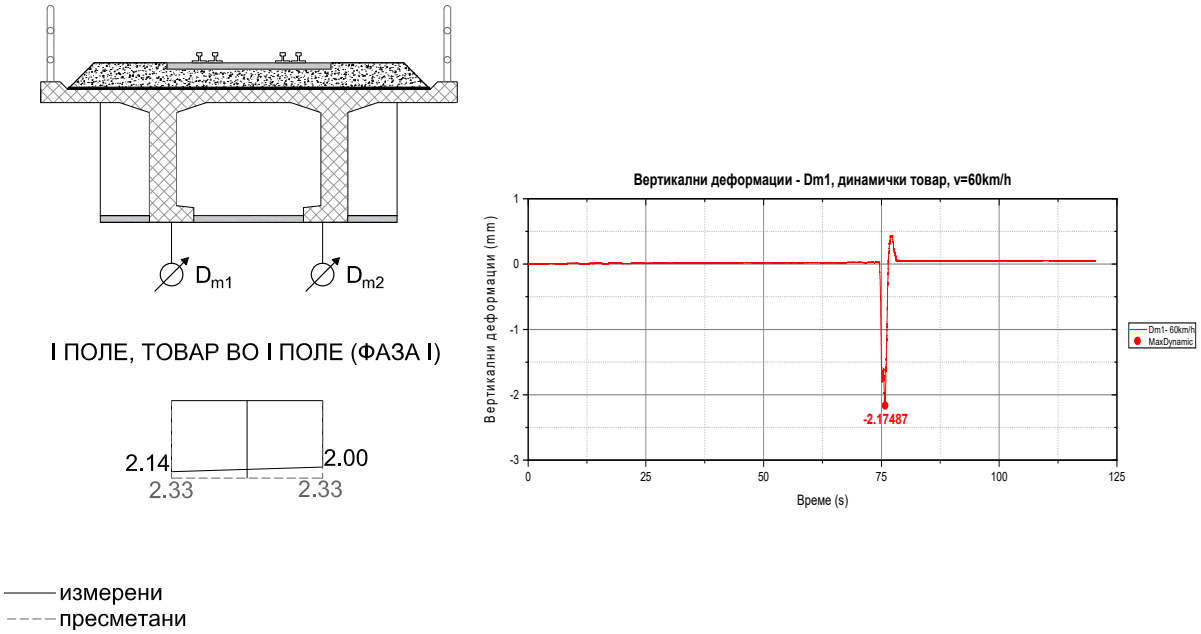
Посочено беше дека по завршувањето на санацијата на ова столбно место треба итно да се пристапи кон утврдување на доверливоста на целиот мост од аспект на негова сигурност, употребливост и трајност.

По извршената санација беше извршено статичко и динамичко испитување на мостот со пробно товарење Сл.12.



Сл.12 Испитување на санираниот мост со пробен подвижен товар

Добиените резултати покажаа добро совпаѓање со теоретските претпоставки Сл.13.



Сл.13 Резултати од статичкото и динамичко испитувањето на санираниот мост

4. ЗАКЛУЧОК

Донесувањето на одлуката дали постојните дотраени објекти е подобро да бидат поправени или урнати и на нивно место изградени нови зависи од многу инженерски но и други фактори. Во секој конкретен случај потребни се поопсежни анализи за разрешување на дилемата и донесување издржани и одржливи решенија.

За обезбедување на импозантните старостни граници за новите објекти е потребно знаење, одговорност, употреба на квалитетни материјали, нула импровизации, редовно и квалитетно одржување. Синергија помеѓу идеата, реализацијата и стопанисувањето. Секој поинаков пристап е осуден на неуспех.

ЛИТЕРАТУРА

[1] fib 14 Externally bonded FRP reinforcement for RC structures

[2] ACI 440.2R-08 Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures.

[3] Елаборат за испитување на стабилноста и носивоста на железничкиот мост на км532+442 на железничката линија Титов Велес – Гевгелија“ изработен од Градежниот факултет УКИМ Скопје (бр.1202 946/3 од 8.XI.1988)

[4] Елаборат за пробно товарење на армиранобетонски железнички мост на км 532+442 на пругата Велес – Гевгелија изработен од Градежен институт Македонија (бр.1405-777/7 од 1.IX.2008 год.)

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanskiodredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

IP - 4
mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

ASSESSMENT CONDITION, MAINTENANCE AND REPAIR OF STRUCTURES

Hartmut PASTERNAK[1]

ABSTRACT

The paper is divided in two parts: four case studies and one general guideline for checking buildings in use (from 2007) with an application to an extraordinary building.

The first example is an exhibition hall in Katowice (Poland). It was a light, untypical steel structure. There will be discussed how incorrect design (torsion moment missed), construction (bracings missed), execution (no roof slope) and maintenance (pre-damage: ovalization of holes in trapezoidal sheets unregarded) lead to the collapse of the structure.

The second example is an indoor swimming pool in Potsdam, a mixed structure with a suspended roof, built in 1969. After several investigations (tension tests also under cyclic loading, tests of the bearing capacity of sleeve splices and of the screw) it was shown that the roof construction had a sufficient bearing capacity, but the connection from concrete to steel in the columns does not. The situation was a by-pass solution with tendons from HSS.

The next example is a silo from corrugated steel sheet with longitudinal stiffeners. On the basis of a numerical investigation was clear: the silo collapsed of a human error during execution (longitudinal stiffeners were confused).

The last example is the reconstruction of a guyed mast in the Harz mountains. The tallest objects like guyed masts at the most exposed locations can be (re-) built. It requires a high qualified team from the planning to the execution. Especially, all mounting stages must be considered and weather conditions must be monitored carefully.

For bridges we have a full monitoring: codes, guidelines and software do exist. After the dramatic year 2006 with three collapses, for buildings a new guideline for checking buildings in use was developed in Germany. Buildings with more 5000 users and structures with more than 60m height, 12m span and 6m cantilever beams and all other structures with high damage potential are covered. On the example of Tropical Islands Resort (an extraordinary steel building in the state with 8000 visitors) will be explained how the assessment condition, maintenance and repair works in practice.

Keywords: *Assessment; Maintenance; Repair; Buildings; Guidelines*

[1] Prof. Dr.-Ing. habil. Brandenburg University of Technology, Cottbus, Germany, H.Pasternak@web.de

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

IP - 5

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

AVOIDING MISTAKES DURING ASSESSMENT, DESIGN AND CONSTRUCTION OF STRUCTURAL REPAIRS

Predrag L. POPOVIC[1]

ABSTRACT

Over the years, more existing structures are being repaired or structurally retrofitted. In times of the economic slowdowns, as the construction of new structures slows down, more and more existing structures are being reused and upgraded. The main reasons for the repairs and retrofits are deterioration of structures over time, material failures, deficient design, faulty original construction or change of use which requires increased load-carrying capacity.

The process of structural repairs or retrofit generally includes evaluation of an existing structure and its design or as-built capacity, design of the required repairs, and the construction of designed repairs. If the evaluation was not done properly, the design may not address the causes of the structural deficiencies and the repair will not be adequate. After proper evaluation of the existing conditions and design of appropriate repairs, it is important that the construction of the repairs be performed properly. Failure of any of these steps may result in inadequate or faulty repairs. This paper discusses, in more detail, the specific projects and the mistakes made in the repair process.

Over the years, the author's firm has designed repairs or investigated the design of repairs performed by others for hundreds of structures and has encountered instances where there were mistakes made which resulted in ineffective repairs. This paper will discuss, in more detail, the specific projects and the mistakes made in the repair process.

Keywords: *Structural repairs; Mistakes; Assessment; Repair design*

[1] Senior Principal and Vice President, Wiss, Janney, Elstner Associates, Inc., Northbrook, IL, USA, ppopovic@wje.com

1. INTRODUCTION

Over the years, more existing structures are being repaired or structurally retrofitted. In times of the economic slowdowns, as the construction of new structures slows down, more and more existing structures are being reused and upgraded. The main reasons for the repairs and retrofits are deterioration of structures over time, material failures, deficient design, faulty original construction or change of use which requires increased load-carrying capacity.

The process of structural repairs or retrofit generally includes evaluation of an existing structure and its design or as-built capacity, design of the required repairs, and the construction of designed repairs. In order to complete the appropriate and necessary repair, all these three steps in the repair process need to be done properly. It is obvious that if the evaluation was not done properly, the design may not address the causes of the structural deficiencies and the repair will not be adequate.

After proper evaluation of the existing conditions and design of appropriate repairs, it is important that the construction of the repairs be performed properly. Failure of any of these steps may result in inadequate or faulty repairs.

Over the years, the author's firm has designed repairs or investigated the design of repairs performed by others for hundreds of structures and has encountered instances where there were mistakes made which resulted in ineffective repairs. The following sections will discuss, in more detail, the specific projects and the mistakes made in the repair process.

2. MISTAKES DURING ASSESSMENT OF EXISTING STRUCTURES

It is taken for granted that the dimensions of the existing structural members should be measured properly and that the location and size of steel reinforcing in concrete structures will be determined by non-destructive testing methods and verified by limited exploratory openings. Mistakes are more likely to be made in interpretation of observed conditions and test data during the load testing of structures.

As part of the evaluation process, exploratory openings are made in concrete structures to evaluate the condition of underlying concrete or the buried membrane, or to inspect post-tensioning tendons and then the observed conditions are extrapolated to the rest of the structure and projections are made of anticipated repair quantities. This methodology could lead to wrong results.

For example, there have been instances where the actual quantities of post-tensioning tendon repairs exceeded the projected quantities by a factor of 5 to 10. It is almost impossible to apply this methodology to this type of repairs. The knowledge gained by examining exploratory openings needs to be supplemented by engineering judgment and past experience with similar projects.

Sometimes we overact when we observe significant cracking in concrete structures like the one shown in Fig. 1. Before we declare an emergency and start installing temporary shoring, we should perform a simplified quick evaluation of the remaining structural capacity. In some instances we will find that even though structural capacity is reduced and strengthening is required, there may be enough capacity remaining. This condition need not be treated as an emergency.

It is not uncommon to misinterpret the structural distress caused by the restrained volume changes in concrete structures as shown in Fig. 2. We should be aware that long pieces of concrete, when restrained at both ends, will crack because there will be large tensile stresses due to shrinkage and creep that can overcome the strength of the structural member. It is important to properly assess the cause of this distress in order to design appropriate repairs.

During the load testing of the structures, we have to recognize the effects of the possible arching of the test loads (Fig. 3), the temperature effects on the structure during the testing (Fig. 4) and the deflection of the loaded structure member under constant hydraulic load (Fig. 5). We also need to design the test load application so it does not fail during the load application and that we provide adequate shoring under the structure in case of its unexpected failure under the test load (Fig. 6).



Fig. 1. Severely cracked concrete slab



Fig. 2. Cracking due to restrained volume change



Fig. 3. Arching of the test load

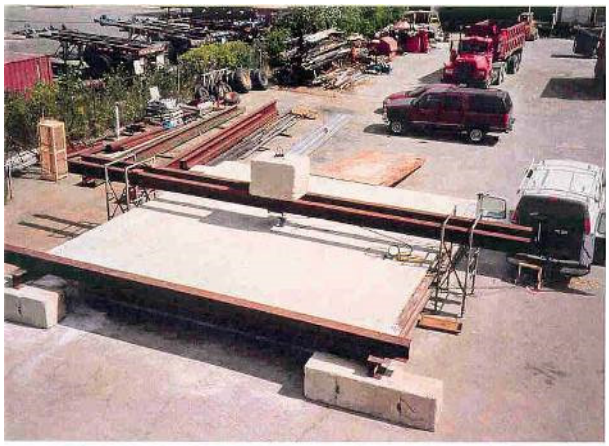


Fig. 4. Test slab exposed to temperature effects



Fig. 5. Hydraulic test loading



Fig. 6. Failure of structure during the load test

3. MISTAKES DURING DESIGN OF STRUCTURAL REPAIRS

Most common mistakes include inadequate attention to design of the temporary shoring required for construction of the structural repairs. This shoring needs to be strong enough to carry all vertical and lateral loads on the structure in addition to its self-weight.

The footing elements of the shoring have to have adequate stiffness (Fig. 7) to distribute the loads to the soil and to be properly designed for the expected soil reactions (Fig. 8). Also, not taking into account temporary longitudinal loads may result in failure of the temporary shoring structure (Fig. 9).



Fig. 1. Deflection of shoring mudsill



Fig. 2. Cracked concrete bearing pad



Fig. 3. Collapsed construction gantry

During a demolition of an old steel bridge, the fascia girder was being removed by picking it up with two cranes on barges, one on each end (Fig. 10 and 11).

When the existing floor beams were cut to free the fascia girder from the rest of the bridge, the weight of the girder was transferred at each end to a crane (Fig. 12).

However, since the girder was not adequately laterally braced, it buckled under its own weight and collapsed. The two cranes also collapsed and an operator of one crane was killed (Fig. 13).

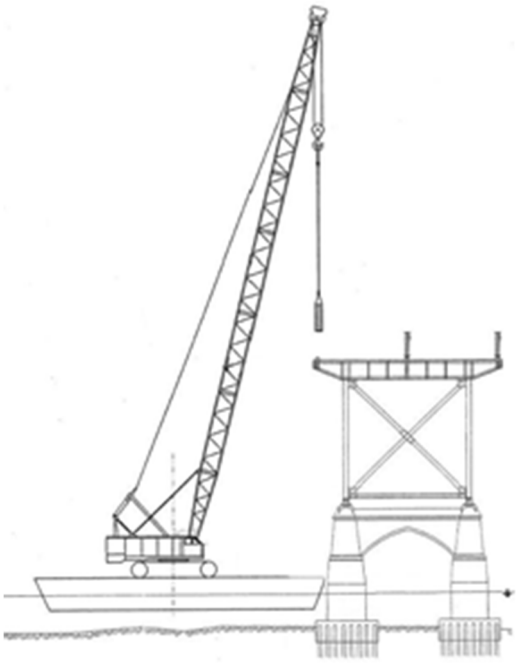


Fig. 4. Removal of fascia girder from the bridge

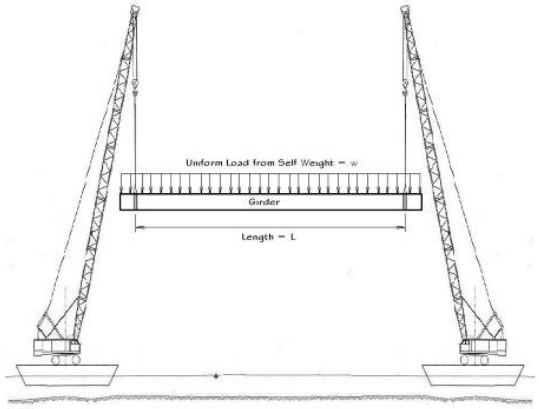


Fig. 5. Pick-up points for the fascia girder

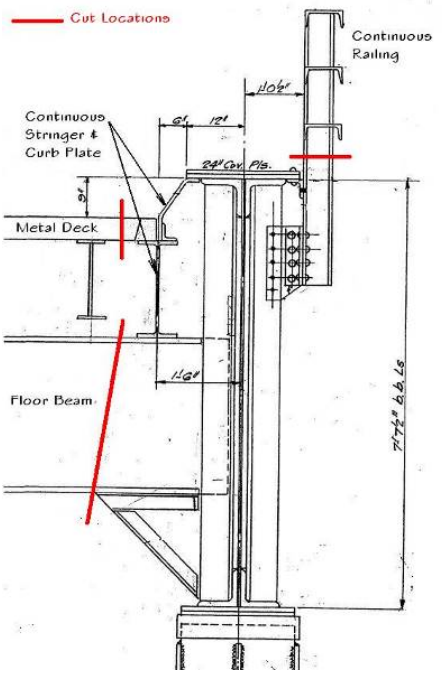


Fig. 6. Cutting the connections of fascia girders



Fig. 7. Collapsed girder and barges

When our repair designs include removing the concrete floor around a column, we need to recognize that this may double the unsupported length of the column which may reduce the column capacity by a factor of four (Fig. 14). Our designs need to provide for adequate lateral bracing during that phase of construction or specify the proper sequencing of concrete removal.

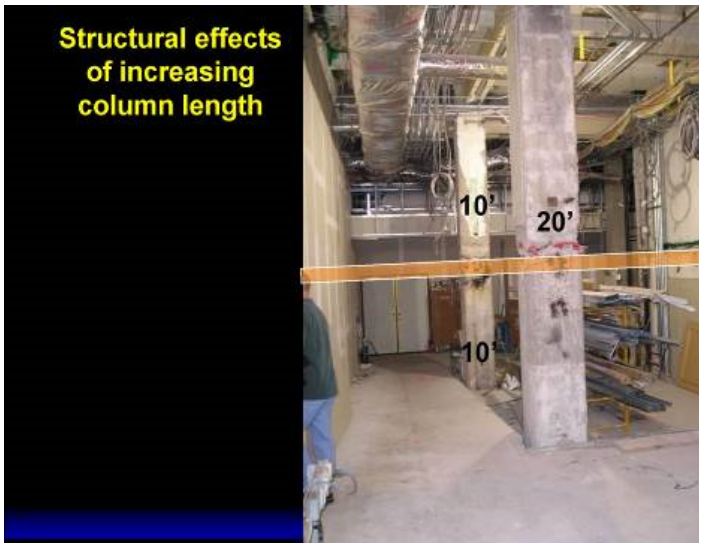


Fig. 8. Increasing column length

Similar conditions may occur in sequencing of repairs of post-tensioning tendons. If we do not provide for leaving concrete compression struts along the line of tendon repairs, parts of the structure may move when the tensioning loads are applied to the tendon (Figs. 15).

When we need to design penetrations in the existing floor slabs, we need to make sure that they do not reduce the capacity of the slab beyond what is required. If we cut large openings in the slab (Fig. 16) which interrupt the flow of tensile forces in a two-way slab system without additional reinforcing, the structure will not be able to carry even its self-weight. A similar condition may occur if we design too many penetrations in the floor close to each other (Fig. 17).



Fig. 9. Compression struts in post-tensioning repairs

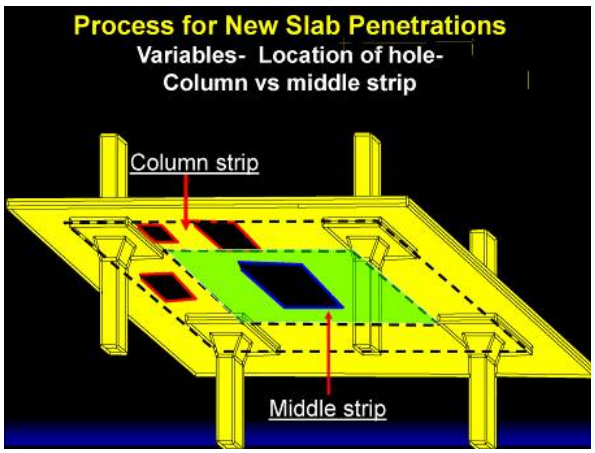


Fig. 10. Cutting large openings in slab



Fig. 11. Closely spaced slab penetrations

4. MISTAKES DURING CONSTRUCTION OF STRUCTURAL REPAIRS

As in the previous sections, one of the common mistakes during the construction of structural repairs includes improper bracing and shoring of structures during the repair process. We have to be alert to the fact that when we remove a connection between a wall and slab during the repair process (Fig. 18), we need to provide additional supports for both the slab and the wall.

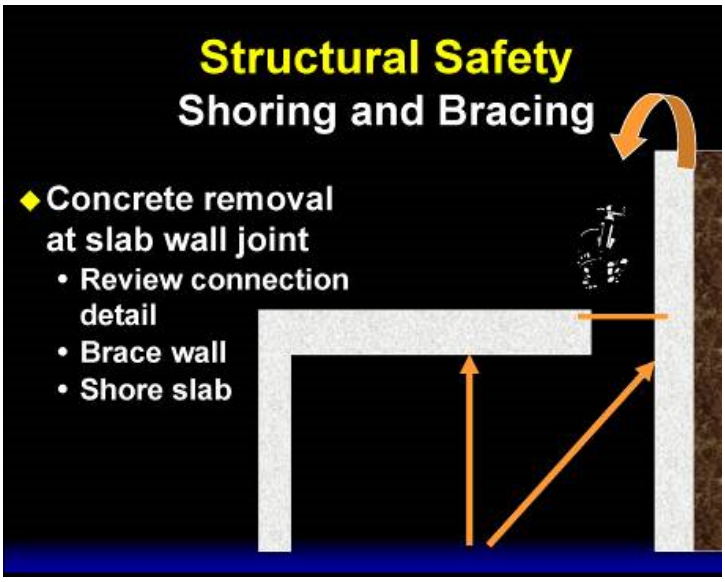


Fig. 12. Removal of slab wall connection

Also, when we chip deteriorated concrete in slab around a column, the unbraced length of column doubles and it needs to be laterally supported (Fig. 19).

We have to provide for additional supports to accommodate the weight of construction loads, including heavy equipment and removed debris to prevent overloading of the structure during repair (Fig. 20).



Fig. 13. Removing concrete around column



Fig. 14. Excessive construction loads

During the strengthening of the structures we oftentimes use steel anchors into the existing concrete to attach supplemental supports. It is very difficult to predict the exact as-built location of embedded steel reinforcing and we can have great difficulties placing the anchors in the intended locations (Fig. 21). It is important to allow for this condition by placing the anchors where possible and then drilling the holes in the attachments to match the locations of the already placed anchors.

Special care is required during the repairs of post-tensioned concrete structures. Sometimes during the chipping of deteriorated concrete, the contractor may not be aware of the presence or location of post-tensioning cables and will cut them by mistake (Fig. 22). It is important that the sequence of concrete removal does not result in undermining of the post-tensioning cable anchorages.



Fig. 15. Irregular spacing of anchors

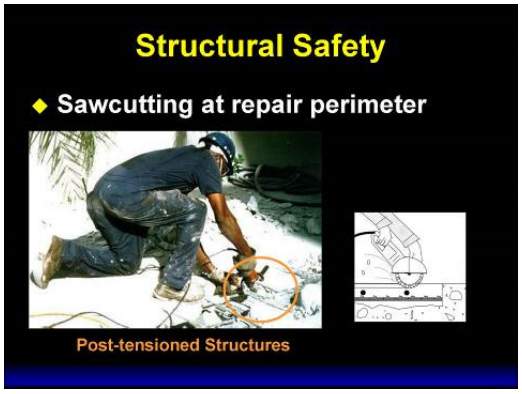


Fig. 16. Cutting post-tensioning tendons

The contractor should be aware how the structure is constructed and how its load-bearing elements function prior to beginning the repair. The main steel reinforcing is usually at the bottom of the concrete slab but it is the opposite in cantilevered balcony slabs. If that is not recognized in advance, concrete removal may result in collapse of the balcony (Fig. 23).

When repairing a loaded concrete column, we need to be aware that chipping inside the reinforced column core, we will be removing loaded concrete and overstressing the column (Fig. 24). It is also important that personnel in the field do not over excavate the concrete in loaded columns (Fig. 25).



Fig. 17. Balcony slab failure

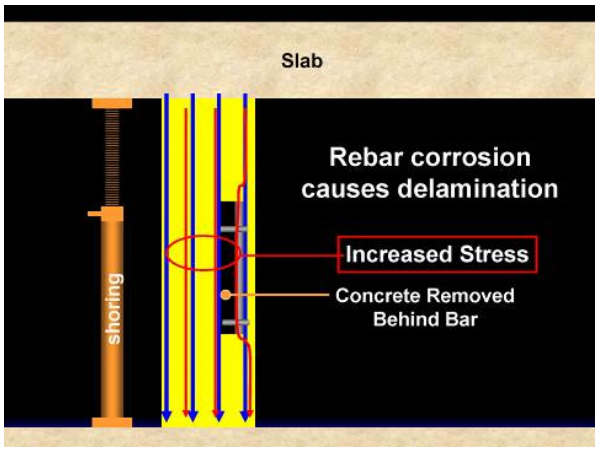


Fig. 18. Overstressing column during repair

During concrete repairs, it is important that supplemental reinforcing steel be placed within required tolerances because even small variations may reduce the effectiveness of the repair. All repair materials are not always suitable for all repair applications. The repair material has to have similar characteristics to the base material including strength, modulus of elasticity and shrinkage. Otherwise, the repair will fail. It is common that concrete patches made with very high strength material with a lot of cement will crack because of large shrinkage. An example of improper material used for replacement of an expansion joint seal is shown in Fig. 26.



Fig. 19. Excessive concrete excavation



Fig. 20. Failed joint seal

When using an epoxy to inject cracks, it is necessary to confirm with tests that the epoxy has penetrated the full depth and length of the crack or an area to be epoxied (Fig. 27). In concrete repair, proper surface preparation will ensure intimate bond between the patch material and the substrate. When the repair project includes installation of a protective waterproofing membrane over the repaired area, the ambient temperature and the temperature of the substrate have to be within the limits specified by the manufacturer to avoid failures of the membrane (Fig. 28).



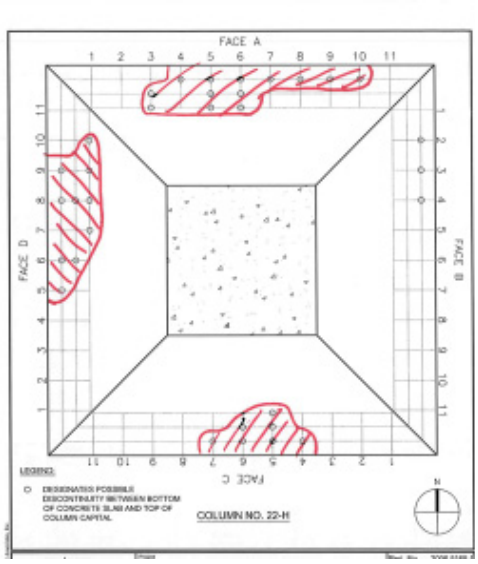


Fig. 21. Testing for voids

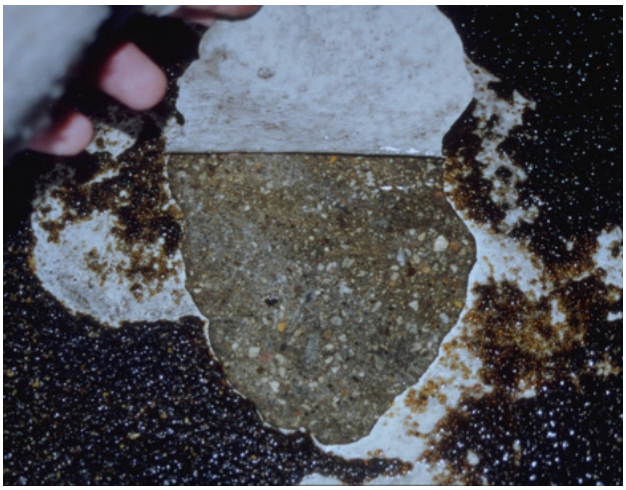


Fig. 28. Failed waterproofing membrane

5. SUMMARY AND ACKNOWLEDGEMENTS

The above mentioned examples do not provide all possible mistakes that we encountered over the years but point out to commonly made mistakes in evaluation, of structures and design and construction of structural repairs. The examples listed in this article were, in addition to the author, investigated by engineers from author's firm and their contribution is gratefully acknowledged.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

IP - 6

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

MONITORING SYSTEM AS A PART OF RAILWAY-ROAD BRIDGE LOAD TEST

Vlastimir RADONJANIN[1], Dušan KOVAČEVIĆ[2],
Mirjana MALEŠEV[3], Đorđe LAĐINOVIĆ[4]

ABSTRACT

Bridges are undoubtedly among the most important civil engineering structures. Their importance from an economic and social point of view is immeasurable, so it is understandable that the safety of bridges for the transport of goods and people should not be compromised. Therefore, many countries have introduced the obligation to inspect bridges at least every two years. However, such practices do not provide sufficient data on the condition of bridges, and in recent decades a bridge monitoring system has been developed and put into practice. The main advantages of structural heath monitoring of bridges are early warning in case of any irregularity in bridge behavior, possibility to prevent catastrophic failures, as well as more efficient planning of bridge service and maintenance.

This paper gives an overview of the load test of the railway-road bridge over Danube in Novi Sad. The bridge consists of four structures: two approach structures and two arch structures with spans 177m and 219m. At this moment, the bridge is world record regarding its span of 219m among arch railway-road bridges with crossed hangers. Static and dynamic loading of the bridge were performed with 38 trucks, 32 wagons and 3 locomotives. The total weight of used vehicles was about 3600t. The measurement system, which will remain on the bridge for long-term monitoring, was used to collect all necessary data during test by load of the bridge. This system consists of 328 active and 328 compensating electro-resistant strain gauges, 12 deflection gauges, 32 bi-axial inclinometers with embedded tri-axial accelerometer and temperature gauge, 80 force gauges with 80 temperature sensors in hangers, 1 instrument for measurement of temperature, humidity and wind speed, 28 industrial computers for data acquisition and sensor control, 2 personal computers "out of the bridge", ethernet (1.2km) and signal cables (8.6km). Specialized software was designed for acquisition, storage and display of measured and registered values. Additionally, vertical deflections were measured with geodetic measurement system. During static and dynamic testing of the bridge, 27 loading schemes were conducted.

Keywords: *Bridge monitoring; Load test; Integrity, Sensors, Wireless, Network*

[1] Prof. PhD, Faculty of Technical Science, University of Novi Sad, Novi Sad, Serbia, radonv@uns.ac.rs
[2] Prof. PhD, Faculty of Technical Science, University of Novi Sad, Novi Sad, Serbia, dusan@uns.ac.rs
[3] Prof. PhD, Faculty of Technical Science, University of Novi Sad, Novi Sad, Serbia, miram@uns.ac.rs
[4] Prof. PhD, Faculty of Technical Science, University of Novi Sad, Novi Sad, Serbia, ladjin@uns.ac.rs

1. INTRODUCTION

Bridge failures are typically monitored through visual inspections and nondestructive testing, but now new technologies are being used to improve accuracy and preventive techniques for bridge monitoring system [1-14].

Monitoring the structural integrity of civil infrastructures is called Structural health monitoring (SHM) and is nowadays more and more important issue. The primary function of monitoring is to ensure the safety of the structure, to optimize its maintenance, as well as to reduce the cost of ownership [13].

The SHM has attracted extensive attentions, which is to develop a system similar to human nervous systems through which abnormalities such as pain and itch can be sensed, and provide information for the following actions-judging where the abnormalities are, whether and when to see a doctor. It is clear that the establishment of a distributed sensing system to sense the abnormalities and assess the structural integrity is critically important. Rapid developments of structural sensing and control, data acquisition and processing, and computer technologies have made it feasible to monitor the structural health of large-scale structures in real time [3].

SHM system implemented on bridges includes five operations of acquisition, validation, analysis, prognosis, and management of the system. The system and the sensors were developed to cover the parameters for the most important deterioration mechanisms: corrosion of reinforcement in bridges, carbonation of concrete, freeze-thaw cycles, alkali-silica reaction and mechanical damage, as well as the changes in the structures behavior and safety: static deformation, strains; crack widths and vibrations (frequencies, amplitudes, accelerations and vibration modes) [1].

Monitoring allows obtaining information on the most important parameters for the evaluation of the behavior of the structure, such as:

- static loading
- dynamic loading
- vibration
- deflection
- settlement
- displacement
- strain
- cracking
- temperature

Some of the benefits of bridge owners are:

- warning in case of any irregularity in bridge behavior
- possibility to prevent catastrophic failures
- more efficient planning of bridge service and maintenance
- on-line information about the structure with fast response
- monitoring system management and data acquisition via web

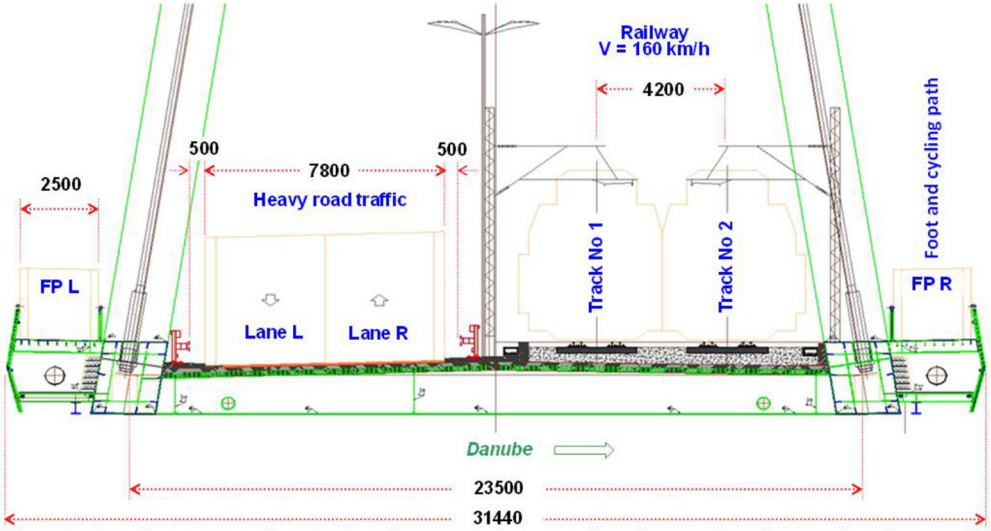
2. ABOUT BRIDGE AND ITS STRUCTURE

The new railway road bridge over the Danube river in Novi Sad was built at the site of the demolished railway road reinforced concrete bridge (known as "Zezelj Bridge"). The location of the bridge is at the route of the main European railway, which connect northern, central and south Europe, including railway between Budapest and Belgrade. The bridge was built by international consortium (AZVI/Taddei/Horta JV) and the designer was A. Bojović, "Deling" company, Belgrade. Total length of the bridge is 474m and it consists of two steel arch structures and two approach structures (Fig. 1).



Fig. 1. The appearance of a part of the bridge

Bridge has two railway tracks, two road lanes and two foot-cycle paths (Fig. 2).



Optimiz ıd" was prepared by Faculty of Technical Sciences – Novi Sad and all activities during installment of monitoring equipment and looad test were realized in april 2018 by following FTN Joint venture:

- Department for Civil Engineering and Geodesy, Faculty of Technical Sciences (FTN), University of Novi Sad (main partner of Joint venture),
- Faculty of Civil Engineering and Architecture, University of Niš (consulting partner),
- TRC Pro - Petrovaradin (hardware installation and logistics partner),
- GeoGIS Consultants - Belgrade (geodesy partner in test by load),
- Creative Tree - Novi Sad (software development partner) and
- Wiss, Janney, Elstner Associates, Inc. - Chicago, USA (consulting partner).
- The contract specifies the following obligations:
- long time monitoring and test by load should be performed by same configuration of measurement points, gauges and equipment, with except of some points which are important only in launch phase of both of arch bridges,
- same working team could be in charge for equipment, monitoring and test by load,
- supply and installation of equipment, building of monitoring system and test by load should be organized as a "turn-key" task by FTN Joint venture and
- obtaining of loaded trucks/wagons/locomotives as well as construction site logistics should be organized by AZVI as Contractor.

Railway Road bridge over Danube in Novi Sad is designed as integrated structural unity of four, regarding nature of supporting, independent parts of bridge: Approach bridge Petrovaradin (1-2A), Arch bridge Petrovaradin (2-3A), Arch bridge Novi Sad (3B-4) and Approach bridge Novi Sad (4B-5), Figure 3.

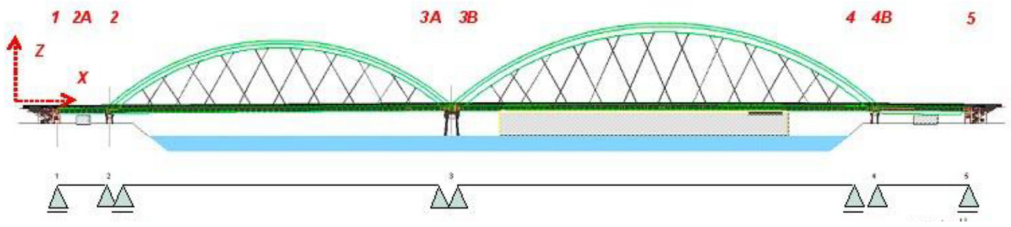


Fig. 3. Structural units of the bridge

End piers 1 and 5 are new, massive, concrete piers on the foundations with drilled piles. Piers 2 and 3 are new, massive, concrete piers on existing foundations (remained from the old bridge), and pier 4 is a new massive concrete pier on the foundation with drilled piles. The structure of the bridge is supported in each of the system axes on 3 bearings.

Approach bridges are simply supported beam systems with following characteristics:

- span 25.3m+1.7m (approach bridge part 1-2A on Petrovaradin side),
- span 46.3m (approach bridge part 4-5A on Novi Sad side),
- side girders: steel structure, same shape as tie adjacent tied-arch bridges,
- middle girder: composite structure steel /concrete,
- deck plate: reinforced concrete, part of composite cross-beams and middle girder for vertical actions: coupled with side girders for horizontal actions and
- structural materials: steel S355, concrete C35/45 and reinforcement B500B (or C).

Transition structure is system of cross and connection beams with RC deck plate (span 3.0m - in central pier zone)

Arch bridges are simply supported arch-tie space structural systems (Figure 4) with following characteristics:

- span 177.0m (arch bridge part 2-3A on Petrovaradin side),
- span 219.0m+1.7m (arch bridge part 3B-4 on Novi Sad side),
- height of arches are 34.0m and 42.0m,
- arches, transversal arch connecting beams, ties (steel structures),
- hangers (cables with parallel strands),
- cross beams (steel structure) and
- concrete deck plate (reinforced concrete coupled with cross beams).
- structural materials: steel S355 and S460, concrete C35/45 and C40/50, cables fy=1860MPa and reinforcement B500B (or C).

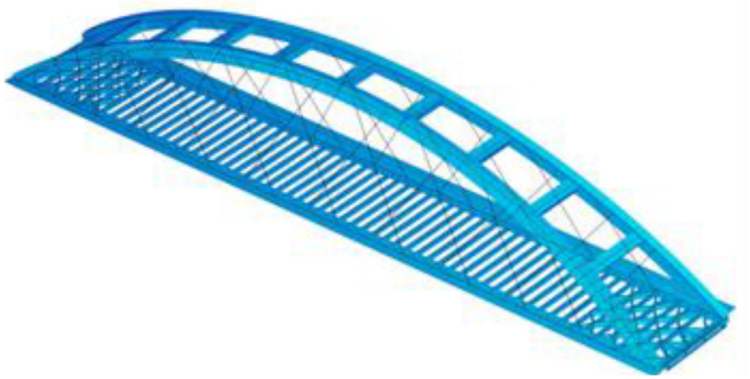


Fig. 4. Bearing system of arch bridges

Described bridge structural units are graphically presented with characteristic longitudinal and cross-sections in Fig. 4.

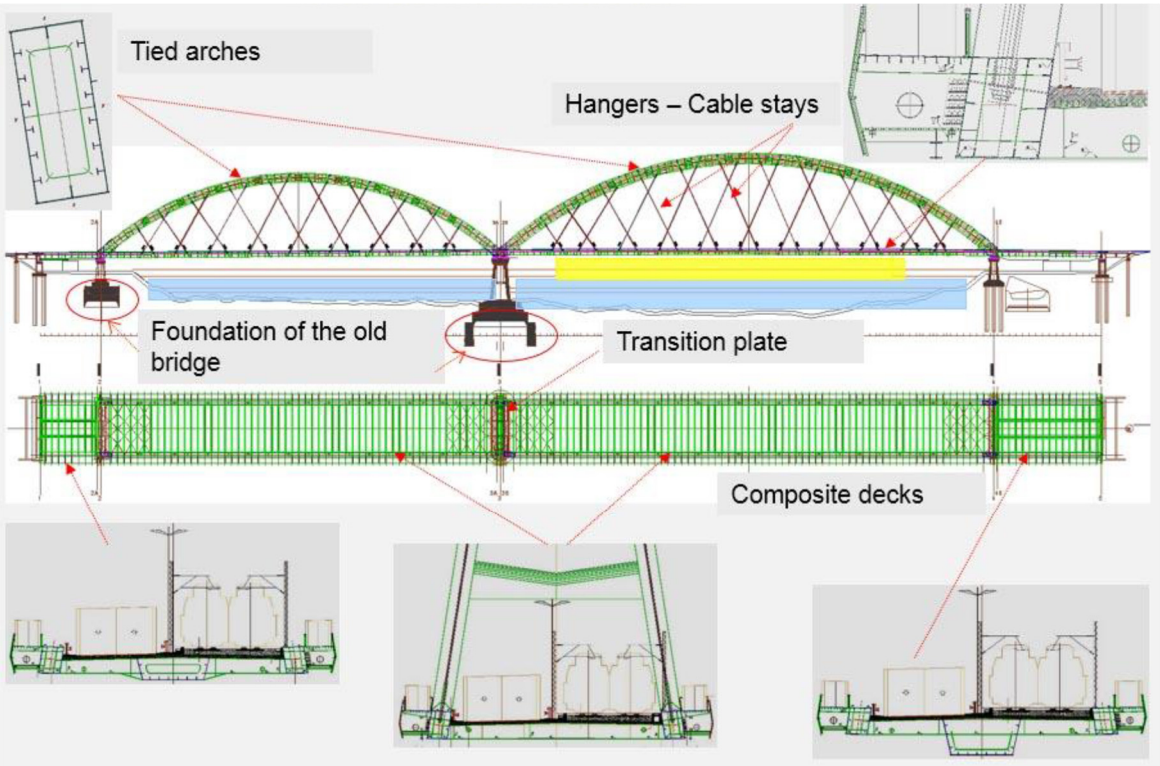


Fig. 5. Structural bridge disposition

3. TEST LOAD EQUIPMENT AND MONITORING SYSTEM

Complete equipment which was pre-installed on the bridge for long-time monitoring (together with additional geodetic equipment) was used to monitor the behaviour of the bridge during the test by load. The function of the monitoring system of the railway road bridge over the Danube in Novi Sad is to collect data and create a database with the aim to monitor the safety performances: bearing capacity, stability, serviceability and durability. The monitoring system is designed as a measurement and computer system for monitoring all relevant real-time behaviour parameters on all four bridge structures under traffic load and other actions.

The bridge monitoring system consists of:

- measuring subsystem (sensors and encoders),
- subsystem for data acquisition (measuring amplifiers and devices),
- subsystem for data transfer (computer network) and
- subsystem for data transfer, storage, processing, analysis and display (personal computers with associated application software).

The system was/will be functional in the following stages of the bridge construction:

- monitoring during tensioning of hangers of the arch bridges,
- monitoring during launching of arch bridges,
- monitoring during launching of approach bridges,
- monitoring during installation of permanent load on arch and approach bridges,
- monitoring of completed bridge during test by load and
- monitoring of completed bridge during exploitation (i.e. long-time monitoring).

The monitoring system includes sensors, measuring equipment and software components:

- 328 active and 328 compensating electro-resistant strain gauges (individual and in the 45° rosette configuration) arranged in 12 sections for registration of stresses in the structure,
- 12 deflection gauges in 4 support sections for measurement of horizontal movement of the structure,
- 32 bi-axial inclinometers for measurement of inclinations and registration of vertical deflections with an embedded tri-axial accelerometer and temperature gauge,
- 80 force gauges with 80 temperature sensors in hangers,
- instrument for measurement of temperature, humidity and wind speed,
- 28 industrial computers for data acquisition and sensor control,
- 2 personal computers "out of the bridge" for monitoring and controlling the operation of industrial computers,
- ethernet (1.2km) and signal cables (8.6km) and
- software for acquisition, storage and display of measured and registered values.
- Equipment and software were supplied by manufacturers:
- Hotinger Baldwin Messtechnik - HBM, Germany (strain gauges, deflection gauges, PMX acquisition devices and accompanying application support software),
- SENSR, USA (inclinometers with an embedded accelerometers and temperature gauges and accompanying application support software),
- Unitronics, Israel (PLC communication interface and accompanying application support software),
- Nov Kabel, Serbia (network, signal and power cables),
- Hewlet Packard, USA (personal computers with operation system and accompanying application support software to support the above mentioned devices) and
- Creative Tree, Serbia (specialized application software for transfer, storage, processing, analysis and display of data, i.e. data management).

Display of some measurement points for one approach and arch structure is given in Fig. 6 and 7.



Fig. 6. Approach bridge structure Petrovaradin 1-2A – display of some measurement points



Fig. 7. Arch bridge Petrovaradin 2-3A - display of some measurement points and measuring bridge

Typical configuration of measurement points in some bridge sections is shown in the Fig. 8 and 9.

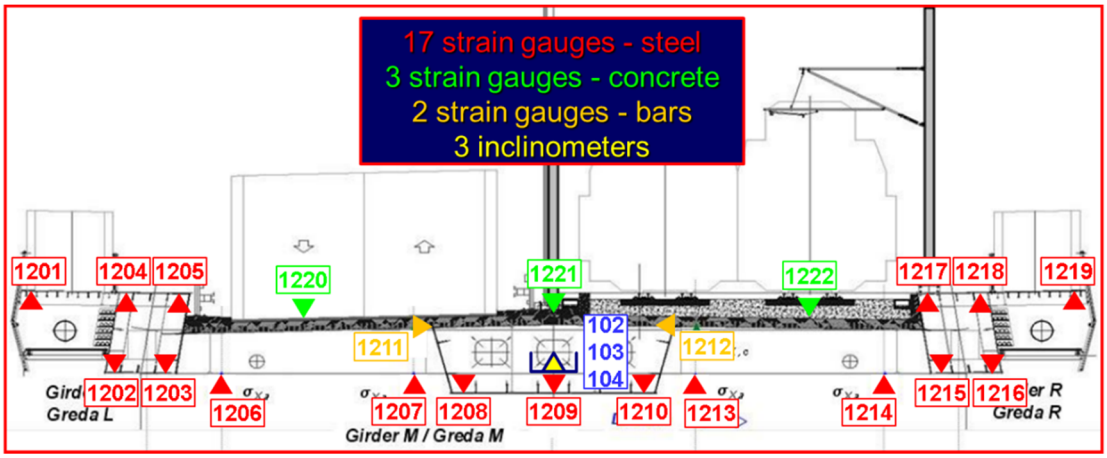


Fig. 7. Approach bridge - typical configuration of measurement points in the midsection zone

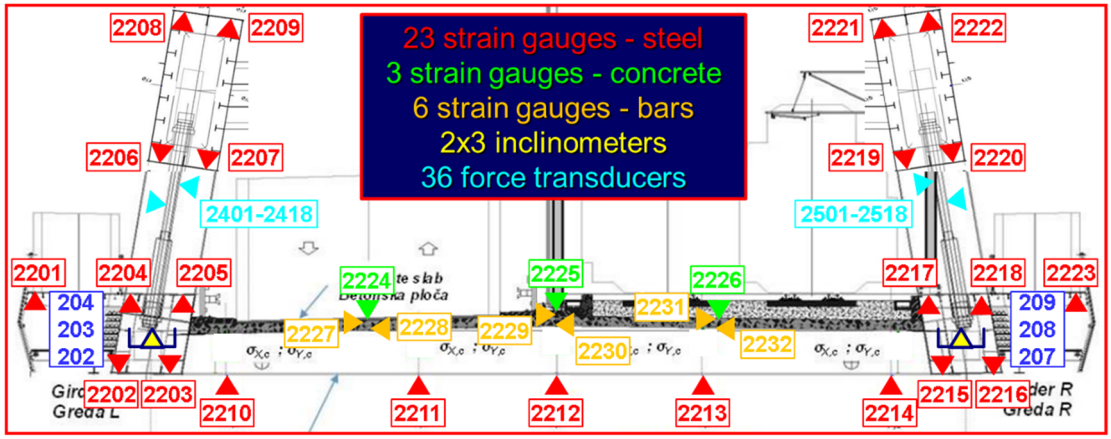


Fig. 8. Arch bridge - typical configuration of measurement points in the midsection zone

4. TEST BY LOAD

The test by load was performed on the beginning of April 2018. For the conduction of 24 static load phases and 3 dynamic phases of the bridge test, the following vehicles were used:

- 38 trucks (3 axles, average weight 228kN),
- 32 wagons (4 axles average weight 728kN) and
- 3 locomotives (average individual weights 1147kN).

The aim of static load tests was to determine:

- the bearing capacity of the structural elements for which the numerical analysis gave the extreme values of the influences (from the registered stresses),
- stiffness/serviceability of the main structural units of the bridge (from vertical and horizontal deflections and rotations) and
- regularity of the behaviour (based on the compatibility of measured and calculated influences).

The following photos show realized characteristic load schemes.



Fig. 9. Load scheme 107 – Approach bridge “Petrovaradin“



Fig. 10. Load scheme 207 – Arch bridge Petrovaradin (2-3A)

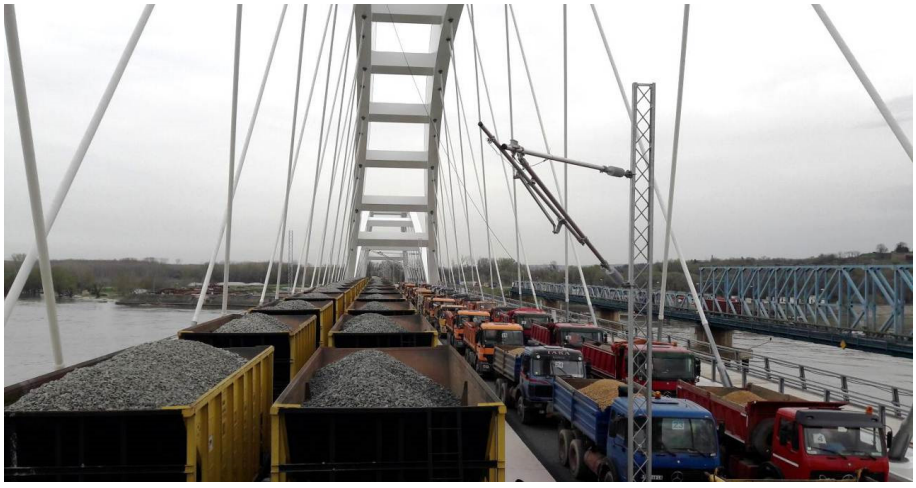


Fig. 11. Load scheme 307 – Arch bridge Novi Sad (3B-4)



Fig. 12. Load scheme 407 - Approach ramp Novi Sad (4B-5)

Table 1 gives the maximum values of theoretical and measured vertical deflections for all four bridge structures and the corresponding values of residual deflections.

Table 1. Maximum values of calculated, measured and residual deflections

Bridge structure	Span [m]	Test load phase	Maximum vertical deflection [mm]		Span to deflection ratio	Measured to residual deflection ratio [%]	Efficiency of the test load [%]
			theoretical	measured			
Approach bridge Petrovaradin (1-2A)	25.3	107	-6.6	-5.6	L/4518	3.6	56.0
Arch bridge Petrovaradin (2-3A)	177.0	207	-71.9	-70.1	L/2525	1.3	64.0
Arch bridge Novi Sad (3B-4)	219.0	307	-89.3	-71.2	L/3076	3.1	64.0
Approach bridge Novi Sad (4B-5)	46.3	407	-21.2	-21.0	L/2205	4.8	67.0

For all four main structural units, and for three motion speeds of the locomotives 10km/h, 55km/h and 80km/h, dynamic tests were carried out with the aim of determining:

- natural frequencies and damping (from the vibration spectrum),
- dynamic coefficients (from the ratio of influence under the dynamic and static action of the same load) and
- accelerations of the structural elements (from the analysis of the accelerometer record).

In Fig. 13 and 14 diagrams of spectra, ratio between the influence under static and dynamic action and the acceleration of structural elements for the Approach bridge Petrovaradin and Arch bridge Novi Sad are given.

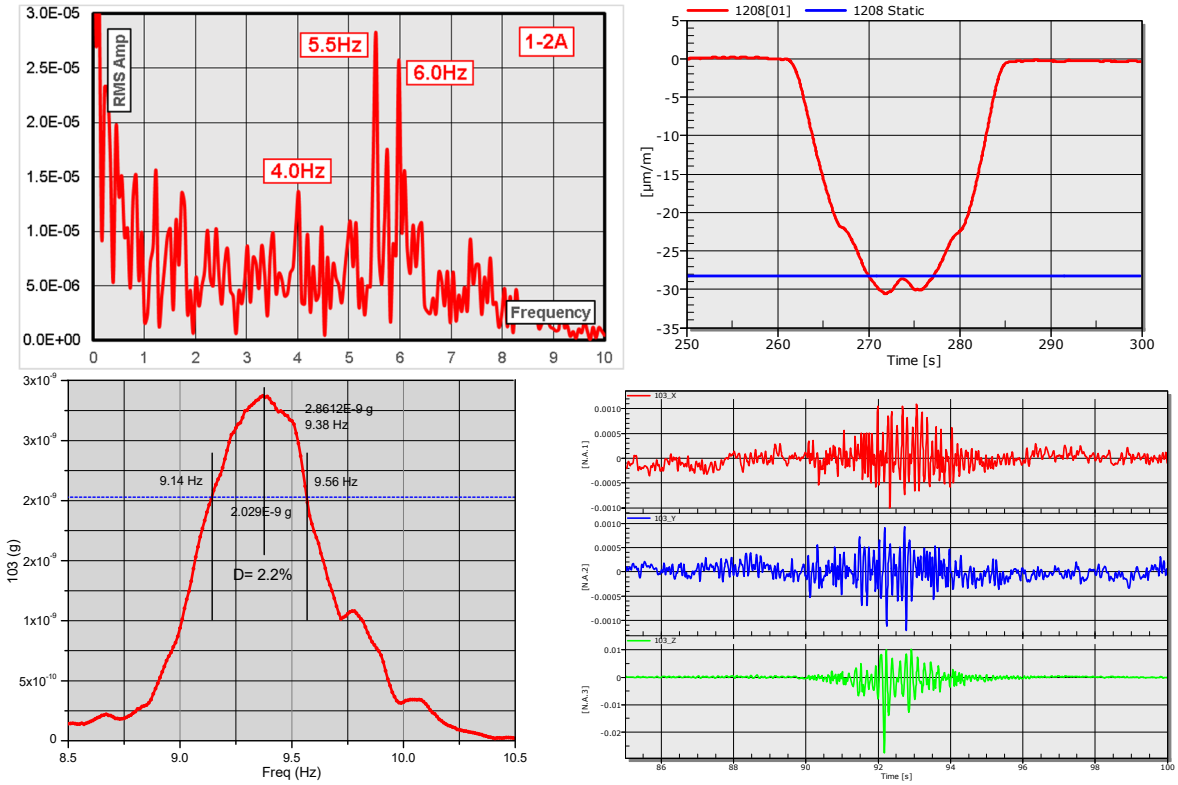


Fig. 13. Dynamic parameters for the 10km/h test - Approach ramp Petrovaradin (1-2A)

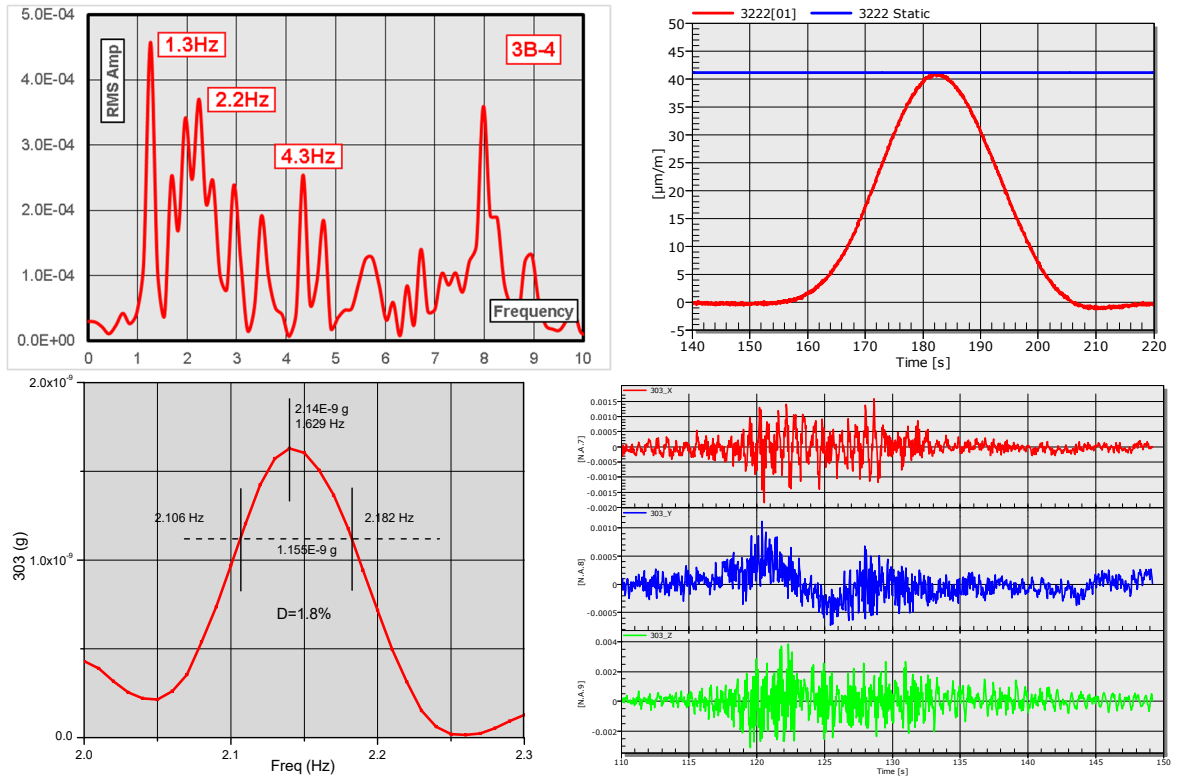


Fig. 14. Dynamic parameters for the 10km/h test – Arch bridge Novi Sad (3B-4)

5. CONCLUSIONS

There have been many debates and conferences on the road administration agency, professional organizations and academia, during which they analysed the causes that lead to many road accidents and established a strategy for avoiding them in the future, mainly based on the implementation of Structural Health Monitoring (SHM) systems on bridges [1]. In the beginning the monitoring system integrate the actual practice mainly based on visual inspections and nondestructive testing and combine the response of a number of different reliable sensors, installed on the structure to monitor the behavior of bridge structure. Nowadays the IoT, Wireless Sensor Network (WSN) and smart building technologies are adopted to solve the problems of bridge safety information transmission and management by developing an IoT-based bridge safety monitoring system capable of monitoring the environmental data of a bridge and transmitting the data to the mobile devices of bridge safety management staff for reference and documentation [14].

Monitoring system of railway road bridge in Novi Sad is one of the largest engineering projects of Department of civil engineering and geodesy of Faculty of technical sciences with many inovative aspects in structural monitoring field. Efforts of joint venture partners, "TRC Pro" for hardware and "Creative Tree" for software, contributed that previously mentioned becomes reality and confirmed that such complex monitoring system needs expert level of multidisciplinary knowledge.

Based on the analysis of the results and all relevant data that indicate the behaviour of the "Railway road bridge over the Danube in Novi Sad" under the test load, it was concluded:

- the bearing capacity, stability, stiffness and serviceability of the bridge structure is at the level required in the design project of the structure,
- measured deflections and registered stresses are less than the values obtained by the numerical analysis for all testing schemes of test by load and
- the behaviour of the bridge structure under test load is elastic, with no significant residual deflections and deformations.
- the Railway road bridge over the Danube in Novi Sad meets the requirements for a technically correct structure according to the Serbian regulation for bridge testing by load and has the bearing capacity, stability and serviceability for all predicted traffic loads by project.

ACKNOWLEDGEMENT

The work reported in this paper is a part of the investigation within the research project TR 36017 "Utilization of by-products and recycled waste materials in concrete composites in the scope of sustainable construction development in Serbia: investigation and environmental assessment of possible applications", supported by the Ministry for Science and Technology, Republic of Serbia. This support is gratefully acknowledged.

REFERENCES

[1] Comisu, C, Taranub, N, Boaca, G, Scutaru, M.: Structural health monitoring system of bridges, X International Conference on Structural Dynamics, EURODYN 2017, pp. 2051-2055.

[2] Sonawane, S, Bhadane, N, Zope, S, Pangavhane, A, Tidake, V. S.: Design of Bridge Monitoring System based on IoT, MVP Journal of Engineering Sciences, Vol 1(1), June 2018, pp- 1-12.

[3] Wu, Z, Yokoyama, K.: Sensors and bridge monitoring system, Department of Urban and Civil Engineering, Ibaraki University, Japan (downloaded on 21.08.2019), pp. 14.

[4] Vitekar, S, Patil, V.: Automatic Bridge Monitoring System Using Wireless Sensor Network, Journal of Electronics and Communication Engineering, Volume 12, Issue 6, Ver. I (Nov.- Dec. 2017), pp. 29-33.

[5] Kumar, Jha A.: Bridge Monitoring System, International Journal of Innovative Studies in Sciences and Engineering Technology, Volume: 2 Issue: 12 December 2016, pp. 30-54.

[6] Wu, Z, Li, S, Yokoyama, K.: Advancement of bridge health monitoring based on distributed fiber optic sensors, Department of Urban and Civil Engineering, Ibaraki University, Japan (downloaded on 24.08.2019), pp. 13.

[7] Haritos N., Qwen J. S.: The Use of Vibration Data for Damage Detection in Bridges: A Comparison of System Identification and Pattern Recognition Approaches, Structural Health Monitoring, No. 3, 141.

[8] Balageas, D.: Introduction to structural health monitoring (downloaded on 24.08.2019), pp. 17.

[9] Wu, Z, Li, S.: Structural damage detection based on smart and distributed sensing technologies. Proc. of the 2nd International Conference on Structural Health Monitoring of Intelligent Infrastructure (Keynote), Shenzhen, China, 2005: 107-120.

[10] Tan, A, Kaphle, M, Thambiratnam, D.: Structural health monitoring of bridges using acoustic emission technology, The Proceedings of the 8th International Conference on Reliability, Maintainability and Safety, IEEE , Chengdu, China, pp. 839-843.

[11] Zou, Y.: The Role of Structural Health Monitoring in Bridge Assessment and Management, 2011, Theses and Dissertations, Paper 1362, (downloaded on 22.08.2019), pp. 152.

[12] Teng, C.: Structural health monitoring of a bridge structure using wireless sensor network, Thesis, Western Michigan University, (downloaded on 24.08.2019), pp. 131.

[13] Fiber optic sensing – Bridge monitoring (https://www.nbg.tech/fiber-optic-sensing-bridges/?gclid=EAIaIQobChMI1_SKotWn5AIVhvhRCh0HZQa2EAMYASAAEgIDKvD_BwE), (downloaded on 24.08.2019)

[14] Lee JL, Wu YW, Tyan YY.: Development of an IOT Based Bridge Safety Monitoring System. Proceedings of the 2017 IEEE International Conference on Applied System Innovation IEEE-ICASI 2017 - Meen, Prior & Lam (Eds).

[15] SRPS U.M1.046 - Serbian technical regulation for testing of bridges by load.

[16] A. Bojović: Method statement of the bridge monitoring system, Belgrade, 2013 and A. Bojović: Method Statement for Monitoring and Test Load, Belgrade, 2013.

[17] D. Kovačević, V. Radonjanin, M. Malešev, Đ. Lađinović, S. Ranković, S. Radišić: Method Statement for Monitoring Equipment and Test Load of Railway Road Bridge, Novi Sad, 2016.

[18] D. Kovačević, V. Radonjanin, M. Malešev, Đ. Lađinović, S. Ranković, S. Radišić: Report on Test by Load of Railway Road Bridge over Danube in Novi Sad, E031-35/4-2018, May 2018, Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad, pp. 432.

[19] D. Kovačević, V. Radonjanin, M. Malešev, Đ. Lađinović, S. Ranković, S. Radišić, I. Kovačević: Monitoring System and Test Load of Railway Road Bridge in Novi Sad, May 2018, Proceedings of Conference “Contemporary Civil Engineering Practice 2018”, pp. 65-82.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

IP - 7

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

IZIIS' INTEGRATED APPROACH IN SEISMIC RETROFITTING OF STRUCTURES, HISTORIC BUILDINGS AND MONUMENTS

Veronika SHENDOVA[1]

ABSTRACT

The impact of present building code requirements for seismic design in new buildings can readily be acknowledged, however applying regulation to existing buildings is an area less well defined. Presently, there is a diverse list of existing code references which could be interpreted to require seismic upgrades of existing structures. Unfortunately, these references do not provide a clear path toward addressing the hazards, evaluation and retrofitting of existing buildings. And when it comes to existing historic buildings and monuments, the topic becomes much more complex and challenging.

The problem of earthquake protection of historic buildings and monuments is radically different from that of other existing structures, due to the priority given to preservation of aesthetic, architectonic and historic values instead of keeping the structure operational. In providing the protection of these structures in a manner that requires the least intervention and the greatest care to preserve authenticity, the experts are permanently challenged by the fast development and the improved performance of new materials and techniques. However, the implementation of particular retrofitting methodology depends on the extent it has been investigated.

Within the frames of research activities of the Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology – IZIIS, in addition to seismic design of modern structures, particularly noteworthy is also the experience gathered in the field of protection of structures pertaining to the cultural historic heritage. During realization of important scientific research projects involving analytical and unique experimental investigation, extensive research activities have been performed for the purpose of developing of a procedure for seismic retrofitting of valuable historic monuments. This paper present the integrated multidisciplinary approach to seismic protection of structures pertaining to cultural heritage that has been developed by the Institute and implemented in the process of seismic upgrading or reconstruction of important historic buildings and monuments in the country and beyond.

Keywords: *Seismic retrofitting; Historic buildings; Monuments; Multidisciplinary approach; Analytical and experimental investigation*

[1] Prof. D-r, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, IZIIS, "Ss Cyril and Methodius" University, Skopje, Republic of North Macedonia, veronika@iziis.ukim.edu.mk

1. INTRODUCTION

1.1. Historic Background

Protection from earthquakes begins with the appearance of early, now missing, civilization although in these periods of human society development the phenomenon of earthquakes has been considered as God's will or the product of mystical powers. During the 19th and early 20th centuries, interest in earthquakes and their effects increased in Japan, Italy and United States. This was mainly as a consequence of major earthquakes such was: in Japan, the 1855 Edo and 1923 Kanto earthquakes, in United States, the 1906 San Francisco and 1925 Santa Barbara and in Italy, the 1908 Messina earthquake. This growing interest results with the establishment of important institutions: the Structural Engineers Association following by Earthquake Engineering Research Institute (EERI) in California, the Earthquake Research Institute within Tokyo Imperial College, as well as Special Committee for investigation of the Messina earthquake in Italy, which report was evaluated as the birth of practical earthquake design of structures since it contains engineering recommendation for *earthquake resistant structures* by means of equivalent static method, which was gradually used in earthquake countries around the world and was later adopted for building codes too, [1].

However, the beginning of the modern approach to earthquake protection can be considered the First World conference on earthquake engineering, (1st WCEE, Fig.1), held in 1956 to commemorate the 50 anniversary of the San Francisco earthquake, since it was the first proceedings titled *Earthquake Engineering*. The formation of the International Association for Earthquake Engineering, (IAEE) in 1960 during the Second WCEE in 1960 held in Japan, was a very important for earthquake engineering development especially for the countries that did not have their own national association. Since then World Conferences held every four years have successfully brought together many researches, practitioners and public officials and contributed significantly to the process of earthquake knowledge. This can be readily seen by the comparison of main data on the number of papers, topics and participants and their origin, (Table 1). The theme of the next 17WCEE which will be held in Sendai, Japan is *"toward resilient society"* aiming to contribute to the ultimate goal of earthquake engineering - to control the seismic risk at socio-economically acceptable levels.

Table 1.Main data on the selected WCEE

Conference	Number of papers/ participant	Number of countries	Main Topics
1st WCEE 1956 Berkeley	40	11	- earthquake ground motion - analysis of structural response - development of aseismic construction
8th WCEE 1984 California	850	43	- recent earthquakes - ground motion and seismicity - soil stability, foundation and soil –structure interaction - design of structures an components - repair, strengthening and retrofit of structures* - experimental investigation of structures & components - development and enforcement of seismic codes
16th WCEE 2017 Santiago	3000	all over the world	- number of topics ranging from seismology, structural engineering lifeline systems, , performance based earthquake engineering, seismic risk assessment to social and economic issues

* *Repair and strengthening appears as a topic for the first time during 6th WCEE in 1977*

Similarly, the key event for the beginning of earthquake engineering in Europe was the Skopje 1963 earthquake, the most destructive earthquake in the history of ex-Yugoslavia, causing losses of about 15% of the gross national product for the year 1963. This earthquake was unique among the catastrophic earthquakes in Europe and the Mediterranean region, since it triggered a high level of awareness and activity by the government, population, scientists and engineers to the need for organized and sustained efforts to be implemented in earthquake disaster management. Dominated by

the activity and financial support by UNESCO and its agencies, seismic zoning map and network of seismological stations of Yugoslavia have been developed, the Institute of seismology, earthquake engineering and urban planning, (later Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, IZIIS) has been created in Skopje, code for seismic design and standardization of construction materials and improvement in the quality of construction have been passed, and it was among the first seismic codes in Europe.

Following the earthquake in Skopje the members of the UN Consultative Board for the Reconstruction of the City of Skopje signed an agreement, sponsored by UNESCO, for the establishment of a European Commission for Earthquake Engineering, (later European Association for Earthquake Engineering, EAEE). The first symposium was held in Skopje on 1 October 1964, and it was followed by regular European Conferences on Earthquake Engineering, (ECEE) every four years, (Fig. 1).

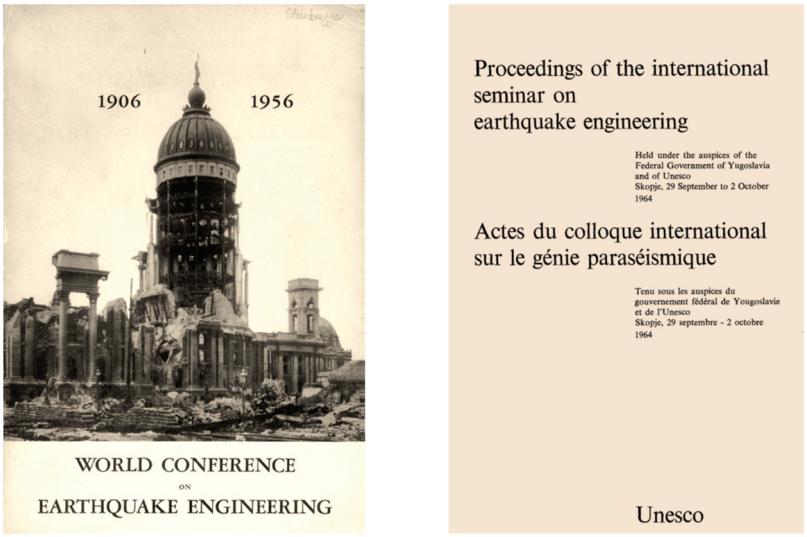


Fig. 1. Proceeding of the 1st WCEE and 1st ECEE, (https://unesdoc.unesco.org/...)

The traces of growth, advances and developments of earthquake engineering can be followed by following the milestones of both WCEEs and ECEEs. During these conferences great lessons have been, and will be, learned about the nature of earthquakes, characteristics of ground motion, performance of geotechnical, structural, non-structural and lifeline systems during earthquakes, and their social and economic aspects, increasingly emphasizing the need for multidisciplinary approach.

Majority of these developments have reached the modern building seismic codes and their impact in new buildings can readily be acknowledged. However applying regulation to existing buildings is an area less well defined. Presently, there is a diverse list of existing code references which could be interpreted to require seismic upgrades of existing structures. Unfortunately, these references do not provide a clear path toward addressing the hazards, evaluation and retrofitting of existing buildings.

1.2. Seismic Upgrading of Existing Buildings

The older existing buildings that were constructed with low or no seismic consideration represent the largest risk to most communities. In general, the needs for their *structural strengthening* are in case of: errors in designing or construction, load increases, damage to structural parts, modification of structural system, improvements in suitability for use or upgrading of standards or national technical provisions. However, the *seismic retrofitting* of existing earthquake-damaged or earthquake-vulnerable buildings is needed when the existing structures should be made more resistant to seismic activity, ground motion or soil failure due to earthquakes and it necessarily means modification of existing structural system. The main problems the structural engineers are faced are the lack of standards for risk assessment, evaluation and retrofitting methods as well as the variability of the effectiveness of each retrofitting method depending on type and importance of structures, type and condition of built-in materials and their conditions, amount of damage etc.

Extremely important role in overcoming these problems in the Balkans had UNESCO and UNDP, primarily through actions and financial support for IZIIS' development (1965-1982), and especially for implementation of several subsequent projects (1968 – 1985) on the seismicity, earthquake risk reduction and seismic resistant building construction in the Balkan region. This was for sure initiated by the several deadly earthquakes in the region in that period: in Yugoslavia, 1963 Skopje, 1967 Debar, 1969 Banja Luka and 1979 Montenegro; in Romania, 1977 Bucharest; in Greece, 1978 Thessaloniki earthquake. The final regional project *"Building Construction under Seismic Conditions in the Balkan Region"* UNDP/UNIDO REP/79/015 has been carried out with the participation of the Governments of Bulgaria, Greece, Hungary, Romania, Turkey and Yugoslavia and with UNIDO acting as executing agency for the UNDP. A set of seven Manuals has been produced within this project, reflecting to a considerable extent the experience of the participating nations in earthquake resistant design and construction, [2].

1.3. Methodology for Structural Repair and Strengthening in Balkan region

The fifth project volume "*Repair and Strengthening of Reinforced Concrete, Stone and Brick-Masonry Buildings*", [2], prepared by the working group E convened by Prof. P. Gavrilovic from IZIIS, was aimed to give qualitative instructions for the step by step repair and strengthening procedure, drawn on the experience gained following recent earthquakes. Without going in details, what follows are the main steps of this post-earthquake repair and strengthening procedure, agreed and adopted by all the Balkan countries:

- *Emergency damage evaluation*, which should be done for each structure by official inspection teams to determine quickly the general level of damage and level of safety for continued occupancy (presented in detail in fourth Manuel, (Fig. 2)



Fig. 2. Volumes 4 and 5, Project UNDP/UNIDO REP/79/015

- *Preliminary investigation*, as an independent and more thorough evaluation which should be performed by a design engineer. The first phase of this preliminary investigation is to determine in detail the nature, cause and extent of damage and consequently the need for emergency, temporary bracing or shoring. Further phases of investigation involve detailed inspection of the damage so repair and strengthening procedures can be designed and detailed.
- *Definition of seismic parameters* for the region as a prerequisite for successful accomplishment of repair and strengthening of damaged structures. This study should include the expected maximum acceleration of bedrock for different return periods, the amplification factors of soil deposits and to propose adequate time histories and average spectra for design of structures to be strengthened. For important structure or group of typical structures it is necessary to determine the seismic parameters for considered sites and to perform field, soil investigation and geophysical studies to be used as input design parameters.
- *Definition of criteria for repair and strengthening*, as correlation of the seismic force design parameters with the structural characteristic in terms of its strength, deformability, ductility etc. Each country should establish its own criteria based on specific condition related to its seismicity. In our country they arel as they were set for ex-Yugoslavia, as follows:

- *Design Level I*: for slight and moderate earthquakes with return period of 50-100 years, the structure is assumed to perform in linear range up to the yield point, with maximum relative story displacement of h/600 and required displacement ductility $D \leq 1$.
- *Design Level II*: for more severe earthquakes with return period of 200-500 years, the structure could suffer nonlinear deformations but without disturbance of its global stability, with maximum relative story displacement of h/150 and required displacement ductility $D \leq 3\text{-}4$ for reinforced concrete, $D \leq 1.5\text{-}2$ for plain and $D \leq 2\text{-}2.5$ for confined masonry.

The designer must use the criteria established or to use the existing Code for new buildings of the area as the minimum standard for repair and strengthening projects. For selected projects, like special or important structures, or structures form traditional materials, the designer may have to use additional criteria based on particular circumstances regarding the project.

- *Additional investigations* for completion of the detailed site inspection to develop knowledge of as-built conditions. First, if documents regarding original construction are available, (drawings, specifications, construction details, material strength data, previous repairs or alterations, code under which original design was prepared), the information gathered should be compared with the actual structure, and if there are deviations they should be recorded. If information is not available, the field measurements and observations must be taken to establish the condition of the original structure, usually with removing the finishes or covers to determine the composition of structural elements. Second, each structural member must be inspected, and the damage or lack of damage should be noted and recorded, as repairs will be based on these data. Third, characteristics and strength of original construction materials must also be estimated, which could be accomplished by various methods, taking samples for laboratory testing and/or using in-situ strength evaluation methods.
- *Damage analysis and evaluation* which should be done by the designer by analyzing the damaged structure, thoroughly understanding why the damage occurred, if the structure suffered due to discontinuities in strength or stiffness, due to torsion moments or improper connection or details, etc. The effects of non-structural elements on the structural performance must be considered. Calculation and analysis must be performed in order to evaluate the existing strength and stiffness capacity of damage structure, following by the decision of the need for its strengthening. If the repaired structure only meets the design criteria, then strengthening will generally not be required. The strengthening will generally be appropriate in addition to repairs of damage if the repaired strength is less than the required one.
- *Selection of a repair and strengthening* based on feasibility evaluation of alternative solutions for repair and strengthening, defined as follows:
  - *Repair* is the reestablishment of the initial strength of damaged structural members and reestablishment of the function of damaged nonstructural elements. Properly repaired structural members will possess approximately the same strength as before they were damaged but will probably have a somewhat reduced stiffness due to very fine cracks which are impossible to restore.
  - *Strengthening* is a judicious modification of the strength, stiffness and/or deformability of structural members or the structural system to improve the structure's performance in future earthquakes. It generally includes increasing the strength or ductility of individual elements or introducing new structural elements to increase the structure' lateral force resistance. On occasion, strengthening can also involve making selected structural members weaker to improve the interaction of the members and prevent premature failure of a week adjacent member. Anyhow, strengthening should bridge the gap between the required and existing strength, stiffness and deformability. While repair usually follows the damaging earthquake, strengthening can be done either prior to or following an earthquake.

A complete listing of all strengthening techniques is beyond the scope of this paper. It becomes a treatise on structural engineering because all materials and systems used in new construction can also be used in retrofit. The selection of the specific type of element is dependent on local cost, availability, and suitability for the structure in question.

Calculation for each alternative solution must be performed in enough detail to ensure that the criteria will be satisfied, to evaluate the effects and to provide a reasonable basis for comparison with other proposed schemes. For the selected solution complete analysis must be performed with the appropriate mathematical model and according to the design criteria, with studies for determine the dynamic response of structural system for defined seismic parameters.

- *Final design procedures* which include a completion of the detailed calculations of the strengthening solution including dynamic time history analysis for the defined seismic parameters, then preparation of drawings, specifications, detailed procedures and instructions so the work can be accomplished successfully. Regardless of the level of investigation done in the evaluation or design phases, unexpected conditions will be discovered during construction of strengthening. Therefore it is important that the design engineer is available during the construction phase to provide consistent and acceptable adjustment of details. In certain cases, discovery during construction can be used as a strategy to confirm unknown or vague conditions while minimizing disruption from pre-construction investigation.

Further reading of this manual on "*Repair and Strengthening of Reinforced Concrete, Stone and Brick-Masonry Buildings*" gives complete information about the materials and construction techniques for repair and strengthening, separately for reinforced concrete, stone and brick-masonry buildings, emphasizing that each structure is a unique system and its damage in an earthquake will be different from other structures, requiring custom repair and strengthening solutions and details. The decision of the rehabilitation method and the appropriate construction technique depends on many factors, such as local soil conditions, type and age of structures, type and degree of damage, available time, equipment and staff, architectural requirements, cost and, last bet not the least, the required level of seismic safety.

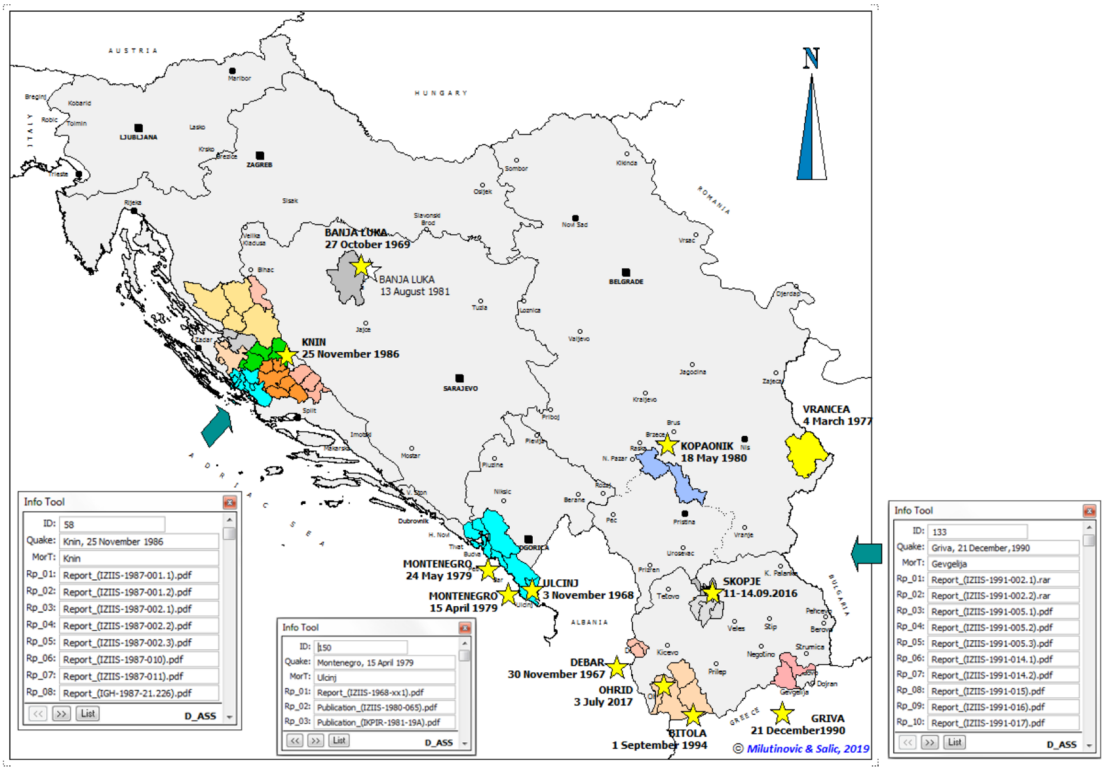


Fig. 3. Damage evaluation, strength assessment and strengthening of buildings after occurrence of major earthquakes in ex-Yugoslavia, [3]

To date, this manual has been regarded in the region as unmatched in defining the necessary steps of strengthening procedure. In keeping with the philosophy of this procedure, IZIIS has implemented a seismic strengthening of a great number of structures, different in their function, main bearing system and built-in materials, prior to or as a post-earthquake repair and strengthening, (Fig. 3). Of course, for all of them step by step process of presented strengthening procedure has been thoroughly followed.

2. SEISMIC RETROFITTING OF HISTORIC BUILDING AND MONUMENTS

The problem of seismic retrofitting of historic structures is radically different from that of other structures, due to the priority given to preservation of esthetic, architectonic and historic values instead of keeping the structure operational. The specific character of seismic protection of historical buildings and monuments resulting from the variety of structural systems, built-in materials, periods and techniques of construction, stability criteria and contemporary requirements incorporated in the modern principles of conservation and protection, needs systematical and scientific approach to achieving a successful solution, [4]. Although there is a similarity between historical buildings and historical monuments, there also exist differences, for which each of these groups should be considered separately:

- A monument is a structure having an important "cultural value" so high that it is necessary to guarantee its preservation, generally with its architectural, typological and material characters;
- A historical building is a building of an urban area, which has a "cultural value" as a whole (historical urban area), while a single building is not a monument. This means that preservation concerns the general character of the construction techniques typical in the whole area.

Historic buildings usually present shear wall masonry structures that are basically non-ductile and insufficiently resistant to seismic effects. The problem of interaction between the "old" and the "new" materials and/or elements that arises in their strengthening requires experimental verification of the techniques that have so far been developed, (injection, grouting, jacketing, confining, base isolation). Since monuments are also masonry structures, same basic principles and requirements hold for them also, but are specific. The characteristic structural entity, the variability of the built-in materials, the complex history of successful modifications done in the past, as well as the degree of deterioration, makes each historic monument a case for itself. Therefore, the basic principle of minimum intervention – maximum protection and/or preservation of the monument's identity should be adopted.

Retrofitting of masonry structures is elaborated in numerous books, publications and individual reports. However, from the aspect of conservation and restoration of monuments, historic buildings and sites-1964 ICCOMOS' Venice Charter could be considered a basic document and a beginning of a systematic approach to general protection of these structures. Since then, the seismic protection of monuments, historic buildings and sites with all their structural and specific characteristics has intensively been developed throughout the last several decades within the frameworks of the scientific discipline of earthquake engineering - typically multi-disciplinary, including other related scientific spheres.

2.1. Materials for Retrofitting

The key for selecting materials and techniques is classification of retrofitting techniques into two main categories: reversible and irreversible. In selecting materials to be used in reversible interventions, there are usually only a few limitations. However, the materials used in irreversible interventions as are for example the unavoidable injection of cracks, do impose two additional limitations: compatibility of new with old materials and their durability. The best way of assuring compatibility and durability is usage of traditional materials, (stone, bricks, lime mortar and cement), which on the other hand, is not always possible. In selecting injection mixtures, advice should be asked from experts as to preventing separation of the old and new parts. Modern cement mixtures should carefully be applied particularly in the process of jacketing because of the irreversible modification of the surface of existing masonry. Steel, (as externally applied ties or as reinforcement incorporated into the existing masonry is a very frequently applied material in the strengthening processes of both historic buildings and monuments, [4].

2.2. Retrofitting Methods

The main problem imposed in masonry structures is to provide structural integrity at story level because of enabling of distribution of seismic forces according to the stiffness of individual elements and avoiding of individual vibration of the elements after the occurrence of the first cracks. The most commonly used procedure to achieve structural integrity is to incorporate horizontal steel ties into the existing masonry (at the top of the existing walls in order to be made invisible - churches and mosques), incorporate reinforced concrete belt courses or reinforced concrete slabs into structures where possible - structures in old towns.

To improve the bearing characteristics of the walls and the columns as structural elements sustaining horizontal seismic forces, several techniques are used: injection of masonry, injection with jacketing, incorporation of vertical reinforced concrete columns, or even incorporation of new reinforced concrete walls (in the structures of the old towns). The injection technique, the material to be used, i.e., the pressure under which the prepared mixture will be injected are selected depending on the size, position and shape of the cracks. To increase the bearing and deformability capacity of the walls, jacketing of the walls with concrete on both their surfaces, i.e., incorporation of reinforced concrete belt courses is anticipated. Vertical reinforced concrete belt courses are used to increase the ductility of the considered element. The techniques of strengthening of the foundation structure mainly consist of extending the proportions of the foundation and their connection to the vertical elements, modifying the foundation structure and consolidating and improving of the characteristics of soil conditions, [4].

3. INTEGRATED APPROACH FOR SEISMIC RETORFITTING OF HISTORIC BUILDINGS AND MONUMENTS DEVELPED BY IZIIS

In providing the protection of these structures in a manner that requires the least intervention and the greatest care to preserve authenticity, the experts are permanently challenged by the fast development and the improved performance of new materials and techniques. However, the implementation of particular retrofitting methodology depends on the extent it has been investigated. The delicate problem of proving the effectiveness of the selected consolidation system can be successfully overcome by using the methodology of design assisted by testing.

Within the frames of the IZIIS' research activities, in addition to seismic design of modern structures, particularly noteworthy is also the experience gathered in the field of protection of structures pertaining to the cultural historic heritage. During a period of more than forty years of activities in this field, the Institute has realized important scientific research projects involving analytical research, unique experimental shaking table test and field surveys of historic structures.

Applying the knowledge from repair and seismic strengthening of structures presented in previous chapters and deepening the existing methodology, it can be said that an integrated approach to seismic protection of extraordinarily important cultural historic structures has been adopted by the Institute and used in the process of reconstruction or seismic upgrading of important monuments. This approach that complies with the restoration and conservation requirements as well as procedures and legislative for high category structures, should encompass the following:

- Definition of seismic potential of the site through detailed geophysical surveys for definition of geotechnical and geodynamic models of the site to consider the expected earthquake effect through a probabilistic approach, including also the local soil effects through nonlinear dynamic analysis of a representative geotechnical model;
- Determination of structural characteristics and bearing and deformation capacity of existing structure including investigation of the built-in materials, definition of structural dynamic characteristic through ambient vibration method, developing the corresponding mathematical model and determination of dynamic response for defined seismic parameters;
- Definition of criteria and selection of concept for seismic retrofitting respecting the country regulative as well as guidelines in the ICCOMOS and ISHARCH documents;
- Definition of structural methods, techniques, materials in accordance with defined criteria and positive national and international construction and conservation practise;
- Analysis of dynamic response of retrofitted structure and verification of their seismic stability;
- Definition and documentation of field works, and their execution by constant supervision by professionals from different fields.

Although the above stated seems to be the "normal procedure", it is the only way of providing high quality in protection of cultural heritage. This task is certainly much more than simply listing of what is to be done since it requires a lot of knowledge and efforts.

Further in the paper are presented some of the most characteristic case studies of applying different, previously experimentally verified, seismic retrofitting of historic buildings and monuments that have so far been carried out in IZIIS in accordance with the presented integrated methodology.

4. SEISMIC RETROFITTING OF HISTORIC BUILDINGS - IZIIS' Experience

4.1. Old towns along Mediterranean coast

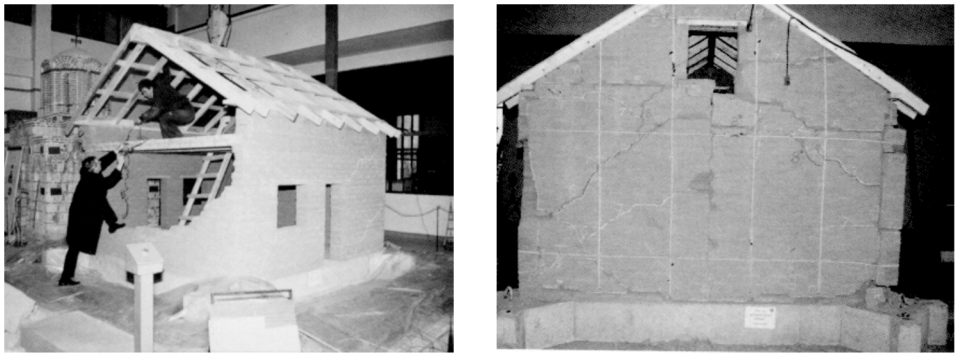
The old towns along Mediterranean coast (Budva, Kotor, Dubrovnik, etc.) were severely damaged due to the April 1979 Montenegro earthquake. Considering the cultural value of most of the buildings in the old towns, extensive investigations for the purpose of searching for the optimum conditions and methods for reconstruction, repair and strengthening of structures were performed, thoroughly applying the methodology presented in chapter 1.3. Firstly, the buildings were classified into structural units and then the methodology for structural retrofitting was determined based on detailed studies of structural characteristics, the damage level, the built-in materials, the foundation conditions as well as local seismicity. Since the injection was the most frequently applied method, for its testing and verification, a 1:2 scaled model of a typical single-story building was constructed of the same original stones and mortar and tested on the seismic shaking table in IZIIS applying the 1979 Petrovac earthquake. After testing and occurring of diagonal cracks, the model was repaired by injection and tested again, in which case the model suffered less damage, (Fig. 4). Using the acquired knowledge on the technique application, the consumption of material and the effect of applied injection, more than three hundred buildings within the old towns along Mediterranean coast have been repaired at the same time, including structural repair, repair of facade walls and the interior of each individual building, [5].



Fig. 4. Original and Repaired Model of a typical building for the old town of Budva, [5]

4.2. Historic Adobe Structures in California

Since 1990, the Getty Conservation Institute (GCI) carried out a multi-year, multi-disciplinary project, the *Getty Seismic Adobe Project*, (GSAP), including a survey of existing historic adobe buildings in California, dynamic testing of small scale model buildings (scale 1:10) at the Stanford University, and the preparation of an Engineering Guide for designing seismic retrofit measures. As an extension of GSAP, tests were conducted on two large-scale models (scale 1:2) on the seismic shaking table in IZIIS.



Unretrofitted Adobe Model -UAB Retrofitted Adobe Model – RAB

Fig. 5. Gable end wall of the UAB and RAB model, [6]

The first model was a control model while second was retrofitted with a combination of horizontal and vertical straps, center cores, and partial plywood diaphragms. The applied retrofitting proved very effective in improving stability and preventing collapse, (Fig. 5). Based on all the results and the GCI'

Engineering Guidelines a number of historic adobes structures in south California were seismically upgraded applying this experimentally verified methodology, [6].

4.3. The Parliament building in Skopje

The Parliament Building of the Republic of North Macedonia was more than 70 years old, (Fig.6). As a historic building, it is protected by the Law on Protection of Cultural Heritage. Throughout its existence, a lot of changes, enlargements, adaptations, damaging during 1963 Skopje earthquake as well as post-earthquake repair and strengthening of this building have been done. Within the project on Enlargement, Building of Another Storey and Adaptation of the Building, the necessity for increasing the seismic safety of main structural system has been defined, [7].

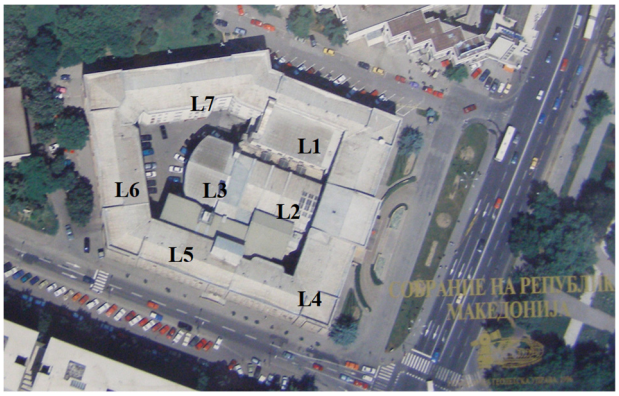


Fig. 6. Individual structural units of the building (structural units L1 – L7), [7]

Starting with the essential difference between "plain" and "confined" masonry, the most important phase was in-situ technical investigations performed to identify the principal structural system of the pentagonal outline, evaluated as the oldest and most critical part for the planned building of another storey. The analysis of the bearing and deformation capacity of the structure shows that the shear base coefficient for the seven structural units is in the range of 6-18%, much smaller than that required one by the regulations for plain masonry, (30% of the total weight of the structure), while the relative storey displacements do not satisfy the requirements for earthquakes that may occur in this area with corresponding intensity and frequency content. Thus, the need for strengthening of the structure becomes even more topical and economically justified.

The strengthening solution has been defined to improve the integrity and the seismic stability of the structure. Subsequent final analysis of strengthened system has been made up to ultimate states of strength and deformability for each unit taken separately. Comparison for selected unit gives a very clear insight into the effect of the selected strengthening solution, as is shown on Fig. 7, pointing to a considerable increase of both the bearing and deformation capacity of the system.

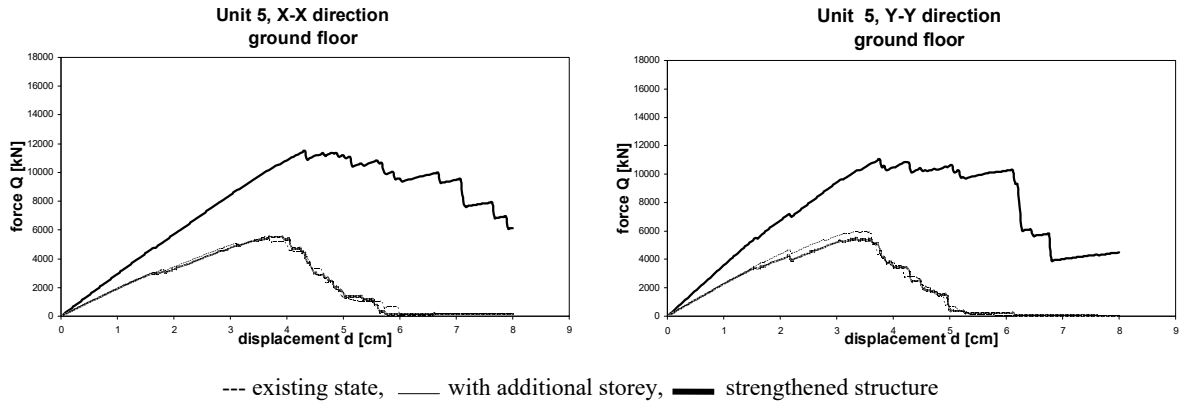


Fig. 7. Comparative Q-d diagrams for characteristic units, [7]

The process of strengthening of the structural system, while continuously functioning of the Parliament, was carried out quite successfully despite a number of limitations in the period 2010-2014.

5. SEISMIC RETROFITTING OF MONUMENTS - IZIIS' Experience

5.1. Monuments in Pagan - Burma (1978-1980)

The Pagan plateau, in the central part of Burma, is a worldwide known place for the high concentration of magnificent historic monuments from like temples and pagodas. Unfortunately, most of these have severely been damaged by natural disasters, including earthquakes. The 1975 earthquake with a magnitude of 6.8 destroyed or heavily damaged many of them. Based on the defined seismic design criteria, the developed methodology for seismic retrofitting of this type of structures has been applied under the Project – UNSECO/UNDP project Burma 78/023, [8]. Considering the material and structural properties, its dynamic characteristics and the expected possible earthquakes, the method of strengthening and repair has been proposed anticipating injection and inserting of steel bracing or RC belt courses, (Fig. 8). Later fifteen monuments were seismically upgraded according to presented methodology and none of them experienced damage during the recent 6.8 magnitude earthquake in 2016.

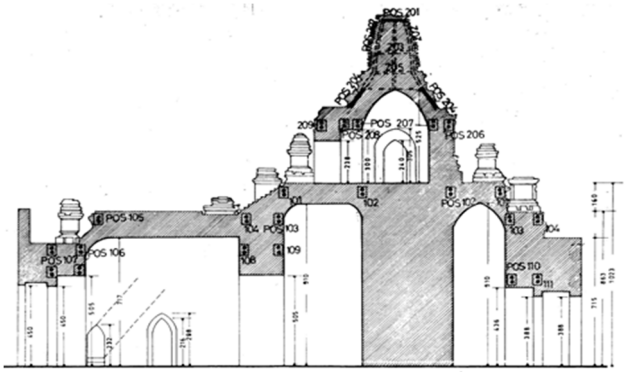


Fig. 8. Strengthening of South Guni Temple, [8]

5.2. Byzantine Churches

Within the long-term research project entitled *"Study for Seismic Strengthening, Conservation and Restoration of Churches Dating from the Byzantine period in the Republic Macedonia"* realized jointly by IZIIS, Skopje, Macedonian National Conservation Center (NKC) and GCI, Los Angeles, [4, 9], ample experimental and analytical investigations were performed to verify an original methodology for the repair and seismic retrofitting of Byzantine churches. For the first time in the world, shaking table testing of 1:2.75 scaled model of St. Nikita church, simulating the existing and the strengthened state, (Fig. 9), was realized at IZIIS to investigate its behavior in elastic, nonlinear and heavily damaged state. The tests approved that applied methodology, consisting of horizontal and vertical belt courses, increases the bearing capacity and deformability of the structure up to the level of the designed protection.

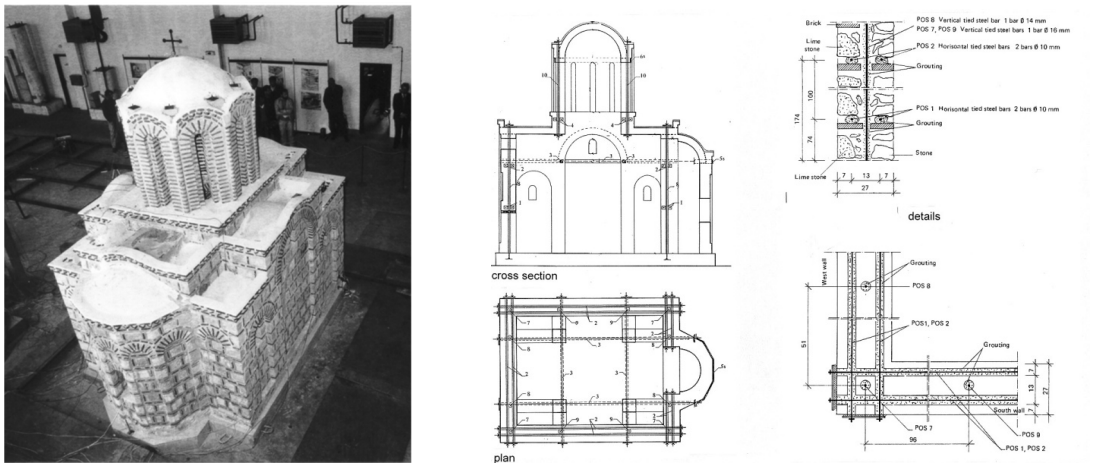


Fig. 9. The 1:2.75 scaled church model and the applied strengthening method, [4, 9]

After the realization of the project on Byzantine churches and gained unique and incomparable knowledge, IZIIS became a partner of the NKC, which enabled direct application of the gained knowledge in actual conditions and for specific historic monuments. The most characteristic examples of application of the developed methodology in the process of reconstruction and seismic upgrading of monuments were: (1) reconstruction of blown-up St. Athanasius Church in Leshok, (2) consolidation and reconstruction of the church St. Panteleymon in Ohrid, and (3) reconstruction of the blown-up church of the Holy Trinity in Mostar, [10], (Fig. 10).



Fig. 10. Implementation of the developed methodology in the reconstruction of three churches, [10]

ACKNOWLEDGEMENTS

The author wish to extend gratitude to colleagues from IZIIS and especially from Building Structures and Materials Department, for applying thoroughly the developed methodologies for seismic retrofitting of structures, historic buildings and monuments for more than 40 years, as well as to all the partners and participants for the entrusted task and their participation in the realization of abovementioned projects.

REFERENCES

[1] Bozorgnia Y., Bertero V. (2004). Earthquake Engineering from Engineering Seismology to Performance-Based Engineering, CRC Press, Taylor & Francis Group.

[2] UNDP/UNIDO REP/79/015. (1980). Building Construction under Seismic Conditions in the Balkan Region/Volume 5.

[3] Milutinovic Z. (2019). Overview on Systematic Management of Seismic Risk in SFR Yugoslavia – experience and contribution of IZIIS, SERA Balkan Seismic Workshop, Belgrade.

[4] Shendova V. (1998). Seismic Strengthening and repair of Byzantine Churches in Macedonia. Doctoral dissertation, IZIIS, Skopje.

[5] Gavrilovic P., Stankovic V. (1984). Design for Repair and Strengthening of the Old City of Budva. Doctoral Dissertation, IZIIS, Skopje.

[6] Tolles L., Kimbro E., Webster F., Ginell W. (2000). Seismic Stabilization of Historic Adobe Structures. Final Report of the Getty Seismic Adobe Project, Los Angeles.

[7] Bozinovski Z., Shendova V., Cvetanovska G., Garevski M., Apostolska R. (2008). Analysis of Seismic Stability with Technical Solution for Repair and Seismic Strengthening of the Structure of the Parliament of Republic of Macedonia, Report IZIIS 2008-53, Skopje.

[8] Gavrilovic P., Pichard P. (1983).Methodology for Repair and Strengthening of the National Monuments in Pagan –Burma, Report IZIIS 83-30/1-6, UNESCO/UNDP Project BUR 78/023.

[9] Gavrilovic P., Shendova V., Ginell W. (1999). Seismic Strengthening and Repair of Byzantine Churches, JEE, Imperial College, London, Volume 3, No.2, pp: 199-235.

[10] Shendova V., Rakicevik Z., Garevski M., Apostolska R., Bozinovski Z. (2014). Implementation of Experimentally Developed Methodology for Seismic Strengthening and Repair of Historic Monuments", A. Ilki and M.N. Fardis (eds.), DOI 10.1007/978-3-319-00458-7_8, © Springer International Publishing, Switzerland.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

IP - 8

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

SOME EXAMPLES OF REHABILITATION AND RECONSTRUCTION OF HISTORICAL STRUCTURES IN SERBIA

Boško STEVANOVIĆ[1]

ABSTRACT

This paper presents rehabilitation and reconstruction design of several structures of historical significance, which are under the protection of The Institute for Protection of Cultural Monuments of the Republic of Serbia.

Repair of walls and towers of the Smederevo fortress is shown, and it includes repair and rehabilitation of towers 14, 15 and 16, as well as the walls between them, which were demolished during the 1941 ammunition explosion. Also, rehabilitation of tower 11, which is 20 m high and tilted by 1.8 m at the top, is shown. Repair of its foundations was performed using a special technology known as "jet grouting". Afterwards, an overview of reconstruction of the medieval keep tower in Bač, which was built in 1329, is given. Reconstruction was largely related to the roof structure. In the rehabilitation project of The Monument to the Unknown Hero on Avala, method of moving huge stone blocks weighing about 100 kN is detailed. Rehabilitation design of the Žiča monastery facade dealt with causes of existing damages and provided detailed guidelines for the materials necessary to repair the facade. Bridge over the Mileševka River, near the Mileševa monastery is a very interesting project, which was developed based on historical data on similar bridges and on a single footage of the former bridge. Also interesting is the repair of the 105 m high chimney in Kostolac, which was built in 1961. Repair was carried out by addition of horizontal and vertical RC ring beams, after a detailed inspection, which consisted of chimney examination from the inside and outside and sampling bricks in order to determine thickness of masonry walls and quality of brick and mortar. Reconstruction of the Carmel Monastery roof structure in Sombor, which was built in 1904, was carried out by replacing the existing roof structure with a completely new modern structure made of glued laminated timber. The paper also presents rehabilitation of the lighthouses at the mouth of Tamiš into Danube, which were built in 1909 and are only twin lighthouses in Europe. Repair works were especially interesting because of an unusual contracting procedure. Due to water presence, while constructing lighthouse base ring, concrete was first installed and then reinforcement was incorporated into the fresh concrete.

All rehabilitation and reconstruction designs described in this paper were developed at Faculty of Civil Engineering in Belgrade.

Keywords: *Fortress; Tower; Masonry; Chimney damages; Rehabilitation; Repair; Monument; Bridge; Church; Monastery; Roof structure*

[1] Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Belgrade, Republic of Serbia, bole@imk.grf.bg.ac.rs

1. REHABILITATION OF SMEDEREVO FORTRESS WALLS AND TOWERS

1.1. Rehabilitation of Towers 14, 15 and 16 and walls between them

The Smederevo fortress was one of the largest medieval fortresses in Europe. The core was the triangular so-called Small town, at the top of the Big, again triangular town. This Big town was built right after the Small town, which was finished in 1430. The construction of Smederevo fortress began in 1428, ordered by Despot Đurađ Branković. The Small town had 6, and the Big town had 19 more, giving a total of 25 large towers, square shaped, over 20 meters high. Between the towers, there were walls about 4 m thick and about 15m high (Fig. 1).

During the First World War and the crossing of the Austrians over the Danube, the fortress was bombarded several times and severely damaged. The last major destruction came in the Second World War due to an explosion of ammunition on June 5, 1941, when the Varoška gate, Tower 15 and walls towards Towers 14 and 16 were completely destroyed (Fig. 2.). Towards the end of the Second World War, the fortress was bombarded by Great Britain forces in the Allied bombing.



Fig. 1. Smederevo fortress today

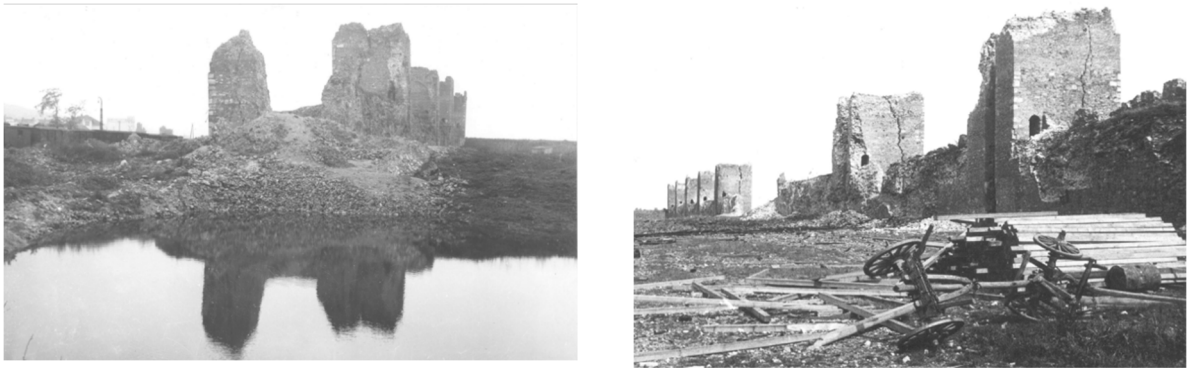


Fig. 2. Destroyed parts of Smederevo fortress during ammunition explosion on June 5, 1941

Based on the previous research and the situation in-situ (Fig. 3 and 4), the rehabilitation project included the following construction works on the parts of the Fortress within the Varoška Gate sector:
- rehabilitation of Tower 14,
- complete construction of the new Tower 15,
- construction of new parts, that is, rehabilitation of Tower 16,
- construction of a new part and the repair of the wall-rampart between the Towers 14 and 15,
- construction of a new wall-rampart between Towers 15 and 16.

The new parts of the Tower 16, as well as the entire structure of the new Tower 15, are reinforced concrete structures in the form of walls and slabs made out of concrete MB 30. These structural elements have a thickness of 15 cm, with the walls in question having stiffeners in some places in the form of counterforts or shear walls with or without passages. It was planned that new towers and walls, unlike other existing towers and walls within the Smederevo Fortress, which are entirely made of stone and brick with total thicknesses of about 4 m, have a lightened structure – reinforced concrete walls on both sides with exterior cladding of stone and bricks, which are 50 cm thick.



Fig. 3. Varoška Gate with walls



Fig. 4. Walls next to Varoška Gate and Towers 16, 17, 18

Tower 14, shaped as the Cyrillic letter "P" in its base, has two large cracks on the sides that practically go from the lower wall level (elevation 0.00) to the very top of the tower. Observed at the ground level, these cracks completely separate the horizontal parts of the letter "P" shape of the tower from the vertical parts. The repair intervention on this tower involves making the horizontal boreholes of Ø70-80 mm and inserting in them the Ø56 mm tension elements with the corresponding threads (vines) at the ends, along the vertices of the letter "P" at five altitudes in the centre of the walls.

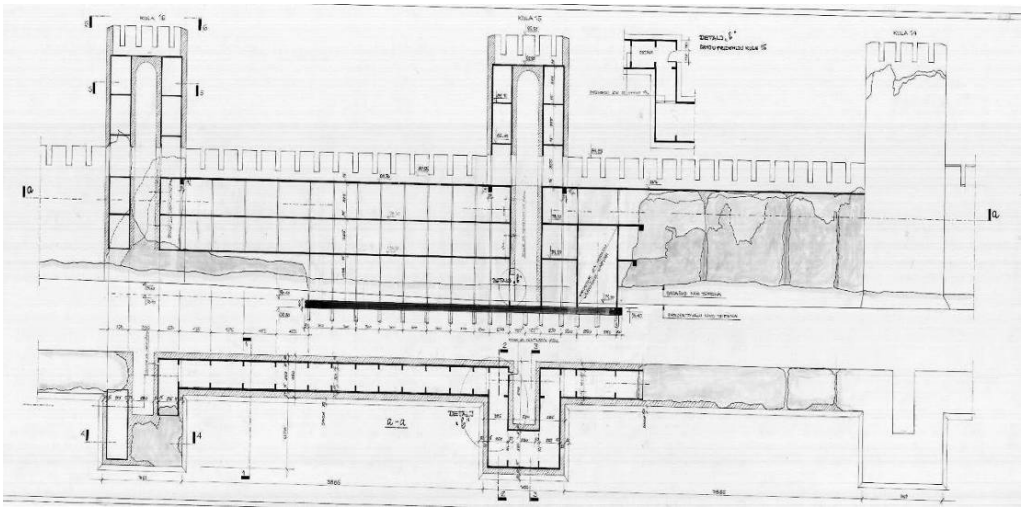


Fig. 5. Layout of new walls and towers – ground floor plan and longitudinal section

1.2. Rehabilitation of Tower 11

As for Tower 11, it is located within the southern walls of the Big town, and it has the shape of the Cyrillic letter "P". The dimensions of the outer base are 10.67 x 7.5 m. The height of the tower is 20.50 m in relation to the current ground level. The thickness of the tower walls goes from 3.75 to 4.07 m. In the foundation zone, the thickness of the tower walls is somewhat higher due to the counterforts. Foundations are at a depth of about 5.5 meters from the current ground level.

The tower itself is in a very poor condition, and this primarily relates to its rotation towards the outside, which is about 1.8 m. What exactly caused this rotation of the tower is unknown. One of the possible causes is the explosion that occurred near the tower on the south side. Rotation (tilting) of the tower led to the separation of the tower walls from the walls of the ramparts, which resulted in a partial collapse of the rampart sidewalls. Apart from the mentioned tower tilting, there are also noticeable vertical cracks, as well as degradation of the walls, that is, damage to the elements from which they were built (stone, brick, mortar). (Fig. 6.).

Based on all previous research, two opposite solutions of rehabilitation and stabilization methods have been analysed:

1. Correcting the tilting of Tower 11 and bringing it into a vertical position;
2. Keeping the tower in an inclined position and securing it from further inclination.

Detailed analysis of the possible rehabilitation solutions included all previous activities that were conducted in order to find the optimal solution and consultation with the representatives of The Institute for Protection of Cultural Monuments of the Republic of Serbia. Based on this, it was decided that the rehabilitation and stabilization project be done with Tower 11 kept in an inclined position and secured from further inclination.

This solution involved developing two parts of the project, one relating to the soil stabilization in the tower's foundation area and the other relating to the structural rehabilitation of the tower above the ground level.

For the estimated foundation depth, foundation loading, and the characteristics of the terrain at the site of the tower, it was concluded that it is necessary to repair the soil below the foundation of the tower in order to reduce settlement of the structure. After examining the problem, and in order to increase the load-carrying capacity of the soil, a method for improving soil strength using a technology known as "jet grouting" was adopted (Fig. 7).



Fig. 6. Rotation (tilting) of Tower 11 and degradation of building elements of Tower 11

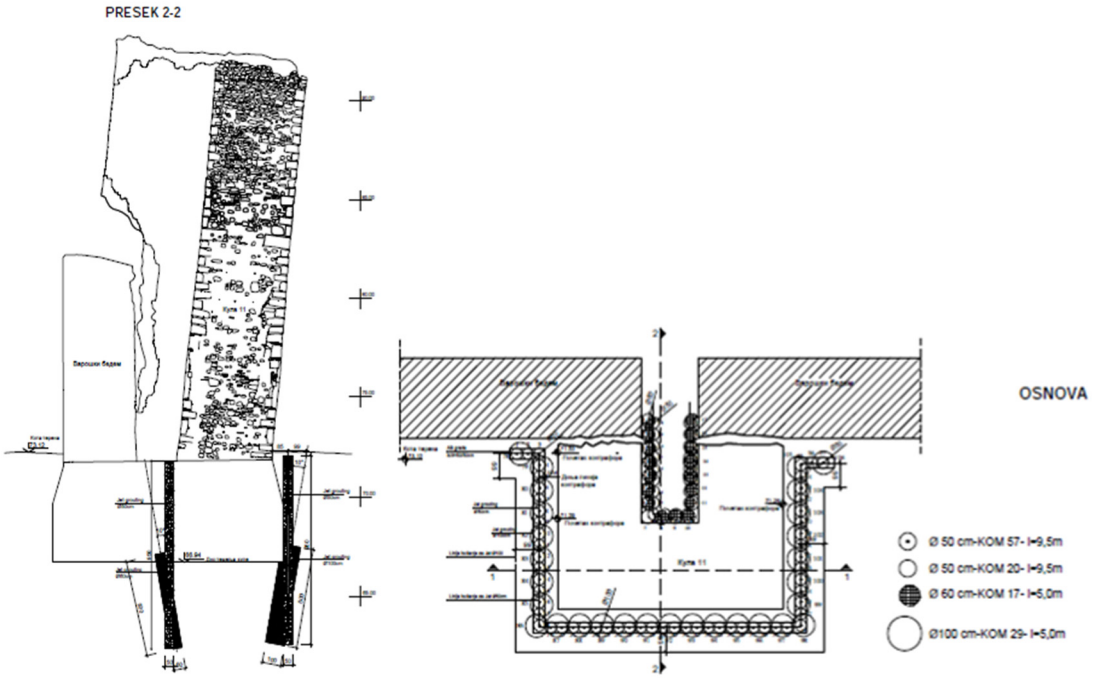


Fig. 7. Rehabilitation plan for Tower 11 foundations using "jet grouting"

Within the tower, both on its front and on the sides, there are cracks spreading from the ground and practically to the upper levels of the walls to the left and to the right of the tower. Observed cracks, which are predominantly vertical, but some are also inclined, exist on all sides of the letter "P" - shape of the tower's cross-section.



Fig. 8. Repair works

Considering the described state of the cracks on the vertical walls of the tower, the intervention on it also means that within the letter "P", at four height levels on each of its vertical walls, horizontal boreholes Ø80 mm are made and that through these boreholes tension elements Ø56 mm with appropriate threads at the ends are positioned. The ends of the tension elements in are supported on concrete "pillows" with 20 cm thickness (MB 20). The "pillows" are reinforced with reinforcing meshes Q 335 throughout their thickness both on the front and towards the stone walls.

As part of structural rehabilitation and stabilization of Tower 11, and on the proposal of the representatives of the Investor, the steel bridge at the level of walkway on the rampart was also designed. The bridge was based on a similar structure carried out in the towers of the Manasija Monastery, as Investor proposed.

2. RECONSTRUCTION OF MEDIEVAL TOWER IN BAČ

Medieval fortress Bač with its suburb is located in the southwestern part of Bačka, about 14 km from the most important European river Danube. It was built near the town with the same name on the river Mostonoga. The fortress in Bač is a very important multilayer archaeological locality and a historical place, which is why it was placed under the protection of the state Srebia in 1949.

Archaeological research of the fortress in Bač (in 1958-59, 1980-81 and 2003) found that the location where it was built was settled from the Middle Stone Age. According to the written sources from the 11th century, the seat of the county, the bishop and the archbishop were located in Bač.

The fortress was built according to the "water town" principle. The fortress has an irregular tetragon base on which corners are protruding towers. Three corner towers have a circular base, while the northwest tower has a rectangular base (Fig. 9 and 10). Initially, the fortress was surrounded by moat filled with water. This moat is still visible today. The fortress was entered through a drawbridge.

Within the ramparts of the fortress, the most dominant and only freestanding structure is the keep tower (the watchtower). This tower is noticeable for its height, which is in accordance with its basic purpose, to observe the surrounding territory from it and to defend the fort.

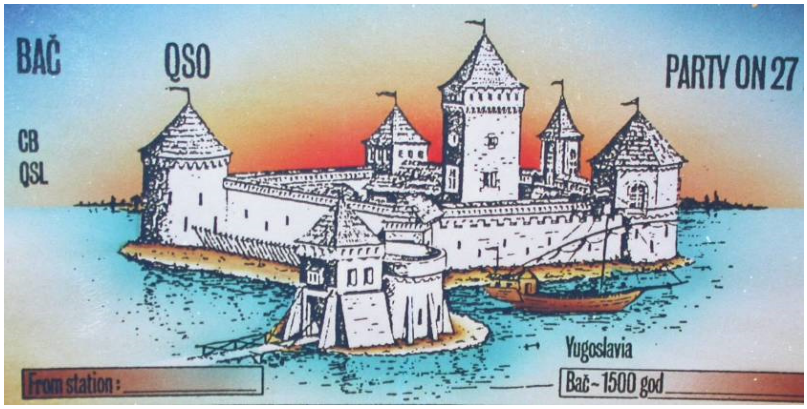


Fig. 9. Bač fortress in 1668



Fig. 10. Bač fortress before the watchtower roof reconstruction

The tower has almost a square base (10,26 x 10,16 m) and is oriented with diagonals to the sides of the world with a spiral staircase in the northwest facade and a potable water riser on the northeast facade. The tower has a height of 34.33 m, and it has a ground floor (basement), three floors and an attic overhanged on cantilevers (Fig. 11).

The watchtower has been repaired and reconstructed on several occasions in its history, but due to lack of maintenance, its decay has occurred. The biggest damages occurred after the fire in 1993. (Fig. 12).

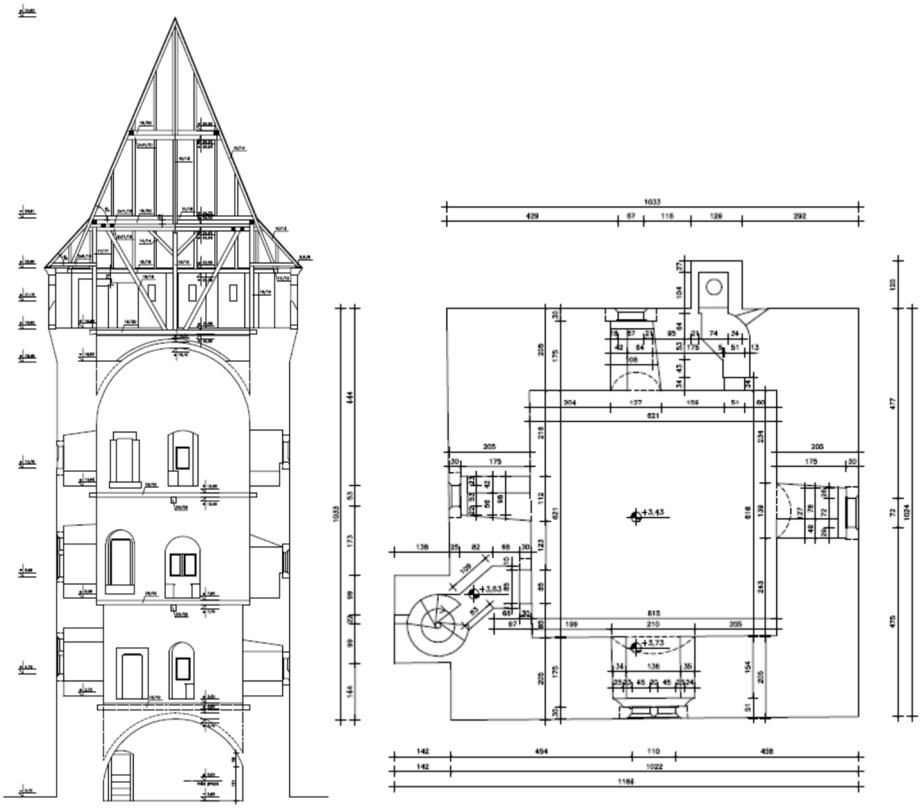


Fig. 11. Structural plan and the cross-section of the watchtower



Fig. 12. Fire damaged timber floor joists and damages the roof structure

Reconstruction of the tower, and above all the roof, was done so that the damaged roof structure was completely replaced by the new one. The old roof shape was kept, but new members to the roof structure were added to increase its stability. Furthermore, the dimensions of almost all the members were increased, and their surface treatment was carried out by sealing, as it was undoubtedly done more than six centuries ago, when the tower was built (Fig. 13). All visible connections of timber members were constructed with wrought iron, which contributed to the authentic appeal of the structure. The roof is covered with old yellow tiles, which were previously protected. With the roof

reconstruction, an attractive area with visible roof is provided in the attic, suitable for exhibitions and observation of the surrounding flat Bačka landscape.



Fig. 13. Final works on roof reconstruction

3. REHABILITATION OF THE MONUMENT TO THE UNKNOWN HERO ON AVALA

The monument is a complex formed of several separate structures (mausoleum and the adjacent plateau, access paths and circular plateau), Fig. 14, which in a memorial and architectural-construction sense make up a whole.

Over the past decades, and the complex was completed in the period 1937/1938, there were certain damages to practically all parts - structures within the complex, with the damages being caused by very different factors.

Within the Main rehabilitation design the structural rehabilitation and reconstruction of the Monument was done. This design consisted of two separate parts:

1. Technical documentation for mausoleum and associated plateau
2. Technical documentation for access roads and circular plateau.

Mausoleum with the tomb of the Unknown Hero was completely made of "jablanički" gabbro, and it is placed on the very top of Avala, on a stepped pedestal. The pedestal is made of solid, precisely cut stone blocks, with visible polished horizontal and vertical surfaces. According to the available data, the blocks are laid over stepped concrete foundations, with vertical spaces between concrete and rough surfaces of stone blocks filled with concrete. Vertical joints between blocks (1-2mm openings) as well as horizontal stone-concrete connections were filled with cement milk, or cement mortar.



Fig. 14. Complex of the Monument with Mausoleum atop

The defects and damages that had to be eliminated through repair works were in the joints between the stone blocks in which a certain "opening" has occurred, due to rinsing of the components of cement

milk and mortar, as well as due to the corrosion of metal parts used during the assembly of blocks, and later on.

Under the described conditions, within the "open" or only partially filled joints, water retention occurred. This water turned to ice in winter conditions, which, given the long-term influence, led to the movement of individual blocks in the horizontal plane and further opening of the joints. In this way, some of the joints expanded so much over time, that today, especially in the angular zones of the stepped blocks, horizontal movements of blocks of 2-3 cm were observed (Fig. 15).



Fig. 15. Detail of horizontal movement of the Mausoleum pedestal blocks with "open" joints

Rehabilitation works on the Mausoleum foreseen the repair of "open" or only partially filled joints between stone blocks of the pedestal, as well as the elimination of the present movements of individual blocks, especially the angular ones with biggest horizontal movements. Therefore, the repair was performed at places where the movements were greater than 3 mm. Given the situation on the site, certain interventions were needed on a maximum of three blocks on the individual "steps" of the pedestal, calculated from the angles, where "large" blocks with dimensions 190 x 190 x 95 cm were built in (95 cm is the height of the block). As for the other blocks - "small" ones - that are placed next to the specified angular blocks, they have dimensions of 190 x 110 x 95 cm. Considering that the blocks are made of gabbro, it was assumed that the "large" blocks have a mass of 9.6 t (weight 96 kN) and "small" ones have a mass of 5.6 t (weight 56 kN). The repair intervention was planned on 10 blocks - both "large" and "small".

The idea was to wrap the pedestal with a prestressed tendon Ø15.2 mm, which can be tensioned by a force of 174 kN. The full capacity of tensile force was not used, but only a maximum force of 150 kN, applied by the appropriate jack of a prestressing system SPB - IMS. The prestressing force was applied in the central part of the tendon wrapped around the pedestal, consisting of two straight side cables and a central part in the form of a single "double-bent" cable (Fig. 16). The cable route in question was obtained using two steel structural spacers, symmetrically - exactly in those places where a horizontal force was required to make the necessary movement of the concrete blocks.

At the corners of the pedestal, it was planned to install the appropriate spacers and angular "G" elements. The dimensions of all steel elements are obtained based on the corresponding structural design.

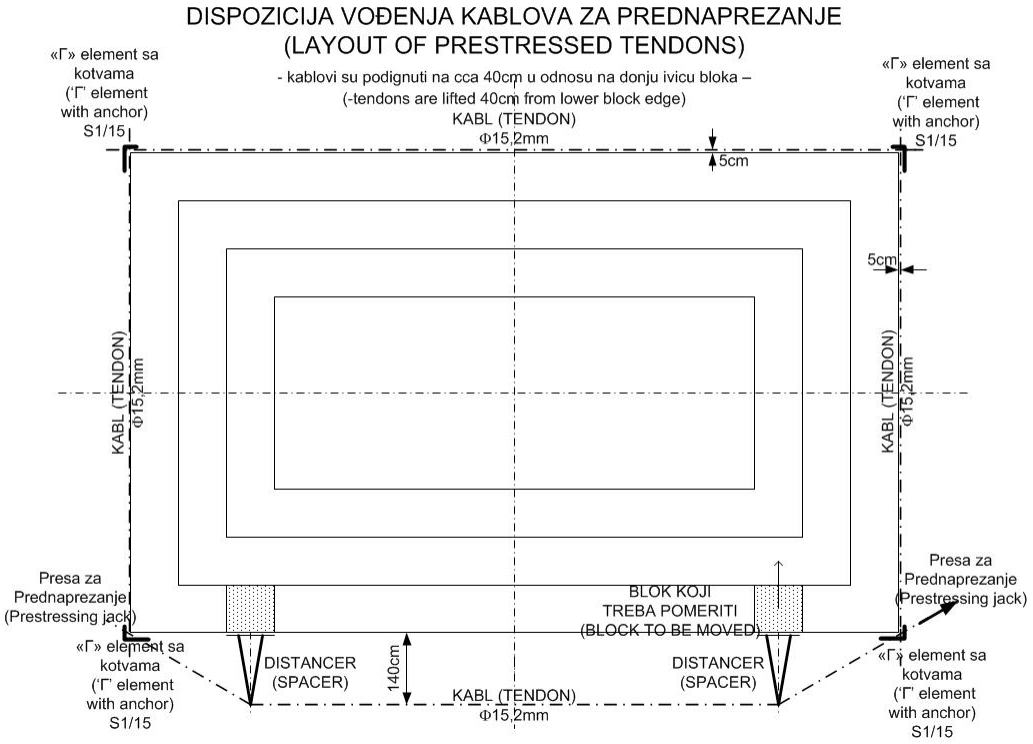


Fig. 16. Layout of prestressed tendons

4. REHABILITATION OF ŽIČA MONASTERY FACADE

The construction of Žiča lasted for a very long time for political reasons; it began in 1206, with more intensive works beginning in the year 1219. Generally speaking, it is possible to distinguish two periods of Žiča construction. In the first period, which lasted until about 1220, the so-called main part of the Church "Sveti Spas" was constructed. After that, in the second period, the outside narthex attached to the belfry, as the west wing of the church, was built - until 1230.

Facade walls, depending on the time of construction, were built in different ways. The oldest part of the church, the so-called main part, has walls formed of tufa blocks and bricks (Fig. 17a). However, the walls of the outer narthex and the belfry, which were constructed later, were built only in stone (Fig. 17b); these walls are characterized by very pronounced roughness, meaning that their plastering was planned during construction. In all cases, lime mortar with natural sand was used as a binder for building. Sometimes its colour was brighter and sometimes darker.

The wall surfaces are painted in bright red today, probably as they were originally. In the past, this colour was achieved using red coloured mortar. Facade interventions so far have been carried out on several occasions, and the last one was in 1996.

Based on the available documentation, it appears that during 1991 and 1992 on the most of the facade areas (north, south and east facade - the so-called main part of the church – Fig. 18); that is, on the parts that are today painted red the repair was performed. This included removal of all mortar layers up to the masonry structure, application of the basic mortar layer in the thickness of 1-3 cm, and then application of the final layer of mortar in the thickness of approximately 1 cm.

Over the finished layer of fresh plaster the facade paint was applied (fresco technique). This paint was composed of three elementary colours (pigments) - one white and two reds.

The western part of the church, narthex and belfry (exonarthex), was plastered in 1996, with the application of the base and finishing layer.



a) *b)*

Fig. 17. Main church part - walls formed of blocks of tufa and brick (a) and outer narthex and the belfry - built only in stone (b)

Figure 18 shows a church with completely finished works on the facade in 1996. These works were carried out in two distant phases, as evidenced by today's colours of facade surfaces - the main part of the church has a darker red colour, while the colour of narthex and the belfry is somewhat brighter.

According to the available documentation and the collected information, it can be concluded that some of the damages occurred on the church facade surfaces relatively soon after the completion of the conservation and restoration works described above. The most noticeable of these damages, which were registered up until 2006, were as follows:

- "craters" with diameter of 10-15 mm, most likely due to the expansion of larger fragments of laminated slag applied in the mortar mixtures;
- white spots - the result of the crystallization of soluble salts during drying, or during transport of moisture from the base to the surface of the plastered wall;
- the presence of meshed cracks in the final mortar layer;
- stains, especially on the part of the northern facade, caused by leaks and salt;
- moistening of the lower parts of the facade because the sidewalks do not "repel" water efficiently from the walls.

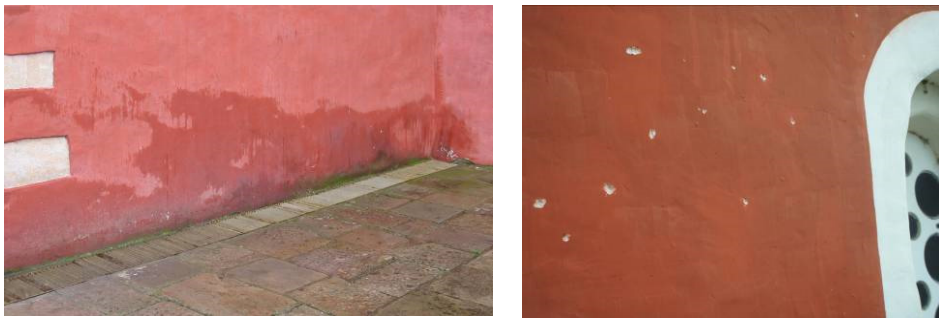
Some of these damages are shown in Figure 20.



Fig. 18. Facade of the main church part built during 1991 and 1992.



Fig. 19. Different colours of the facade of the main part of the church (darker red colour) and of the narthex and the belfry (brighter colour) after the completion of works



a) *b)*

Fig. 20. Details of damages in the form of moisture at the plinth (a) and stains on the facade (b)

Bearing in mind the scope and type of the damages described above, and especially given the cultural and historical significance of the Žiča monastery, it was concluded that in order to bring the facade of the church into a proper condition, appropriate rehabilitation interventions should be carried out.

Considering the findings of the visual-macroscopic examination of the church, the data on the mortar layers based on opening (probing) of the facade at the characteristic points, as well as the analysis and examination of mortar samples taken from the existing facade, it was concluded that the repair interventions on the church, in addition to works on the facade, should include the following works:

1. works on the roof covering,
2. works on horizontal and vertical gutters,
3. works on the sidewalk around the church.

Keeping in mind the works on the facade done in the 1990s, and especially taking into account the fact that many of the present defects on the facade of the church are directly related to the materials used in these works, the rehabilitation interventions foresee the application of adequate factory-produced mortar mixtures, as well as other "finished" materials of a reputable producer. This approach is primarily based on a fact that manufactured materials are of standard quality and that by their application, and under the assumption of proper selection and compliance with all the manufacturer's requirements and recommendations, the final product is guaranteed to be with the required visual characteristics, physical – mechanical properties and durability.

Based on these criteria, for the rehabilitation interventions on the facade of the church "Sveti Spas" in the Žiča monastery, the use of mortar mixtures and other accompanying materials from the manufacturer RÖFIX - Austria was proposed.

All planned materials, in addition to being tested in laboratory conditions in 2009 and 2010, were applied to the facade of the church in 2010, as trial samples with the aim of monitoring their behaviour for at least one year to determine and check their quality after the influence of atmospheric factors. The samples were applied on the northern facade in the lower zone, or in the most unfavourable location (Fig. 21). Because of the lack of financial resources, the works on facade repair have not yet been carried out, so that the test samples on the facade have been in place for eight years, and as it is shown in Figure 21b, the quality of the samples applied has not changed.



a) *b)*

Fig. 21. Trial samples on the northern facade 2010 (a) trial samples today (b)

5. RECONSTRUCTION OF THE BRIDGE OVER THE RIVER MILEŠEVKA NEAR MILEŠEVA MONASTERY

In the immediate surroundings of monastery complex Mileševo, beside the monastery water mill, there was once an old timber bridge. The exact time of its construction is unknown, but according to some historical data it is assumed that it was constructed in the middle of the 19th century. This bridge was destroyed after enormous floods which struck the Monastery and its surroundings at the end of 19th century.

The design of the bridge reconstruction had to be prepared in a way that completely corresponded to the existing written and drawn historical data and adequate preservation conditions. Since a reconstruction of an unique historical engineering structure was in question the design was based both on knowledge on bridge construction at the end of 19th century and even earlier in this region and on authentic data on stone block paving on the part belonging to the bridge and on the right hand abutment which represented the remainder of the destroyed bridge.

Documentation for design preparation were: an old photograph of the bridge (Fig. 22), graphic layouts, plans and cross sections and the river Mileševka regulation.

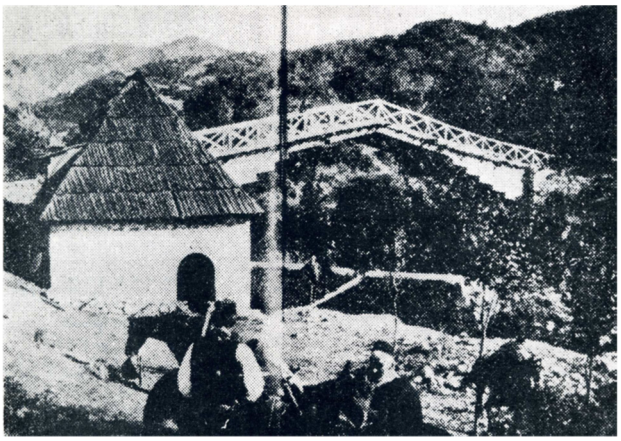


Fig. 22. Old photograph of the water mill and the former bridge

Until completion of the new bridge construction, a provisory two-span structure was used (Fig. 23). The larger span (10.4 m long) was bridged by a steel structure – frame of a freight vehicle, while the shorter span (5.5 m long) was bridged by timber beams. Sheet timber beams and boards existed

partially over these load-bearing elements. The river pier was a concrete block with dimensions 3x3x4 m



Fig. 23. Provisory structure used for crossing the river before the new bridge construction

It was known that the structure of the old bridge, which was destroyed by flood flow at the end of 19th century, was a timber one, supported by massive abutments built with ashlar. Only the right-hand abutment remained until today and it gives certain data on the way that destroyed timber structure was supported. The left-hand abutment was probably destroyed together with the bridge itself. By analysing the existing data - old photographs and surveyed situation, the left-hand abutment was fixed and thus the bridge span size of 17.6 m was defined. The adopted size of the bridge span fits favourably into the transverse profile of the river Mileševka at the bridging site.

The size of the bridge span and authentic historical data point out that the bridge superstructure was an unusually shaped structure. During the late medieval times, and even earlier, a specific system of timber structures characterised by "composite beam" girders was often used in the bridge construction. These girders with several simple cross sections are placed one above other, and overhang toward the middle of the bridged profile. Since the authentic data indicated that the destroyed bridge by the mill had such "composition", same as in case of destroyed bridges in Polimlje (over the river Seljanšica and over the river Lim), there was no doubt while selecting the "system" of the timber bridge – timber structure with main girders consisting of several simple cross sections (six beams one on top of another) with girders in which certain beams gradually overhang toward the centre of the river (Fig. 24). Taking the useful width of the bridge into consideration three main girders spaced at 1.17 m were adopted.

Since the bridge is intended exclusively for pedestrians, useful width of the bridge 2.3 m was adopted.



Fig. 24. Bridge in erection stage

Other details – pavement, bridge guard rail and the shape of the levels are identical to the existing autochthonous historical data.

The main girders were fixed to the abutment using steel anchors and concrete blocks.

Newly designed elements of the abutments were built using old ashlar from the existing – old bank protection wall downstream from the mill.

The main girders, as already stated, were designed as composite beams consisting of six cross sections in system of fixed beam with a hinge in the mid-spam. Some of the beams are coupled by timber dowels (by transverse joints and screws) – Figures 25 and 26.



Fig. 25. Completed bridge from the downstream side



Fig. 26. Completed bridge from the upstream side

Irregular, that is, ununiform arrangement of dowels along the girder resulted from the insight into the old photographs of the destroyed bridge.

The pavement surface was made from timber boards, and a special system for rain dewatering was not planned considering the relatively small length of the bridge and considerable slope of the levels. Three stone steps were made on both approaches to the bridge (Fig. 26) in order to prevent access of vehicles onto the bridge.

6. REHABILITATION OF MASONRY CHIMNEY HEIGHT 105 METERS

6.1. Chimney description

The chimney in question (Fig. 27) is a structure whose masonry part extends from an elevation of 16.0 to 105.0 m in height. That part of the chimney, built from radial brick in the lime cement chimney mortar, has walls of variable thickness - from 77 cm in the lower part to 25 cm at the top. At the very top of the chimney there is a reinforced concrete ring (ring beam) which is protected by a cast iron cap. Below the masonry chimney part, below an elevation of 16.0m, a reinforced concrete structure of the chimney was made.

In order to reduce temperature influences on the supporting structure of the chimney, in zones of greater wall thicknesses, and in the interior of the chimney up to a height of 60.0 m, the so-called. sleeve - inner lining was made. Foundation of the chimney was constructed on a circular concrete slab with a diameter of 20 m, and with bottom of the foundation at level -5.50 m.



Fig. 27. Masonry chimney in Kostolac

6.2. Description of damages and earlier repairs

So far, several repair interventions have been carried out on the chimney. However, these interventions have been relatively unsuccessful, primarily referring to the chimney part above the 60.0 m elevation. In this part of the chimney, the internal surfaces of the bricks were torn down by about 15 cm in depth (Fig. 28), which is why in that part of the chimney in 2006 and 2009 partial repair was carried out, which consisted of removing the decayed brick zones, washing them with water and application of a certain mortar coating over a previously laid welded wire mesh (Fig. 29). This, at that moment, the only possible solution, however, proved to be short-term, since after the first chimney operation cease (during cooling), the mortar layer has separated from the masonry structure. In this way, the cross sections of the masonry chimney tree resulted in the appearance of different thicknesses of the tree, that is, the asymmetry of the cross sections.



Fig. 28. Decayed bricks in the internal chimney surfaces



Fig. 29. Repair of decayed inner chimney surfaces

According to the available documentation, during the repair interventions in earlier periods, cracks were injected on the outside surfaces of the chimney (Fig. 30).



Fig. 30. Cracks and injected cracks on the outside surfaces of the chimney

6.3. Current condition and repair interventions

During the inspection of the exterior surfaces of the chimney, especially at the top of the chimney, cracks that may be considered to be of more recent date than those registered during earlier examinations were observed (Fig. 31).



Fig 31. Cracks at the top of the chimney registered during chimney inspection

In accordance with previous, a detailed program for determining the actual thickness of the chimney wall was developed which included taking out 100 mm core samples and drilling holes, and within which proposed test sites on the chimney were defined (Fig. 32).

Based on the analysis of the submitted core samples, it was concluded that in some places there were significant damages to the chimney tree above 60.0 m - above the level where no sleeve exists within the chimney. In some places the wall thickness was measured about 10 cm less than the designed thickness.

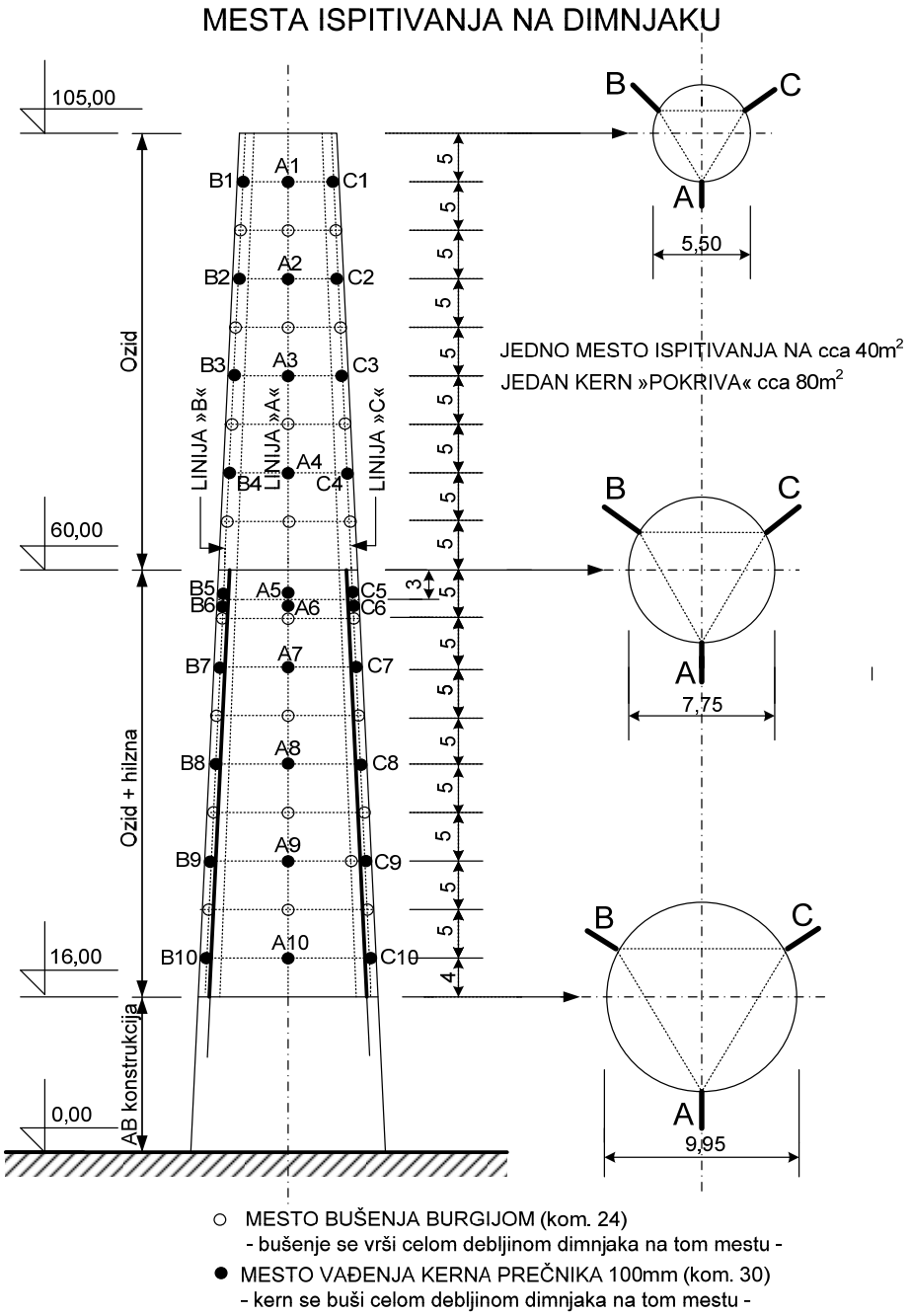


Fig. 32. Chimney test sites for wall thickness investigation

Very significant differences in wall thicknesses exist even below the 60.0m elevation, where the measured wall thicknesses were 20-25 cm smaller than designed.

Based on the analysis of investigation findings, it was concluded that two basic deficiencies related to the current state of the chimney should be repaired:

1. Reinforcement of the chimney lining (chimney tubes) to meet the load-bearing conditions and safety of the structure with respect to the action of seismic forces;
2. Reinforcement of masonry structure - chimney lining at the top, where damage to the chimney wall was very significant.

In case 1, reinforcement in a form of reinforced concrete structure "leaning" against the chimney, consisting of 8 pillars evenly spaced at the base (starting from the foundation) and 14 horizontal circular ones - ring beams evenly distributed along the height of the chimney (Fig. 33), was foreseen. These reinforced concrete elements were coupled to the masonry structure of the chimney via

appropriate anchors, thus allowing the chimney to accept seismic loads corresponding to VIII degree of seismic intensity according to the MCS scale.

The second intervention involved the "reinforcement" of the chimney in a zone that was constructed without the so-called sleeve - a firewall inside the chimney that protects the bricks from the action of high smoke gas temperatures. It is intended that this "reinforcement" be made in a form of a wall of solid facade brick 12 cm thick, by which the chimney will be walled from the outside, so that this wall (58.50 m high) will fill all the fields obtained between the reinforced concrete columns and horizontal circular ring beams. The "lining" wall in question is joined to the existing chimney pipe via stainless steel anchors.

This way of repairing the upper part of the chimney was chosen, on the one hand, to strengthen this part of the chimney, which was significantly damaged. On the other hand, works on this type of repair could be performed even when the chimney is in operation, which was a request of the Investor.

An appropriate scaffold was designed for the rehabilitation works (Fig. 34).

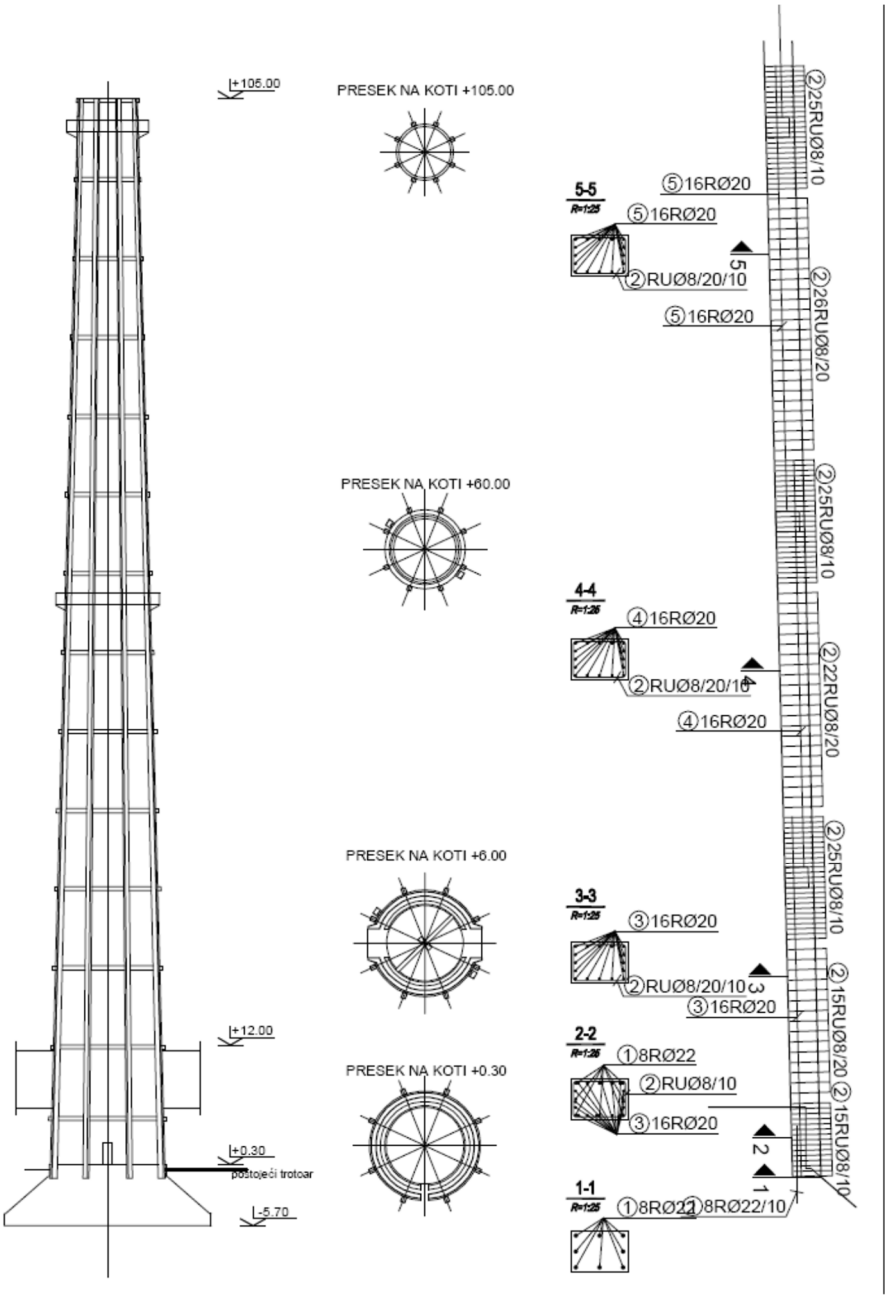


Fig. 33. Layout of repaired structure – horizontal and vertical RC ring beams



Fig. 34. Chimney repair works

7. RECONSTRUCTION OF THE ROOF STRUCTURE OF THE CARMEL MONASTERY CHURCH IN SOMBOR

7.1. Structure and roof description before reconstruction

The Church of the Carmel Monastery in the centre of Sombor is also known as the Church with Two Towers (Fig. 35). Construction of the church began in 1860 and was completed in 1904. Its base dimensions are 58x25 m, where in structural terms the church is a masonry structure with a timber roof structure.



Fig. 35. Carmel monastery church

In addition to large outside walls, which are almost 2 m thick, the masonry structure of the building consists of two rows of middle columns with cross sections of approximately 160x160 cm, which are longitudinally positioned in relation to the structure at axial distances of approximately 7.6 m.

Above the described masonry structure a timber roof structure was constructed. It is a very complex structure which is a combination of queen post roof truss and a roof with a hanger in the middle of the span (Fig. 36).

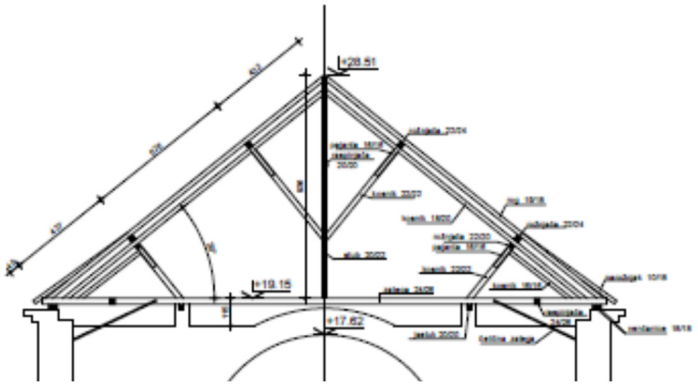


Fig. 36. Main roof structure before repair

7.2. Visually-macroscopic examination results

Visually-macroscopic examination of the roof structure revealed significant damages to the roof cladding (crown tile), as well as the battens over which it was placed (Fig. 37).



Fig. 37. Snow drifts on the roof structure as a consequence of roof cladding and battens damages

In addition to the roof cladding damages, the examination revealed following damages to the roof structure:

- rot, which is present in many places (Fig. 38a);
- a wormhole, in a very large number of timber elements (Fig. 38b);
- loosening of some connections (Figures 39a and 39b);
- deformations (deflections) of structural elements, (Figure 39c);
- cracks in timber (Figure 40a);
- fractures of a certain number of timber elements (Figure 40b).

a) b)



Fig. 38. Details of rot (a) and wormholes (b) in timber elements

a) b) c)



Fig. 39. Two cases of damages - loosening of connections of structural elements (Figures a) and b)) and very pronounced deflection of purlin (Fig. c))

a) b)



Fig. 40. Crack in the horizontal beam (a) and element fracture between trusses (b)

7.3. Condition of the structure analysis and proposed repair interventions

Based on the findings related to condition of the roof structure in question and their analysis, it was concluded that this structure requires very radical repair interventions immediately.

Considering all the problems observed in the existing roof structure, two solutions were considered: the first meant repair of the existing structure, while the second meant that, instead of the repair, a completely new, modern glulam roof structure be made. After considering in detail all the advantages and disadvantages of both, the second solution was adopted, which, among other things, guarantees the functionality, serviceability and durability of the structure over a period of time that could be measured in hundreds of years.

7.4. Design and construction of the new roof structure

When the new glulam roof structure was designed, shape of the existing roof structure was considered, that is, the inclination of the main roof planes, its elevations and the roof design itself (Fig. 41, 42 and 43).

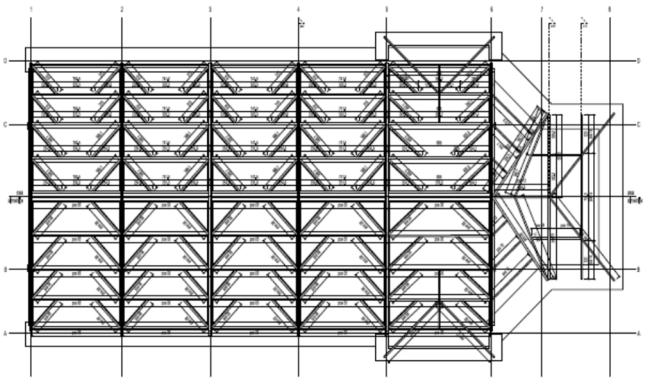


Fig. 41. The new roof structure layout

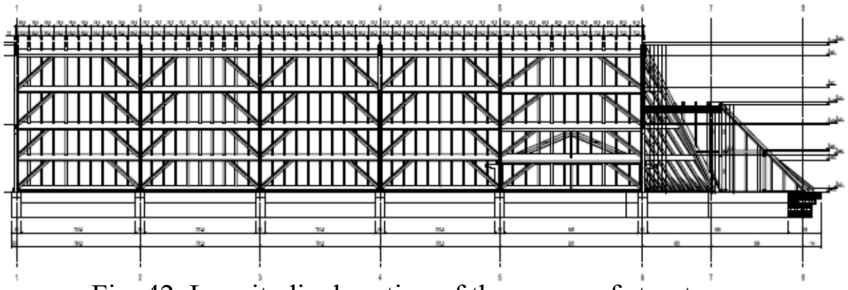


Fig. 42. Longitudinal section of the new roof structure

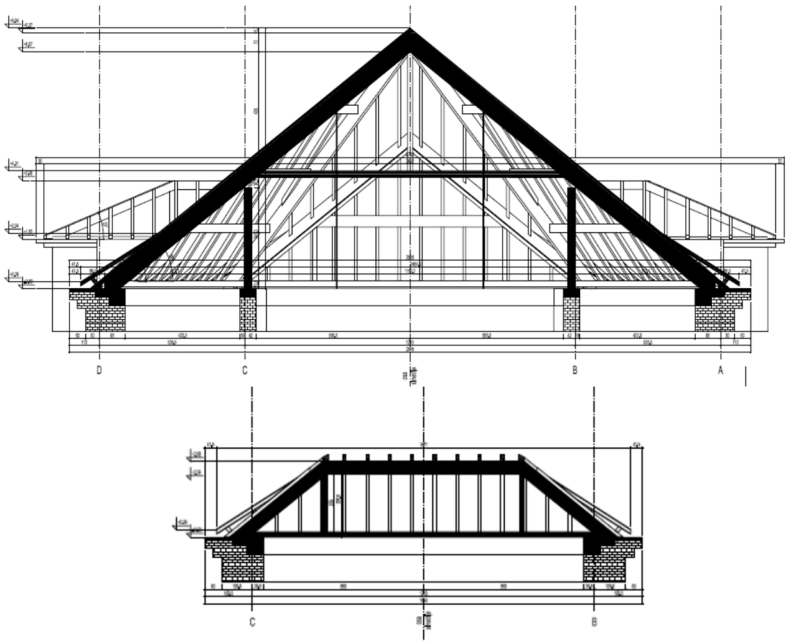


Fig. 43. Cross sections of the new roof structure

Positions of the new roof structure supports were conditioned by the existing walls, whereby it was intended that reinforced concrete ring beams be constructed over the upper surfaces of the walls - along the entire length of the walls.

The roof structure shown in Fig. 41, 42 and 43 is designed as a system of primary main trusses connected by secondary beams - purlins with corresponding diagonal braces, over which tertiary beams - rafters are placed.

All connections between timber elements within the truss were constructed using suitable steel elements. Some characteristic details of roof construction are shown in the following photos.

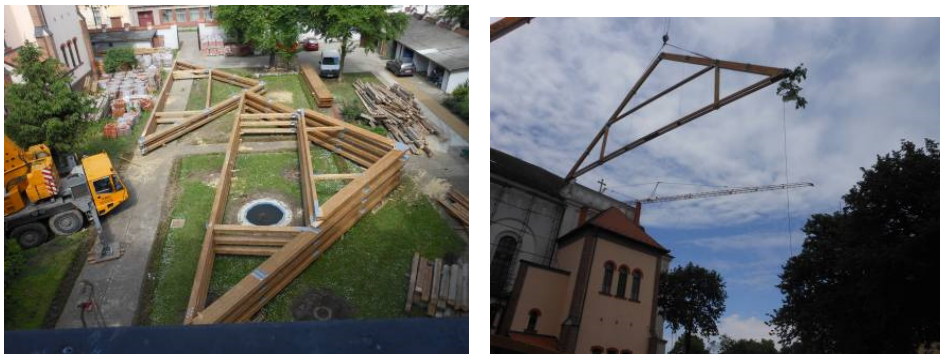


Fig. 44. Main roof trusses construction

a) b)



Fig. 45. Part of the completed roof structure from the inside



Fig. 46. Works on the roof part above the church alter



Fig. 47. View of finishing works and completed roof

8. REHABILITATION OF THE LIGHTHOUSES AT THE MOUTH OF TAMIŠ INTO DANUBE

8.1. Lighthouse description

The lighthouses at the mouth of Tamiš into Danube were built in 1909 and are only twin lighthouses in Europe (Fig. 48).

Lighthouses 1 and 2 are visually identical, and they are composed of conical base parts - "pins" - made of stone and:

- towers with circular foundations of grouted bricks, built on the platforms - upper bases of tapered cones;
- roofs of the towers, which are erected on metal bars and intended for lights.

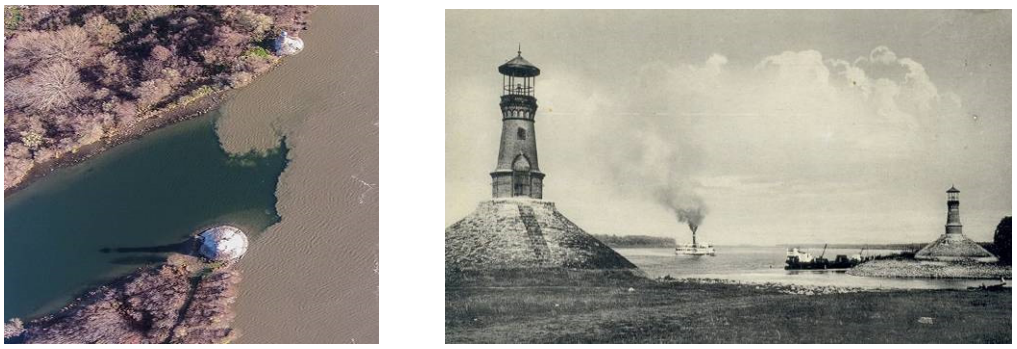


Fig. 48. The lighthouses at the mouth of Tamiš into Danube –then and now

The base platforms are reachable via two identical stone staircases. In both towers, one staircase is on the opposite side of the water, which leads to the tower entrance, while the other staircase is on the opposite side - towards the water.

Towards the water, anchors for anchoring the vessels at both lighthouses were constructed. These are anchored in concrete blocks that are supported by rubbles of broken stone, and, in addition, they are connected to the stone mass in the rear - pedestals of the towers.

8.2. Damage description

By visual-macroscopic examination of both lighthouses, it was concluded that within their "pins" there are practically identical erosion damages, which consist of the following:

- the stone cladding was characterized by a large amount of damage in a form of cracks (Fig. 49);
- a very pronounced crack of circular shape also existed at the connection of the lighthouse tower pedestal and the stone cladding;
- due to Danube flow influence, and especially due to waves impact, the stone cladding in the lower "pin" zone had a very large amount of erosion damages (Fig. 50);
- due to Danube flow influence and waves impact, the structural assembly of the "pin" - the core made of broken stone - was partially destroyed, in some places there was even a "stripping" of the soil, which was taken away by the Danube together with a part of stone material (Fig. 50);
- due to Danube flow influence, and especially due to waves impact, the stone cladding in the lower "pin" zone had a very large amount of erosion damage, which was also significantly contributed by vegetation that led to additional damages to "pin" surfaces (Fig. 51).



Fig. 49. Cracks in stone cladding



Fig. 50. Damages to lighthouse basis "pins"



Fig. 51. Vegetation in "pins" and staircases

8.3. Repair interventions

Repair works began with cleaning of the entire "pin" surface from vegetation (roots), as well as a complete removal of the stone cladding from the "pin" part intended for rehabilitation. In addition, all soil parts were removed in order to reach the "healthy" surface of the existing mud-stone embankment.

As part of the initial phase of rehabilitation, a trench was excavated on a part of the lower base of the "pin" approximately 44 m long, 80 cm deep and 150 cm wide. This trench was required for the construction of a reinforced concrete "pin" base intended to support a new "pin" structural assembly, which should have started from that level (Fig. 52 and 53).

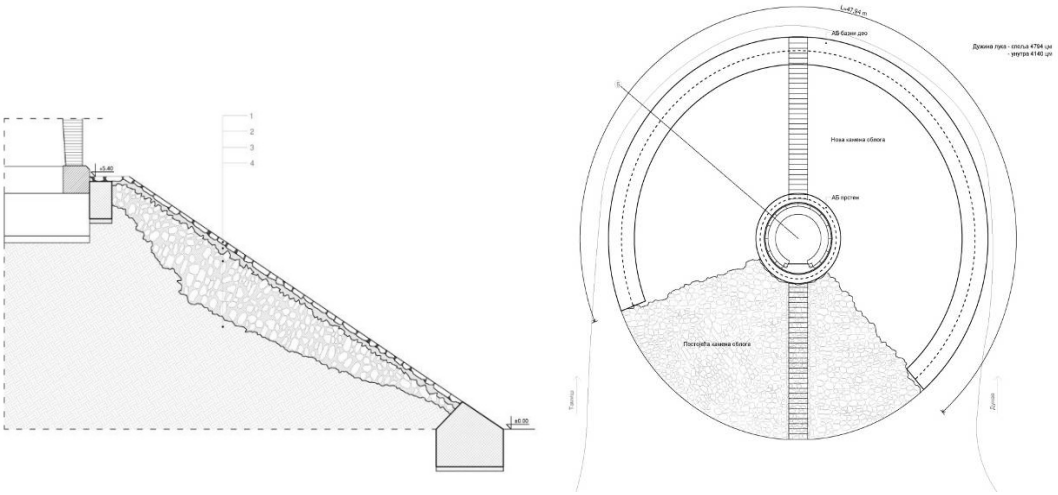


Fig. 52. Layout and cross section – new design



Fig. 53 Trench excavation

In addition to the above described reinforced concrete base part within the lower "pin" base, a reinforced concrete ring with a cross section of 50x80 cm within the upper "pin" base was constructed. This ring fully enclosed the existing foundation of the lighthouse tower, and coupled with that foundation contributes to stability of the structure (Fig. 52 and 54).

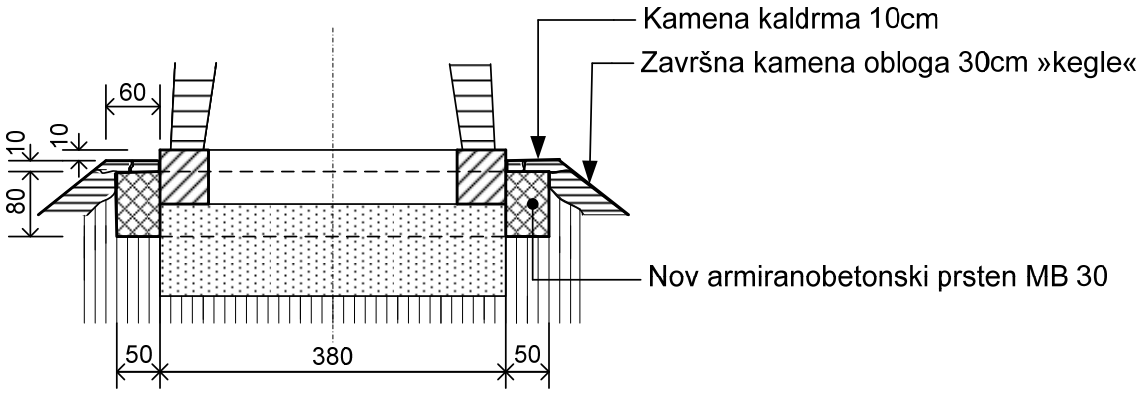


Fig. 54. Reinforced concrete ring underneath the tower

In the next phase of construction, a new "pin" structural assembly was constructed. This assembly consists of rubble concrete with pieces of stone 15 to 30 cm thick, over which a new stone cladding about 30 cm thick was placed (Fig. 55).

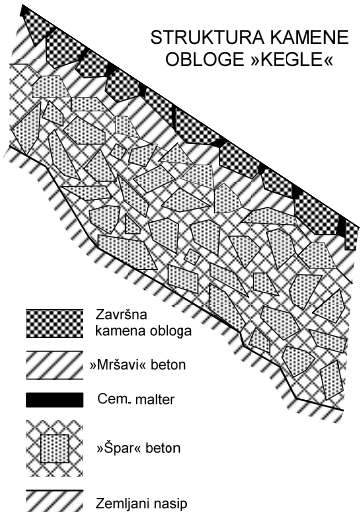


Fig. 55. New "pin" structural assembly

Upon completion of the new "pin" stone cladding, the joints between the embedded stones were treated with cement mortar (Fig. 56).

As part of the works, new staircases towards the water were also constructed.

Due to unfavourable circumstances, rehabilitation of the lighthouses was carried out in October, November and December of 2016, at very unfavourable weather conditions, i.e. high level of Tamiš and Danube, so the contractor had to apply some unusual methods of construction. Due to water presence, while constructing lighthouse base rings, concrete was first installed and afterwards reinforcement was incorporated into the fresh concrete (Fig. 57).



Fig. 56. New stone cladding construction



Fig. 57. Concrete works on base ring under water



Fig. 58. Rehabilitated lighthouse

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

IP - 3
mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

NOVEL METHODS OF MONITORING CONDITION AND TRAFFIC LOAD EFFECTS OF BRIDGES

Aleš ŽNIDARIČ[1]

ABSTRACT

Efficient bridge management, a precondition for optimal balancing of maintenance costs, potential risks and overall bridge performance, requires accurate information on the state of the structure. One of the key performance indicators used in the process is structural safety of bridges, which requires knowledge of actual condition and capacity on the structure's side and in-depth information about the heavy traffic on the loading side of the equation. Structural safety assessment is primarily needed for ageing and deteriorated bridges that are close to the end of their life cycle or for bridges that have been exposed to an accident or natural disaster. Actual safety is often difficult to prove, primarily because the traditional analytical methods tend to be conservative and do not account for the true condition and behaviour of a bridge under loading. To avoid unnecessary remedial actions, such as strengthening or even replacement of bridges, it is therefore beneficial to use in-depth analysis, in combination with structural and material testing.

The paper describes the bridge inspection and condition assessment practice in Slovenia, the current procedure that is in place for almost 30 years, and some improvements that are currently under development. They, among others, focus on application of unmanned aerial vehicles – the drones. Then, the paper discusses the role of actual traffic loading in bridge assessment. It describes the bridge weigh-in-motion technology, which efficiently measures parameters that are critical for optimal bridge analysis: axle loads and spacings of all heavy vehicles that cross the structure, influence lines, distribution of loading over structural members and dynamic amplification due to bridge-vehicle interaction. Knowing the statistical values of these parameters significantly reduces uncertainties associated with the load effects. In addition, applying measured, not assumed data, allows reducing the selected safety levels (partial safety factors or risks of failure) used in the analyses. This all contributes to more optimal spending of infrastructure maintenance funds.

Keywords: *Bridge; Condition; Structural Safety; Weigh-in-Motion; Key Performance Indicator*

[1] Assist. Prof., PhD, Director, Slovenian National Building and Civil Engineering Institute, Ljubljana, Slovenia, ales.znidaric@zag.si

1 INTRODUCTION

Quality data is the key for optimal management of bridges. The fundamental information, which is systemically collected, is condition of the structures. As a result, most European countries have developed bridge inspection and condition assessment methodologies [1], which are generally based on similar principles, but are unfortunately not always coherent. This makes comparing of the approaches and the results of bridge inspection practices throughout Europe a challenging process. Rapid development of new technologies in the last decades also allowed enhancing the former man-dominated inspection techniques with modern alternatives, such as the unmanned aerial vehicles (UAV) or drones. The condition evaluation practices and the potential applications of UAVs are discussed in sections 2 and 3 of this paper.

It has been accepted for many years that condition is a significant, but not the most important bridge performance indicator. As bridges are not supposed to fail and cause injuries or even casualties among the users, it is of the upmost objective that they safely carry all the loadings. As a result, the design and assessment techniques have always been conservative. This is beneficial in the design stage which has to incorporate numerous unknowns associated with varying condition and loadings along the bridge lifetime. However, if assumptions instead of true information are used for the assessment of an existing bridge, in particular if the goal is only to extend its lifetime for a certain number of years, this may result in exaggerated actions and unnecessary overspending of the limited maintenance budgets.

Therefore, to realistically assess structural safety, the bridge engineer must know at least the design capacity of the structure, how current condition affects the resistance of its critical members, what the true loadings on the structure are and how these actions are transformed into load effects. Among the loadings, the one caused by traffic is among the most varying ones, and affects greatly the results of structural safety analysis. Fortunately, it can be efficiently measured with the weigh-in-motion (WIM) techniques, as explained in section 4. Bridge safety assessment is particularly efficient if information about the true static and dynamic behaviour of the bridge under loading is available. Then the analytical models can be calibrated, which in most cases means prescribing less conservative remedial measures. On older bridges it is often sufficient to prevent further deterioration instead of its strengthening or even replacement. Section 5 describes how some key bridge performance indicators can be measured with a bridge WIM system.

2 EVALUATION OF CONDITION OF BRIDGES

Bridge inspection procedures and condition assessment methods (system of inspection, catalogues of damages etc.) are similar in most European countries, but the method used for quantification of a condition rating varies. Generally, evaluation of the whole structure's condition based on the condition assessment of its elements can be grouped into two approaches [2]:

1. *Cumulative condition rating*, where the most severe damage on each element is summed for each span of the superstructure, each part of the substructure, the carriage way and accessories. The final result is the condition rating for the structure, which is used for a preliminary prioritisation of the structure.
2. *Highest condition rating* of the bridge components as the rating for the entire structure.

2.1 Bridge inspection practices in Europe

Bridge administrators in most European countries have created or adopted systems for managing bridge stock [1]. All have common roots and similar rules and the inspections are generally performed at similar time intervals by people of similar experience and qualification. Yet, they are incoherent. For example, condition rate 4 in Polish system means *satisfactory* and in the geographically close German system *inadequate*. Similar ratings may also have different meaning due to different tolerances for damage used in these systems. Inspection/monitoring practices also differ considerably from one country to the other.

Inspection of other highway structures differs even more than for bridges. Most countries have inspection strategy for tunnels, but culverts and other shorter bridging structures have generally lower priori-

ty and are not regularly inspected. In many countries even the inventory of culverts is non-existent or incomplete. Even worse is the situation with retaining and supporting walls. They are mostly subjected to *superficial inspections* only, with the exception of newer anchored walls, which some countries inspect and monitor regularly or on special request.

More detailed description of types and intervals of inspections is given in [3], [4] and in [5].

2.2 Bridge inspection practice in Slovenia

For the last 30 years, all bridges on the Slovenian national road network are regularly inspected every second year. Every third inspection, every sixth year, is a main one, meaning that all bridge parts, also under water, must be inspected from a touching distance. All damages are rated based on their type, size, extent, and their influence on structural safety. These individual *damage values* are summed to calculate the so-called *ratings* of the parts of the structure (substructure, superstructure, expansion joints, bearings, furniture, and pavement) or the entire bridge [6]. All results are stored in a web-based software *eBridge*, from which reports are generated. If the results of a bridge inspection are not satisfactory, a detailed inspection is prescribed which includes various material and structural investigations, including the soft load testing described in section 5.2.

Fig. 1 shows the main window of *eBridge* application, with a list of inspections and the following information: date of last inspection, the leading inspector, damage ratings of substructure, superstructure, pavement and furniture, and, if available, information about the results of structural safety assessment. This not only includes the rating factor (RF) value [6] that for safe bridges must be greater than 1, but also the level of data that was used (design information or experimental data for resistance, loading schemes from codes or from WIM data, complexity of structural analysis etc.).

Fig. 2 displays the main form for a bridge, with the basic geometric information, its location, characteristic photos, links to various associated files, that chart of recent damage ratings and the list of recent inspections. More information about the present bridge inspection and condition assessment practice in Slovenia is given in [6]. The process itself is currently under major revision, to be updated with the latest experiences and to incorporate new types of bridges that were not considered 30 years ago when the backgrounds of the present system were developed. At the same time, new inspection techniques, in particular related to the drones, are being investigated.

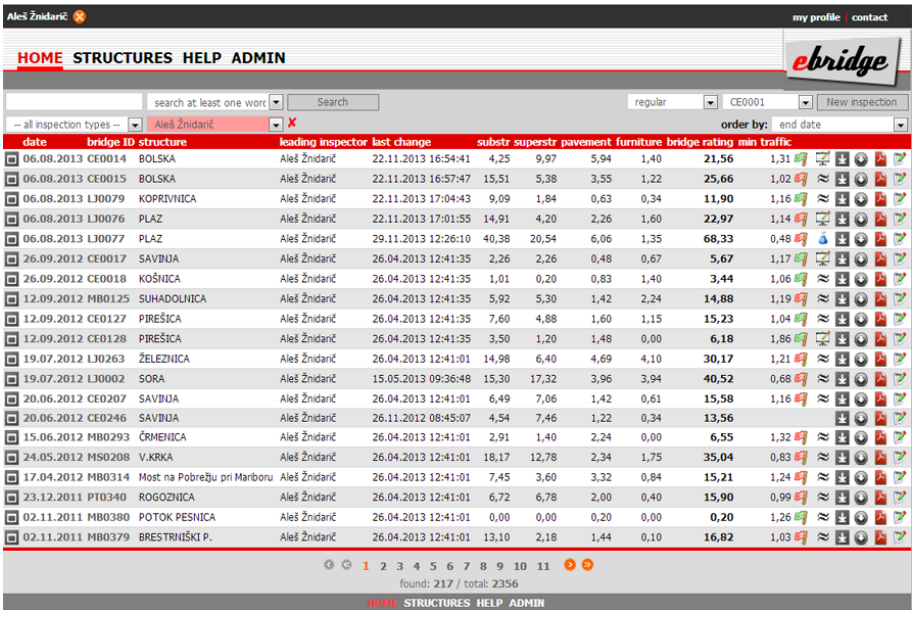


Fig. 1. eBridge software – the list of last inspections, current condition ratings, structural safety (Rating Factor) information and tools for searching and filtering the database

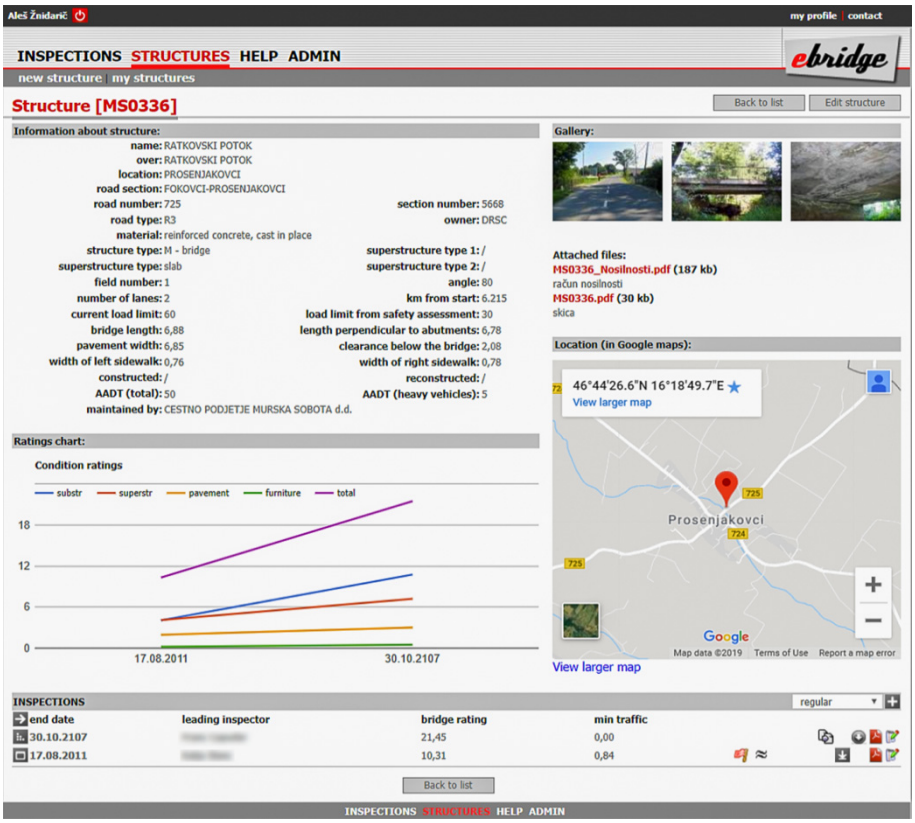


Fig. 2. eBridge software – general information of a bridge with list of inspections

3 BRIDGE INSPECTION WITH UNMANED ARIAL VEHICLES

Bridge inspection techniques throughout the world are still primarily relying on humans. This has many advantages (no automation can at this stage replace an experienced engineer) but has also a number of drawbacks. The most obvious are subjectivity of the result, due to different level of knowledge and experience of the inspectors, and the amount of efforts and physical skills needed to inspect larger and difficult to access structures.

Until recently applications of unmanned aerial vehicles (UAV) or drones were primarily associated with places which are difficult to access. This is particularly useful when inspecting large bridges that would normally require special vehicles, hoists or personnel with climbing skills. If a drone is equipped with infrared sensors, the potential of the non-destructive detection of damage can be significantly improved. Recently, a feasibility study was performed to investigate the use of drones to acquire two critical performance indicators associated with concrete bridges: extension and location of delaminated concrete and position and width of the cracks.

3.1 Concrete delamination

To investigate the feasibility of using an IR camera to detect delaminated concrete, three concrete blocks were built (Fig. 3, left), each with two pieces of 4-mm thick expanded polyethylene foam to simulate delaminated concrete layers. The concrete cover over the foam was 1 cm for the first two and 3 cm for the third block. One block with 1 cm cover contained a reinforcing steel mesh. Two types of active thermography were investigated:

1 Initially, each block was heated with metal halide lamps that radiated 800 W/m^2. The example in Fig. 3, right, displays the measured surface temperature of the third block over time and the thermal images at four characteristic points. During the entire heating period the location and size of the delamination foam inserts could have been detected in all three concrete blocks. After about 5 minutes of cooling the identification of delaminated parts became harder and after around half an

hour these were difficult to detect. After 50 minutes, only those within the block with reinforcement remained visible. After 90 minutes no delaminated parts were seen any more.

2 Afterwards, all three blocks were exposed to environmental heating and cooling (Fig. 4, left). The temperature and flux density were monitored continuously for 24 hours. Some characteristic thermal images captured during the cooling period are shown in Fig. 4, right. The thinner concrete cover and presence of reinforcement increased detectability of delaminated areas. In all cases, the detection was effective between 10 PM and noon the day after and non-effective in the meantime. It should be noted that these specific tests were performed during the summer period, with the temperatures ranging between 17 and 22°C.

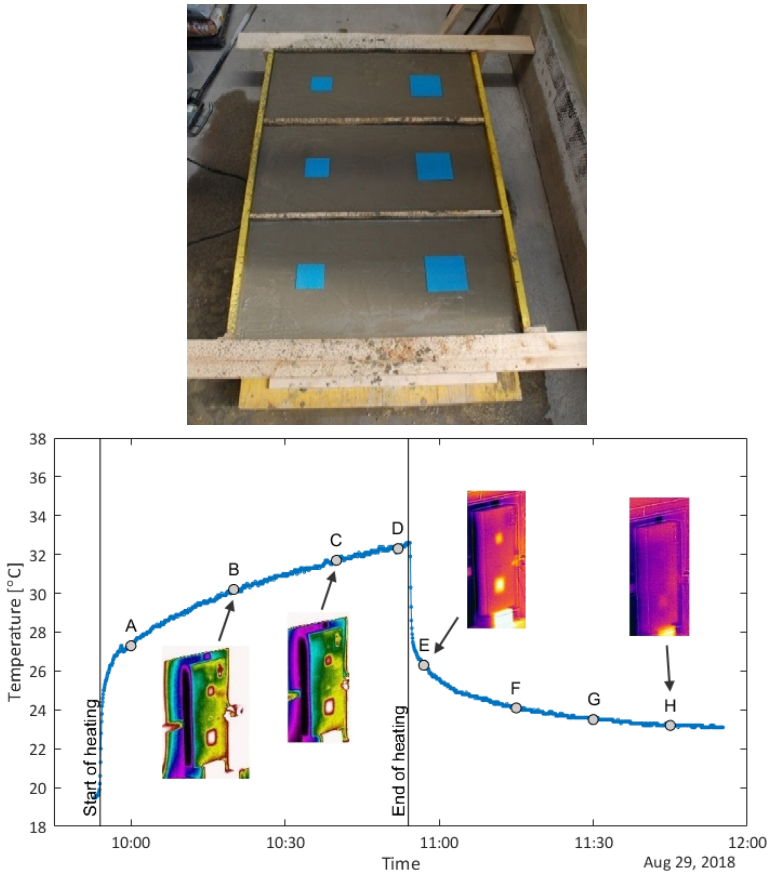


Fig. 3. Concreting of the test blocks for delamination detection (left); temperature record and some characteristic thermal images of the block with the 3-cm cover (right)

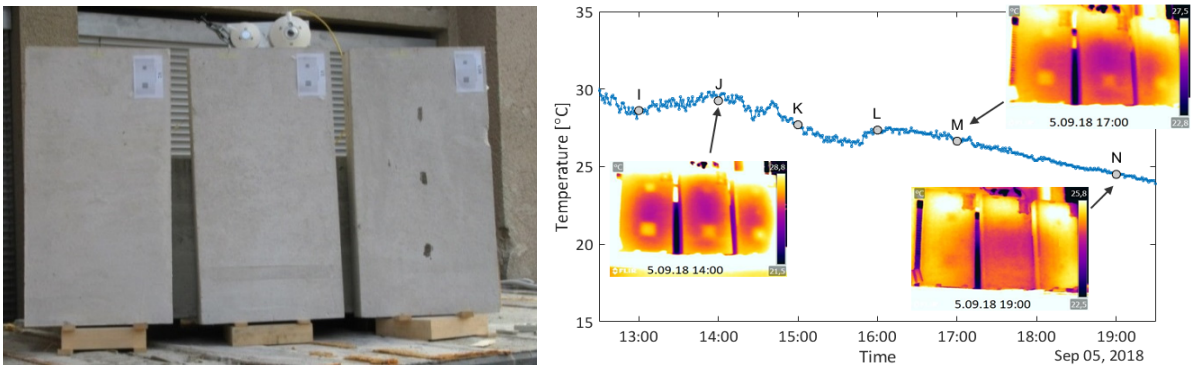


Fig. 4. Concrete blocks exposed to the environmental heating and cooling (left), thermal images of concrete blocks captured between 12.00 and 19.30 (right)

3.2 Concrete crack detection in the laboratory

The efficiency of crack detection with UAV was first tested on a concrete block in the laboratory, where 0.1 mm to 0.5 mm wide cracks were induced by a hydraulic setup. The camera setup was as following: picture resolution 5300 × 4000 pixels, RAW format, distance of recording 7.5 m and focal length 175 mm. To simulate the natural light during the acquisition, the blocks were illuminated with reflectors, to attain the concrete surface brightness between 1250 and 1350 lux. Based on the data, the 3D models of individual blocks were created. The results showed that the 0.1 mm wide cracks were clearly visible from the images, but their exact width was difficult to measure. Cracks of 0.2 mm and wider could have been measured from the 3D model with reasonable accuracy.

3.3 Detection of damages on the test bridge

After the laboratory tests, the feasibility of damage detection with UAV was demonstrated on an existing 8.9 m long integral slab bridge. The image capturing system comprised of an optical sensor and a thermal camera, an ultrasonic sensor for precise point cloud acquisition and an infrared sensor for scanning above the UAV. All sensors were real-time geotagged from the ground station and UAV. From the collected data a 3D model in a precise coordinate system was created in which the damages were measured. The model was converted into the popular *dwg* format, in which cracks, concrete delamination and visible reinforcement were marked (Fig. 5). For verification, the conventional crack detection procedure with a crack width gauge was applied.

Fig. 6, left, shows the thermal image of an abutment. The right photo shows the results of systematic tapping of the surface with a hammer, a time-consuming process which result depends on the consistency and skills of the bridge inspector. Both methods detected similar delaminated areas.

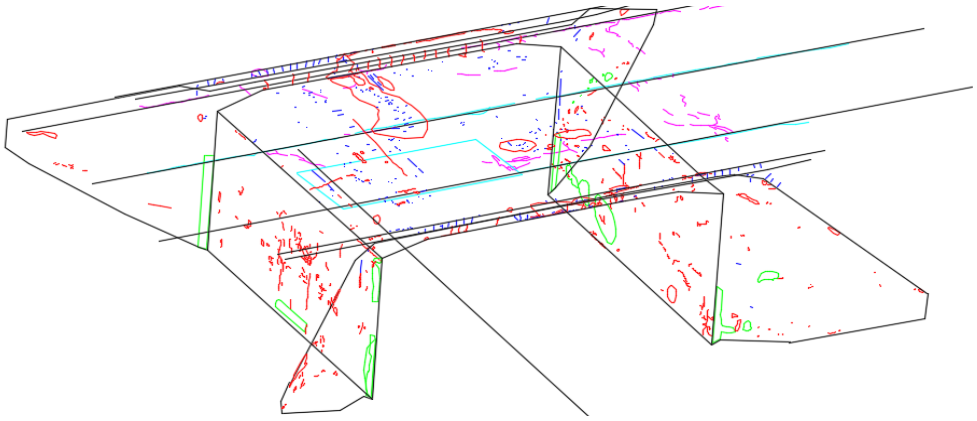


Fig. 5. 3D model of the test bridge



Fig. 6. Thermal image of the abutment (left) and delaminated areas detected by the hammer tapping technique (right)

4 TRAFFIC LOADING AND BRIDGE WIM

High axle loads are responsible for considerable part of road and bridge damage. Accurate freight traffic information is therefore essential to support transportation planning, infrastructure assessment and decision making activities. Weigh-in-motion (WIM) systems are regularly used to collect axle load (AL) and gross vehicle weight (GVW) information. Despite the dynamic interaction between the vehicles and the pavement, which affects accuracy of the results, WIM is recognized as the only method which provides unbiased axle loads of the entire population of vehicles, including the overloaded ones. Two groups of WIM systems exist, the ones that weigh with sensors built into the pavement and the bridge WIM systems.

Bridge weigh-in-motion (B-WIM) systems transform the existing bridges or culverts into undetectable weighing scales [7]. The structures are instrumented with axle detectors and strain measuring gauges on the main longitudinal members and measure response of the structure under the moving vehicles. The method itself was introduced 40 years ago [8] but has initially not been commercially successful, despite its obvious advantages. It became popular only in Australia, where it evolved into a system that replaced bridges with culverts [9, 10]. Based on the original theory two prototype B-WIM systems were independently developed in the early 1990's in Slovenia and in Ireland. Some work had also taken place in other countries, particularly Japan [11] and Canada. Then, in the 1990's, B-WIM was extensively studied in two European research projects: the COST 323 action "Weigh-in-Motion of Road Vehicles" [12] and especially in the European Commission (EC) 4th Framework Programme (FP) project "WAVE – Weighing of Axles and Vehicles for Europe" [7]. This research emerged in a commercially available system, called SiWIM®, which has been since constantly improved [13, 14]. The SiWIM® system has been further improved within the EC 7th FP projects TRIMM and Bridgemon [14, 15, 16].

Bridge WIM is particularly appropriate for:

- shorter, up to several weeks measurements, as the sensors and the hardware can be easily installed and detached from the structure,
- sites, where cutting into the pavement is not allowed or is not feasible due to the heavy traffic,
- bridge assessments, by evaluating some key bridge performance indicators: strain levels, true influence lines, dynamic behaviour of the bridge and load distribution between the girders.

In the last 20 years, some alternative B-WIM algorithms emerged, for example by including bridge-vehicle interaction through the Moving Force Identification approach [17, 18, 19]. Today, B-WIM research is regaining attention in the USA where its research is pursued at a number of universities [20, 21, 22, 23, 24].

5 BRIDGE WIM AND BRIDGE ASSESSMENT

Assessing the safety of existing bridges, either because the traffic has increased or their carrying capacity has reduced due to deterioration, typically lacks reliable information. Still, as bridges are designed conservatively, they are most likely safe, but this needs to be proven. In other words, the objective of bridge safety assessment is to verify that a bridge has adequate capacity to safely resist specific loading levels/effects [25, 26, 27]. Efficient assessment employs gradually detailed information, by progressively adding results of material testing and of measurements of loads and bridge performance under traffic.

To make structural analysis quicker and more cost effective, the EC 5th FP project SAMARIS (Sustainable and Advanced Materials for Road Infrastructure) [28] and EC 6th FP project ARCHES (Assessment and rehabilitation of Central European highway structures) [29] proposed two new approaches: soft load testing (SLT) and optimized evaluation of the dynamic amplification factor (DAF). Both are based on SiWIM measurements and optimise the results of bridge assessment, with the final goal to rationalize resources for road infrastructure maintenance.

5.1 Site specific traffic load modelling

Reliable WIM data source used for traffic load modelling on bridges should contain records of at least 100.000 heavy goods vehicle [30]. Individual vehicle records must be captured with precision of at least 1/100 of a second, which is not guaranteed by all WIM systems.

Calculation of static load effects from WIM data

Static load effects, Q_S, are calculated for all relevant loading events on the bridge, by combining axle loads of the measured vehicles with the bending and shear influence lines:

$$Q_S = \sum_{i=1}^{N} AL_i I(x_i) \tag{1}$$

where AL_i is the weight of the axle i, N stands for the number of axles of the vehicle and $I(x_i)$ is the value of the influence line due to axle i at location x. This approach was proposed by a number of authors [8, 13, 31, 32]. In theory, the shape of the influence lines depends on the bridge span and its boundary conditions (simply supported, integral, continuous etc.). It will be shown in section 5.4 that the true influence line can be considerably different than the theoretical one.

Simulation of extreme load effects

Results used in structural assessment are typically presented as maximum expected load effects (moments and shear forces) at critical sections of the bridge. Statistical distributions, like Gumbel, Fréchet or Weibull, or even Normal, are mostly used to fit the tail of the distributions and to extrapolate to the ultimate expected values [33, 34]. Alternatively, detailed simulations can be applied to forecast the extreme load effects [35]. An efficient tool for calculating maximum expected load effects on shorter bridges is the convolution method. It assumes that these occur due to one heavy vehicle in each of the two lanes of traffic [36, 37, 38]. This limits its application to bridges with influence lines shorter than approximately 30 to 40 meters, which, fortunately, includes well over 90% of all bridges [39].

In this statistical approach, the static load effects for both lane are considered as two independent probability mass functions (PMF), f_X and f_Y. Both functions are convoluted to obtain a new PMF f_Z that represents all possible load effects generated by pairs of vehicles from both lanes [30]:

$$f_Z(z) = \sum_{k=-\infty}^{\infty} f_X(k)\, f_Y(z-k) \tag{2}$$

In the next step, the cumulative probability density function $F_Z(z)$ is calculated. Finally, to determine the extreme load effect Q_{max} in a selected time period z, typically 25 years for limited and 75 years for normal lifetime, the extreme value theory is applied [40]:

$$Q_{max}(z) = \big(F_Z(z)\big)^{N_T} \tag{3}$$

where N_T is the number of critical meeting events in the selected period, estimated from B-WIM results.

5.2 Soft load testing

The concept of *soft load testing* (SLT) was introduced in the project SAMARIS [28]. Its main goal is similar to that of the traditional load tests: to measure the response of the structure under traffic and to update the analytical model of the bridge. Using B-WIM systems means no need for pre-weighed vehicles to load the bridge, as during a traditional diagnostic load test, and the bridge is left opened for the traffic during the measurements. Furthermore, due to the lower load levels, there is no risk of damaging the structure, which is one of the main concerns with proof load tests of very old bridges.

SLT primarily means to measure the true influence lines, which, particularly on older shorter bridges, differ considerably from the theoretical ones. The most common reasons are restricted rotations of the

supports and insufficient knowledge about the design and construction details. Further improvements of the structural model are achieved with measurements of girder distribution factor (GDF), which goal is to evaluate share of traffic loading over structural elements. Finally, from measured responses, the true dynamic amplification factors (DAF) can be assessed. All these parameters are based on thousands of records and are provided with at least their mean values and standard deviations.

In addition to its benefits, the SAMARIS project also pointed out that SLT is not intended to predict the ultimate state behaviour of a bridge but rather to optimize its structural model at serviceability level, i.e. to assess the bridge for the current traffic loading. It should be used by experienced engineers who know how bridge might behave under loading heavier than captured with measurements.

5.3 Dynamic amplification under traffic loading

Dynamic behaviour of bridges is primarily excited by vehicles rolling over the uneven pavement surface. On the approach to bridges this dynamic excitation is exacerbated by potholes or settlements. The degree of vibration depends on the type of the vehicle, its speed, mass and suspension characteristics, and varies substantially from one vehicle to another. Reasonably good estimates of realistic dynamic responses can be calculated with advanced finite element modelling which accounts for bridge-vehicle interaction [41, 42], but the procedure is time consuming, difficult to calibrate and cannot consider all vehicles that may appear on the bridge. Alternatively, a procedure has been developed that calculates the dynamic amplification for all crossing vehicles, using a common dynamic amplification factor (DAF) definition [42, 14]:

$$DAF = \frac{\varepsilon_T}{\varepsilon_S} \tag{4}$$

where the total load effect ε_T of vehicles from free-flowing traffic is typically, but not always larger than its static component ε_S. In the case of SiWIM, ε_T equals the maximum measured strain amplitude, and ε_S is approximated with the maximum value of the estimated static response [43].

Several recent theoretical studies [41, 42], research projects SAMARIS [28] and ARCHES [44] and measurements [45] have demonstrated tendency for dynamic amplification to decrease as the static load effect increases, meaning that the extreme loading events, which may include several heavy trucks meeting simultaneously on a bridge, have lower dynamic amplification than the less significant crossings of single heavy vehicles or meetings of two lighter ones. An example of DAF measurements is given later in the case study description. Without measurements on a specific bridge, the ARCHES project recommended DAF values around 1.15, which are more conservative than the measurements would likely demonstrate, but still lower than those accounted for in the design codes.

5.4 Case study bridge

Benefits of using a B-WIM system for optimized bridge assessment are demonstrated on an overpass measured in the USA. A typical simply supported structure is composed of 6 steel girders, a reinforced concrete deck over them and cross-trusses at the mid-span and at the quarters of the span. Its theoretical span is 27 meters and the superstructure width is 8.5 meters. The instrumentation was done with strain transducers close to the mid-span of each girder. Four additional sensors were installed on the slab between the girders to detect axles (Fig. 7, left). Pavement on the approach to the bridge was extremely rough, with severe potholes, loose asphalt aggregate etc. (Fig. 8, right). The goal of the exercise was to calculate the true static load effects on the main carrying members and the dynamic amplification caused by the uneven road surface.



Fig. 7. Side view of the bridge (left) and a steel hinge at the supports (right)



Fig. 8. Axle detection sensor (left) and rough pavement at the bridge approach (right)

Experimental influence line

Effective weighing and bridge assessment require using the measured, not the theoretical influence lines (IL). This feature is not only essential for quality B-WIM measurements but is also very beneficial in bridge assessment. Fig. 9 compares the theoretical bending IL of the case study span at the point of measurement near the mid-span, with the measured IL, as calculated by the SiWIM system, and the IL generated with finite-element software. In the model, springs were added to the supports, to adjust the boundary conditions of the bridge, and the cap of the IL was rounded as a result of the superstructure's depth.

Fig. 9 confirms that even on a bridge of almost ideally simply supported design, with steel hinges at both supports, some constrains in the supports exist, which prevent the bridge from rotating according to theory. In the tested bridge the maximum bending moments decreased for 23 %. On older bridges, with non-existent or deficient bearings and expansion joints, the reduction of bending moments can exceed 50 %. It should be noted that such behaviour also slightly increases the shear forces.

Once the structural model has been calibrated, it is straightforward to develop influence lines for any load effect and for any point of interest.

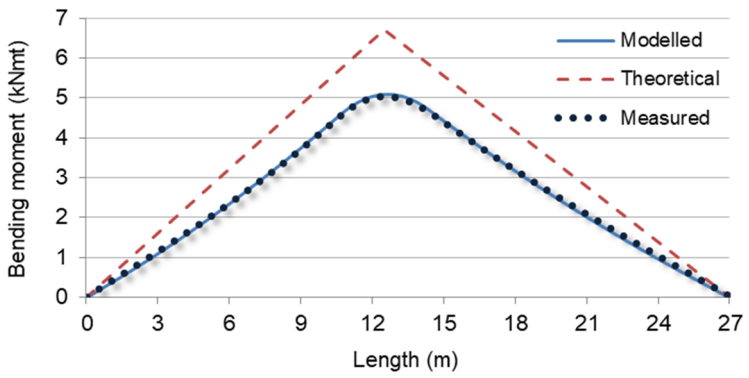


Fig. 9. Theoretical, measured and modelled influence lines of the case study bridge

Site-specific traffic load modelling

Fig. 10 presents the histograms of bending moments for the driving and fast lanes, calculated with equation 1. The same is done for the shear forces and would be done for the hogging moments above the intermediate supports etc. Calculated probability curves for the bending moments for various periods of time, according to equation 3, are presented in Fig. 11 for the measured and the theoretical simply supported influence lines. Table 1 demonstrates 23 to 24 % savings in calculated bending moments when using the bending influence line obtained from the calibrated analytical model. Although the difference is smaller than might be achieved on older bridges, it is still substantial and should not be neglected when performing safety assessment of the bridge. The shear forces increased for 1 % as a result of replacing the theoretical influence lines with the measured ones. Detailed description of site-specific load modelling from B-WIM data is given for example in [30].

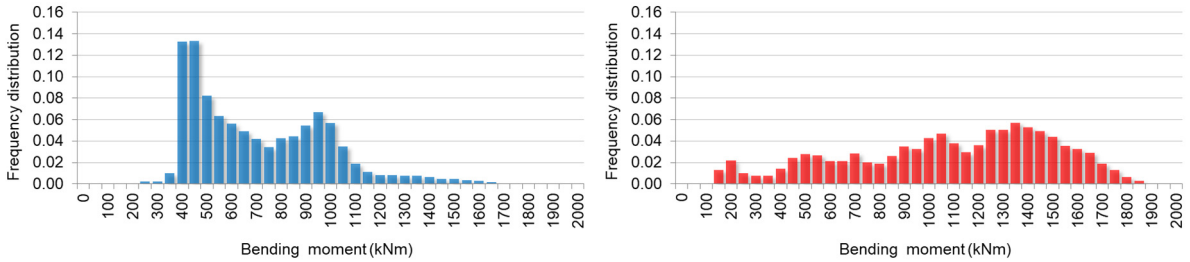


Fig. 10. Distribution of bending moments on the case study bridge – driving (left) and overtaking (right) lane

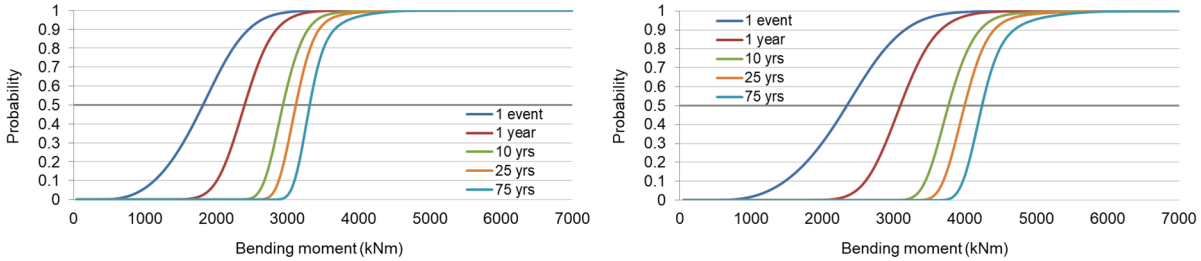


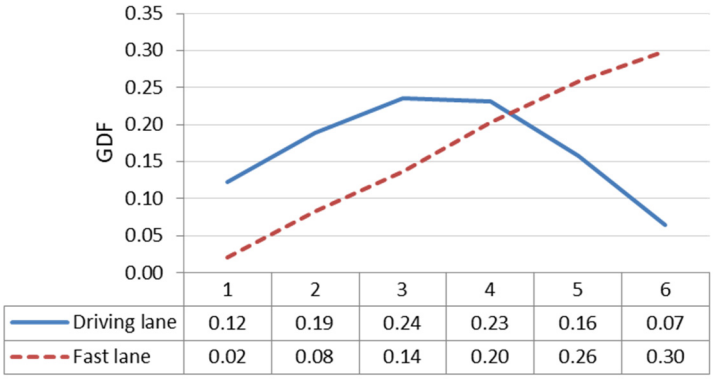
Fig. 11. Expected maximum bending moments calculated for measured (left) and theoretical influence line (right)

Table 1. Savings in bending moments, in kNm, when using measured influence lines

Period	1 event	1 year	10 yrs	25 yrs	75 yrs
Mean moments measured IL (kNm)	1820.7	2397.9	2920.3	3094.8	3285.3
Mean moments theoretical IL (kNm)	2385.2	3141.0	3797.5	4015.4	4256.0
	76.3%	76.3%	76.9%	77.1%	77.2%

Measured girder distribution factors

The SiWIM® system automatically evaluates the distribution of loads at the points of measurements, typically around the mid-span for bending moments and close to the supports for shear forces and hogging moments over the supports. A few hundreds of runs of individual heavy vehicles are averaged and the coefficients of variations of these results are evaluated to derive the experimental girder distribution factors (GDF), to calibrate the analytical model of the bridge. GDF values of the six girders of the case study bridge are given in Fig. 12. It can be seen that on this bridge, with an emergency lane, the GDF2 for the traffic in the driving lane differs considerably from the one in the overtaking lane.



	1	2	3	4	5	6
Driving lane	0.12	0.19	0.24	0.23	0.16	0.07
Fast lane	0.02	0.08	0.14	0.20	0.26	0.30

Fig. 12. Girder distribution factors for traffic in driving and fast lanes

5.5 Dynamic Amplification Factor

Although the case study measurements captured less than the recommended 100 000 loading events [30], the predictable Gumbel shape of distribution of DAF values was obtained (Fig. 13, left). When the same data is plotted as a function of gross vehicle weights (Fig. 13, right), or the induced strain, a typical shape of the results was obtained, in which the DAF values decreased as the loading increased. The DAF key performance indicator can, if measured, further demonstrate reserves in behaviour of a bridge.

It should be noted that the case study bridge was extremely 'lively', with extremely bad pavement and the first natural frequency at 3.1 Hz, close to the frequency of heavy vehicles' bounce. Consequently, the average value of DAF was 1.14, compared to around 1.05 for typical 'quitter' bridges [43]. 5% of DAF values exceeded 1.30, which is also way above the values for the typical quitter bridges.

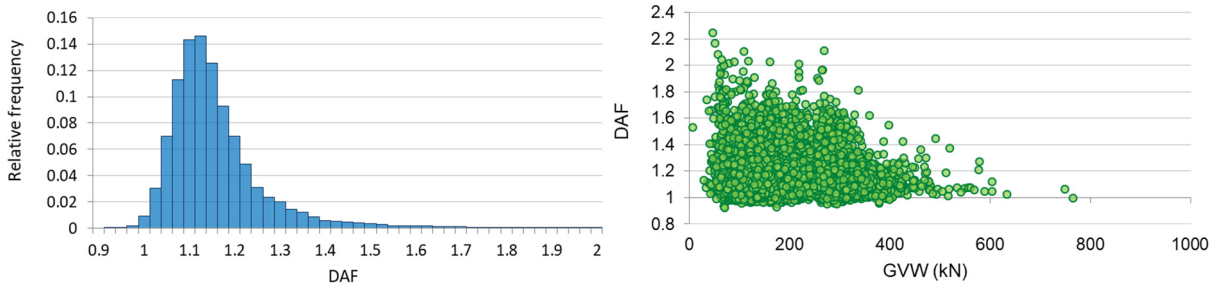


Fig. 13. Distribution of experimental evaluated DAF values on the case study bridge (left) and their individual values as a function of GVW (right)

6 CONCLUSIONS

Efficient bridge management requires accurate information on its condition and structural safety. Assessing realistic values of these two key performance indicators requires having an inventory of all bridges and a system of inspection and condition assessment of these bridges. Bridge inspection practices throughout Europe, including the one that is for the last 30 years used in Slovenia, are still mainly based on physical inspections, despite some new techniques that are under investigation. Using unmanned aerial vehicles or drones is one of them and the studies show promising results with respect to detection of delaminated parts and cracks in concrete.

Actual safety of bridges is often difficult to prove, primarily because the traditional analytical methods are conservative and do not account for the true condition and behaviour of a bridge under loading. To avoid unnecessary remedial actions, such as strengthening or even replacement of bridges, it is therefore beneficial to use in-depth analysis, in combination with material and structural testing.

In the last two decades, bridge weigh-in-motion systems evolved into important players on the market, not only as collectors of traffic data, but also as tools to support optimized bridge assessment. Their

main advantages are full portability, high accuracy due to the large weighing platform and axle detection technology, which does not require putting any measuring devices on or even inside the pavement. They can be also used for soft load tests, which results, similar to those of the traditional diagnostic or proof load tests, can optimize analytical models of the bridge. This, however, is achieved by normal traffic and not by the pre-weighed vehicles. The three attained key performance indicators, in addition to the strain records, are the true influence lines, the measured girder distribution factors and the measured dynamic amplification factors. All three can considerably reduce the calculated load effects used in structural assessment. In addition, being measured not assumed, they also allow to reduce the safety levels (selected partial safety factors or risks of failure) used in the analyses.

REFERENCES

[1] A. Žnidarič and M. Kreslin, "Structures performance assessment, HeROAD report 2.1," ERANET Road II, www.eranetroad.org, 2012.

[2] COST 345, Procedures for Assessing Highway Structures, Final report, R. Jordan and A. Žnidarič, Eds., Crowthorne/Ljubljana, cost345.zag.si: TRL/ZAG, 2007.

[3] SAMARIS D19, State of the art report on assesment of structures in selected EEA and CE countries, http://www.fehrl.org/?m=32&id_directory=355 ed., A. Žnidarič, Ed., Ljubljana: ZAG, 2006.

[4] ASCAM report D3, Asset Service Condition Assessment Methodology, Delft: TNO, 2012.

[5] NCHRP Synthesis 375, Bridge Inspection Practices, Transportation Research Board, 2007.

[6] A. Žnidarič, L. Herga, B. Pirman, T. Willenpart, P. Hevka, C. Močnik and D. Ružič, "Management of bridges in Slovenia, National Report," PIARC - World Road Congress, Seoul, 2015.

[7] WAVE, Bridge WIM - Report of Work Package 1.2, E. J. OBrien and A. Žnidarič, Eds., Dublin & Ljubljana: University College Dublin & ZAG, 2001.

[8] F. Moses, "Weigh-In-Motion system using instrumented bridges," *ASCE Transportation Engineering Journal,* pp. 105: 233-249, 1979.

[9] R. J. Peters, "AXWAY - A system to obtain vehicle axle weights," in *12th ARRB Conference*, Melbourne, 1984.

[10] R. J. Peters, "CULWAY - An unmanned and undetectable highway speed weighing system," in *13th ARRB Conference*, Melbourne, 1986.

[11] E. J. OBrien, A. Žnidarič and T. Ojio, "Bridge Weigh-in-Motion – Latest developments and applications world wide," in *5th International Conference on Weigh-in-Motion (ICWIM5). Jacob, B., OBrien, E.J., OConnor, A., Bouteldja, M. (eds.)*, Paris, 2008.

[12] COST 323, "Weigh-in-Motion of Road Vehicles: Final Report of the COST 323 Action. Jacob, B., OBrien, E.J., Jehaes, S. (Eds.)," LCPC, Paris, 2002.

[13] A. Žnidarič, I. Lavrič and J. Kalin, "Latest practical developments in the Bridge WIM technology," in *Proceedings of the Fifth International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management IABMAS2010*, Philadelphia, USA, 2010.

[14] A. Žnidarič, J. Kalin and M. Kreslin, "Improved accuracy and robustness of bridge weigh-in-motion systems," *Structure and Infrastructure Engineering ,* vol. doi.org/10.1080/15732479.2017.1406958, no. 1, p. 13, 2017.

[15] M. Ralbovsky, S. McRobbie, A. Šajna, M. B. Leban, D. Sekulič, A. Žnidarič, M. Kreslin, A. Legat, S. Dallinger, L. Dieng, S. Jurič, M. Kwapisz, J. P. Santos and P. Silveira, "Final report of advanced bridge monitoring techniques - TRIMM report D3.2," AIT, Vienna, 2014.

[16] R. Corbally, A. Žnidarič, D. Cantero, D. Haijalizadeh, J. Kalin, M. Kreslin, C. Leahy, E. J. OBrien and E. Zupan, "Algorithms for Improved Accuracy of Static Bridge-WIM Systems, D3.1 Report of Bridgemon project," Cestel, Trzin, 2014.

[17] S. Law, J. Bu, X. Zhu and S. Chan, “Vehicle axle loads identification using finite element method,” *Engineering Structures,* vol. 26, pp. 1143-1153, 2004.

[18] C. W. Rowley, “Moving force identification of axle forces on bridges, PhD thesis,” University College Dublin, 2007.

[19] T. Deesomsuk and T. Pinkaew, “Effectiveness of Vehicle Weight Estimation from Bridge Weigh-in-Motion,” *Advances in Civil Engineering,* vol. 2009, p. 14, 2009.

[20] J. Richardson, S. L. Jones, A. Brown, E. J. OBrien and D. Hajializadeh, “On the use of bridge weigh-in-motion for overweight truck enforcment,” *International Journal of Heavy Vehicle Systems,* vol. 21, no. 2, pp. 83-104, January 2014.

[21] H. Zhao, N. Uddin, E. J. OBrien, S. Xudong and P. Zhu, “Identification of Vehicular Axle Weights with a Bridge Weigh-in-Motion System Considering Transverse Distribution of Wheel Loads,” *Journal of Bridge Engineering,* vol. 19, no. 3, 2014.

[22] R. Christenson and S. Motaref, “Dual Purpose Bridge Health Monitoring and Weigh-in-motion (BWIM),” Department of Civil and Environmental Engineering, School of Engineering, University of Connecticut, Storrs, 2016.

[23] Y. Yu, C. Cai and L. Deng, “State-of-the-art review on bridge weigh-in-motion technologty,” *Advances in Structural Engineering,* Vols. 1-17, 2016.

[24] T. Bao, S. K. Babanajad, T. Taylor and F. Ansari, “Generalized Method and Monitoring Technique for Shear-Strain-Based Bridge Weigh-in-Motion,” *Journal of Bridge Engineering,* vol. 21, no. 1, 2016.

[25] BA 16/97, “The Assessment of Highway Bridges and Structures,” British Standards Institution, London, 2001.

[26] EN 1991-2:2004, “Eurocode 1: Actions on structures – Part 2: Traffic loads on bridges,” CEN, Brussels, 2003.

[27] CAN/CSA-S6-00, “Design of Highway Bridges, Supplement NO.1-1990, Existing Bridge Evaluation,” Canadian Standard Association, Toronto, 2005.

[28] SAMARIS D30, Guidance for the optimal assessment of highway structures, http://www.fehrl.org/?m=32&id_directory=355 ed., A. Žnidarič, Ed., Ljubljana: ZAG, 2006.

[29] ARCHES D08, “Recommendations on bridge traffic load monitoring,” Euroepan Commisssion, Brussels, 2009.

[30] A. Žnidarič, Influence of number and quality of weigh-in-moiton data on evaluation of load effects on bridges, Doctoral disertation, Ljubljana: University of Ljubljana, 2017.

[31] J. J. Ieng, “Bridge influence line estimation for bridge weigh-in-motion system,” *Journal of Computing in Civil Engineering,* vol. 29, no. 1, p. 12, 2015.

[32] R. Karoumi, E. J. OBrien and M. Quilligan, “Calculating an influence line from direct measurements. , 159(1–2),,” *Bridge Engineering,* vol. 159, no. 1-2, p. 31–34, 2006.

[33] E. OBrien, F. Schmidt, D. Hajializadeh and E. Sheils, “A Review of Probabilistic Methods of Assessment of Load Effects in Bridges,” *Structural Safety 53,* 2015.

[34] B. Sivakumar, M. Ghosn and F. Moses, “NCHRP report 683 - Protocols for collecting and using traffic data in bridge design,” Transportation Research Board, Washington, D.C., 2011.

[35] B. Enright and E. J. OBrien, “Monte Carlo simulation of extreme traffic loading on short and medium span bridges,” *Structure and Infrastructure Engineering, 9(12),* p. 1267–1282, 2013.

[36] F. Moses and P. Verma, “Load Capacity Evaluation of Existing Bridges,” National Cooperative Highway Research Program (NCHRP) - Report No. 301, Washington, 1987.

[37] A. Žnidarič and I. Lavrič, “Applications of B-WIM technology to bridge assessment,” in *Fifth International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management IABMAS2010*,

Philadelphia, USA, 2010.

[38] A. I. Mandić, D. Skokandić, A. Žnidarič and M. Kreslin, "Bridge performance indicators based on traffic load monitoring," *Structure and Infrastructure Engineering ,* vol. doi.org/10.1080/15732479.2017.1415941, no. 1, p. 13, 2017.

[39] A. Žnidarič, V. Pakrashi, E. J. OBrien and A. O'Connor, "A review of road structure data in six European countries," *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Urban design and planning,* vol. 164, no. 4, pp. 225-232, 2011.

[40] A. H. Ang and W. H. Tang, Probability Concepts in Engineering Planning and Design, 2 ed., New York: John Wiley and Sons, 1975.

[41] P. Kirkegaard, S. Neilsen and I. Enevoldsen, Heavy vehicles on minor highway bridges - calculation of dynamic impact factors from selected crossing scenarios, ISSN 1395-7953 R9722 ed., Dept. of Building Technology and Structural Engineering, Aalborg University, 1997.

[42] C. Caprani, "Lifetime Highway Bridge Traffic Load Effect from a Combination of Traffic States Allowing for Dynamic Amplification," *Journal of Bridge Engineering,* vol. 18, no. 9, pp. 901-909, 2013.

[43] J. Kalin, A. Žnidarič and M. Kreslin, "Using weigh-in-motion data to determine bridge dynamic amplification factor," in *EVACES'15, 6th International Conference on Experimental Vibration Analysis for Civil Engineering Structures*, Dübendorf (Zürich), 2015.

[44] ARCHES D10, "Recommendations on dynamic amplification allowance," Euroepan Commission, Brussels, 2009.

[45] J. Kalin, A. Žnidarič and M. Kreslin, "Calculation of optimised bridge dynamic amplification factor using bridge weigh-in-motion data," Foz do Iguaçu, Brazil, 2016.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

MT - 1

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

ГЕОДЕТСКИ ДЕФОРМАЦИСКИ МЕРЕЊА НА „СРБИНОВАЧКИ МОСТ”- ГОСТИВАР

Златко БОГДАНОВСКИ[1], Златко СРБИНОСКИ[2],
Филип КАСАПОВСКИ[3], Томе ГЕГОВСКИ[4]

АПСТРАКТ

Поврзаноста меѓу геодетските деформациски мерења и процесот за следење на градежните конструкции во текот на нивната експлоатација е исклучително важна за дефинирање на геометриската состојба на конструкциите, како и за определување на нивната „кондициска” подготвеност. Следењето на мостовските конструкции за определување на вертикалните компоненти од деформациите често се проблем за кој само геодетските стручни лица со примена на соодветни методи и мерни технологии можат да понудат решение.

Примената на прецизниот геометриски нивелман за определување на вертикалната компонента од деформациите кај градежните конструкции е исклучително важен дел од геодетските деформациски мерења. Оваа метода претставува карактеристична постапка на директни мерења која дава високоточни резултати при примена на специфична и прецизна геодетска мерна технологија.

Во трудот е прикажана концепцијата и основните резултати од геодетските деформациски мерења на мостот „Србиновачки” од железничката пруга Гостивар – Кичево, за кој е користена однапред подготвена шема на товарење. Самата шема на товарање беше дефинирана во координација со колегите од Катедрата за метални конструкции при Градежниот факултет - Скопје, а согласно можностите на возилото за товарање кое беше обезбедено од страна на МЖ Транспорт АД - Скопје.

Резултатите од мерењата покажаа дека вертикалните поместувања се движеа во очекуваните граници од -0.3 mm до -1.2 mm во зависност од шемата на товарање, како и од позицијата на мерната точка во однос на самата конструкција на мостот.

Клучни зборови: *Мостовска конструкција;Ггеодетски деформациски мерења; Прецизен нивелман;*

[1] Доц. д-р, Градежен Факултет, Универзитет “Св. Кирил и Методиј“, Скопје, Република Северна Македонија, bogdanovski@gf.ukim.edu.mk
[2] Проф. д-р, Градежен Факултет, Универзитет “Св. Кирил и Методиј“, Скопје, Република Северна Македонија, srbinoski@gf.ukim.edu.mk
[3] Асист. м-р, Градежен Факултет, Универзитет “Св. Кирил и Методиј“, Скопје, Република Северна Македонија, kasapovski@gf.ukim.edu.mk
[4] Соработник м-р, Градежен Факултет, Универзитет “Св. Кирил и Методиј“, Скопје, Република Северна Македонија, gegovski@gf.ukim.edu.mk

1. ВОВЕД

Значаен дел во следењето на мостовските конструкции имаат и геодетските деформациски мерења. Нивната задача некогаш е да се потврдат претходно дефинирани деформации кај конструкциите определени со други негеодетски методи, но многу често тие претставуваат единствена методологија за дефинирање на деформациите кај специфични градежни конструкции како што се мостовите, браните, високите објекти и сл.

Пред авторите на овој труд беше поставена задача за определување на вертикалната компонента од деформациите на бетонските навози од мостот „Србиновачки" од железничката пруга Гостивар – Кичево, врз основа на однапред дефинирана шема на товарење.

Мостот е изграден преку Железна Река во непосредна близина на с. Србиново на 15 km од градот Гостивар. Должината на мостот изнесува 315 m, а неговата конструкција е составена од два армирано-бетонски навози (90 m и 54 m) и централен челичен дел со должина од 171 m.

2. ГЕОДЕТСКИ МЕРЕЊА НА „СРБИНОВАЧКИ МОСТ" - ГОСТИВАР

Задачата со која се соочија членовите на Катедрата за виша геодезија при Градежниот факултет во Скопје, поврзана со изведување на геодетските деформациски мерења беше за дефинарење на вертикалните деформации од армирано-бетонските навози од „Србиновачки мост" (Сл. 1) врз основа на претходно воспоставена шема на товарење.



Сл. 1. Србиновачки мост

Геодетските мерења на мостот се извршени на 15.08.2008 година, при средна температура на воздухот од 33° С.

2.1. Нивелманска мрежа на мостот и геодетска мерна технологија за изведување на деформациските мерења

Нивелманската мрежа на „Србиновачки мост" се состоеше од 3 основни репери (R_I, R_{II} и R_{III}) поставени во близина на мостот во стабилни карпи, и 16 репери - мерни точки, кои беа поставени на средините од распоните помеѓу столбовите од бетонските навози на мостот (види Сл. 2). Изборот и бројот на точките беше во согласност со потребата за дискретизација на геометријата од бетонските навози преку кои репрезентативно ќе бидат претставени вертикалните деформации на тој дел од конструкцијата на мостот [5].

Кога станува збор за прецизни мерења повеќе од значајно е употребата на доверлива мерна технологија со која ќе се изведуваат самите мерења. Доверливата мерна технологија се

поврзува со декларираната точност на инструментите и нивната можност да обезбедат мерени податоци растоварени од надворешни влијанија [3].



Сл. 2. Распоред на реперите од нивелманската мрежа

Според тоа, при самите мерења за определување на вертикалните поместувања на армирано-бетонските сегменти од конструкцијата на мостот беа користени два прецизни нивелири *Trimble DiNi 07* и *Zeiss KoNi 007* со прецизност од ± 0,7 mm/km, како и соодветна пратечка опрема (Сл. 3). Самата употреба на два инструменти истовремено, беше со причина да се потврдат самите директни мерења кои се применуваат при ваков тип на висински деформациски операции и можноста од директна контрола на истите [2].



Сл. 3. Мерење на мерна точка *R4_G* со *Trimble DiNi 07*

Со оглед на природата на ваквиот тип на нивелмански мерења, висините на мерните точки се определени во локален систем, а истите се определувани во однос на основните репери за кои се зададени почетни височини од H = 100.0000 m. На тој начин, беа формирани три посебни системи во кои се испитувани вертикалните деформации на мерните точки.

3. РЕЗУЛТАТИ ОД ВИСИНСКИТЕ ДЕФОРМАЦИСКИ МЕРЕЊА

Спроведените нивелмански мерења опфаќаа вкупно 20 серии мерења, од кои 11 серии мерења (6 „нулти” и 5 „фази”) беа спроведени на мерните точки од страната на мостот кон Гостивар и 9 серии мерења (5 „нулти” и 4 „фази”) беа спроведени на мерните точки од страната на мостот кон Кичево.

При обработката на мерените податоци, пред дефинирањето на висинските деформации под дејство на зададените товари, извршено е испитување на резултатите од „нултите” серии мерења. Од споредбата на мерењата во нултите серии, се согледа дека отстапувањата кои се

јавуваат на идентичните точки меѓу одделните серии се занемарливи (изнесуваа до ± 0.2 mm) и се наоѓаат во границите на точноста на мерењето. Од наведеното испитување се заклучи дека:

- Деформациите кои настануваа при товарење на бетонските навози од мостот се еластични и,
- Споредбите на резултатите од мерењата во фазите со товарење може да се извршат во однос на една единствена (средна) „нулта" серија. За таа цел, извршено е осреднување на резултатите од „нултите" серии.

Табела 1. Анализа на „нултите" серии во однос на основниот репер R_I

репер број	нулта серија	локална висина	висинско отстапув.	средна висина
		H (m)	f_h (mm)	H (m)
R_{1_G}	(1)	100.2223		
	(2)	.2222	**- 0.1**	
	(3)	.2223	**0.0**	
	(4)	.2225	**+ 0.2**	
	(5)	.2223	**0.0**	
	(6)	.2225	**+ 0.2**	**100.2224**
R_{2_G}	(1)	100.2234		
	(2)	.2233	**- 0.1**	
	(3)	.2234	**0.0**	
	(4)	.2234	**0.0**	
	(5)	.2233	**-0.1**	
	(6)	.2234	**0.0**	**100.2234**
R_{3_G}	(1)	100.6686		
	(2)	.6687	**+ 0.1**	
	(3)	.6686	**0.0**	
	(4)	.6688	**+ 0.2**	
	(5)	.6686	**0.0**	
	(6)	.6688	**+ 0.2**	**100.6687**
R_{4_G}	(1)	100.6647		
	(2)	.6647	**0.0**	
	(3)	.6646	**- 0.1**	
	(4)	.6649	**+ 0.2**	
	(5)	.6646	**- 0.1**	
	(6)	.6649	**+ 0.2**	**100.6647**
R_{5_G}	(1)	101.0084		
	(2)	.0084	**0.0**	
	(3)	.0085	**+ 0.1**	
	(4)	.0085	**+ 0.1**	
	(5)	.0083	**- 0.1**	
	(6)	.0086	**+ 0.2**	**101.0085**
R_{6_G}	(1)	101.0068		
	(2)	.0069	**+ 0.1**	
	(3)	.0069	**+ 0.1**	
	(4)	.0068	**0.0**	
	(5)	.0067	**- 0.1**	
	(6)	.0069	**+ 0.1**	**101.0068**

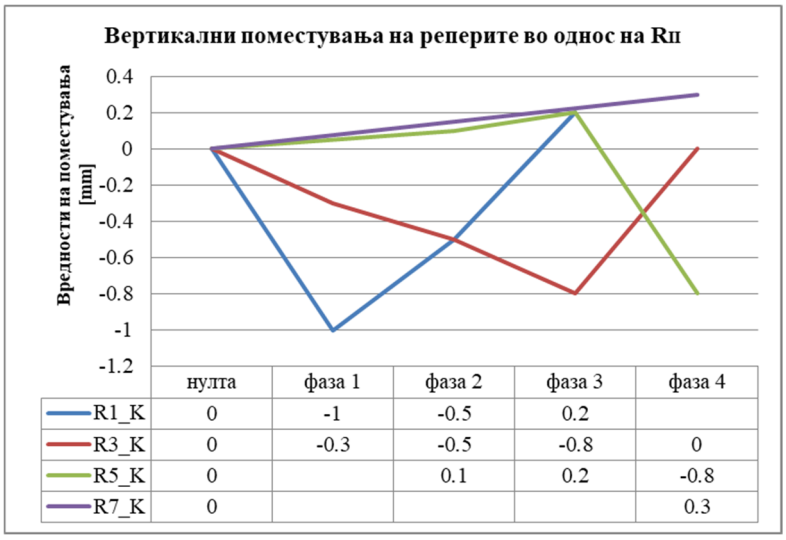
По дефинирањето на средните нулти вредности беа определени и висинските деформации на мерните точки во поединиите „фази" на товарење согласно претходно поставената шема. Во продолжение е прикажан табеларен преглед со графички приказ на вертикалните поместувања за мерните точки во однос на основниот репер R_I (Сл. 4), како и во однос на основниот репер R_{II} (Сл. 5). Тука треба да се нагласи дека заради должината на мостот, како и заради самите услови

за изведување на деформациските мерења, мерните точки се одредуваа во зависност од близината до основните репери. Поточно, точките кои се наоѓаа на делот од мостот кон Гостивар се одредувани во однос на основниот репер R_I, додека точките кои се наоѓаа на делот од мостот кон Кичево се одредуваа во однос на основните репери R_{II} и R_{III}.



	нулта	фаза 1	фаза 2	фаза 3	фаза 4	фаза 5
R1_G	0	-1	-0.4	0	0.1	-0.1
R2_G	0	-0.8	-0.3	-0.1	0.1	-0.1
R3_G	0	-0.1	-0.4	-0.7	-0.4	0.2
R4_G	0	0	-0.4	-0.8	-0.2	0.2
R5_G	0	0	0	0.2	-0.4	-1.1
R6_G	0	-0.2	0	-0.2	-0.2	-1.2

Сл. 4. Дијаграм на вертикални поместувања за мерните точки во однос на R_I



	нулта	фаза 1	фаза 2	фаза 3	фаза 4
R1_K	0	-1	-0.5	0.2	
R3_K	0	-0.3	-0.5	-0.8	0
R5_K	0		0.1	0.2	-0.8
R7_K	0				0.3

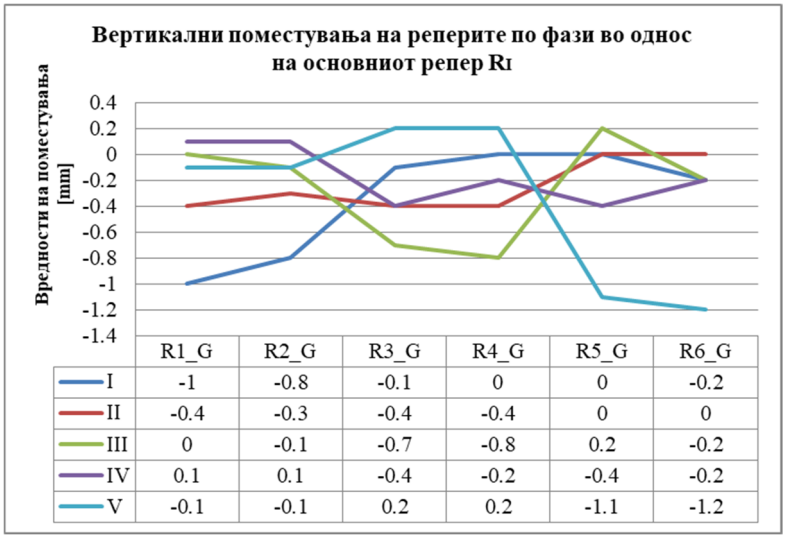
Сл. 5. Дијаграм на вертикални поместувања за мерните точки во однос на R_{II}

Заради подобар преглед на самите поместувања, формирани се и графички прикази со табеларни прегледи по фази за сите мерни точки (види Сл. 6 и Сл. 7), при што може да се воочи следното:

<u>За страната на мостот кон Гостивар</u>

- Максималните деформации (слегнувања) во првата фаза се јавуваат во мерните точки *R1_G* и *R2_G* и изнесуваат -1.0 mm, односно -0.8 mm.
- Во втората фаза се регистрирани воедначени слегнувања на реперите *R1_G, R2_G, R3_G* и *R4_G* кои изнесуваат -0.4 mm, односно -0.3 mm.
- Максималните деформации (слегнувања) во третата фаза се јавуваат во мерните точки *R3_G* и *R4_G* и изнесуваат -0.7 mm, односно -0.8 mm.

- Во четвртата фаза се регистрирани воедначени слегнувања на реперите *R3_G, R4_G, R5_G* и *R6_G* кои изнесуваат -0.4 mm, односно -0.2 mm.
- Максималните деформации (слегнувања) во петтата фаза се јавуваат во мерните точки *R5_G* и *R6_G* и изнесуваат -1.1 mm, односно -1.2 mm.

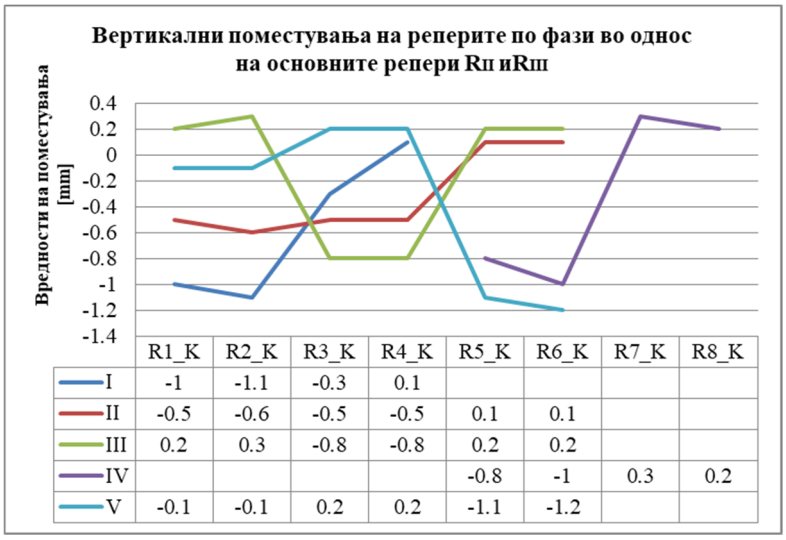


	R1_G	R2_G	R3_G	R4_G	R5_G	R6_G
I	-1	-0.8	-0.1	0	0	-0.2
II	-0.4	-0.3	-0.4	-0.4	0	0
III	0	-0.1	-0.7	-0.8	0.2	-0.2
IV	0.1	0.1	-0.4	-0.2	-0.4	-0.2
V	-0.1	-0.1	0.2	0.2	-1.1	-1.2

Сл. 6. Дијаграм на вертикални поместувања за мерните точки по фази во однос на R_I

<u>За страната на мостот кон Кичево</u>

- Максималните деформации (слегнувања) во првата фаза се јавуваа во мерните точки *R1_K* и *R2_K* и изнесуваа -1.0 mm, односно -1.1 mm.
- Во втората фаза се регистрирани воедначени слегнувања на реперите *R1_K, R2_K, R3_K* и *R4_K* кои изнесуваа -0.5 mm, односно -0.6 mm.
- Максималните деформации (слегнувања) во третата фаза се јавуваа во мерните точки *R3_K* и *R4_K* и изнесуваа по -0.8 mm.
- Максималните деформации (слегнувања) во четвртата фаза се јавуваа во мерните точки *R5_K* и *R6_K* и изнесуваа -0.8 mm, односно -1.0 mm.



	R1_K	R2_K	R3_K	R4_K	R5_K	R6_K	R7_K	R8_K
I	-1	-1.1	-0.3	0.1				
II	-0.5	-0.6	-0.5	-0.5	0.1	0.1		
III	0.2	0.3	-0.8	-0.8	0.2	0.2		
IV					-0.8	-1	0.3	0.2
V	-0.1	-0.1	0.2	0.2	-1.1	-1.2		

Сл. 7. Дијаграм на вертикални поместувања за мерните точки по фази во однос на R_{II} и R_{III}

4. ЗАКЛУЧОК

Примената на геодетските деформациски мерења во постапката за следење на конструкциите при нивната експоатација, несомнено е важна алка во навременото определување на деформациите и нивната големина. Прецизните геодетски деформациски методи и технологии придонесуваат за определувањето на геометриските деформации кај објектите со висока прецизност, а честопати тие се единствено решение во определувањето на иситите. Имено, наједноставната геодетска метода за определување на вертикалната компонента од деформациите (геометрискиот нивелман), со примена на современи технологии и техники претставува и прецизна геодетска метода со која се добиваат резултати со исклучително висока точност. Примената на оваа метода во определувањето на вертикалните деформации на бетонските навози од „Србиновачки мост", при однапред подготвена шема на товарење само го потврдува претходно изнесеното.

Важноста на мостовските конструкции несомнено е голема. Тие претставуваат објекти кои покрај нивната основна намена за премостување на различни видови препреки, честопати претставуваат и грандиозни инженерски достигнувања кои пркосат на природните законитости. Исклучително важно е ваквите конструктивни ремек дела да бидат одржувани и следени во текот на нивната експоатација. Од тука, геодетската наука преку нејзините деформациски методи и анализи и во иднина ќе претставува нераскинлив дел во процесот за определување на дефромациите кај овие значајни конструкции.

5. ЛИТЕРАТУРА

[1] Begović, A. (1990). Inženjerska geodezija, Naučna knjiga, Beograd.

[2] Begović, A. (1990). Inženjerska geodezija 2, Naučna knjiga, Beograd.

[3] Вучков, С. (2004). Инженерска геодезија, Градежен факултет, Скопје.

[5] Јованов Ј., Србиноски, З., Богдановски, З. (2008). Елаборат за геодетските деформациски мерења на „Србиновачки мост", Градежен факултет Скопје.

[4] Macarol, S. (1980). Praktična geodezija, Tehnička knjiga, Zagreb.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

MT - 2

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

DATA-DRIVEN STRUCTURAL HEALTH MONITORING AND DIAGNOSIS OF OPERATING WIND TURBINES

Simona BOGOEVSKA[1], Eleni CHATZI[2], Elena Dumova-Jovanoska[3], Rüdiger Höffer[4]

ABSTRACT

The necessity for real-time condition assessment of operational full-scale systems is nowadays progressively accentuated with the decreased or indeterminate reliability of existing infrastructure, as well as the continuous utilization of new materials for design of lighter, albeit more productive structures. Structural Health Monitoring (SHM)-based diagnosis holds considerable potential for tackling the uncertainties associated to the customarily exploited simulation-based approaches, and as a result, can facilitate long-term, automated and even online assessment of in-service structures.

The growing needs and rising trends for energy savings and recycling have placed Wind Turbines (WTs) among those infrastructures that bear critical importance. Unlike conventional structures, WTs are characterized by temporal variability. We propose a diagnostic framework able to describe the variability of the monitored WT system, in this way reaching beyond the applicability margins of the traditionally utilized operational modal analysis. The novel approach combines the Smoothness Priors Time Varying Autoregressive Moving Average (SP-TARMA) method for modeling the non-stationary structural response, and a Polynomial Chaos Expansion (PCE) probabilistic model for modeling the propagation of response uncertainty.

The computational tool is applied on long-term data, collected from an active sensing system installed for four years on a real operating WT structure located in Dortmund, Germany. The long-term tracking of the obtained PCE-SPTARMA Diagnostic Indicator (DI) is further assessed by means of a statistical analysis. The results demonstrate that the proposed treatment yields a DI sensitive to unfamiliar fluctuations in measured environmental and operational parameters. The obtained data-driven model verifies the future prospective of the strategy for development of an automated SHM diagnostic tool capable of separating benign Environmental and Operational Parameters (EOP) fluctuations from pattern alterations due to actual structural damage.

Keywords: *Data-driven diagnostics; Operating wind turbine; Structural variability; Uncertainty propagation*

[1] Assistant MSc, Faculty of Civil Engineering, University Ss. Cyril and Methodius, Skopje, Republic of North Macedonia, simona.bogoevska@gf.ukim.edu.mk
[2] Prof. PhD, Department of Civil, Environmental and Geomatic Engineering, ETH, Zurich, Switzerland, chatzi@ibk.baug.ethz.ch
[3] Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University Ss. Cyril and Methodius, Skopje, Republic of North Macedonia, dumova@gf.ukim.edu.mk
[4] Prof. PhD, Faculty of Civil and Environmental Engineering, Ruhr University Bochum, Bochum, Germany, Ruediger.Hoeffer@rub.de

1. INTRODUCTION

The latest technological progress has created solid grounds for widespread application of various sensing techniques and acquisition systems on actual full-scale structures, which in turn accentuated the favorable outcomes of data-aided assessment of operational engineering structures. Continuous monitoring strategies facilitate the utilization of data-based tools, often characterized with a more objective and flexible approach in dealing with the omnipresent sources of uncertainty and variability characterizing real systems and environment.

Data-based schemes or hybrid analysis approaches (data/finite element model) become particularly valuable for infrastructures that bear critical importance in society. In this context, recent trends for energy conservation have placed the focus on WTs. Although historically linked to the very first conundrums of full-scale SHM attempts, as structures characterized with complex dynamics and alternating operating nature WTs persist to challenge experts in the field. Namely, as a result of their time-varying dynamic behavior WTs are resilient to traditionally applied Operational Modal Analysis (OMA)-based methods which are limited to implementation with time invariant systems [1]-[2], i.e. parked or idling condition of the structure, mode-by-mode or case-by-case investigation [3]. On the other hand, the identified EOP-born variations in structural responses, known to mimic real damage states of the structure, triggered the emergence of strategies which rely on elimination, pattern identification, or integration of environmental factors [8]-[11] from/with obtained structural performance indicators.

The workings of the PCE-SPTARMA data-driven tool, previously tested by the authoring team on two operating WT structures [11], are herein further explored by expanding the validation periods of monitored data. Whereas the twenty one-month long implementation on a real operating WT structure confirms the robustness of the strategy, fusion of the proposed strategy with a novelty detection algorithm and probability distribution divergence measure demonstrates the high potential for further automated structural health assessment.

2. CONCEPT AND THEORY BACKGROUND

In an operating mode WTs experience intense loading, non-stationary response and a significant dependence on their working conditions (wind, waves, temperature), eventually suffering signs of fatigue and deterioration. In this context, the fundamental concept of the proposed strategy revolves around two separate time-window scales: i) short-term time framework and ii) long-term time framework. The uniqueness of the approach lies exactly in this “binocular” visualization of the problem, which eventually enables addressing both behavioral signatures associated to collected WT response data, i.e., (short-term) non-stationarity and long-term temporal variability, Fig. 1.

The proposed PCE-SPTARMA tool is a multicomponent algorithm adept in capturing the short and long-term variability of the observed system. Through tracking of measured structural responses the tool provides a link between output-only vibration response data and measured EOPs. More precisely, the fluctuations that are typical for the inherent (short-term) system dynamics are modeled by means of a parametric SP-TARMA method (Step 1). Identified structural performance indicators, corresponding to short-term modeled responses, are then integrated into a PCE tool. The PCE probabilistic modeling approach connects the variability of the structural response to the randomness of measured EOPs (Step 2). Finally, the statistical model (Step 3) enables the long-term tracking of a selected PCE-SPTARMA descriptive indicator and facilitates timely reaction to any identified changes in patterns or distributions of the selected output indicators. Comprehensive overviews of commonly applied statistical concepts in SHM can be found in [12]-[14].

The separate computational methods are further summarized and presented with a concise theoretical overview. The reader is guided to further appropriate references for more detailed information on the theoretical background.

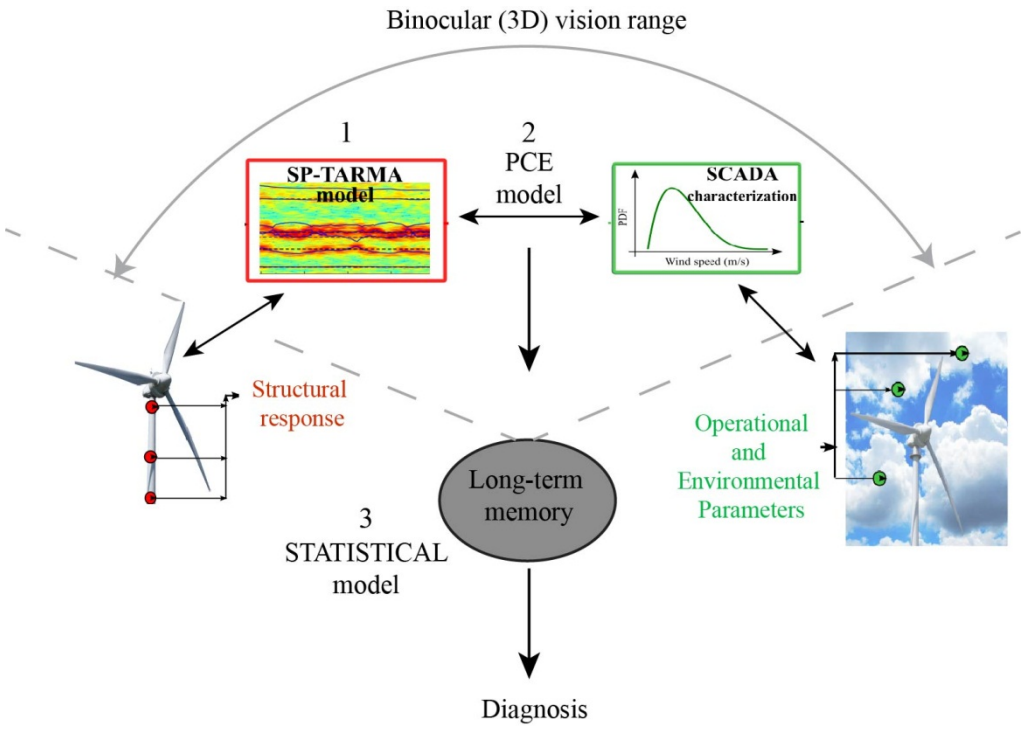


Fig. 1. Conceptual model of the SHM strategy and applied methods

2.1. Modeling non-stationarity (Step 1)

The nonstationary dynamics typical for an operating WT structure can be successfully tracked via the compact parametric formulation provided by the SP-TARMA models [15]. A full SP-TARMA model is completely described by an assemblage of three equations, one representing the modeled signal (system response), and two stochastic difference equations governing the time evolution of the unknown AR and MA parameters of the model. Thus, an adequate modelling of a measured nonstationary signal is ensured by proper selection of three user-defined parameters, i.e. the AR/MA order n, the ratio of the residual variances ν, and the order of the stochastic difference equations κ [16]. Statistical approaches such as minimization of the AIC (Akaike information criterion) or the BIC (Bayesian information criterion) improve the optimal selection of these values without overfitting the modeled signal. Finally, for a selected model $M(n, \nu, \kappa)$ the SP-TARMA model parameters are obtained via the Kalman Filter scheme combined with an Extended Least Squares-like algorithm [15].

2.2. Modelling uncertainty (Step 2)

The PCE tool is an uncertainty quantification method, which enables the relationship between outputs (structural response performance indicators) and inputs (environmental and operational loads) to the system. A PCE model can be described by a mathematical expansion of a random system output variable on multivariate polynomial chaos basis functions [11]. Spectral representations, such as the PCE method, rely on several regularity requirements, namely finite variance of the outputs, orthonormality of the polynomial basis, and statistical independence of the input variables [17]. Hence, the polynomial chaos basis functions orthonormal with respect to the probability space of the system's random inputs have to be properly selected to ensure the necessary orthogonality relationship. Furthermore, the statistical independence of input data needs to be properly verified and possibly addressed via computational approaches capable of extracting independent (latent) variables from observed data, such as the Independent Component Analysis (ICA) tool [18]. Then for a selected family of polynomial functions and maximum polynomial order P, the solution of the deterministic unknown parameters of a truncated PCE model are estimated via the least squares approach based on minimization of the sum of the squared residuals between true (observed) and modeled (predicted) system outputs [17].

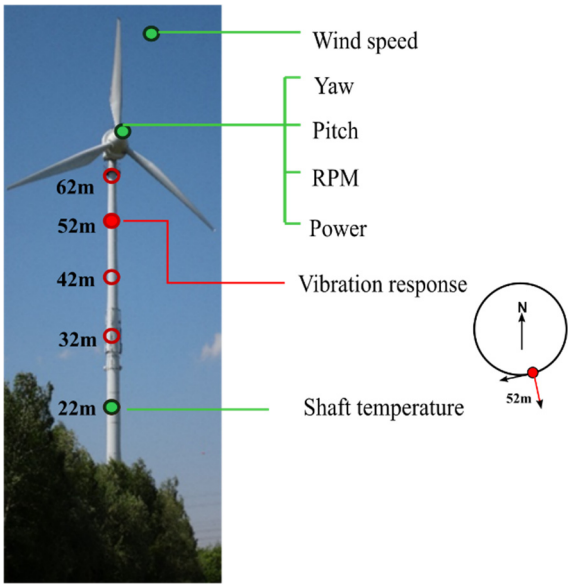
2.3. Statistical modelling (Step 3)

The statistical modeling within the proposed data-driven framework verifies the sensitivity of the obtained PCE-SPTARMA model to novel fluctuations in measured EOPs. The utilized algorithm is based on Control chart analysis and the Kullback–Leibler divergence metric applied on the obtained PCE-SPTARMA residual (DI). The latter measures the difference between a reference (training set) probability distribution of the obtained DI, and distribution that corresponds to new estimates of the DI (validation set).

3. APPLICATION CASE STUDY

The practical utilization of the described SHM strategy is presented with a case study of a 0.5MW WT erected in 1997, located in the vicinity of Dortmund, Germany, Fig. 2. The continuous measurement of acceleration data is recorded by triaxial accelerometers (PCB-3713D1FD3G MEMS sensors) installed at five different height positions of the WT structure.

The vibration data is supported with SCADA data records, both sampled with the frequency of 100 Hz. The presented results correspond to almost two complete years of continuously monitored data (January 2012 to September 2013). The last three months of year 2013 are disregarded from the assessment as a result of missing temperature data from various sensor malfunctions.



Power	500 kW
Height of the rotor center	65 m
Length of blade (3 total)	19.13 m
Rotor speed	18-36 rpm
Blade material	GRP
Tower material	steel
Construction year	1997

Fig. 2. Schematic overview of measured data (left), WT structure characteristics (right)

In order to illustrate the time variable dynamics of the presented WT case study, first the stationary ARMA method (prediction error method) is utilized for estimating the dynamic properties of the structure for selected data records corresponding to parked conditions, during an emergency stop test event of the structure. In Fig. 3 the ARMA based Stabilization plot is presented, together with results of a stochastic subspace identification method, in the background. Furthermore, the plotted spectrogram (Short Time Fourier Transform; Hamming data window; NFFT = 512; overlap 98%), which is provided on the right subplot of the same figure, clearly demonstrates the stationarity of natural frequencies within the explored time frame.

3.1. Short-term framework

Acceleration records from a selected sensor location (marked at Fig. 2), corresponding to the working conditions of the structure, were low-pass filtered and down-sampled to 12.5 Hz, with a cut-off frequency at 6 Hz. Subsequently, 10-min long preprocessed data sets were implemented within the short-term framework. The tuning of an appropriate SP-TARMA model to actual 10-min long signals is a crucial point of the short-term modeling phase. Towards this end, plots of the AIC and BIC for

model order selection are significant indicative tools that facilitate the fitting process of the user-defined parameters of the SP-TARMA model (i.e. the model order n, the smoothness constraint order κ and the residual variance ratio ν). A detailed inspection of a selection of response data sets in conjunction with their estimated statistical criterion plots revealed an optimal fitting with the parameter values equal to n=18, κ=1, ν =0.0001. For a graphic comparison, Fig. 3 presents a fitted and an over fitted 10-min long data set signal with ν =0.0001 and ν =0.001, respectively. Further discussion and graphical outputs on the SP-TARMA tuning process for the actual WT structure can be found in [11].

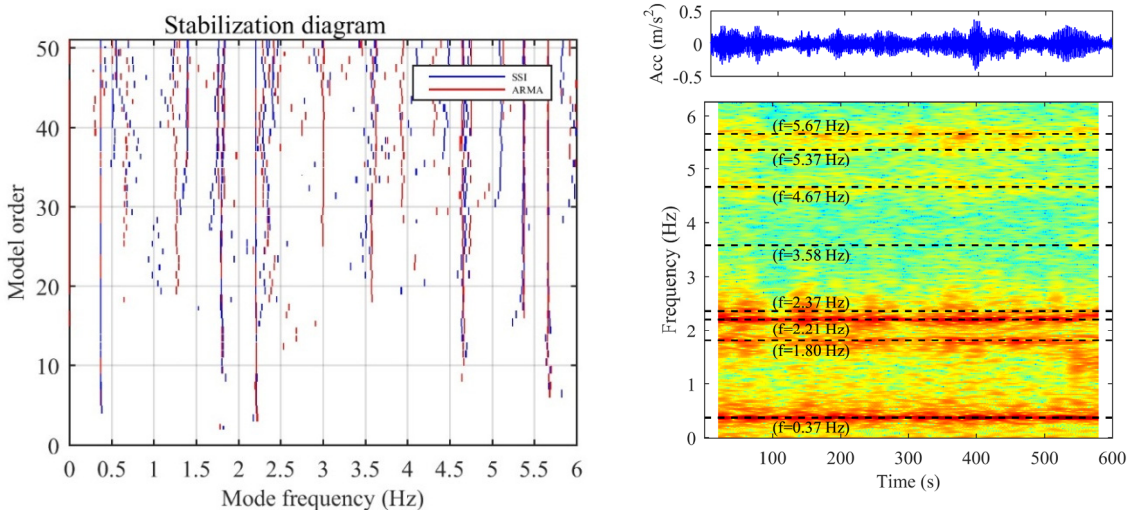


Fig. 3. Dynamics of the parked WT. Left: Stabilization plot for the stationary ARMA and SSI methods (model orders from 2 to 50). Right: Spectrogram and ARMA(18,18) estimates

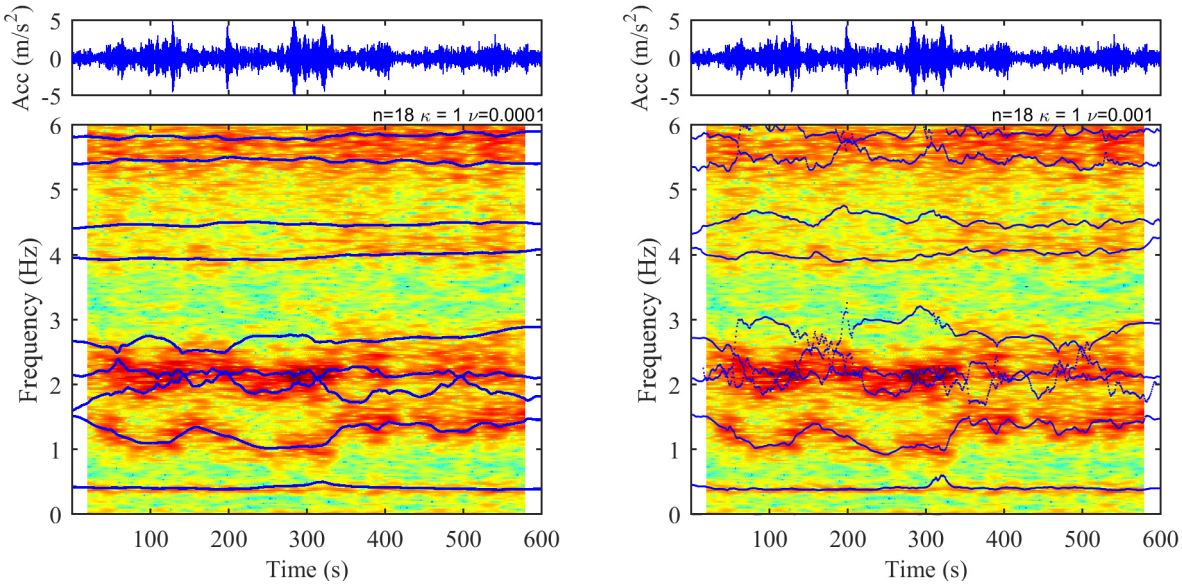


Fig. 4. SP-TARMA estimates (spectrogram in the background): fitted (left) and overfitted (right)

3.2. Long-term framework

Measured data corresponding to operational and environmental parameters was organized as 10-min averages and further processed to be utilized as input variables into the long-term framework. More precisely, five SCADA parameters (wind velocity, RPM of the rotor, power production, yaw angle,

and shaft temperature) were transformed to independent variables via the ICA algorithm. In order to preserve all the existing information the number of ICA latent variables was kept same as the maximum number of available EOP. For the purpose of satisfying the second PCE prerequisite, the ICA estimates are further transformed into uniformly distributed variables via use of the non-parametrically estimated cumulative distribution functions. Hence, in accordance with the uniform PDFs of the input data, the Legendre polynomials are selected as the PC functional basis. The standard deviation (std) of the SP-TARMA residuals for the 10 minute intervals, analysed as part of the short-term framework, is selected as the PCE output parameter.

The final step is statistical analysis of a selected DI. In this case the residual of the obtained PCE model is selected as a DI. The results from the Kullback–Leibler divergence, applied daily on the obtained DI, are presented in Fig. 5. The sensitivity of the DI values to unfamiliar EOPs fluctuations is tested for two, four and twelve-month training periods. The red dots, marked at the plot are the first alarming values delivered by the tested statistical model. The second test is performed with Control chart analysis on the selected DI. Figs. 6 to 8 illustrate the performance of the charts for the three different training lengths.

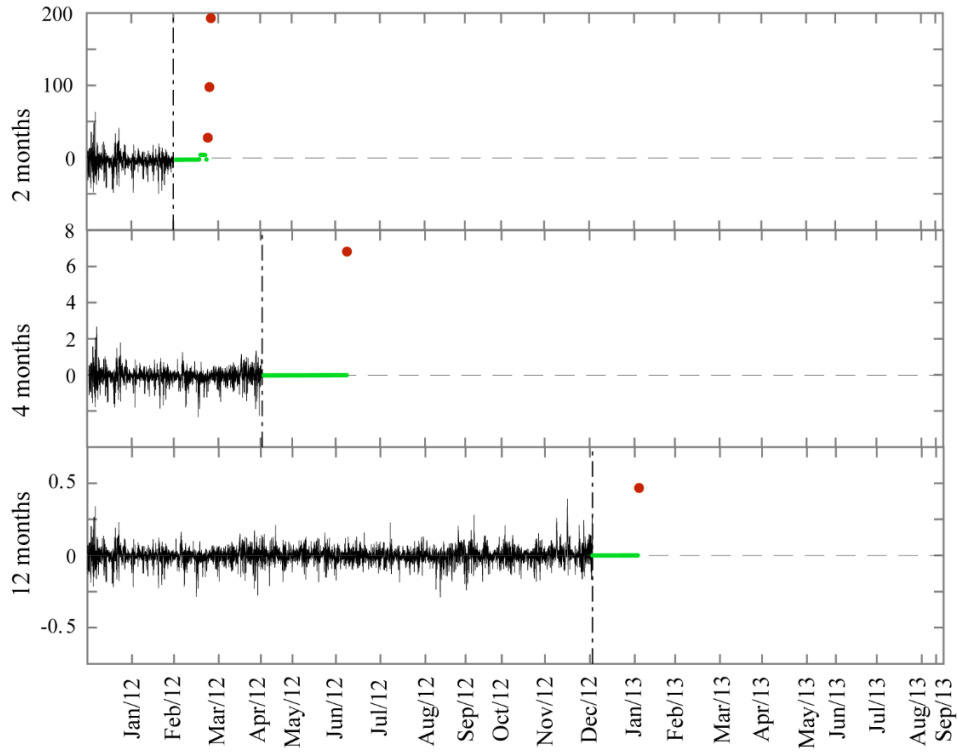


Fig. 5. Kullback–Leibler divergence applied on the obtained DI with cumulative assessment of one DI value per day, and tested for 2, 4, 12 months of training.

For further verification of the performance of the applied statistical metrics (Control charts and Kullback–Leibler divergence) , the input data time histories are analyzed by means of outlier analysis via the commonly utilized univariate discordancy measure given in [19]. The method identifies samples from a testing set which have values beyond a predefined limit. These are interpreted as novelties. In this context, the definition of thresholds is vital part of the process. An adaptive method that takes into account the actual empirical chi-square distribution function of the estimated distances (instead of a fixed quantile) is herein applied [20].

In Fig. 6, for a two-month training period, the validation set of the estimated DI and statistical outlier analysis of the input data time histories illustrate that index values exceeding the ± 3std thresholds (99.7% confidence intervals calculated for the fitted Gaussian distribution of the estimation set of PCE residuals) can be linked to novel data ranges of the measured influencing agents, more precisely

temperature and RPM values between months March and November year 2012, as well as April and September in year 2013.

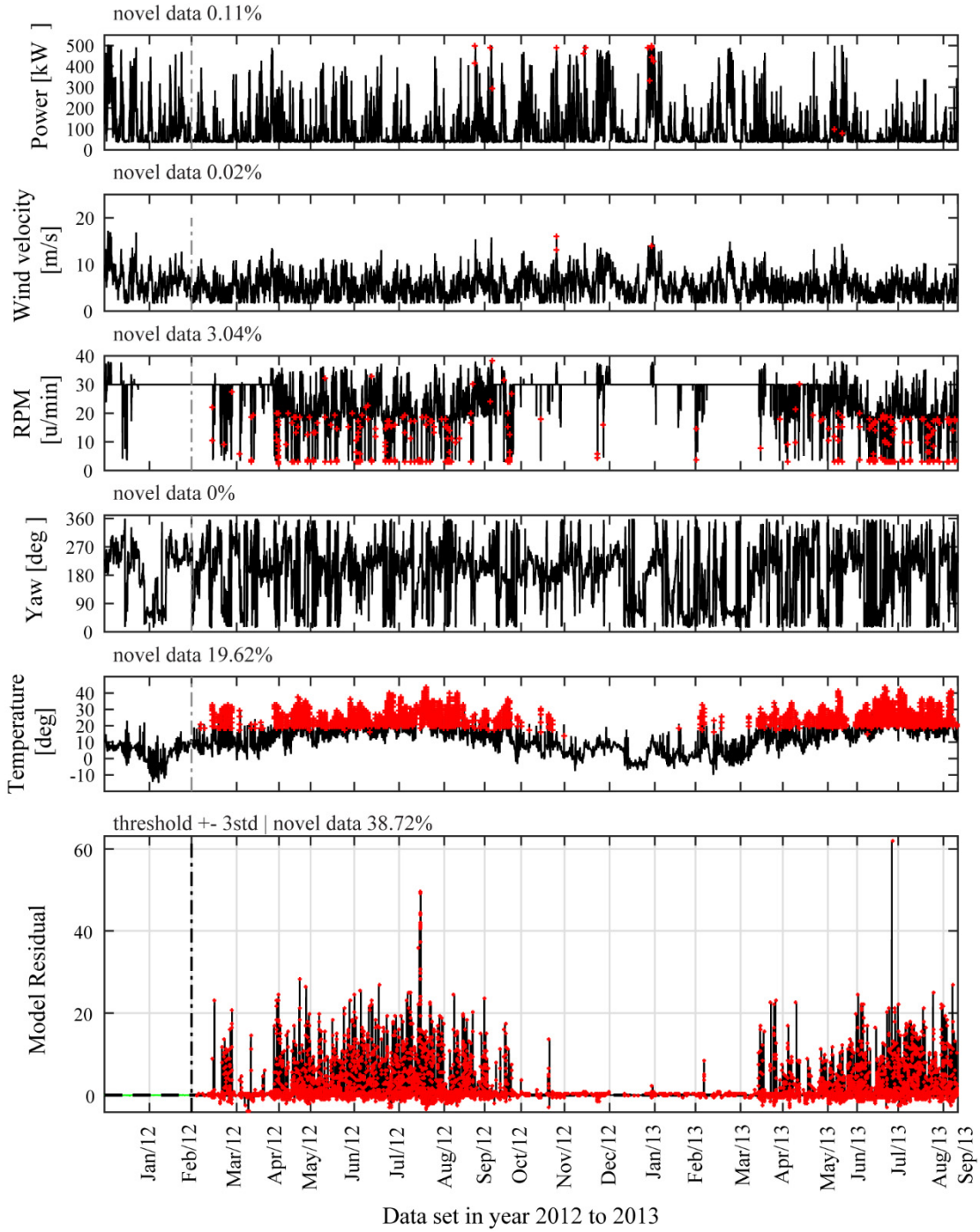


Fig. 6. Two-month training set. Identified novel data (red points) within time history of 10-min mean values of measured SCADA and Control chart of the Model residual.

Further increase of the training period (Figs. 7 to 8) results in decrease in the outlier percentages (SCADA variables with zero percent are not included in the plots) and correspondingly the DI values become significantly reduced. In the case of the twelve-month period of training, the outlier percentages drop below 0.2% and the DI distribution pattern of the testing set is evidently improved, with substantially less points above the threshold values. Furthermore, it is clearly demonstrated that the sensitivity of the applied Kullback–Leibler divergence to new data ranges of measured EOPs agrees well with the detected outliers within SCADA variables (Figs. 6-8).

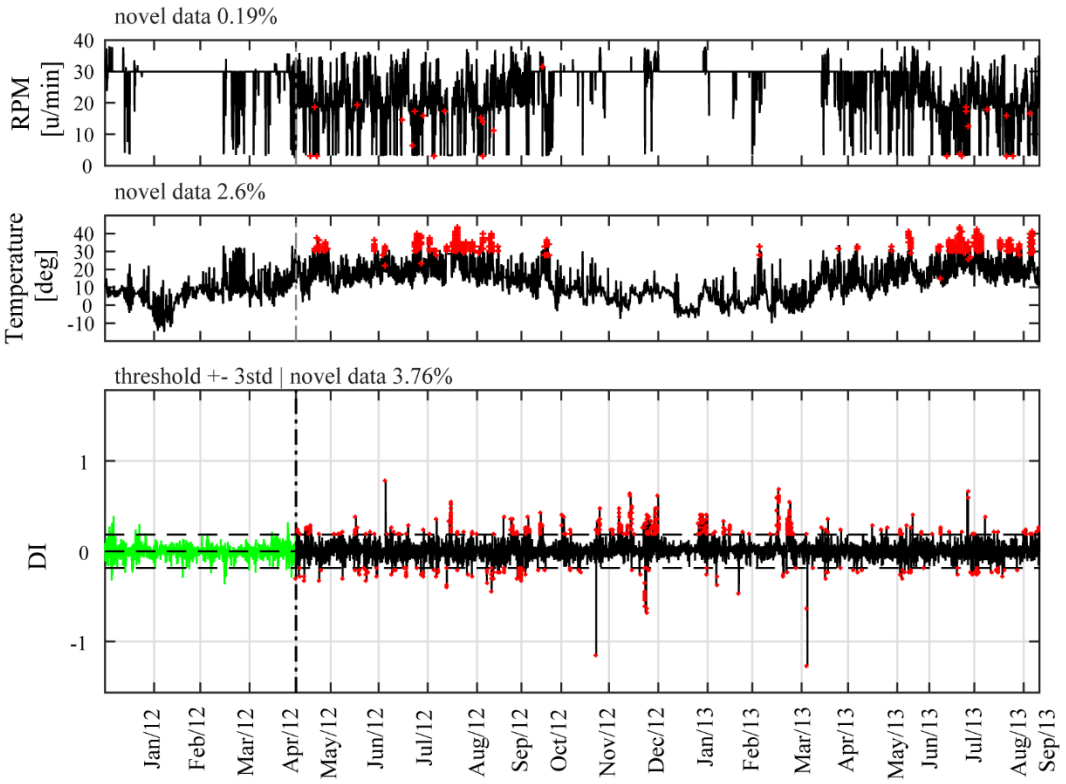


Fig. 7. Four-month training set. Identified novel data (red points) within time history of 10-min mean values of measured SCADA and Control chart of the DI.

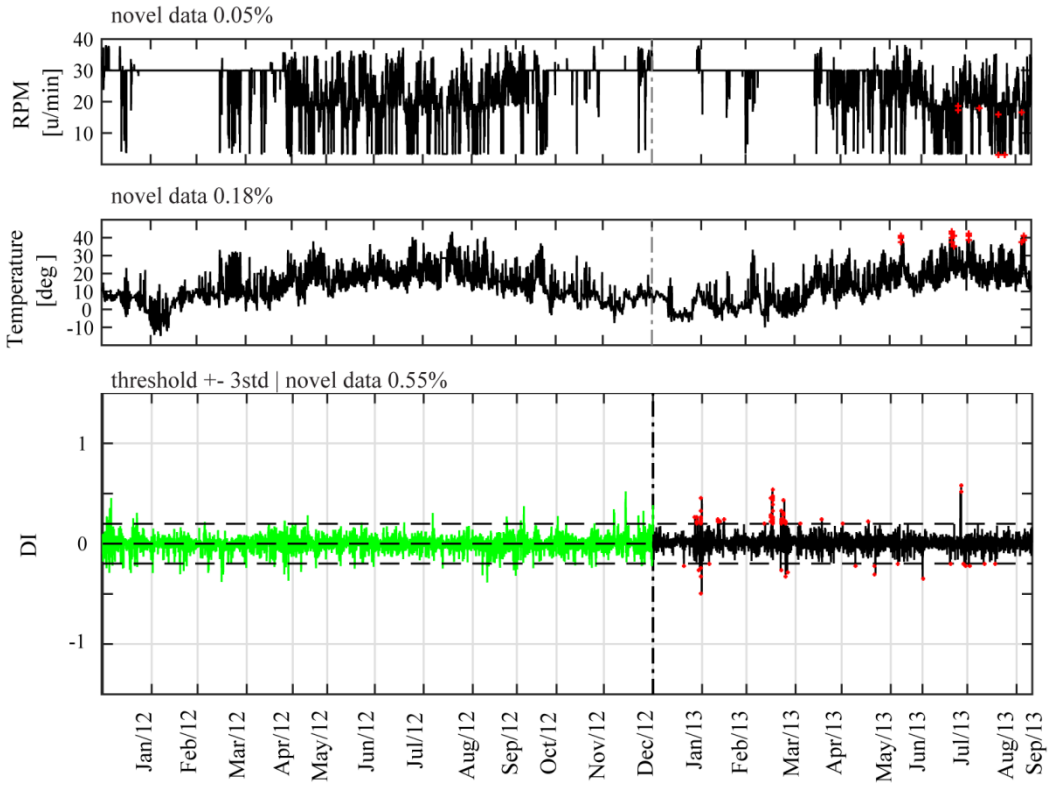


Fig. 8. Twelve-month training set. Identified novel data (red points) within time history of 10-min mean values of measured SCADA and Control chart of the DI.

4. CONCLUSIONS

The adoption of automated SHM identification tools capable of unprejudiced diagnosis of in-service structures gradually becomes a necessity. In this context, as result of today's rising trends of energy management, wind turbines reached the forefront of significant infrastructures that demand instantaneous implementation.

Measured ambient vibration accelerations of an actual operating WT tower in Dortmund (Germany) along with environmental and operational data were exploited within a multicomponent data-driven SHM framework. The proposed data-based strategy delivered a sensitive PCE-SPTARMA diagnostic indicator able to capture the non-stationary response and the long-term response variability of the actual operating WT structure for a monitoring period of twenty one months.

The potential for further enhancements of the tool, towards real-time computing platform able to guide operators in the management of WT structures, is verified by outlier analysis of recorded SCADA data, as well as utilization of Control chart analysis and Kullback–Leibler divergence measure on the obtained indicator, for various training lengths. The sensitivity of the diagnostic indicator to scheduled changes in operating regimes and system fluctuations of the WT structure will be sought in a following step.

REFERENCES

[1] Tcherniak, D., Chauhan, S. and Hansen, M. H., Applicability limits of operational modal analysis to operational wind turbines, Proceedings of 28th International Modal Analysis Conference, Jacksonville, Florida USA, 2010.

[2] Ozbek, M., Meng, F. and Rixen, D. J. (2013) Challenges in testing and monitoring the in-operation vibration characteristics of wind turbines, Mechanical Systems and Signal Processing 41, 649–666.

[3] Limongelli, M.P., Chatzi, E., Döhler, M., Lombaert, G. and Reynders, E., Towards extraction of vibration-based damage indicators, Proceedings of 8th European Workshop On Structural Health Monitoring, Bilbao, Spain, 2016.

[4] Weijtjens, W., Verbelen, T., De Sitter, G. and Devriendt, C. (2015) Foundation structural health monitoring of an offshore wind turbine- a full-scale case study, Structural Health Monitoring 15, 389-402.

[5] Oliveira, G., Vibration-based structural health monitoring of wind turbines, PhD Thesis, University of Porto, Portugal, 2016.

[6] Hu, W. H., Thöns, S., Rohrmann, R. G., Said, S. and Rücker, W. (2015) Vibration-based structural health monitoring of a wind turbine system Part II: Environmental/operational effects on dynamic properties, Engineering Structures 89, 273–290.

[7] Dervilis, N., Worden, K. and Cross, E. J. (2015) On robust regression analysis as a means of exploring environmental and operational conditions for SHM data, Journal of Sound and Vibration 347, 279–296.

[8] Spiridonakos, M. and Chatzi, E., Polynomial chaos expansion models for SHM under environmental variability, Proceedings of 9th International Conference on Structural Dynamics, Porto, Portugal, 2014.

[9] Spiridonakos, M., Chatzi, E. and Sudret, B. (2016) Polynomial chaos expansion models for the monitoring of structures under operational variability, ASCE- ASME Journal of Risk and Uncertainty in Engineering Systems, Part A: Civil Engineering 2.

[10] Avendaño-Valencia, L.D. and Chatzi, E., (2017) Sensitivity driven robust vibration-based damage diagnosis under uncertainty through hierarchical Bayes time-series representations, Procedia Engineering 199, 1852-1857.

[11] Bogoevska, S., Spiridonakos, M., Chatzi, E., Dumova-Jovanoska, E. and Höffer, R. (2017) A Data-Driven Diagnostic Framework for Wind Turbine Structures: A Holistic Approach, Sensors 17, 720.

[12] Worden, K., Baldacchino, T., Rowson J. and Cross E., Some recent developments in SHM based on nonstationary time series analysis, Proceedings of the IEEE 104, 1589-1603, 2016.

[13] Deraemaeker, A. and Worden, K. (2018) A comparison of linear approaches to filter out environmental effects in structural health monitoring, Mechanical Systems and Signal Processing 105, 1–15.

[14] Martinez-Luengo, M., Kolios, A. and Wang, L. (2016) Structural health monitoring of offshore wind turbines: A review through the statistical pattern recognition paradigm, Renewable and Sustainable Energy Reviews 64, 91–105.

[15] Spiridonakos, M. D., Poulimenos, A. G. and Fassois, S. D. (2009) Output-only identification and dynamic analysis of time-varying mechanical structures under random excitation: A comparative assessment of parametric methods, Journal of Sound and Vibration 329, 768-785.

[16] Akaike, H. and Kitagawa, G., Eds. (1999) The practice of time series analysis, Chapter 11, Springer-Verlag, New York.

[17] Le Maître, O. P. and Knio, O. M. (2010) Spectral Methods for Uncertainty Quantification, Springer, Netherlands.

[18] Hyvärinen, A. and Oja, E. (2000) Independent component analysis: algorithms and applications, Neural Networks 13, 411–430.

[19] Keith Worden, Graeme Manson, and David Allman. “Experimental validation of a structural health monitoring methodology: Part I. Novelty detection on a laboratory structure”. In: Journal of Sound and Vibration 259.2 (2003), pp. 323–343.

[20] Filzmoser, P., Garrett, R. G. and Reimann, C., Multivariate outlier detection in exploration geochemistry, Technical report TS 03-5, Department of Statistics, Vienna University of Technology, Austria, 2003.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

MT - 3

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

INVESTIGATION OF BRIDGE STRUCTURE FOLLOWING EUROPEAN NORMS

Gordana BROĆETA[1], Marina LATINOVĆ[2], Žarko LAZIĆ[3]

ABSTRACT

This paper presents results of a concrete bridge investigation on R-445 regional road, Ilijaš municipality, Bosnia and Herzegovina. The investigation is performed by visual inspection and testing, as an operation required for repair works, following European legislation related to the assessment of existing structures. European standards were applied for the process of structural investigation and collecting data necessary for eventual repair, as well as for the evaluation of built-in materials by testing. The scope and procedure for the investigation are briefly described, including visual inspection and experimental testing. Description of used destructive and non-destructive test methods for determining the structural characteristics and condition of built-in materials are given, regarding in-situ compressive strength, hardness, content of chlorides in hardened concrete, depth of carbonation, thickness of the protective layer of concrete, diameters and arrangement of reinforcement. Obtained conclusions and results are presented and analyzed regarding further possible repair. Since there were no data on built-in materials properties, in-situ concrete compressive strength determination process was performed, following instructions defined by the standard for assessment of an in-situ compressive strength. Different options are considered for strength determination, regarding the use of only core testing data or combination of core testing and rebound hammer method, with established correlation between the core compressive strength and the rebound number for the tested type of concrete. Structure weaknesses caused by the lack of maintenance, insufficient care in the separation of the river aggregate used in concrete mixture and inadequate compaction of concrete, are pointed out. Considering noted aggressiveness of built-in concrete towards reinforcement, carbonization depth and chloride ions content results were discussed. Based on experimental results and visual inspection, recommendations are given for further defining more stringent conditions for the content of chlorine ions in concrete containing steel reinforcement or being a part of composite structure, compared to those defined by the regulations.

Keywords: *concrete; bridge; assessment of structure; core testing; rebound height; chemical testing; European standards*

[1] Asst. prof., PhD, Faculty of Architecture, Civil Engineering and Geodesy, University of Banja Luka, Banja Luka, B&H, gordana.broceta@aggf.unibl.org
[2] Asst., MA CE, Faculty of Architecture, Civil Engineering and Geodesy, University of Banja Luka, Banja Luka, B&H, marina.latinovic@aggf.unibl.org
[3] Structural engineer, MA CE, Civil Engineering Institute Ltd, Banja Luka, B&H, zarkolazic87@live.com

1. INTRODUCTION

Even with quality construction and with the use of materials that meet the required quality standards, the durability and service life of each structure is compromised by external aggressive influences. Bridges are particularly endangered because of their exposure to constant dynamic loads in addition to aggressive influences from environment.

In order to investigate bridge structure across the Stavnja River, Ilijaš Municipality, Faculty of Architecture, Civil Engineering and Geodesy, University of Banja Luka in cooperation with the Institute for Urbanism, Civil Engineering and Ecology of the Republic of Srpska, Banja Luka and Urbis Center Ltd. Banja Luka, carried out a detailed visual inspection and testing of built-in materials.

Condition assessment was carried out as an operation required for repair works, and structural assessment was performed by investigation – visual inspection and testing according to principles shown on Fig. 1. Repair procedure of bridge was initiated since material deterioration due to time-dependent actions were noted on the pavement structure. There was no available documentation - original design was not accessible and there were no data on material properties, therefore, in order to gain the information needed for the repair, built-in materials had to be examined. As it was later assessed as non profitable to repair steel elements, main accent was given on mechanical and chemical properties of concrete, and detection of reinforcement in concrete elements – pillars and abutments.

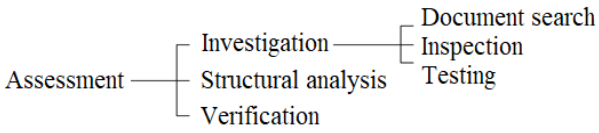


Fig. 1 Hierarchy of terms for structural assessment according to BAS ISO 13822:2011 [1]

Principles for repair depend on inspected irregularities in structure and they are based on prevention or stabilization of deterioration of concrete or corrosion of steel, or the strengthening of the structure [2]. Depending on this causes, parameters for testing were chosen, so the assessment was performed by determination of the following:

- the content of chlorides in hardened concrete,
- the depth of carbonation in hardened concrete,
- the thickness of the protective layer of concrete – cover depth, diameters and arrangement of reinforcement,
- compressive strength of the built-in concrete.

1.1. General description and location of the bridge

Pavement structure of the bridge shown on Fig. 2, is a composite structure with a concrete slab of unknown characteristics and steel beams. Static system in longitudinal direction is continuous beam with three-spans 10+10+10 m, resting on the abutments and river columns also made with concrete of unknown characteristics. Bridge has two traffic lanes and two footpaths.



Fig. 2. Bridge over river Stavnja, Ilijaš municipality

1.2. Standards used for investigation

Following standards have been applied for the structural investigation and for collecting data necessary for eventual repair:

- BAS ISO 13822:2011 - Bases for design of structures - Assessment of existing structures
- BAS EN 206+A1:2018 - Concrete - Specification, performance, production and conformity
- BAS EN 1504-9:2006 - Products and systems for the protection and repair of concrete structures - Definitions, requirements, quality control and evaluation of conformity - Part 8: General principles for the use of products and systems.
- BAS EN 13791:2008 - Assessment of on in-situ compressive strength in structures and precast concrete components

Standards used for the evaluation of built-in materials – in-situ compressive strength, chloride content, carbonation depth determinations and the detection of reinforcement, were:

- BAS EN 14629:2008 - Products and systems for the protection and repair of concrete structures - Test methods - Determination of chloride content in hardened concrete
- BAS EN 14630:2008 - Products and systems for the protection and repair of concrete structures - Test methods - Determination of carbonation depth in hardened concrete by the phenolphthalein method
- BAS EN 12504-1:2010 - Testing concrete in structures - Part 1: Cored specimens - Taking, examining and testing in compression
- BAS EN 12504-2:2010 - Testing concrete in structures - Part 2: Non-destructive testing - Determination of rebound number
- BS 1881-204:1988 - Testing concrete. Recommendations on the use of electromagnetic covermeters

2. VISUAL INSPECTION

Prior to testing visual inspection was performed. The information collected by visual inspection were related to surface characteristics, visible deformations, cracks, spalling, corrosion, etc.

A visual inspection of the pavement structure showed that the drainage was not maintained (Fig. 3). High level of corrosion was present on several locations on steel beams, and on the concrete slab, segregation, insufficient protective layer, reinforcement corrosion and deterioration of the concrete were observed (Fig. 4).

Object was not exposed to contaminations, except to the road salt.



Fig. 3. Clogged drains



Fig. 4. Damages in structure caused by the lack of maintenance

Visual inspection of the columns and abutments revealed that the concrete was embedded under extremely bad conditions. In the pillars, weak spots with visible aggregate grains and a lack of cement stone on the surface layer of concrete were detected, as seen on Fig. 5 and 6. No visible structural cracks were noted.



Fig. 5. Weak spots of concrete surface layer



Fig. 6. Segregation of concrete

3. EXPERIMENTAL TESTING

Since there was no project documentation available, plan for detailed inspection by testing was defined on basis of visual inspection. Detailed inspection was performed by experimental testing related to concrete compressive strength assessment, its aggressivity towards reinforcement - carbonization depth and chloride ions content, and also, reinforcement cover depth determination, reinforcement diameters and arrangements. Cores were used for physical and petrographic analysis. Physical properties are assessed considering deterioration.

Number of samples was restrained by the Purchaser, but due to pronounced concrete diversity some extra samples were taken. On some sampled cores, depending on their length, several test methods were applied. Overview of test locations with performed test methods is given in Table 1.

Table 1. Experimental testing overview

Constructive element	Region label	Destructive methods		Nondestructive methods	
		Number of samples and core diameter	Type of destructive test	Number of samples	Type of nondestructive test
Pavement	K	3ø50	Chloride content	2	Armature diameter and cover depth
Pedestrian structure	P	1ø100, 6ø50	Compressive strength	10	Armature diameter and cover depth, rebound number
		2ø100, 4ø50	Carbonation		
		1ø100	Chloride content		
River columns	S	3ø100	Compressive strength, carbonation	2	Armature diameter and cover depth, rebound number
		1ø100	Chloride content		
Abutments	O	5ø100	Compressive strength, carbonation	4	Armature diameter and cover depth, rebound number
		2ø100	Chloride content		
Abutments foundation	TP	1ø100	Compressive strength, carbonation	1	Armature diameter and cover depth, rebound number
		1ø100	Chloride content		

Sampling locations were chosen so that the all relevant structural elements are covered with enough number of samples, depending on type of test. Fig. 7 shows the sampling locations.

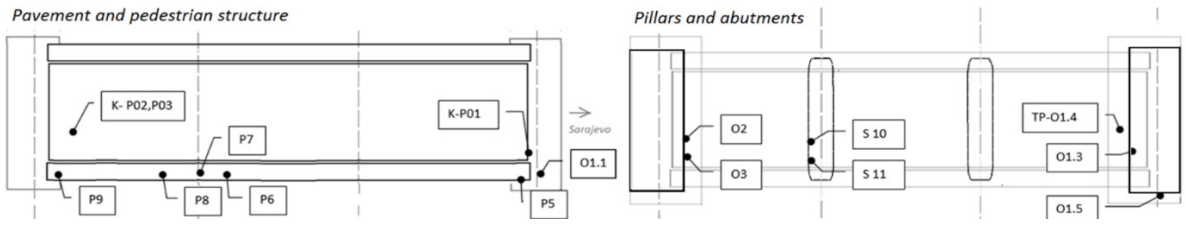


Fig. 7. Sampling locations

All samples were prepared and tested in the laboratory of the Faculty of Architecture, Civil Engineering and Geodesy and the laboratory of the Institute for Urbanism, Civil Engineering and Ecology.

3.1. In-situ compressive strength testing

Concrete sampling was performed on a pedestrian structure, river columns (Fig. 8,9) and abutments, according to standard BAS EN 12504-1:2010 - Testing concrete in structures - Part 1: Cored specimens - Taking, examining and testing in compression. This standard is referred to in standard BAS EN 13791- Assessment of on in-situ compressive strength in structures and precast concrete components, which defines methods and the number of samples for in-situ compressive strength determination.

Core testing is the most direct measure of in-situ strength which gives most accuracy, but it is limited by the speed of the test, the cost, the access of coring machines and it damages the structure. Nondestructive rebound hammer test is dependent on its correlation with compressive strength. If the concrete is carbonated it is not recommended to use it [3].



Fig. 8. In-situ coring procedure



Fig. 9. Rebound hammer testing

For determination of in-situ compressive strength, according to [3], it was necessary to define test regions, test locations at each region and the number of samples at each location. Test location is an area selected to obtain one test result (using one or more individual test values) and test region is a volume of concrete assumed to consist of concrete with same type and compressive strength class [3]. On investigated bridge, two testing regions were defined: pedestrian structure (a part of pavement structure) and river columns and abutments with foundations. Testing locations within a region were selected to avoid cracked or damaged areas, critical sections and places with reinforcement.

As defined in [3], minimum number of results for obtaining in-situ strength varies depending on the method of determination and the diameter of cores. Without combining core testing with indirect methods, minimum number of test locations per region is 8, for Ø100 cores, and 12 or 16, for Ø50 mm cores, depending on aggregate size. If the indirect testing methods are applied, such as testing with rebound hammer without using calibration curve, minimum number of test locations per region is 3 (for Ø100 cores), but this method of determination of in-situ strength can be applied only to smaller test regions, comprising less than 30 m^3 of concrete [3]. To achieve a valid result, a minimum number of core compressive strength values for 50 mm diameter cores is 3 or 5 per location, depending on aggregate size, while for the cores with 100 mm diameter, one value per location is enough [3].

Taken cores on tested regions were with 1:1 diameter to height ratio, 100 mm diameter by 100 mm for river columns and abutments region, and 50 mm diameter by 50 mm for pedestrian structure. It was decided to take cores with smaller diameter on pedestrian structure to avoid reinforcement, but smaller cores have higher variability, so, as mentioned, for this core size, more of samples have to be taken. Number of locations in this assessment was chosen assuming that columns and abutments belong to one region. Conditions regarding the number of cores and individual compressive strength values per location were not fulfilled for pedestrian structure region, since it was not possible to form required number of samples from extracted cores, due to irregularities in concrete, mainly caverns (Fig. 15).

Rebound hammer testing was performed at core sampling locations to establish a correlation between the compressive strength results and the rebound number. On the basis of the correlation an opportunity to evaluate the compressive strength at other locations is given [3]. Correlation was established on river columns and abutments region with best fit linear regression with 9 pairs of results. On pedestrian

structure standard curve was used. A minimum of 16 rebound numbers were recorded at each sampling location, but also on other positions on structure. A minimum defined by the standard [4] is 9. Orientation of hammer was taken into the account, according to the instrument manual.



Fig. 10. Concrete cores of different types of concrete prepared for compression test

Core specimens were prepared by grinding, which is considered to be the most precise method for obtaining results regarding surface preparation [3]. Sampling and gridding was performed in laboratory that has accredited procedures according to standard ISO/IEC 17025. Fig. 10 shows different concrete type in concrete samples prepared for compression test.

3.2. Determination of carbonation depth and chloride ions content in hardened concrete

Main reasons for reinforcement corrosion are loss of concrete cover, chemical loss of alkalinity in concrete cover as a result of reaction with atmospheric carbon dioxide, which is carbonation, and contamination of concrete with corrosive agents, usually chloride ions [2]. Standard EN 1504-9 defines work required prior to repair of structure, and in order to follow principles and methods for repair concerning reinforcement corrosion, it relies on standards needed for determination of chloride ion content and carbonation depth.

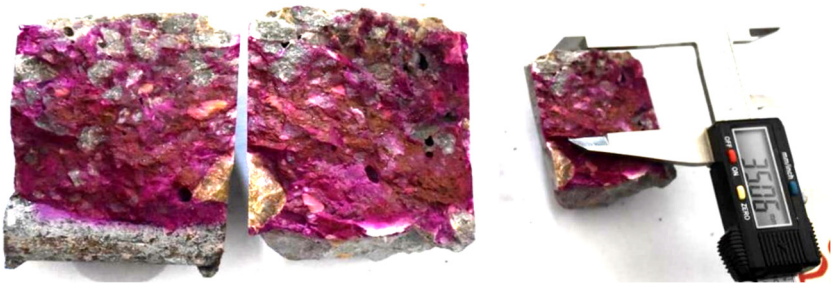


Fig. 11. Carbonation depth determination

Carbonation depth can be determined by spraying a phenolphthalein indicator onto the surface of a fresh split piece of concrete, as standard BAS EN 14630:2008 indicates. This testing was performed in the laboratory (Fig. 11) on split surfaces, but also some in-situ testing (Fig. 15) was performed on cut surfaces. Testing on cut or drilled surface can indicate unhydrated cement particles in otherwise fully carbonated concrete [5], so these results are taken with reserve. Samples for laboratory testing were taken from surface layers of cores, but also from various depths.



Fig. 12. Determination of chloride content in surface layer of concrete

Chloride content test was performed by the procedure defined in standard BAS EN 14629:2008, using Volhard's method (Fig. 12) [6]. Allowed limits of chloride content are defined in [7] by the mass of

cement. Following standard [6], chloride content is gained as percent of chloride ions by the mass of concrete sample, so the chloride content by the mass of cement has to be calculated in order to be compared with limits defined in [7]. For this calculation it can be assumed that aggregate grains are not contaminated by chloride salts, and its mass can be subtracted from the mass of concrete sample.

3.3. Concrete cover and reinforcement diameter detection

Covermeter instrument is used to locate the steel in concrete and also to measure concrete cover and estimate rebar size and arrangement (Fig. 13, 14). On some locations on pavement structure, concrete layer was manually removed.

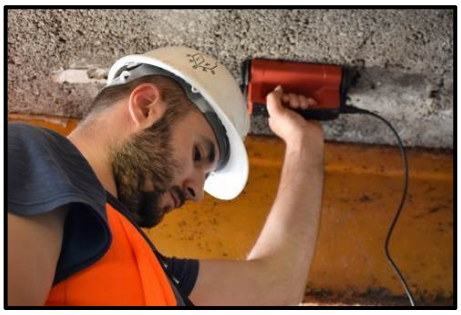


Fig. 13. Covermeter measurements



Fig. 14. Manual removal of concrete layer

4. TEST RESULTS AND ANALYSIS

The results of preliminary visual inspection were in terms of a qualitative grading of structural conditions. Due to the reason that the pavement structure is composite structure, and to the high level of corrosion of the steel beams and reinforcement in the lower zone of the concrete pavement slab, it was decided that the repair of this element of the bridge was not economic, since repair methods were extremely complicated. In the following text an accent is given on concrete testing results.

It was noted that concrete with river aggregate was used in the columns and abutments, and concrete with crushed aggregate in the pedestrian structure. River aggregate was not previously granulated, but a natural mix was used. In some test specimens a very large aggregate grains were observed, as well as the soiling of the aggregate fractions (columns and abutments). The maximum observed aggregate grain dimension is about 33 mm in the pedestrian structure, 39 mm in the river columns, 94 mm in the abutment I, 86 mm in the abutment II, and 95 mm in the foundation of abutment I. On some core samples, irregularities were observed in the form of caverns (Fig. 15), indicating insufficient compactness of concrete during casting.

In columns and abutments reinforcement was not detected.

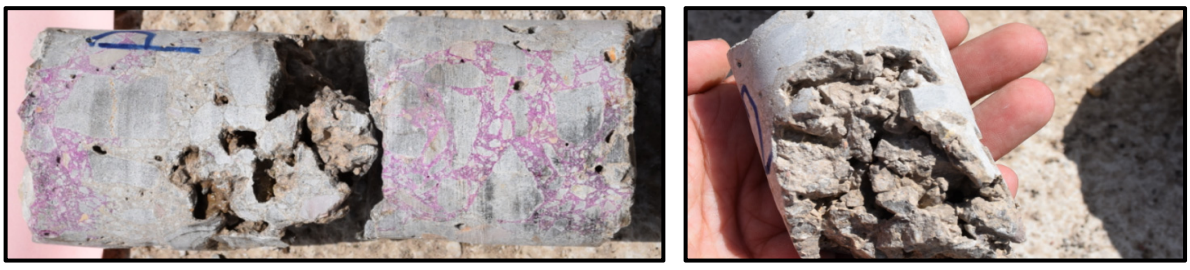


Fig. 15. Caverns in concrete samples

4.1. Determination of in-situ strength

Compressive strength results of core samples showed variations in values. The obtained strength results determined on core samples and the results determined with rebound hammer (through the correlation curves) are shown in Table 2.

If assessed according to BAS EN 1992-1-1, the results of the core tests are to be compared to 2:1 - 300 mm by 150 mm diameter core, and equivalent strength needs to be calculated by multiplying with factor

0.82, as defined in [3]. These equivalent values are presented herein. The correction factors for the different 1:1 cylinder sizes are not taken into the account in the standards. It is somewhere considered that the impact of size on cube samples is greater than on cylinders. Some research on the effect of specimen size on compressive strength are presented in [8]. British national annex to BS EN 12504-1:2009 notes that the excess of voidage also has to be taken into the account in determination of compressive strength, which was also considered when processing the results.

Table 2. Compressive strength results

Region mark	Construction element	Location mark	Compressive strength determined with rebound hammer [MPa]	Compressive strength determined by core testing [MPa]
P	Pedestrian structure	P 5	43,8; 39,5	46,1
		P 6	39,5	-
		P 7.1	23,5*; 47,5*	-
		P 7.2	28,0*; 50,0	60,3
		P 7.3	22,5	24,3
		P 7.4	51,0*	33,2; 38,3
		P 8.2.	23,5; 49,0*	27,0
		P 9.1	27,0*	-
		P 9.2	49,0*	46,0; 33,1
SO	River columns	S 10	37,0	29,0
		S 11	37,0	42,7; 35,7
	Abutments	O 1.1	35,9	48,3
		O 1.3	34,0; 28,0*	41,0
		O 1.5	21,0	14,7
		O 2	30,5	26,7
		O 3	29,0	33,0
	Abutments found.	TP-O 1.4	55,0	37,1

** rejected values*

Aggregate size to the diameter of core ratio has a big influence on test results if it's value is greater than 1:3 [3,9]. In river columns and abutments maximum detected grain size on some samples was larger than the one third of the diameter of the core, which gave unreliable results that had to be rejected. Although in pavement structure crushed aggregate was used, in several samples diameter of the core also did not satisfy above mentioned condition.



Fig. 16. Different concrete types, excessive grain size and irregular types of failure

Fig. 16 shows the fracture appearance of concrete prepared with river and crushed aggregate, that is, an example of an excess grain size in samples, as well as irregular types of failure can be seen.

Estimation of in-situ strength was performed with no presumption of concrete quality. Obtained data per region did not represent single strength class, since there were many outliners and large sample standard deviation is gained - 10.3 - for river columns and abutments region. To estimate in-situ strength, new regions had to be defined, obtained results divided and additional samples taken to fulfill the condition for minimum location number per region. Alternative was to divide obtained data into proper

regions, and with established correlation for this type of concrete, to further estimate compressive strength by performing more indirect testing on additional locations.

Test results are showing that the river columns could represent one testing region, but abutments show heterogeneous results, and there are no indications that by any division into regions they could give reliable results for in-situ compressive strength determination according to BAS EN 13791. Also, since the concrete was assessed as of insufficient quality and, as mentioned, had large heterogeneity in strengths per defined regions (Table 3), but even in one construction element, and also since no reinforcement was detected in columns and abutments, further assessment was not proceeded.

Table 3. Compressive strength results spans per region of testing

Region mark	Construction element	Compressive strength determined with rebound hammer [MPa]	Compressive strength determined by core testing [MPa]
P	Pedestrian structure	22,5-51,0	27-60,3
SO	River columns and abutments	28,0-65,0	14,7-48,3

After analyzing the results obtained with rebound hammer, results at certain locations were rejected, because the number of individual rejected measurements was greater than 20% of the total measurements per location [4]. The reason for the significant number of rejected results is, also, the high local heterogeneity of built-in concrete, in terms of different levels of compaction.

4.2. Carbonation depth and chloride ions content results

Carbonation of concrete cover is mainly dependent on cement content and type, w/c ratio, curing, rainfall and temperatures/humidity [2,10]. Almost all tested samples changed the color after spraying with phenolphthalein, indicating that concrete is not affected by carbonation, and it was concluded that the quality of concrete satisfies the conditions of exploitation from the aspect of carbonation. However, after treatment with phenolphthalein solution, the surface layers of concrete (up to 23 mm for the pavement structure, up to 46 mm for the pedestrian structure, up to 220 mm for the column, and up to 73 mm for the abutment) showed a lighter colorization, or lower basicity.

From the aspect of chloride content it was concluded that the subject concrete class is Cl 0.10 and Cl 0.20, with maximum content of chlorine ions in relation to the weight of cement in the amount of 0.15%. Accordingly, this concrete may contain steel reinforcement and other embedded metals. Chloride ions can be incorporated in concrete when mixed or can penetrate from the environment. At mixing main reason for chloride ions content are chloride salts, and when penetrated from external environment, main contaminants are sea water or road salt [2,11], which is the case in tested concrete. By inspection in the months of April and May, after rainy periods, given the presence of a significant amount of residual air and caverns within the concrete, chlorine ion leaching processes was possible. In support of this statement, on locations where atmospheric water flowed from concrete slab with chlorine ions from road salts, main steel beams are significantly affected by corrosion. According to the above, it can be expected that the concentration of chlorine ions in the concrete, during the winter regime, is higher than measured.

5. CONCLUSION

By examining the quality of the material built-in the bridge over the river Stavrnje in Ilijaš, it was possible to assess the condition of the structure, and thus to make a decision on further treatment procedures of the bridge, using European norms.

Although a large number of specimens were tested, in-situ compressive strength could not be given. The reason for this are high heterogeneity of concrete and the rules defined by the standard [3] regarding the region selection, so obtained data did not represent a single concrete strength class. It was stated that heterogeneity of concrete is a result of using non-granulated aggregate with large maximum grain size and insufficient concrete compaction, with different compaction levels. Regarding the condition inspection of this, as well as of other bridges, it is recommended that contractors and supervisory authorities perform more stringent control when compacting concrete, especially in the edges of structural elements.

It was also stated that the application of non-destructive methods, such as, in this case, the rebound hammer testing and testing with a covermeter instrument, gave better insight into the condition of the whole structure, given the limited number of samples, which are taken as a cores for destructive testing. Due to higher imprecision, for more reliable assessment, nondestructive methods have to be used with caution, with established correlation with familiar values [12].

Chloride content test showed that the subject concrete is of class Cl 0.2, which satisfies defined European standard conditions regarding embedded steel. However, the high level of damage of reinforcement and steel beams, caused by corrosion due to the chloride from the road salts, indicates the compromised stability of the pavement structure. Standard [2] defines a chloride content of 0.4% by weight of cement as a threshold above which reinforcement corrosion would occur, although it is stated that recent surveys show that this figure can be lower, sometimes below 0.2%, depending on environment [2]. Considering the condition of the steel beams as well as the built-in reinforcement in the lower zone of the pavement composite structure of this bridge, but also regarding the experiential data from the assessment of other structures, it is recommended to closer define criteria for chloride content, compared to those defined by European regulation. No safe limit should be assumed, as this figure is dependent on environmental conditions.

Carbonation depth tests showed that the tested concrete samples in all structural elements of the bridge meet the conditions defined by the standard, whereby a slight change in colorization, and thus the pH value of the concrete, is observed up to a maximum depth of 22 cm in the columns.

REFERENCES

[1] BAS ISO 13822:2011 - Bases for design of structures - Assessment of existing structures

[2] BAS EN 1504-9:2006 - Products and systems for the protection and repair of concrete structures - Definitions, requirements, quality control and evaluation of conformity - Part 8: General principles for the use of products and systems

[3] BAS EN 13791:2008 - Assessment of on in-situ compressive strength in structures and precast concrete components

[4] BAS EN 12504-2:2010 - Testing concrete in structures - Part 2: Non-destructive testing - Determination of rebound number

[5] BAS EN 14630:2008 - Products and systems for the protection and repair of concrete structures - Test methods - Determination of carbonation depth by the phenolphthalein method

[6] BAS EN 14629:2008 - Products and systems for the protection and repair of concrete structures - Test methods - Determination of chloride content in hardened concrete

[7] BAS EN 206+A1:2018 - Concrete - Specification, performance, production and conformity

[8] Qasim O.A. (2018). A Review Paper on Specimens Size and Shape Effects on the Concrete Properties. International Journal of Recent Advances in Science and Technology. paper 5(3):13-25

[9] BAS EN 12504-1:2010 - Testing concrete in structures - Part 1: Cored specimens - Taking, examining and testing in compression

[10] Wang X.H., Val D.V., Zheng L., Roderick M.J. (2018). Influence of loading and cracks on carbonation of RC elements made of different concrete types. Construction and Building Materials Journal, vol. 164, pp. 12-28.

[11] Morzhukhina A., Nikitin S., Akimova E. (2018). Determination of the neutralization depth of concrete under the aggressive environment influence. E3S Web Conf. vol. 33, article 02010.

[12] Alwash M. (2017). Assessment of concrete strength in existing structures using nondestructive tests and cores: analysis of current methodology and recommendations for more reliable assessment, HAL. Id: tel-01531241

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

MT - 4

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

STRENGTHENING OF EXISTING BUILDING USING CFRP WRAPPING SYSTEM

Goran CHAPRAGOSKI[1], Golubka NECHEVSKA-CVETANOVSKA[2]

ABSTRACT

Deficiencies that emerge in reinforced concrete buildings in terms of stiffness, strength, ductility and redundancy led to studies intended to strengthen buildings against earthquakes. In the last decades, new materials for strengthening and design have emerged. These are referred to as fiber- reinforced polymer (FRP) composites and have unique mechanical and in-service properties. FRP composites comprise fibers of high tensile strength within a polymer matrix. The fibers are generally carbon, glass or aramid, in a matrix such as vinylester or epoxy. The most important property of the fibers is their high elastic modulus. The FRP composites can be manufactured in different shapes as a: plates, FRP sheets, circular and rectangular bars and pre cured laminates etc. These kinds of material are characterized with: big ultimate strength, lightweight, the sheets are thin and can fix the problem in two directions, good durability and improved fire resistance as well as reduced freezing risk.

In order to show the benefits of using the CFRP sheets in strengthening of buildings, a series of extensive analytical investigations using nonlinear static analysis have been performed on an existing frame building located in Skopje, Macedonia. The simulation of the existing building was done by use of the SAP2000 V15.0.0 computer program for analysis and proportioning. After everything was determined and defined, the structure was modeled and analyzed by using the CSI SAP2000 computer program. The results from the performance of 16 analyses were 16 different pushover curves obtained for this strengthening solution. By using of the N2 method with selected design spectrum and a return period of 475 years and ground acceleration of 0.32g, the deformation capacity of the building was obtained for all load cases.

The main conclusion is that the strengthening solution including CFRP wrapping strengthening system significantly increases the deformation capacity of the building.

Keywords: *Strebgthening; CFRP; Pushover analysis; N2 method; Deformation capacity*

[1] PhD student, Institute of earthquake engineering and engineering seismology, University “Ss. Cyril and Methodius”, Skopje, Republic of North Macedonia, goran@iziis.ukim.edu.mk
[2] Prof. PhD, Institute of earthquake engineering and engineering seismology, University “Ss. Cyril and Methodius”, Skopje, Republic of North Macedonia, golubka@iziis.ukim.edu.mk

1. INTRODUCTION

The poor performance level resulting in high level of structural damage during frequent earthquakes has increased the need for determination and evaluation of damages to buildings.

In order to prevent such collapse mechanisms of building structures, seismic demands must be determined accurately. For this reason, many evaluation and retrofitting methods have been proposed for accurate determination of the inelastic behaviors and seismic demands of building structures. First of all, the seismic demands and seismic capacity of buildings should be obtained.

Nonlinear static analysis, or pushover analysis, has been developed over the past twenty years and has become the preferred analytical procedure for design and seismic performance evaluation since it is relatively simple and considers post-elastic behavior. However, the procedure involves certain approximations and simplifications so that some variations are always expected to exist in the seismic demand prediction made by pushover analysis. The strengthening solution is selected after the performance of the analysis and obtaining of the capacity.

Recently, there have been increasing developments and applications in the use of advanced materials in the construction industry for concrete strengthening based on specific requirements. The need for strengthening techniques for existing concrete structures has resulted in research and development of FRP strengthening systems. Repair and strengthening of existing concrete structures with advanced composite materials has become an accepted method all around the world.

The purpose of the research was to learn how innovative materials influence the strengthening of existing structures, what are the advantages and disadvantages of the new materials, when these materials are adequate to be used and how they affect the deformability capacity of a structure.

The research also involved examination of the influence of innovative building materials upon strengthening of an existing building by performing a series of extensive analytical investigations using nonlinear static analysis (pushover analysis).

2. DESCRIPTION OF THE EXISTING STRUCTURE

The building in Skopje is a composition made up of two connected parts. The first part is 13.4m high, consisting of 3 floors (the first with height of 2.5m and the others with height of 3.8m) and a 3.3m high roof. It is rectangular shape in plane structure composed of 2 bay frames with 6.5m span in one direction and 6 bay frames with 7m span in the other direction. The second part is 7.3m high, consisting of 2 floors (the first with height of 3.5m and the second with height of 3.8m). It is rectangular shape in plane structure composed of 2 bay frames with 6.5m span in one direction and 2 bay frames with 7m span in the other direction. The two parts are connected in the levels of first and second floor allowing the structure to work as a one. (Figure 1)

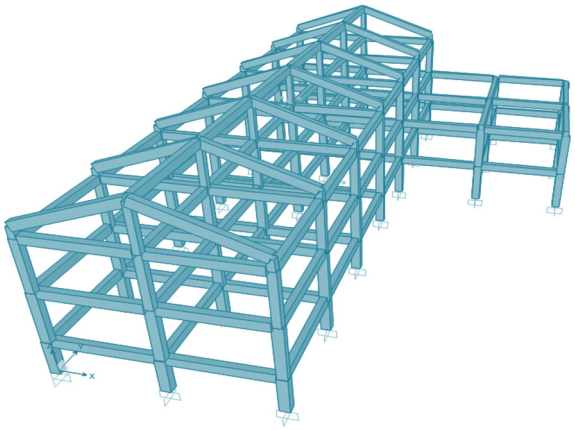


Fig. 1. 3D View of the modeled structure

The existing structure consists of reinforced concrete frames in both principal directions. The cross sections of beams and columns are categorized according to their dimensions in their area of reinforcement. The fundamental characteristics of the structural elements columns and beams are summarized in the Table 1.

Table 1. Section description and reinforcement detailing

Floor	Column cross-section(cm)	Beam cross-section(cm)
First floor	50/60(2x4ϕ24)	40/65(5Φ20top+2Φ20)
Second floor	40/60(2x4ϕ24)	40/65(5Φ20up+2Φ20down)
Third floor	40/50(2x4ϕ20)	40/60(5Φ18up+2Φ18down)
Roof	40/40(2x4ϕ14)	40/65

3. PUSHOVER ANALYSIS

In order pushover analysis to be performed plastic hinges shall be calculated before. In plastic limit analysis of structural members subjected to bending, it is assumed that transition from elastic to ideally plastic behavior occurs at a certain value of moment. This moment is known as plastic moment (Mp).

The state of damage in a structure is defined in EN 1998-3, Eurocode 8, by three limit states, namely Near Collapse (NC), Significant Damage (SD), and Damage Limitation (DL).

To define hinges, first of all we need to define yielding moment (My) with appropriate rotation (ϕ_y) and ultimate moment (Mu) with appropriate rotation (ϕ_u) for each cross section with appropriate reinforcement. According to the parameters obtained using the formulation given by the Eurocodes hinge properties are calculated. (Fig. 2)

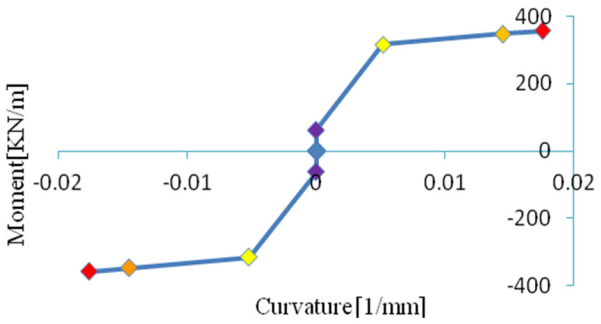


Fig. 2. 3D Moment curvature plot(General Hinge properties)

After calculating the hinges properties and modeling in the software program SAP 2000 the next step is analysis of the structure. In this case in order to estimate the capacity of the structure pushover analysis was performed. According to Eurocode 8, the nonlinear static analysis is the reference method in assessment practice of existing buildings. It is based on pushover analyses carried out under constant gravity loads and increasing lateral forces, applied at the location of the masses to simulate the inertia forces induced by the seismic action. The lateral forces increase in constant trend with determined time step "pushing" the structure in the desired direction with increasing displacement at every time step. The process continues until a control displacement, reaches a certain level of deformation or until the structure becomes unstable.

The eccentricity of the building causes to have sixteen different load cases for both patterns (eight for each of them, modal and uniform). Each load cases leads to determine own capacity curve which is relationship between base shear and caused horizontal displacement in the appropriate control point. After doing the analysis pushover curves for each of the cases are obtained. According to Eurocode 8,

in order to determine the target displacements, the structure was transformed in equivalent SDOF system by using the N2 method.

In order to transform the system, the properties of the system should be transformed first. According to the expressions given below, properties of the SDOF system should be computed. Finally, the "target displacement" of the *MDOF* system at the "control point" is obtained as:

$$d_t = \Gamma \cdot d_t^*$$

Where:
Γ is the transformation factor
d_t^* is the target displacement of the equivalent *SDOF* system

The "target displacement" d_t^* of the equivalent *SDOF* system is obtained from the elastic displacement $d_{e,t}^*$ on the base of the so-called "equal displacement rule", modified for short period (i.e. rigid) structures.

In this case for obtaining of the target displacement, Response spectrum with 475 years return period and ground acceleration a_g=0.32g are used. The elastic response spectrum is defined by the expressions given in Eurocode 8. In order to obtain the target displacement, the response spectrum should be transformed in acceleration displacements response spectrum (ADRS).

3.1. Pushover results

After calculating the hinges properties and modeling in the software program SAP 2000 the next step is analysis of the structure. In this case in order to estimate the capacity of the structure pushover analysis is performed. Pushover analysis is an approximate analysis method in where the structure is subjected to monotonically increasing lateral forces with an invariant height-wise distribution until a target displacement is reached. The process continues until a control displacement, reaches a certain level of deformation or until the structure becomes unstable(when one of the plastic hinges reaches $\frac{3}{4}\theta$).(Fig. 3)

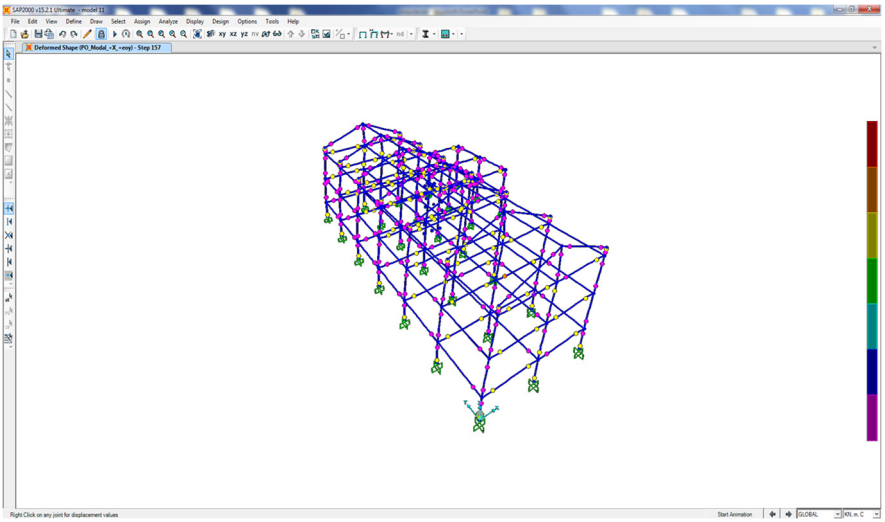


Fig. 3. Plastic hinges for one load case(Pushover analysis)

After pushover analyses are done, deformation capacity curves are obtained for all load cases. Obtaining the target displacement for specific load case is presented in Figure 4,5.

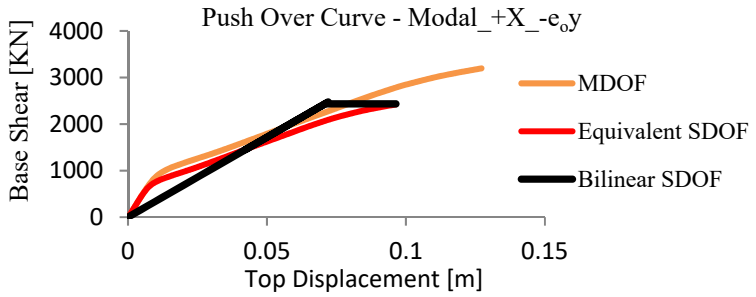


Fig. 4. Pushover curve Modal +X-eoy

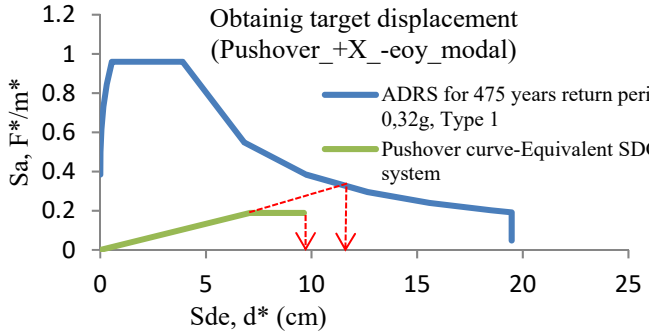


Fig. 5. Obtaining target displacement-Pushover curve Modal+X-eoy

From the results obtained from the diagrams, it is clear that the deformation demand in the most of the cases is bigger than the deformation capacity, which means that the structure in general doesn't satisfies the safety criteria.

After all shear control on the structure was performed by using the formulations given by the Eurocodes.

$$V_{EC8} = \frac{1}{\gamma_{el}}[V_N + V_c + V_W]$$

$$V_N = \frac{H - x}{2L_V} \min(N; 0.55A_C f_C)$$

$$V_C = \left(1 - 0.05\min(5; \mu_{pl})\right)[0.16\max(0.5; 100p_{tot})(1 - 0.16\min\left(5; \frac{L_V}{H}\right))\sqrt{f_c A_c}$$

$$V_w = \left(1 - 0.05\min(5; \mu_{pl})\right)(\rho_w b_w z f_{yw})$$

Where,
V_N is concrete contribution
V_c is longitudinal reinforcement contribution
V_w is stirrups contribution
μ_{pl} is plastic part of ductility demand(0 and5)
p_{tot} is total longitudinal reinforcement ratio
N is compressive axial force
x is neutral axis depth
γ_{el} is coefficient equal to 1.15

The shear control is calculated for the moment when the structure reaches flexural failure. Considering the results of the shear control can be concluded that a lot of the elements require shear strengthening.

In general way according to the examinated cases of the structure, should be noticed that the structure capacity should be increased in a way of flexural and shear capacity in order to reach the chosen earthquake resistance.

4. CFRP WRAPPING STRENGTHENING SOLUTION

According to the results given by analysis of the unstrengthened structure, columns and beams are strengthened with carbon sheets. Columns are strengthened on flexure and confinement while some of the beams (where is needed) are strengthened only on shear in order increasing shear capacity. Wrapping of the elements (columns and beams) is made by continuous wrapping. (Figure 6)

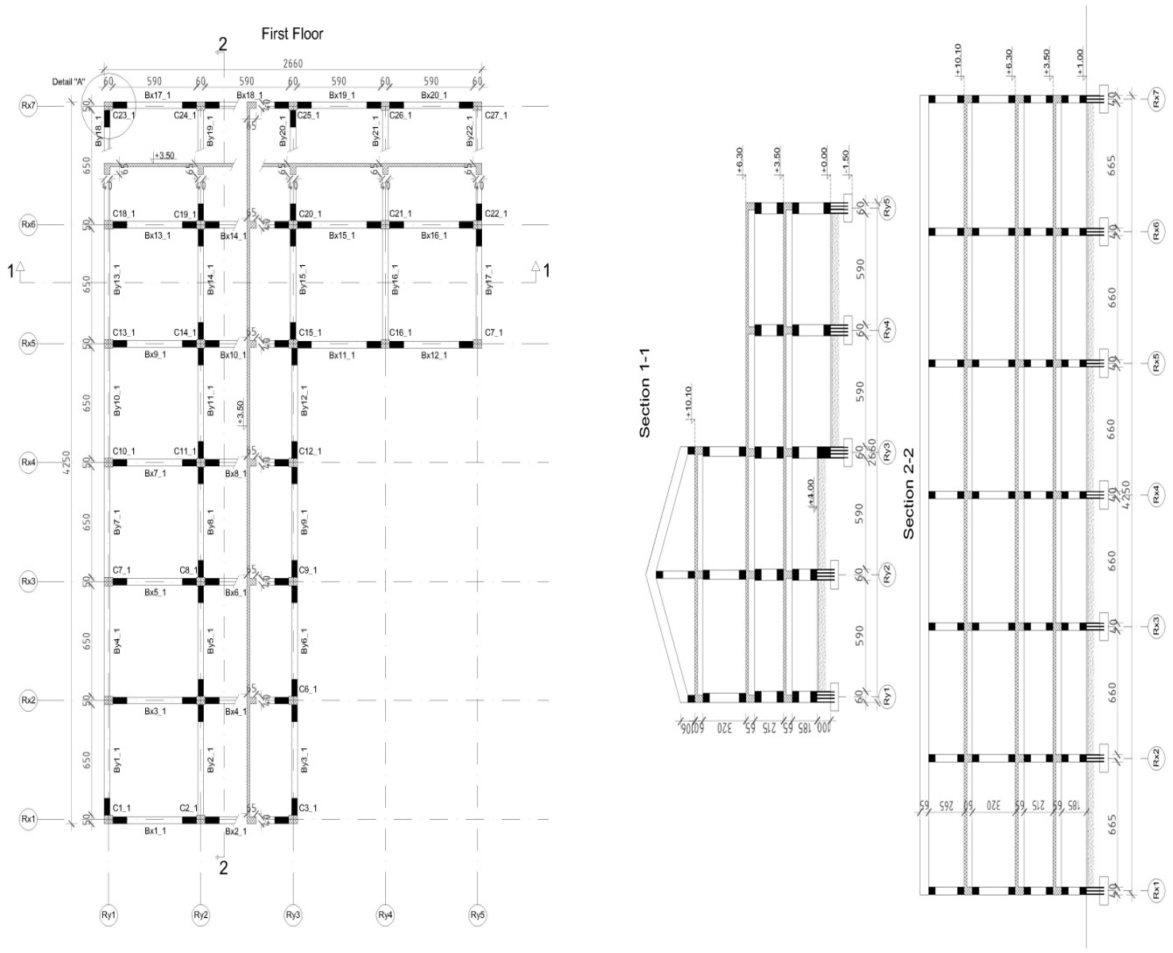


Fig. 6. Configuration of strengthened elements using CFRP

After calculating the hinges properties and modeling in the software program SAP 2000 the next step is analysis of the structure. In this case in order to estimate the capacity of the structure pushover analysis is performed. Same like for the unstrenthened structure results obtained by the analysis correspond to MDOF system. In order to estimate the capacity of the strengthened structure Pushover curves are transformed for SDOF system. From the diagram presented in the Figure 7 for specific load case, can be noticed that the deformation demand equal to 10.9cm is lower than the deformation capacity equal to 12cm, which means that the structure in this case satisfies the safety criteria.

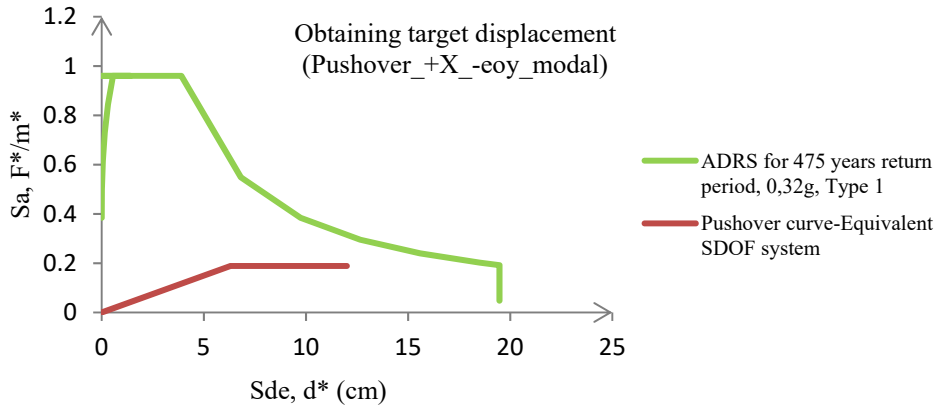


Fig.7 Obtaining target displacement-Pushover Modal +X+eoy

After pushover analyses are done, deformation capacity curves are obtained for all load cases. The maximum displacements of the structure for all load cases are given in the Table 2.

Table 2. Maximum displacements of MDOF system for the CFRP strengthened building and current state of the building

Load case	Current state	CFRP Strengthening
	Displacements of MDOFsystem(cm)	Displacements of MDOFsystem(cm)
Push_Modal_+X_+eoy	14.2	15.84
Push_Modal_+X_-eoy	12.7	15.84
Push_Modal_+Y_+eox	9.17	13.60
Push_Modal_+Y_-eox	9.1	13.73
Push_Modal_-X_+eoy	14.34	15.78
Push_Modal_-X_-eoy	12.8	15.18
Push_Modal_-Y_+eox	8.87	14.52
Push_Modal_-Y_-eox	9.1	14.52
Push_Uniform_+X_+eoy	8.57	15.17
Push_Uniform_+X_-eoy	8.99	14.63
Push_Uniform_+Y_+eox	11.2	15.38
Push_Uniform_+Y_-eoy	11.1	15.30
Push_Uniform_-X_+eoy	8.31	14.53
Push_Uniform_-X_-eoy	8.99	14.51
Push_Uniform_-Y_+eox	11.1	15.20
Push_Uniform_-Y_-eox	11.1	15.19

5. CONCLUSIONS

The good material properties resulted in enhancing of the conditions of the existing structure. From the results obtained by the previously performed analysis, it can be concluded that the CFRP wrapping strengthening system significantly increases the deformation capacity of the structure, making it satisfy the deformation demand for the selected earthquake. The shear capacity of the beams is also increased by the installed continuous CFRP wrapping sheets. Also, these types of materials have own advantages and disadvantages:

Advantages*:*

- The ultimate strength of the FRP sheets can vary, but one should always have on mind that ultimate strength of the sheets is bigger than strength of the steel.

- FRP composites are lightweight in term of steel reinforcement. It makes them easy for installation and transport.
- The FRP sheets are versatile and thin so fixing the problems in two directions can be done by varying the fibers direction and adhesive thickness.
- Surface preparation is easy and reliable.
- FRP composites are characterized by an improved fire resistance and good durability.
- They are characterized by a reduced freezing risk.

Disadvantages*:*

- Fiber reinforced composite sheets are more expensive than the steel reinforcement.
- FRP composites are more susceptible to damage than steel. However, the risk may be removed by covering the sheets bonding with a render coat.

Increasing significantly the capacity of deformability of the buildings makes this strengthening solution to be used worldwide. Also, increasing the shear capacity of the elements without increasing the cross-sections which is very important for the clients, makes this a very interesting strengthening solution. The challenge is to ensure these applications taking into consideration the current state of knowledge. The benefits must not be put at risk by inappropriate or badly detailed applications undertaken by the inexperienced.

REFERENCES

[1] Golubka NECEVSKA-CVETANOVSKA(published September 1998): Non-Linear analysis and design of RC cross-section resistance of RC buildings.

[2] Abbas Moustafa(published in print edition February 2012): Earthquake_Resistant, Structures-Design, Assessment and Rehabilitation.

[3] Michael_N.Fardis(2009): Seismic design, Assessment and retrofitting of concrete buildings, Department of Civil Engineering, University of Patras, Greece.

[4] Predrag Gavrilovic(Skopje 2005): Repair and strengthening of building structures, lecture notes, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology.

[5] Andrea Prota(2014): Innovative Building Materials, lecture notes, Department of Structural Engineering, University Federico II, Naples.

[6] Di Ludovico M.(2013) : Design and Retrofit of RC Constructions, lecture notes, Department of Structural Engineering, University of Naples Federico II.

[7] Ko, Frank K., Du, George W. :Handbook of Composites-Textile Preforming, Chapman and Hall, 1998, London, England.

[8] CNR-DT 200/2004(2004). Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening.

[9] M. DI ludovico, A. Prora, G.Manfredi and E.Gosenza(Published online 24 August 2007 in Wiley InterScience): Seismic strengthening of an under-design RC structure with FRP, Department of Structural Engineering, University of Naples Federico II, Naples, Italy.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

MT - 5

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

САНАЦИЈА НА ОПОЖАРЕН ОБЈЕКТ ЗА СТАНБЕНО ДОМУВАЊЕ

Александра ЧУБРИНОВСКА[1], Денис ПОПОВСКИ[2], Владимир ДАМЈАНОВСКИ[3]

АПСТРАКТ

Градителството и објектите се производ на човештвото, на исконскиот порив на човековиот ум да создава и конструира, па од тука следи дека градењето и градителството се едни од најстарите битисувања на човештвото. Клучните проблеми во градежништвото се разновидни и разнородни. Со текот на времето различни прашања го носеле епитетот на особено популарни. Денес се погласно се зборува, односно се поголемо е значењето на санацијата и сочувувањето на веќе постоечките конструкции во споредба со изградбата на нови. На крајот од денот санацијата значи и поголема спремност, поседување на моќ за воочување на новонастаната ситуација и за изнаоѓање на решение за проблемот. Едноставно поголем предизвик... Зар не?

Инспирирани од проблемите кои денес го носат епитетот на популарни, претставуваме студија за тоа како е извршена санација на опожарена меѓукатна конструкција заедно со системот од греди и столбови. Теренската истрага и анализата на носивиста на конструкцијата резултираа со одлука дека истата може да се спаси, по што следеше и соодветниот план, решение за санација и зајакнување. На конструктивното решение за санација му предходеше визуелна инспекција на настанатите оштетувања, истата проследена со анализи и испитувања на лице место, со што се увиде степенот на оштетеност. Испитните примероци кои беа земени подлегнаа на испитна постапка за утврдување на преостаната носивост, јакост. Заклучокот по горенаведените преземени активности беше санационо решение, односно решение за зајкнување на „преживеаната“ меѓукатна конструкција-полумонтажна, тип „ферт“ и системот од столбови и греди, спроти согледаните новонастанати услови. Решението го чинат скелет од примарни (главни) и секундарни челични U-профили за плочата и повторно челични U-профили за армиранобетонските гредите и столбовите. Врските челик-бетон се осмислени и пресметани со адекватни анкери и исполна. Самото зајакнување секако дека беше насочено кон враќање на она што може да се врати од носивоста и кон одредено зголемување на истата. Тоа беше и она што го постигнавме. Ги спасивме, односно зајакнавме и од аспект на носивост и од аспект на деформабилност. Значи успеавме да го „спасивме“ животот на една конструкција.

Клучни зборови: *санација, зајакнување, пожар*

---

[1] Соработник, дипл. град. инж. Градежен факултет, Универзитет “Св. Кирил и Методиј”, Скопје, Република Северна Македонија, aleksandra.chubrinovska@gmail.com

[2] Доц. д-р, Градежен факултет, Универзитет “Св. Кирил и Методиј”, Скопје, Република Северна Македонија, popovski@gf.ukim.edu.mk

[3] Соработник, м-р, Градежен факултет, Универзитет “Св. Кирил и Методиј”, Скопје, Република Северна Македонија, damjanovski@gf.ukim.edu.mk

1. ВОВЕД

Пожарот претставува еден од „најтешките“ хазарди кои една конструкција може да го запише на листата на свои искуства. Па така, кога веќе ќе се случи опожарување потребно е темелно да се истражи самиот случај и да се евалуира моменталната состојба на оштетената конструкција. Во такви околности предизвикот со кои се соочуваме како градежни инженери пред сè, е да ја утврдиме преостанатата носивост на конструкцијата или на нејзиниот оштетен елемент, по што ако утврдиме дека може да ја/го „спасиме“, доаѓа прашањето на економичност. Одговорот ќе го добиеме ако на кантар од една страна ја ставиме санацијата на веќе постоечката, а од друга изградбата на нова конструкција.

Бетонот е материјал кој во споредба со другите се одликува со добро однесување при дејство на пожар. Зад таа негова одлика стои ниската топлинска спроводливост и несогорливост. Секако дека порастот на температурата со себе носи промени како во термичките и механичките својства на опожарените елементи, така и во натамошното однесување на целината. Но, армиранобетонските конструкции, соодветно изведени и со правилно конструирани детали, можат делотворно да го редистрибуираат товарот од оштетените на „здравите“ региони, и тоа дури и ако дел од конструкцијата претрпел тешко опожарување. Ваквите способности на бетонот ја намалуваат веројатноста од колапс за време или по дејството на пожарот.



Сл. 1. Пожар на конструкција

2. ОШТЕТУВАЊА ОД ДЕЈСТВО НА ПОЖАР

Во нашиот конкретен случај, кој е и тежиште на овој труд, станува збор за повеќе катен станбен објект со скелетен конструктивен систем, кај кој од пожар беа опфатени повеќе станбени единици. Во една од нив поради развиените високи температури дошло до оштетување и на конструктивниот систем, со тоа што најголеми се забележани на полумонтажната тип „монта-ферт“ меѓукатната конструкција. Беше извршена теренска посета со која се направи визуелизација на настанатите деформации, штети, односно визуализација на новата состојба во која се нашол конструктивниот систем.

Од теренската посета се констатираа оштетувања на носечката скелетна конструкција и тоа најмногу на греди, додека столбовите кои што се скриени со преградни ѕидови се наоѓаат во релативно добра состојба.. По расчистувањето на преградните ѕидови и изгорениот материјал од внатрешноста на станот, јасно може да се забележи дека греди близу изворот на пожар, онаму каде што огнот ја достигнал максималната јачина, се прилично оштетени. На гредите видно се

забележува арматурата чиј заштитен слој е тотално уништен или воопшто го нема по пожарот. Гредите кои пак се наоѓаат во другите соседни соби, каде што пожарот бил со помал интензитет се генерално во добра состојба и за истите не е потребна санација.

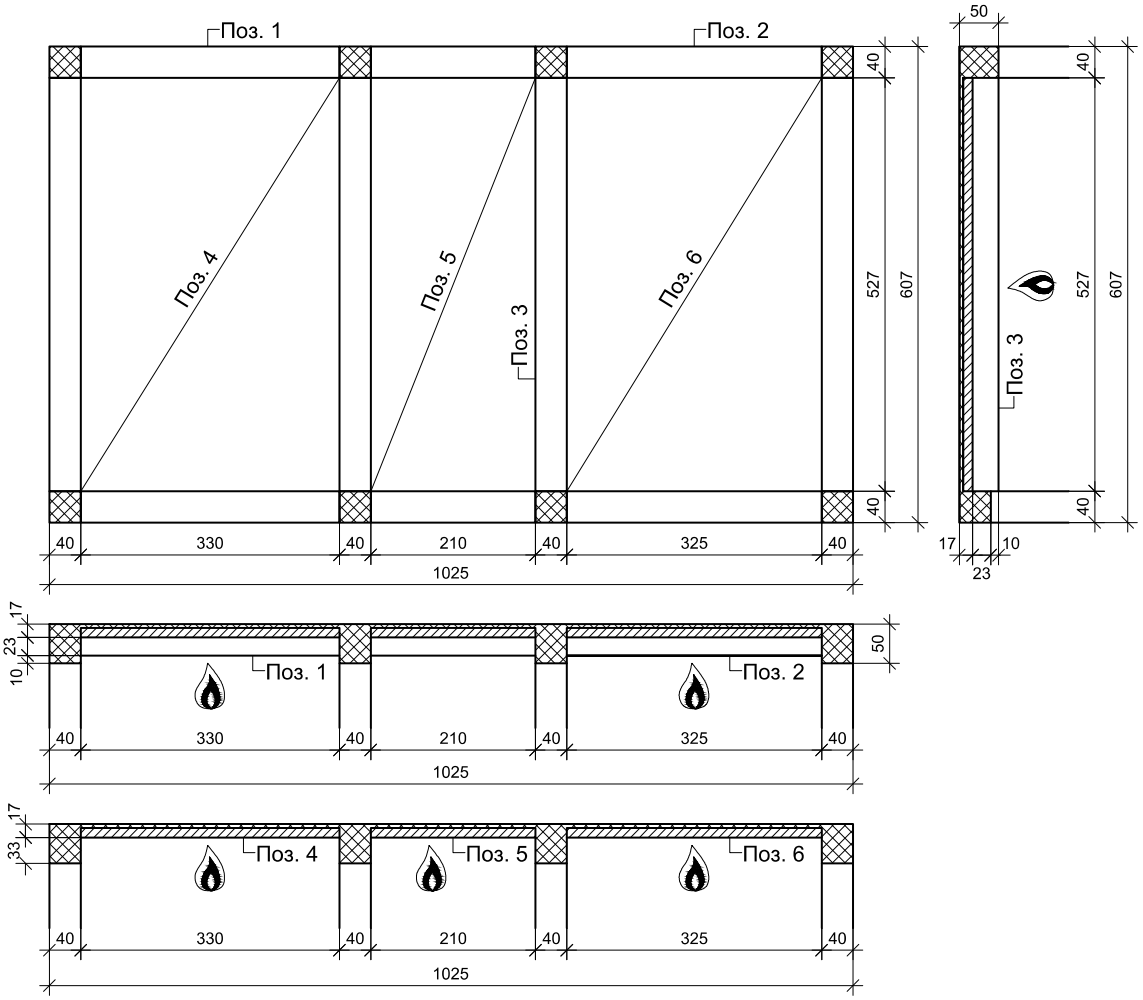
Таванската (меѓукатна) конструкција исто така има претрпено големи оштетувања. Како што е прикажано на слика 2 може да се види дека на истата и е отстранет заштитниот слој од пожарот и прилично е оштетена и меѓукатната полумонтажна конструкција „монта-ферт“.



Сл. 2. Опожарени елементи (а) опожарена меѓукатна плоча (б), (в) опожарени гредни елементи

Согледувањето на моменталната состојба резултираше со носење на заклучок дека може да ја спасиме, но дека е потребна изработка на рационално санационо решение. Од тука доаѓа прашањето-Што е решението?

Санација и зајакнување на постоечката меѓукатната конструкција со челични апкантовани U-профили, примарни и секундарни. Диспозицијата нивна е така направена што се формираа квадратни полиња кои служат да ја направат полумонтажната „монта-ферт“ плоча носива во два правци, што значи зголемување на нејзината носивост и деформабилност. Пред санацијата плочата се карактеризирала како носива во еден правец и тоа на средното поле, односно во два правци над првото и третото поле. Врската, спрегот, помеѓу бетонот и плочата е решено со соодветен детаљ со анкери и исполна од ексмал за врска меѓу полумонтажната плоча и челикот. Гредите и столбовите од скелетниот конструктивен систем исто така подлежеа на санација. Нивнато зајакнување беше на сличен начин решено, повторно со апкантовани U-профили и соодветни анкери за врска со самата армирано бетонската греда.



Сл. 3. Диспозиција на опожарени и оштетени конструктивни елементи

3. САНАЦИОНО РЕШЕНИЕ

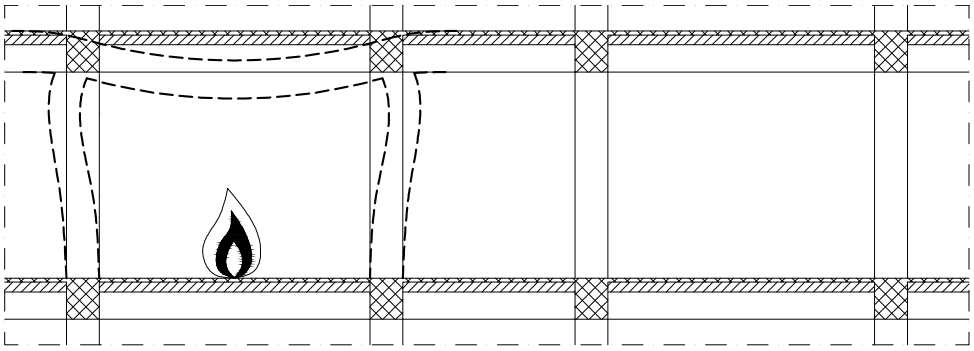
По кажаното, јасно е дека станува збор за опожарен објект наменет за индивидуално станбено домување и дека само кај една станбена единица, поради развиените високи температури дошло до штети и на самиот конструктивен систем. Што подразбираме под тоа? Подрзабираме оштетување кое ги зафатило полумонтажната „монта-ферт“ меѓукатна конструкција и армирано бетонските греди и столбови од соодветниот скелетен носечки конструктивен систем.

Пред да се изврши зајакнувањето конструктивниот системот се состоел од армиранобетонски столбови и греди кои совладувале распони од 3.70 [m], 2.10 [m], 3.65 [m], во едниот, односно

5.67 [m] во другиот правец. Полињата така формирани ја правеле плочата носива во два правци односно во еден правец, како што се гледа и на скицата прикажана подолу.

Температурните промени во попречните пресеци на армиранобетонската греда како што веќе кажавме се резултат на дејството на пожар, дејство од долната странана на разгледуваната греда. Истите не претставуваат ништо друго, туку товар со кој треба да се справи самата армирано бетонска греда. Од тука, согледуваме дека под дејство на тој товар, под дејство на нерамномерното температурно поле дошло до редистрибуција на внатрешните сили во елементот. Негативниот момент над потпората во гредата се зголемува за сметка на што позитивниот момент во поле се намалува. Нормално најзначајна е анализата на настанатите деформации и поместувања. Бидејќи пожарот е во надворешното поле, аксијалното дилатирање на гредата и пропратните дефорамции не се спречени и деформацијата на гредите нормално со себе ја провлекува и деформацијата на столбовите во разгледуваните јазли.

Од друга страна мора да ги забележиме и деформациите кои настанале на полумонтажната меѓукатна конструкција, кои несомнено предизвикале зголемување на деформациите на плочата и намалување на нејсизаната носивост. Несомнено, преку сложен синџир овие деформации предизвикале промени и во самата греда. Но, сите овие промени-штети не беа од размер да не може да санираат.



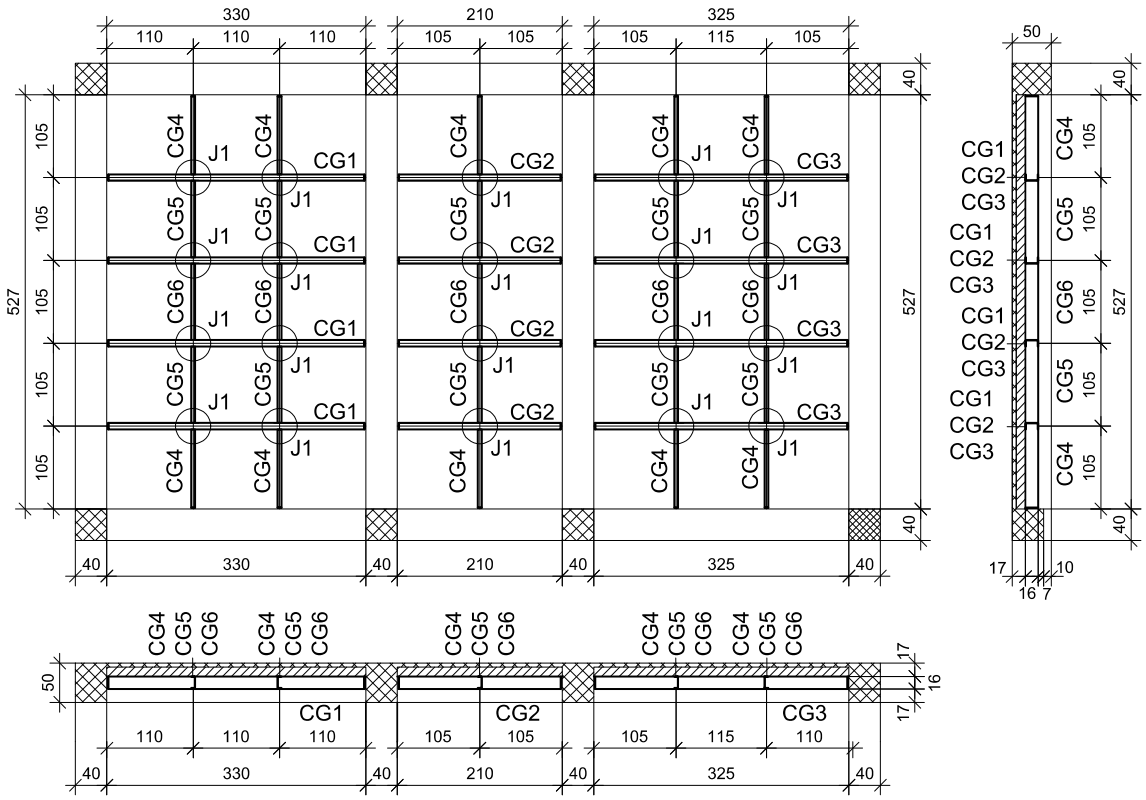
Сл.4 Приказ на опожарените елементи и нивните претрпени деформации

3.1. Санација на меѓукатна конструкција

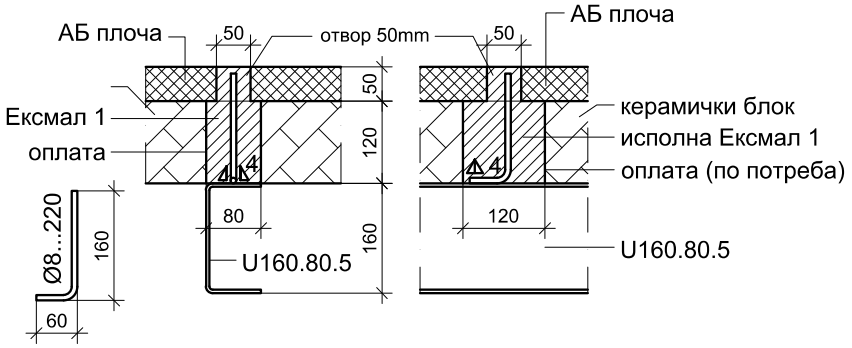
Санацијата на меѓукатната конструкција се состои од примарни и секундарни апкантовани U-профили чија диспозиција е таква што се формираат квадратни полиња. Примарните носачи се со димензии U160.80.5 додека секундарните се U150.50.4. Диспозицијата на челичните носачи е прикажана на слика 6. На тој начин плочата преку премостувањето на новоформираните полиња станува носива во два правци, со што се зголемуваме нејзината носивост и деформабилност. Новите челични греди имаат доволен деформациски и напонски капацитет, да ги пренесат влијанијата од меѓукатната конструкција до армирано бетонските греди. Начинот на поврзување на полумонтажната „монта-ферт“ меѓукатна конструкција и ново проектираните челични греди е со детаљ прикажан на слика 6. Деталот се состои од анкер кој служи како можданик и е заварен за челичната греда, додека целата монта од горната страна е наполнета со самовградлив брзо врзувачки малтер, во конкретниот случај Ексмал 1. Со тоа е овозможено спрегање и заедничка работа на постојната меѓукатна конструкција и ново проектираните челични греди.



Сл. 7. Конструкција за санација на меѓукатна „монта-ферт“ плоча



Сл. 5. Диспозиција на главните и секундарните носачи за санација на меѓукатната конструкција

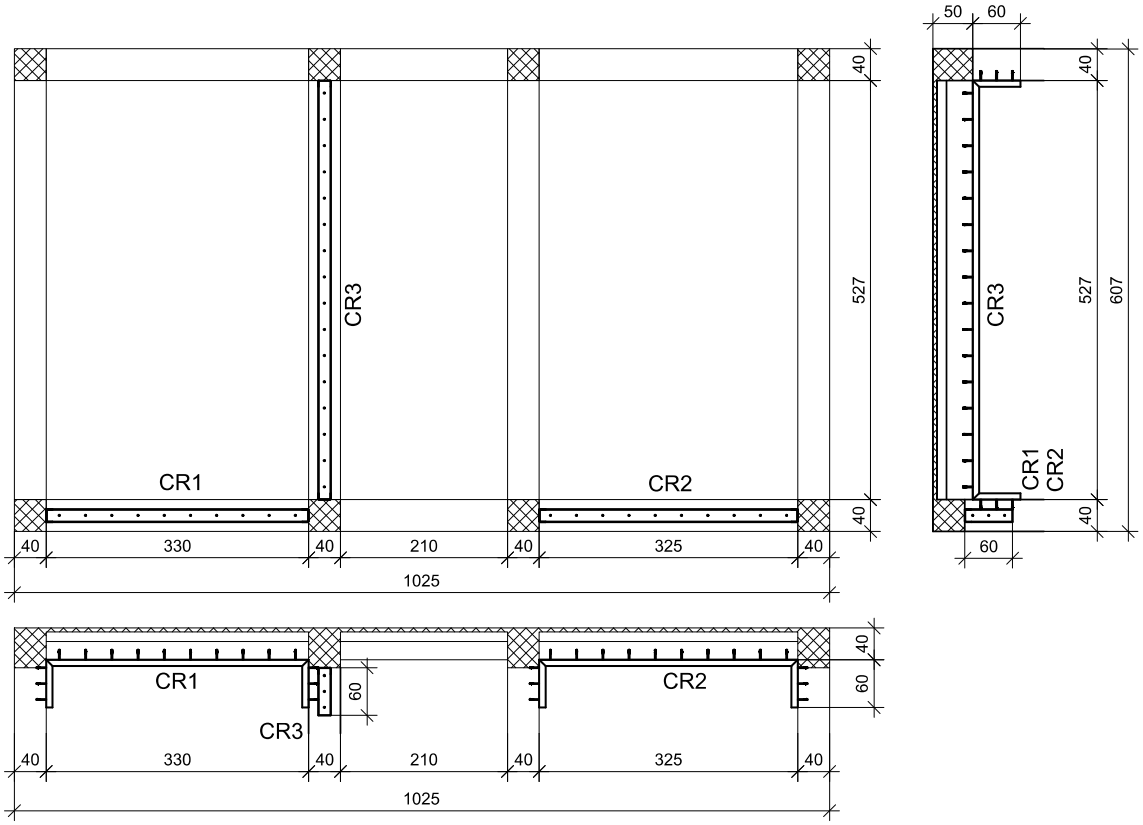


Сл. 6. Детал за поврзување на „монта-фер“ со челична греда (Детал J1)

3.2. Санација на скелетен систем

Скелетната конструкција исто така е изложена на големи оштетувања и за неа е изработено санационо решение за зајакнување. Санирани се 3 греди, како што е прикажано во диспозицијата на слика 3. Зафатот го опфаќа и јазелот (врската) со бетонскиот столб. За бетонските столбови увидено е дека нема потреба од зајакнување и санирање.

Санационото решение, во истиот стил како и сите претходно напоменати елементи, се состои од челична конструкција која на соодветен начин се поврзува со постојната и се овозможува заедничка работа на двата материјали т.е. спрегање. Под гредите од долната страна, по целата должина, поставен е челичен апкантован носач со димензии U160.80.5. Истиот тој профил се поставува и на делот од столбот, веднаш кај гредата, во висина од 60cm од долниот раб на гредата со цел да се зголеми крутоста на јазелот кој го формираат гредата и столбот. Челичните носачи се поврзани со анкери за армирано бетонската конструкција. Анкерите се механички анкери Fischer FAZ II 12/60. Првиот и последниот анкер се вградени без хемија и истите служат за да го држат носачот на потребната позиција, додека сите останати анкери се вградени со хемија.



Сл.7 Диспозиција на челичните носачи за санација на армирано бетонската скелетна конструкција



Сл. 7. Конструкција за санација на армирано бетонски греди

4. ЗАКЛУЧОК

Со цел подобрување на носивоста и употребливоста на опожарените елементи, избраното решение за санација претставува единственото економски оправдано и изводливо решение за конкретниот случај. Носивоста, стабилноста и употребливоста на носивите елементи е зголемена повеќекратно. Со санацијата на меѓукатната конструкција, а воедно и зајакнување на истата, овозможено е поставување на дополнителен слој од кошулка на горниот кат, товар кој што и пред настанувањето на штетата не беше предвиден и претставуваше ризик од претовар на постојната меѓукатна плоча.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

MT - 6

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

ДОЛГОТРАЕН МОНИТОРИНГ НА КАМБАНАРИЈАТА НА СОБОРЕН ХРАМ „Св. КЛИМЕНТ ОХРИДСКИ“ ВО СКОПЈЕ

Сергеј ЧУРИЛОВ[1], Сашо АТАНАСОВСКИ[2], Тино МИХАЈЛОВИЌ[3], Елена ДУМОВА-ЈОВАНОСКА[4]

АПСТРАКТ

Мониторингот на здравјето на конструкциите (Structural Health Monitoring-SHM) е процес на имплементација на стратегии и системи за откривање штети и идентификација на инженерските конструкции со цел одржување на нивната функционалност, безбедност и стабилност во условите на нивна експлоатација. Процесот подразбира проценка на состојбата на конструктивниот систем преку следење на одреден сет карактеристични параметри во тек на временски период, извлекување својствени карактеристики од овие мерења и извршување статистичка анализа на овие параметри за определување на моменталната состојба и здравјето на конструкцијата.

Во трудот е презентиран научно-истражувачкиот проект „Долготраен мониторинг на камбанаријата на соборниот храм „Св. Климент Охридски“ – проект МПЦ“. Проектот има за цел тестирање на систем за дигитален мониторинг во реално време применет на една репрезентативна конструкција, армирано-бетонска конструкција на камбанарија на соборен храм. Претставена е структурата на проектот, истражувачкиот тим, очекуваните цели и придобивки од проектот. Исто така, прикажани се досегашните активности извршени во рамките на проектот.

Клучни зборови: *Мониторинг, вибрации, амбиентални, камбанарија*

[1] Вон. проф. д-р, Универзитет „Св. Кирил и Методиј“, Градежен факултет, Скопје, Р. Северна Македонија, curilov@gf.ukim.edu.mk
[2] Дигитекс Дата Системи, Скопје, Р. Северна Македонија, saso.atanasovski@digitexx.com
[3] Дигитекс Дата Системи, Скопје, Р. Северна Македонија, tino.mihailovic@digitexx.com
[4] Проф. д-р, Универзитет „Св. Кирил и Методиј“, Градежен факултет, Скопје, Р. Северна Македонија, dumova@gf.ukim.edu.mk

1. ВОВЕД

Набљудувањето на конструкциите во текот на нивниот животен век и експлоатација претставува еден од клучните фактори за одржување на конструктивниот систем во стабилна состојба. Не помалку влијае и во рано откривање на оштетувања кои што може да доведат до прогресивен колапс на делови од конструкцијата или целата конструкција. Во последните две децении направен е голем напредок во поглед на технологијата за мерење и собирање податоци, пред се на нејзината големина, односно мобилност и капацитетот на добиени и пренесени податоци.

Овој тренд особено и изразен и применет на особено значајни историски објекти или објекти од посебно културно наследство, како што се згради, аквадукти, мостови, саат кули, верски објекти и слично.

Оттука, главната мотивација во предложеното истражување претставува обид за спојување на две главни цели: (1) испитување и тестирање на современа опрема за мониторинг и (2) следење на однесувањето на карактеристична и репрезентативна конструкција.

Во последно време, процесот за набљудување на здравјето на конструкциите (Structural Health Monitoring-SHM) интензивно се применува на релативно високи и витки конструкции, како високи згради, телекомуникациски кули и антени, саат-кули, камбанарии и слично. Во овој карактеристичен тип конструкции, придобивките на системите SHM се користат за различни намени: (а) откривање на штети, што овозможува оптимизација на операциите за инспекција и одржување, (б) проценка на условите за одржување и операбилност, особено во ситуации кога се присутни невообичаени вибрации во конструкциите и (в) проценка на однесување на конструкцијата при влијание на исклучителни натоварувања.

Ribeiro et al. [1] во својот труд го опишале експерименталното истражување на динамичките ефекти на висока телекомуникациска кула во близина на Порто, Португалија, предизвикани од ветер. Ова истражување било овозможено со систем за постојан мониторинг, составен од акцелерометри, анемометри и метеоролошка станица. Со него се детектирале карактеристични настани и критични состојби за кои што динамичкиот одговор на кулата под влијание на ветер е значително зголемен поради феноменот на аероеластична нестабилност на челичниот дел од јарболот на кулата. Во истражувањето била применета автоматска идентификација на критичните настани врз основа на записи од снимени забрзувања на конструкцијата на авторегресивен модел и проценка на неговиот оптимален ред преку декомпозиција на единечни вредности. Резултатите ја докажале робусноста и ефикасноста на предложената техника за откривање на бројот, времетраењето и максималните амплитуди на забрзувањата на критичните настани.

Li et al. [2] развиле и употребиле интегриран систем за SHM со 553 сензори за набљудување на однесувањето на конструкцијата на кулата на финансискиот центар Пинг-Ан. Оваа конструкција со височина од 600 m била следена за време на најзиното градење и експлоатација.

Luzi et al. [3] ја истражувале способноста на иновативна радарска техника за мерење на динамичкиот одговор на кулата Колсерола во Барселона со височина од 268 m и нејзините затеги. Во исто време била направена и проценка на силата во затегите преку фреквенциите на нивните осцилации. За време на долготрајниот процес на набљудување од 3 години, оваа техника била испитана и биле покажани нејзините можности за мерење на динамичкиот одговор во голем број карактеристични точки.

Gentile et al. [4] го истражувале однесувањето на камбанаријата Санта Марија дел Каробиоло во Монца, Италија поради нејзината неправилна форма во основа и различен начин на потпирање на кулата, делумно на самата црква. Со долготрајниот мониторинг биле забележани блиски тонови форми со сличен облик и се утврдиле различни динамички карактеристики во однос на оние определени во минатото. Системот бил наменет за подобрување на знаењето за историската конструкција, проверка на можен развој на клучните резонантни фреквенции и проценка на ефектите од промените на температурата врз динамичките карактеристики за период од 2 години. Примената на современи алгоритми за автоматско определување на динамичките карактеристики овозможило прецизна проценка и следење на четири резонантни фреквенции.

Добиените резултати потврдиле дека со зголемување на температурата се менуваат резонантните фреквенциите на камбанаријата, нешто што не било досега забележано кај историски објекти од sидарија од ваков тип.

Azzara et al. [5] ја истражувале најпознатата и многу посетуваната саат кула во центарот на градот Лука, Италија. За време од 5 месеци оваа конструкција била набљудувана со четири сеизмички станици (сеизмометри) и два триаксијални акцелерометри. Со помош на поставената инструментација од различен тип, но со многу голема чувствителност, се овозможило следење на динамичкото однесување на кулата и се обезбедила вкрстена контрола на добиените резултати. Биле идентификувани главните фактори кои што влијаат на динамичките карактеристики, и тоа: температурата, брзината на ветерот, sвонењето на камбаните, движењето на луѓето и сообраќајот околу објектот и микро потресите.

Ефектите од sвонењето на камбаните врз конструкцијата на камбанариите претставува уште едно интересно поле за истражување. Во својот труд Vincenzi et al. [6] претставуваат една рационална постапка за проценка на конструкцијата на камбанаријата во однос на динамичките влијанија предизвикани од sвонењето на камбаните преку систем за мониторинг на конструкцијата и процесирање на резултатите. Нивната методологија била применета на камбанарија од sидарија за која што била извршено прецизно мерење на геометријата и бил формиран детален математички модел со конечни елементи, калибриран во однос на експериментално определените динамички карактеристики. Моделирањето на камбаните како систем со еден степен на слобода од типот на просто нишало и менување на аголот на осцилација, овозможило определување на конфигурацијата што предизвикува најголемо поместување на камбанаријата. Во истражувањето се определила состојбата на напрегања предизвикана од sвонењето на камбаните која што била помала од дозволените напрегања за sидаријата.

2. ПРОЕКТ МПЦ

Областа за набљудување на здравјето на конструкциите претставува релативно ново научно поле, кое што интензивно се развива главно поради развојот на системите за набљудување, опремата и технологијата за следење, запишување и пренос на податоци, но и методите за обработка и толкување на снимените податоци. Развојот на овие техники и методите за анализа на податоците е главната мотивација за формирање на научно-истражувачкиот проект со акроним МПЦ.

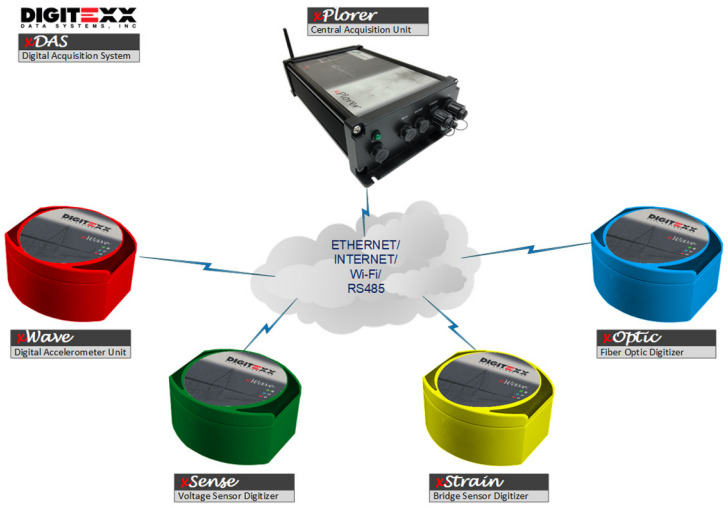
2.1. Цели на предложеното истражување

Истражувањето има две основни цели: (1) да се проучи, испита и спореди ново произведена опрема за мониторинг, произведена од компанијата Дигитекс Дата Системи од САД, и (2) да се проучи динамичкото однесување на една репрезентативна конструкција во услови на експлоатација преку континуирано следење на однапред одбрани параметри: забрзување, температура, брзина и правец на ветер и влажност на воздухот.

Поставените цели главно имаат научен придонес, но и апликативна примена. Имено, ново произведената опрема се состои од систем за дигитален мониторинг на конструкции во реално време-xDAS, кој што треба комерцијално да се продава на светскиот пазар, сл.1. За таа цел, потребно е тестирање, калибрирање и фино подесување на системот за добивање прецизни резултати. Предвидено е новиот систем да се спореди во однос на постоечкиот комерцијално достапен систем на компанијата Дигитекс Дата Системи за мерење и аквизиција на вибрации кај градежните конструкции. Со новиот систем се предвидува воведување на нова технологија во производство на мерните уреди-сензори, како и поедноставен пристап за прибирање на снимените податоци. На таков начин, технологијата станува многу применлива за различен тип конструкции, едноставна за ракување, точна и лесна за апликација.

2.2. Методологија на истражувањето

Во научно-истражувачкиот проект МПЦ се планира примена на вообичаен концепт за истражување што подразбира проучување на литературата за посочената тема, определување на



Сл. 1. xDAS-Систем за дигитален мониторинг на конструкции во реално време

последните сознанија поврзани со поставените цели, спроведување долготрајни мерења, нумеричка симулација и дефинирање на заклучоци врз основа на добиените резултати. Најголем дел од истражувањето се планира да биде насочено кон:

- Дефинирање на геометрија и материјал на избраниот репрезентативен објект
- Долготрајни мерење на одбрани параметри на лице место (in-situ)
- Прибирање, првостепена обработка и архивирање на снимените резултати
- Толкување на снимените записи со современи алатки и методи
- Нумеричка симулација на одговорот на конструкцијата без и со различни побуди од амбиентални извори во корелација со снимените резултати
- Развој на пристап за идентификување на критични настани, автоматска обработка на резултатите од настанот и навремено алармирање при евентуално надминување на одредени гранични вредности.

2.3. Структура на проектот

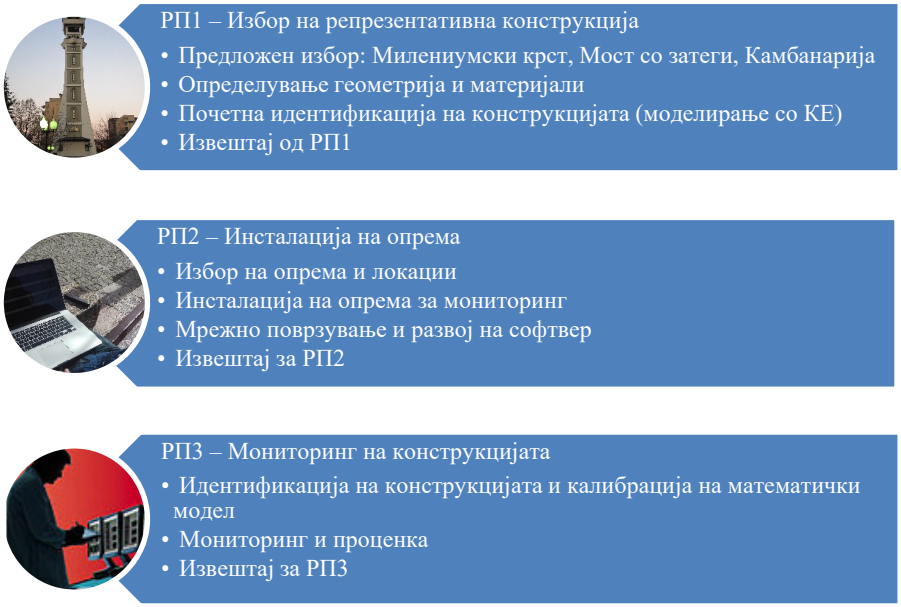
Предвидено е научно-истражувачкиот проект МПЦ да се спроведе во тек на 2 години. За таа цел, активностите во проектот се поделени во 3 работни пакети, сл. 2.

<u>РП 1 - Избор на репрезентативна конструкција</u>

Во работниот пакет 1 се планира да се изврши избор на репрезентативна конструкција на која што ќе се спроведе истражувањето. Целта на истражувачкиот тим е да се одбере значајна конструкција во поглед на функцијата за која што е наменета или пак симболиката што ја има. Дополнително, заради непречено спроведување на истражувањето предвид беа земени и други фактори, како: изложеност на амбиентални влијанија, достапност, безбедност, поврзување со интернет.

Почетните размислување за проектот започнаа во почетокот на 2016 год., а првите конкретни разговори за конструкциите во октомври 2016 год. Согласно критериумите за избор на конструкција, потесниот избор се сведе на три конструкции во градот Скопје, сл. 3. Во изборот влегоа: Милениумскиот крст на Водно, пешачкиот мост преку р. Вардар во Карпош (М. Поток) и Камбанарија на соборен храм Св. Климент Охридски. Конечниот избор на репрезентативна конструкција е направен во февруари 2019 год., а избрана е камбанаријата на соборниот храм Св. Климент Охридски.

Во рамките на РП1 се планира детално претставување на геометријата на изведената конструкција на камбанаријата преку дигитални цртежи и идентификација на вградениот материјал со недеструктивни методи. Овие податоци се планира да се искористат за дефинирање на пресметковен модел кој што ќе се добијат почетни динамички карактеристики за објектот, односно ќе се дефинира почетната крутост и маси на конструкцијата.



Сл. 2. Структура на проектот МПЦ

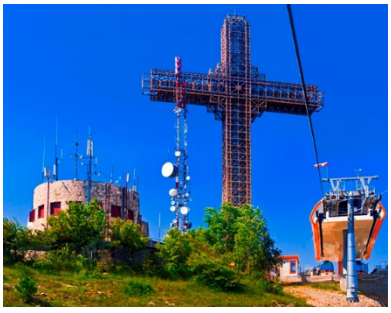
РП 2 – Инсталација на опрема

Во рамките на овој работен пакет предвидено е избор и инсталација на опремата и нејзините помошни елементи за функционирање, како и мрежно поврзување и далечински пристап кон мерните инструменти. За таа цел, одбран е системот xDAS од компанијата Дигитекс Дата Системи. Изборот на локации се планира да се спроведе на лице место, по согледување на најсоодветните позиции.

За пристап, прибирање и архивирање на податоците планиран е развој на онлајн алатка (софтвер) за далечинско поврзување. Со тоа би се овозможило брзо, непречено и навремено пристапување кон податоците, како и подесување и калибрирање на опремата.

РП 3 – Мониторинг на конструкцијата

Најголем дел од истражувањето е планирано во рамките на овој работен пакет. Истиот се планира да трае 1 година, со можност за негово продолжување. Во овој работен пакет се планира да се изврши идентификација на динамичкото однесување на конструкцијата на камбанаријата со постоечката опрема и технологија и да се изврши споредба на резултатите со системот што е предвиден за тестирање. На таков начин би се овозможила проверка, контрола и верификација на вградената опрема, сензори и развиени алатки во системот.



а) Милениумски крст на Водно



б) Пешачки мост на р. Вардар



в) Камбанарија на соборен храм Св. Климент Охридски

Сл. 3. Избор на репрезентативна конструкција

Дополнително, планирано е калибрирање на математичкиот модел од РП 1 согласно измерените динамички карактеристики на конструкцијата на лице место, пред се во поглед на карактеристиките на материјалот и масите на конструкцијата од камбаните на врвот на објектот.

Врз основа на предвидениот долготраен мониторинг планирано е да се определи влијанието на различни карактеристични настани врз динамичкото однесување на конструкцијата. Во овие настани се предвидува: влијание на сообраќајот на околните улици, движење и собирање на луѓе во непосредна близина на објектот за различни настани, ефектите од правецот и брзината на ветерот, температурата и релативната влажност врз динамичките карактеристики на објектот. Се планира овие проучувања да се спроведат со современи пристапи и алатки за таа цел.

2.4. Партнери во проектот

Со научно-истражувачкиот проект МПЦ направен е успешен обид за поврзување на академијата и бизнис секторот. Во истражувањето водечки партнер е Градежниот факултет-Скопје при Универзитетот „Св. Кирил и Методиј“ во Скопје, односно катедрата за теорија на конструкции и компјутерска анализа. Од реалниот сектор учествуваат компаниите Дигитекс Дата Системи од САД, со нејзиното претставништво за Европа во Скопје и Македонски телеком АД Скопје.

Во рамките на проектот, истражувачите од академскиот кадар се планира да учествуваат со својата експертиза и знаење во областа на истражување, да овозможат поддршка во комуникацијата помеѓу сопственикот на објектот и помеѓу истражувачите во проектот. Планирано е да се овозможи вклучување на млади истражувачи – студенти кои ќе имаат можност да навлезат во областа на мониторинг на здравјето на конструкциите и да се запознаат со технологијата планирана во истражувањето.

Компанијата Дигитекс Дата Системи е планирано да ја обезбеди комплетната опрема и спроведе нејзината инсталација, одржување и функционирање за времетраењето на проектот.

Компанијата Македонски телеком АД Скопје се вклучува во проектот преку донација на материјални и технички средства за обезбедување интернет пристап до локацијата на објектот за далечински пристап до системот за мониторинг.

2.5. Очекувани резултати

Една од главните очекувани резултати од поставениот научно-истражувачки проект е заедничка комуникација и работа на академскиот кадар со експертите од индустријата. Вака поставеното истражување ќе овозможи согледување на можностите што ги нуди развојот на технологијата за мониторинг пред нејзина комерцијална операционализација. Со резултатите од ова истражување се очекуваат придобивки на академската заедница, индустријата, но и општеството и заедницата.

Во рамките на академскиот интерес, се планира вклучување на млади истражувачи-студенти кои би работеле на своите магистерски тези од областа на мониторинг на конструкциите, динамика на конструкциите и земјотресното инженерство. Планирани се 1-2 магистерски тези и 3-5 публикации на национални и меѓународни симпозиуми и конференции.

Индустријата или реалниот сектор се предвидува да има корист од ова истражување преку верификација на предложениот систем за мониторинг на конструкциите во реално време. Со ова, ќе се овозможи поставување и понатамошен развој на системот на голем дел значајни објекти насекаде во светот. Придобивките како информација и анализа за однесувањето на една конструкција во реално време, откривање појава на штети и деградација на конструктивниот материјал, како и организација и управување со систем за известување при евентуални недостатоци на конструкцијата ќе имаат особено влијание во одржувањето и управувањето со било каков тип објекти.

Од трета страна, заедницата и општеството ќе имаат многу значајни придобивки од едно вакво истражување. Ваков тип системи обезбедуваат зголемување на безбедноста и сигурноста на градежните конструкции. Можностите за рано откривање на ризиците по нивната безбедност и стабилност се круцијални елементи во одржувањето на објектите, нивна навремена заштита и унапредување. Со тоа, се овозможува подолг животен век на конструкциите, но и финансиска

ефикасност преку помали средства за нивна поправка, санација и зајакнување. Секако, најголема придобивка што општеството може да ја има е заштитата на човечките животи, преку следење, но и интервенција на конструкциите при појава на исклучителни настани што може да ја загрозат нивната безбедност.

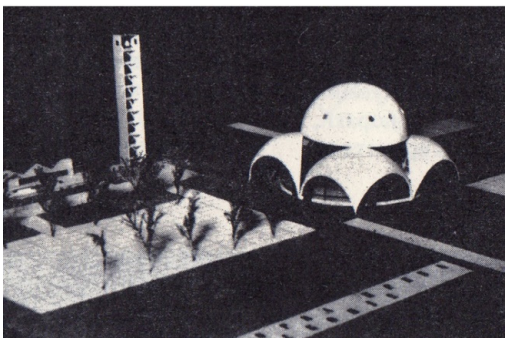
3. ДОСЕГАШНИ АКТИВНОСТИ И РЕЗУЛТАТИ ВО ИСТРАЖУВАЊЕТО

Предвидените активности во проектот започнаа во почетокот на март 2019 год., по извршениот избор на репрезентативен објект и набавка на планираната опрема за мониторинг. По обезбедената согласност за спроведување на истражувањето од Македонската православна црква, започнаа активностите околу собирање потребните податоци за самиот објект.

3.1. Камбанарија на соборен храм „Св. Климент Охридски“ во Скопје

Во рамките на РП 1, предвиденото прибирање потребни податоци за објектот на камбанаријата подразбира истражување за достапна техничка документација за објектот, определување на геометријата на изведениот објект, како и определување на својствата на вградениот материјал. За камбанаријата на Соборниот храм беше побарана проектно-техничка документација од сопственикот, архивот на град Скопје и беа користени достапни податоци од интернет архиви.

Автор на архитектонскиот проект за соборниот храм „Св. Климент Охридски“ во Скопје бил проф. Славко Брезовски, а изведувач бил Генадиј Бужаровски [7]. Објектот бил проектиран во периодот 1970-1972 год., кога била започната и градбата на комплексот објекти предвидени за храмот. Конечно, храмот бил осветен на 12 август 1990 год. Во текот на проектирањето, но и градбата, биле направени промени во објектите, во кои најголем дел може да се забележат токму на камбанаријата, сл. 4. Имено, позиција на камбанаријата во рамките на храмот била променета од првобитно планираната, но уште позначајно е што повеќе пати бил променет нејзиниот изглед, како и конструктивен систем [8]. Денешниот изглед на камбанаријата битно е различен од оној што првенствено се планирал, сл. 4. Како што пишува Голубовски [8], не е докрај јасно зошто во текот на периодот на градба “камбанаријата се трансформира во бетонска слика на Ајфеловата кула во Париз”.



а) Макета на најрана верзија



б) Макета на втората верзија



в) Изглед на изведена верзија во 90тите год.



г) Денешен изглед

Сл. 4. Изгледи на решенија за камбанаријата на храмот

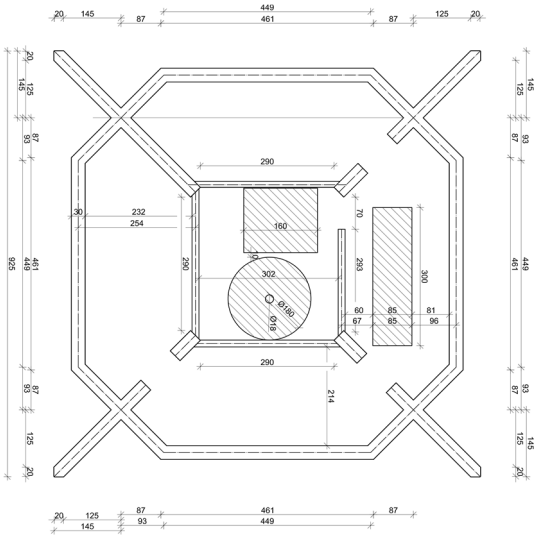


Сл. 5. Ситуација, изгледи и документи од проектно-техничката документација

Историјата и причините на промените на соборниот храм, но посебно на камбанаријата, во овој момент не се доволно јасни, пред сè поради непостоење на релевантни податоци. Авторите на овој труд ги истражуваа архивите на град Скопје, каде што беа пронајдени нецелосни податоци и цртежи за втората верзија на камбанаријата, во проектот за водоводни инсталации и канализација. Од пронајдените проекти од сопственикот на објектот во нивните депоа, за целите на проектот може да се искористат само мал број документи и цртежи. Како што е прикажано на сл. 5, изгледот на конструкцијата на камбанаријата е сличен со денешниот, но битно се разликува во типот и материјалот на исполната, кој што веројатно бил предвиден од челични решеткасти елементи. Во пронајдениот допис од собранието на општината на град Скопје, сектор за урбанизам, комунални работи и сообраќај до Македонската Архиепископија од 3.9.1976 год., се бара градбата да продолжи согласно стариот проект, претходно разгледуван и одобрен од секторот за урбанизам и да биде со идентична височина како во стариот проект.

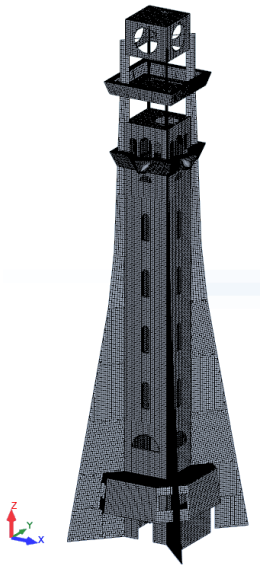


а) Мерење со Lidar

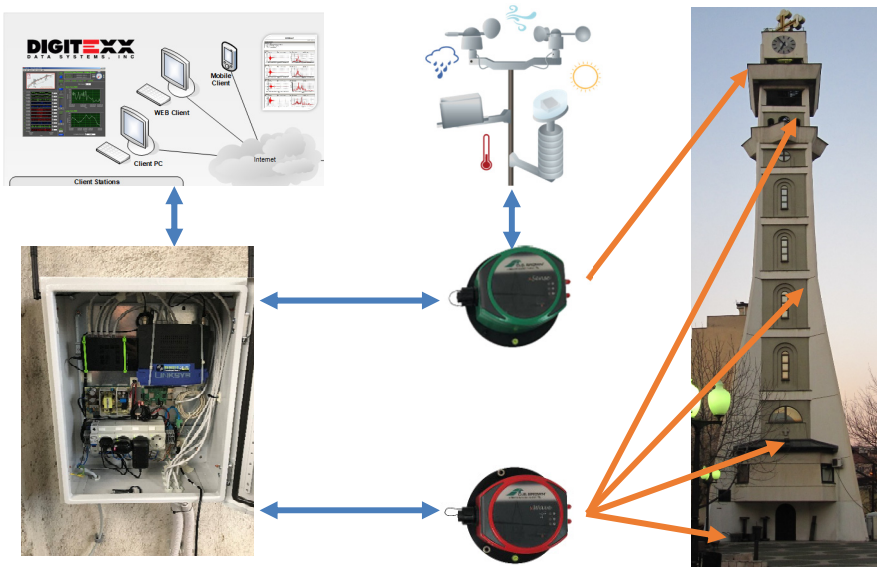


б) Дигитални цртежи во AutoCAD

Сл. 6. Дефинирање геометрија на изведениот објект на камбанаријата



Сл. 7. Модел со КЕ



Сл. 8. Систем за мониторинг на камбанаријата

3.2. Геометрија на камбанаријата

Врз основа на планираните активности во РП 1, извршено е детално снимање на геометријата на објектот на два начина. Првиот начин е со мерење на геометријата на сите поединечни конструктивни и неконструктивни елементи на лице место со помошни алатки, како ласерско и обично метро и нивелир рамки. Вториот начин за определување на геометријата е предвидено да се спроведе со Lidar, геодетски метод за мерење растојанија до целни точки преку позиционирање со ласерско светло и мерење на рефлектираниот зрак со сензор, сл. 6а. Целта на ова мерење е да се добијат мапи со висока резолуција, односно облак од точки со изгледот на камбанаријата. Ова ќе овозможи определување на висински коти и растојанија кои што не е можно прецизно да се определат со мануелното мерење. Како резерва и потврда на мерењето со Lidar, предвидено е и користење на технологија за снимање со дрон. Крајната цел е остварена со добивање дигитални цртежи со карактеристичните основи, пресеци и изгледи на објектот во AutoCAD, сл. 6б.

3.3. Математичко моделирање на конструкцијата

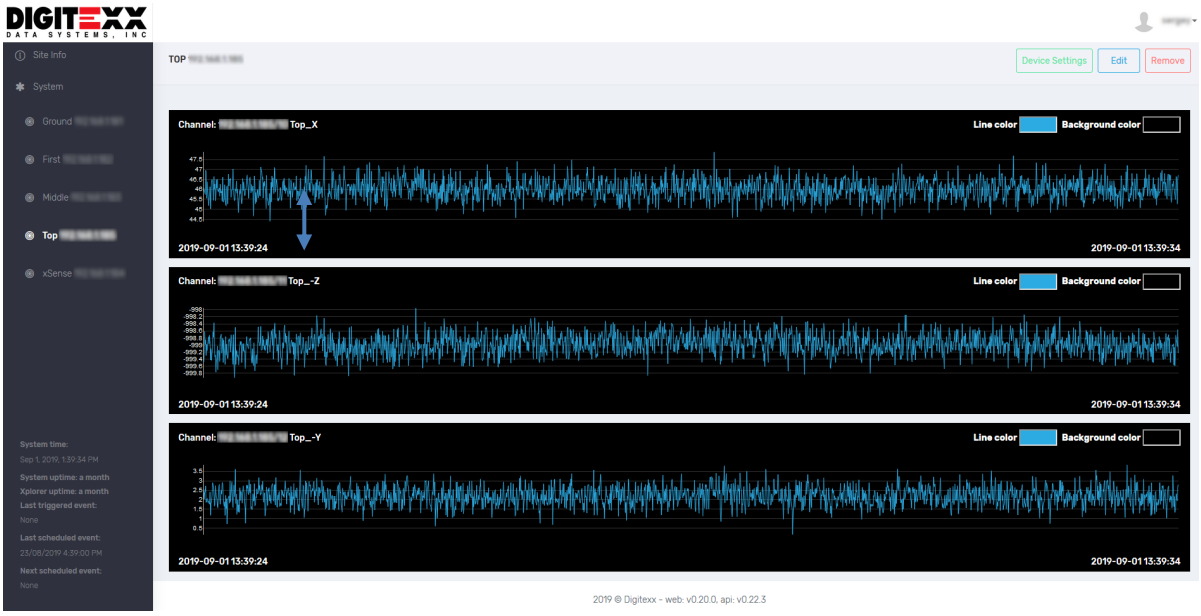
Математичкото моделирање на конструкцијата на камбанаријата подразбира формирање на детален математички модел со кој што релативно прецизно ќе се дефинира крутоста и масата на објектот. За таа цел предвидено е моделирање со конечни елементи (КЕ) од типот shell, сл. 7. Предвидено е моделот да се калибрира во однос на измерените динамички карактеристики, а потоа да се спроведат симулации на однесувањето на камбанаријата на влијанија од ветер, земјотрес и ефектите предизвикани од звонење на камбаните.

3.4. Систем за мониторинг на камбанаријата

Согласно предвиденото во РП 2, одбраната опрема од системот за дигитален мониторинг на конструкции во реално време-xDAS е инсталирана, подесена и ставена во функција, сл. 8.

Системот се состои од 4 дигитални триаксијални MEMS акцелерометри од типот xWave, 1 метеоролошка станица за мерење на температурата, брзината и правецот на ветерот и релативната влажност на воздухот и централна единица за аквизиција и процесирање од типот xPlorer. Акцелерометрите комуницираат со единицата на аквицизија со Ethernet кабел, но имаат можност и за поврзување со сериски кабел или бежично преку Wi-Fi. Повеќе податоци за системот може да се најдат во [9].

За следење и преземање на снимените податоци, развиена е алатка за далечински пристап и софтвер за визуелизација на следените големини во реално време, сл. 9.



Сл. 9. Интерфејс на системот за следење и прибирање податоци

БЛАГОДАРНОСТ

Авторите на текстот изразуваат огромна благодарност до Македонската Православна Црква за сесрдната поддршка во реализација на проектот, компанијата Дигитекс Дата Системи од САД за обезбедување и инсталација на системот за мониторинг и на Македонски телеком АД Скопје за овозможување интернет пристап во објектот за системот за мониторинг.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Ribeiro D., Leite J., Pinto N., Calçada R. (2019). Continuous monitoring of the dynamic behaviour of a high-rise telecommunications tower. Struct Design Tall Spec Build. 2019; 28:e1621. https://doi.org/10.1002/tal.1621.

[2] Li Q., He Y., Zhou K., Han X., He Y., Shu Z. (2018). Structural health monitoring for a 600 m high skyscraper. Struct Design Tall Spec Build. 2018; 27:e1490. https://doi.org/10.1002/tal.1490.

[3] Luzi G., Crosetto M., Cuevas-González M. (2014). A radar-based monitoring of the Collserola tower (Barcelona). Mechanical Systems and Signal Processing, Vol: 49, Issue: 1, pp. 234-248.

[4] Gentile C., Ruccolo A., Saisi A. (2019). Continuous Dynamic Monitoring to Enhance the Knowledge of a Historic Bell-Tower. International Journal of Architectural Heritage. Taylor & Francis, pp. 1-13.

[5] Azzara R.M., Girardi M., Iafolla V., Lucchesi D., Padovani C., Pellegrini D. (2019). Ambient vibrations of age-old masonry towers: results of long-term dynamic monitoring in the historic centre of Lucca. arXiv:1907.00765 [eess.SP].

[6] Vincenzi L., Bassoli E., Ponsi F., Castagnetti C., Mancini F. (2019). Dynamic monitoring and evaluation of bell ringing effects for the structural assessment of a masonry bell tower. Journal of Civil Structural Health Monitoring. 10.1007/s13349-019-00344-9.

[7] МАРХ. Соборен храм „Св. Климент Охридски” / Славко Брезовски 1972. Преземено во август, 2019 од http://marh.mk/соборен-храм-св-климент-охридски-сла/.

[8] Голубовски Д. (1992). Соборниот храм Св. Климент Охридски во Скопје. Списание за култура на просторот 3, стр. 37-51.

[9] Digitexx Data Systems, Inc. (2019). xDAS – Real-Time Digital Structural Health Monitoring Solution, Bell Tower in Skopje, Macedonia.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

MT - 7

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

ТЕСТИРАЊЕ СО АМБИЕНТАЛНИ ВИБРАЦИИ НА ЗГРАДИ ОД НЕАРМИРАНА SИДАРИЈА ВО ОХРИД

Сергеј ЧУРИЛОВ[1], Стефан МИЦЕВСКИ[2], Александар РУМЕНОВСКИ[3], Елена ДУМОВА-ЈОВАНОСКА[4]

АПСТРАКТ

Во овој труд претставени се дел од резултатите добиени од серија тестови со амбиентални вибрации спроведени во рамките на истражувачкиот проект „Сеизмичка повредливост на постоечки sидани згради, проект СеизмоSид“. Вниманието во овој текст е насочено кон три нискокатни згради од неармирана sидарија лоцирани во Охрид, Р. Северна Македонија. Тестовите беа спроведени во склоп на работниот пакет 2, Експериментална анализа, со намена да се приберат прелиминарни информации за динамичките карактеристики на зградите.

Динамичките карактеристики на било кој градежен објект даваат податоци за крутоста на конструкцијата и се сметаат за клучни информации при нејзина сеизмичка анализа и проценка. Во проектот, определени се динамичките карактеристики на 16 постоечки згради со помош на техниката со амбиентални вибрации. Мерењата беа извршени на определени локации во секоја зграда со цел да се проценат релевантните динамички карактеристики, како и да се добијат податоци за калибрација на почетните математички модели со конечни елементи. Во овој труд прикажани се зградите во Охрид тестирани во кампањата за испитување со амбиентални вибрации, применетата методологија, употребената опрема и добиените резултати. На крајот, разгледани се зависностите на динамичките карактеристики, а проценетите доминантни сопствени фреквенции се споредени со пресметаните приближни фреквенции согласно Еврокодот 8.

Клучни зборови: *Неармирана sидарија; тестирање со амбиентални вибрации; динамички карактеристики; згради*

[1] Вон. проф. д-р, Универзитет „Св. Кирил и Методиј“, Градежен факултет, Скопје, Р. Северна Македонија, curilov@gf.ukim.edu.mk
[2] Надворешен соработник, м-р, Универзитет „Св. Кирил и Методиј“, Градежен факултет, Скопје, Р. Северна Македонија, micevski@gf.ukim.edu.mk
[3] М-р, Генерик 5Д ДОО, Охрид, Р. Северна Македонија, aleksandarrumenovski@g5d-bim.xyz
[4] Проф. д-р, Универзитет „Св. Кирил и Методиј“, Градежен факултет, Скопје, Р. Северна Македонија, dumova@gf.ukim.edu.mk

1. ВОВЕД

Проектирањето и изградбата на сложени конструкции, како и новиот тренд за предвидување штети во постоечки конструкции, ги стимулирало градежните конструктори да развијат соодветни експериментални алатки за проценка на однесувањето на конструкциите во тек на време, преку различни техники за набљудување, процес кој што се нарекува мониторинг на здравјето на конструкциите. Во процесот на набљудување, се прибираат податоци за статички и динамички големини кои што подоцна може да се употребат за нумеричка анализа, како на пример при ажурирање или калибрација на математички модели, или пак при идентификација и откривање на штети во конструкцијата. Целта на статичкиот мониторинг е да се следат феномени кои што имаат мали варијации во тек на времето, како што се промени на поместувањата во тек на изградбата, развој на прснатини или угиби или набљудување на условите во околината на објектот. Од друга страна, целта на динамичкиот мониторинг е да се бележат феномени со брза варијација на големините во зависност од времето. Исто така, системите за динамички мониторинг овозможуваат и препознавање на динамичките карактеристики на конструкциите во однос на определување тонови форми, резонантни фреквенции и придушување.

1.1. Анализа со тонови форми во оперативни услови (OMA)

Во однос на динамичкиот мониторинг на конструкциите, во зависност од изворот на побуди, моментално се користат две различни групи техники, и тоа: Влез-Излез и Само-Излез. Техниките Влез-Излез се основаат на проценка на низа од функции на фреквентен одговор (FRF) кои што даваат врска помеѓу приложената сила и соодветниот одговор во неколку точки од конструкцијата.

Тестирањето на градежните конструкции со методот на принудни вибрации обично бара поголема количина на специјализирана опрема и обучен персонал, со што самото испитување станува покомплицирано и поскапо. Дополнително, ако се имплементирани автоматизирани системи за мониторинг, тестовите со принудни вибрации не претставуваат погоден избор. Поради овие причини, посакуван начин и често користен пристап се поедноставните тестови во кои што конструкциите се понудени од амбиентални вибрации, техники наречени Само-Излез.

Во текот на последните години, технолошкиот напредок во полето на сензорите овозможи прецизни мерења на ниските нивоа на одговори од динамички влијанија, со што многу се поттикна развојот на методи за препознавање базирани на техниките Само-Излез, наречени анализа со тонови форми во оперативни услови (OMA). Овие техники се поставени врз основа на претпоставката дека ветрот, сообраќајот и активностите на луѓето може соодветно да ја побудат конструкцијата да осцилира. Главната претпоставка во методите за препознавање е дека влезните податоци и информации на амбиенталната побуда, во областа на фреквенции од интерес, се во форма на стохастички процес од типот на Гаусов бел шум. Поради природата на побудата, сигналите со одговорот на конструкцијата не содржат само динамички карактеристики од амбиенталните сили и конструктивниот систем, туку содржат и учество на шум во сигналите од непосакувани извори. На овој начин, мерењата го отсликуваат одговорот на конструктивниот систем и амбиенталните сили, што значи дека техниките за препознавање мора да имаат можности за нивно одвојување и посебно толкување.

За динамичка анализа на конструктивните системи на објектите, вообичаено се користат пресметковни модели кои што го користат методот на конечни елементи (КЕ). Со нив се претставува идеализиран модел на конструкцијата, формиран на прикладен начин така што соодветно ќе се претстави однесувањето на конструкцијата под влијание на различни динамички товари, како: земјотреси, силни ветрови, експлозии и слично. Тие може да се контролираат со експериментални тестови на објекти во реални големини со помош на амбиентални и принудни вибрации [1]. Двата пристапи може да се искористат за препознавање и откривање на динамичките карактеристики на конструктивниот систем на објектот, и тоа: тонови форми, сопствени фреквенции и придушување.

1.2. Тестови со амбиентални вибрации во праксата

Тестовите со амбиентални вибрации (AVT) го опишуваат линеарното однесување на конструкциите поради тоа што амплитудите на вибрациите се мали. Овие тестови може да се употребат за определување на однесувањето на новите, но и постојните неоштетени или оштетени конструкции и нивните компоненти, но исто така може да послужат за развивање на модели и алгоритми за анализа во функција од времето или амплитудите за потребите од следење на здравјето на конструкциите или студии за контрола на конструкциите. Основната предност на тестовите со амбиентални вибрации во однос на оние со принудни вибрации е во лесната и мобилна опрема за спроведување на тестовите, како и малиот број оператори вклучени во процесот. Најчести извори на вибрации се: ветер, почва, микро потреси и различни локални периодични или случајни побуди (сообраќај или тешка градежна механизација).

Тестови со амбиентални вибрации се спроведуваат во Р. Северна Македонија повеќе од 35 години. Обично, тие биле извршувани на конструкции кои што имале значителна културна, историска, политичка и економска вредност, како: објекти прогласени за историски споменици, заштитени објекти, брани, мостови и сл. Зградите како градежни објекти биле ретко испитувани, освен оние кои што согласно ПИОВСП [2] се класифицирале како објекти надвор од категорија или од прва категорија. Во текот на сиве овие години биле изведени многу тестови со амбиентални вибрации со што истражувачите се стекнале со големо знаење и искуство.

Врз основа на фактот дека резонантните фреквенции, тоновите форми и придушувањето на конструкциите се сметаат за најважни параметри во асеизмичкото проектирање, од 80тите години на минатиот век во земјата, во рамките на асеизмичкото проектирање била воведена експериментална постапка за дефинирање на динамичките карактеристики на конструкциите. Оттогаш повеќе од 200 конструкции (брани, мостови, згради) биле експериментално тестирани во реален размер, но и на модели во намален размер.

Доколку се познати динамичките карактеристики на конструкцијата, тогаш разбирањето на сеизмичкото однесување на системот станува многу појасно. Експерименталните тестови може да ги подобрат и верификуваат пресметковните модели што се користат за проценка на сеизмичката отпорност и стабилност на конструкциите. Таква методологија била применета на еден од најзначајните спомените од базата на светско културно наследство, стариот мост во Мостар, Босна и Херцеговина. Првобитниот мост од 16ти век бил срушен и комплетно реконструиран во 2003 год., користејќи ги изворните конструктивни материјали и визуелен изглед како оригиналниот мост. Едноставниот лачен конструктивен систем на мостот со должина од 29 m и височина од 13.5 m бил тестиран под влијание на амбиентални вибрации во попречен, подолжен и вертикален правец во 22 точки долж мостот, како што е прикажано во Крстевска и др. [3].

Друг пример за историски објект тестиран под влијание на амбиентални вибрации била Претседателската палата во Баку. Оваа зграда од камена sидарија со неправилен облик била тестирана и анализирана во подолжен и попречен правец во фреквентен опсег до 25 Hz, види во Крстевска и др. [4]. Со помош на спроведените 87 серии тестови, биле идентификувани доминантните фреквенции и коефициенти на придушување на зградата.

Во последните години биле демонстрирани многу успешно спроведени примери на тестирање на важни згради под влијание на амбиентални вибрации. Експерименталните истражувања поткрепени со нумерички анализи со калибрирани пресметковни модели со КЕ претставуваат моќна процедура за анализа и асеизмичко проектирање конструкции, но исто така и за реконструкција и зајакнување постоечки згради. Карактеристичен пример може да се види кај Aras et al. [5], каде што модулот на еластичност во пресметковниот модел на историската sидана палата Бејлербеи бил прилагоден во корелација со експерименталните резултати.

Постапка за проценка на историски sидани кули која што вклучува тестирање во реален размер со амбиентални вибрации, препознавање на тоновите форми од одговорите добиени под влијание на амбиенталните вибрации, моделирање со конечни елементи и динамичка идентификација на одредени конструктивни параметри на моделот е презентирано во Gentile and Saisi [6].

Сиданите згради обично ретко се тестираат освен ако тие не се класификуваат како важни и заштитени со закон. Меѓутоа, постојат неколку референци во литературата. Во трудот на Turek et al. [7] прикажани се резултати од серија тестови со амбиентални вибрации спроведени на три ниски конструкции од неармирана сидарија во областа Чајнатаун во Ванкувер, Британска Колумбија. Овие тестови биле извршени за да се добијат почетни податоци за динамичките карактеристики на зградите.

Неодамна, Begović et al. [8] извршиле мерења на 7 згради со историско значење во Загреб, и тоа: театар, музеј, парламент, ректорат, катедрала, метеоролошка станица и хотел, со намера да се дефинираат нивните динамички карактеристики (фреквенција и придушување), како и спектрите на амплитудно поместување во вертикален профил на зградите. Резултатите покажале дека некои од зградите се во опасност од достигнување резонанс до почвата при земјотрес и заклучиле дека тоа мора да се земе предвид при идни реконструкции на овие објекти.

Многу објавени трудови ја обработуваат потребата од определување динамички карактеристики на значајни објекти, како кули, цркви и катедрали [9]-[11]. Скоро секоја студија на оваа тема повеќе или помалку следи добро воспоставена методологија што вклучува: истраги на терен, лабораториски испитувања, in-situ тестови за препознавање, анализа на модели со конечни елементи и ажурирање на моделите, проектирање и начин на изведба на интервенции за зајакнување, поставување системи за набљудување.

Во четири Европски земји за време од три години била спроведена голема и опсежна студија за мерење на 244 армирано бетонски згради под влијание на амбиенталните вибрации [12]. Авторите воспоставиле сличности во зависноста височина-периода во сите земји, нешто што било доста различно од прописите и теоретските модели.

Имајќи го предвид горе посоченото, може да се заклучи дека во литературата нема голем број референци за сиданите конструкции кои што се користат за станбени или административни цели. Дури и денес, постојат голем број сидани конструкции изведени од камен, тула или нивна комбинација кои што сеуште активно се користат. Ова е поочигледно во руралните средини во Р. Северна Македонија, но исто така бројот на сидани згради во урбаните средини е голем и не треба да се занемари. Овие згради обично биле изведувани од полна тула во комбинација со варов, продолжен или поретко со цементен малтер. Најголем дел од овие згради се од неармирана сидарија, а само помал дел од врамена сидарија. Како композитен материјал, однесувањето на сидаријата многу зависи од механичките карактеристики на нејзините составни компоненти, но и од начинот и квалитетот на изведба и деталите на врските со останатите конструктивни елементи. Меѓутоа, при изложување на сеизмички влијанија, овие згради обично претрпуваат големи штети, комплетен или делумен лом во- и вон-рамнина. Пред било каква примена на мерки за санација и зајакнување на овој тип конструктивни системи, потребно е детално проучување на нивните динамички карактеристики.

2. ПРОЕКТ СЕИЗМОСИД

2.1. Вовед

За да се пополнат некои недостатоци во сознанијата и сфаќањето за однесувањето на сиданите конструкции, од страна на катедрата по теорија на конструкции и компјутерска анализа при Градежниот факултет во Скопје, беше иницира и спроведен научно-истражувачки проект „Сеизмичка повредливост на постоечки сидани конструкции-СеизмоСид“. Област на интерес во проектот се сидани конструкции во земјата, изградени во првата половина од минатиот век, моментално во функција како јавни институции во областите: образование, администрација, судство и култура. Еден од очекуваните резултати во проектот е дефинирање методологија за проценка на нивната повредливост. Особено внимание во реализација на поставената цел е насочено кон дефинирање сеизмички хазард за територијата на Р. Северна Македонија. Крајна цел на проектот е определување криви на повредливост за карактеристични класи згради за територијата на земјата [13].

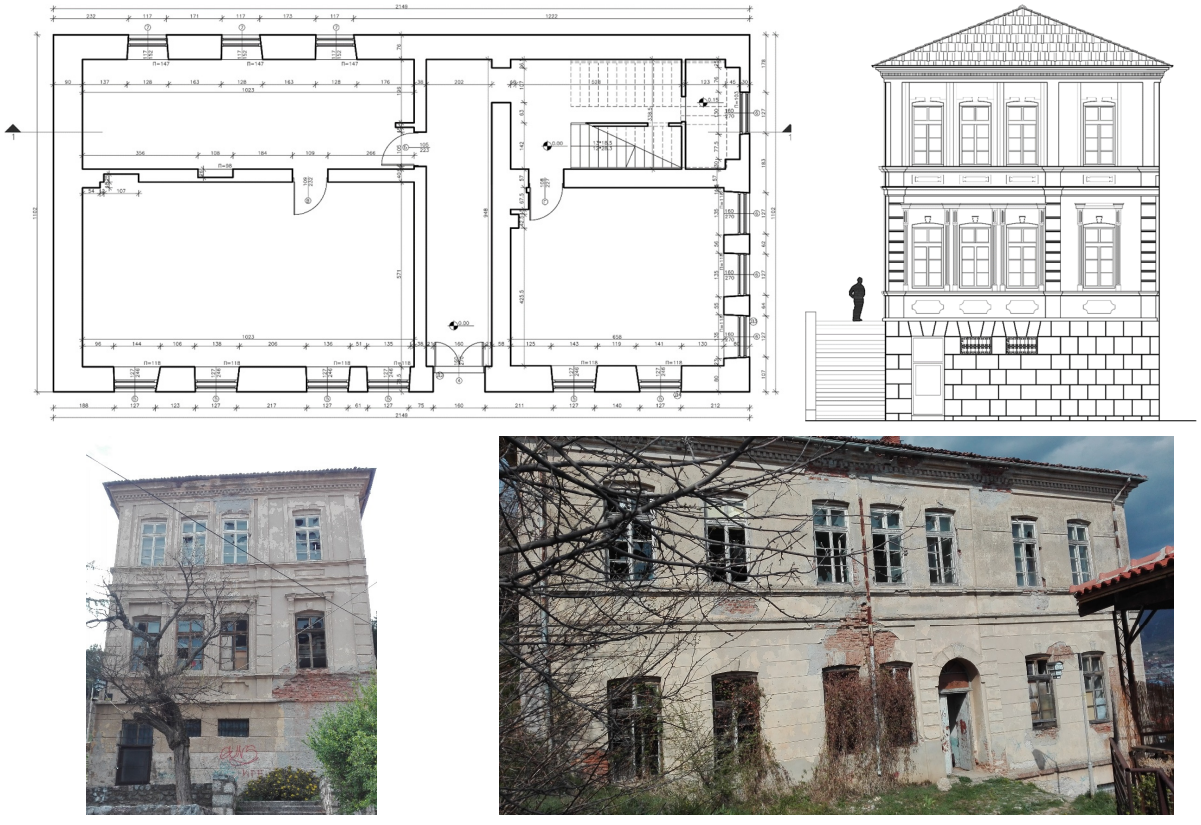
Во рамки на истражувањето, одбрани се 16 репрезентативни објекти, изградени помеѓу крајот на IX и почетокот на XX век, кои што врз основа на нивната моментална намена може да се класифицираат во категоријата - јавни институции. Според нивната архитектура, конструктивен систем и употребени материјали, објектите претставуваат типичен пример за одбраната класа згради. Во првата фаза од проектот спроведено е препознавање на динамичките карактеристики на зградите под влијание на амбиентални вибрации. Во овој труд издвоени се три карактеристични објекти од градот Охрид, анализирани во рамките на проектот, а претставена е применетата методологија, употребената опрема и добиените резултати.

2.2. Кус опис на објектите

Одбраните објекти во градот Охрид претставуваат карактеристични претставници на разгледуваната класа објекти, со намена образование: ОУ „Св. Сава“ и ОСУ „Св. Климент Охридски“ и култура: НУ Завод за заштита на спомениците на културата и Музеј-Охрид.

2.2.1. ОУ „Св. Сава“

Објектот претставува зграда за основно училиште. Во основа објектот има правоаголна форма со габаритни димензии од 21.49x11.02 m [14]. Во напречен пресек објектот содржи подрум (само на еден дел од објектот), приземје и кат. Катните височини, почнувајќи од котата на под на подрумот, па нагоре се: -4.01 m, ±0.00 m, +5.05 m, +10.26 m (венец), +12.50 m (слеме), сл. 1. Основниот конструктивен систем на објектот е изведен од носива ѕидарија. Главни конструктивни елементи се ѕидовите, чија дебелина е различна по катовите. Меѓукатната конструкција е флексибилна, составена од дрвени греди, поставени во просториите во пократкиот правец и оплата од штици. Кровната конструкција е дрвена, составена од греди, столбови и косници (раце), над која налегнуваат роговите и кровниот покривач од ќерамида. За темелната конструкција нема расположиви информации, но веројатно е изведена како продолжение на ѕидовите во почвата до одредена кота. Се претпоставува дека истата е изведена од камена ѕидарија.



Сл. 1. ОУ „Св. Сава“, основа на приземје, пресек и изгледи

2.2.2. НУ Завод и Музеј Охрид

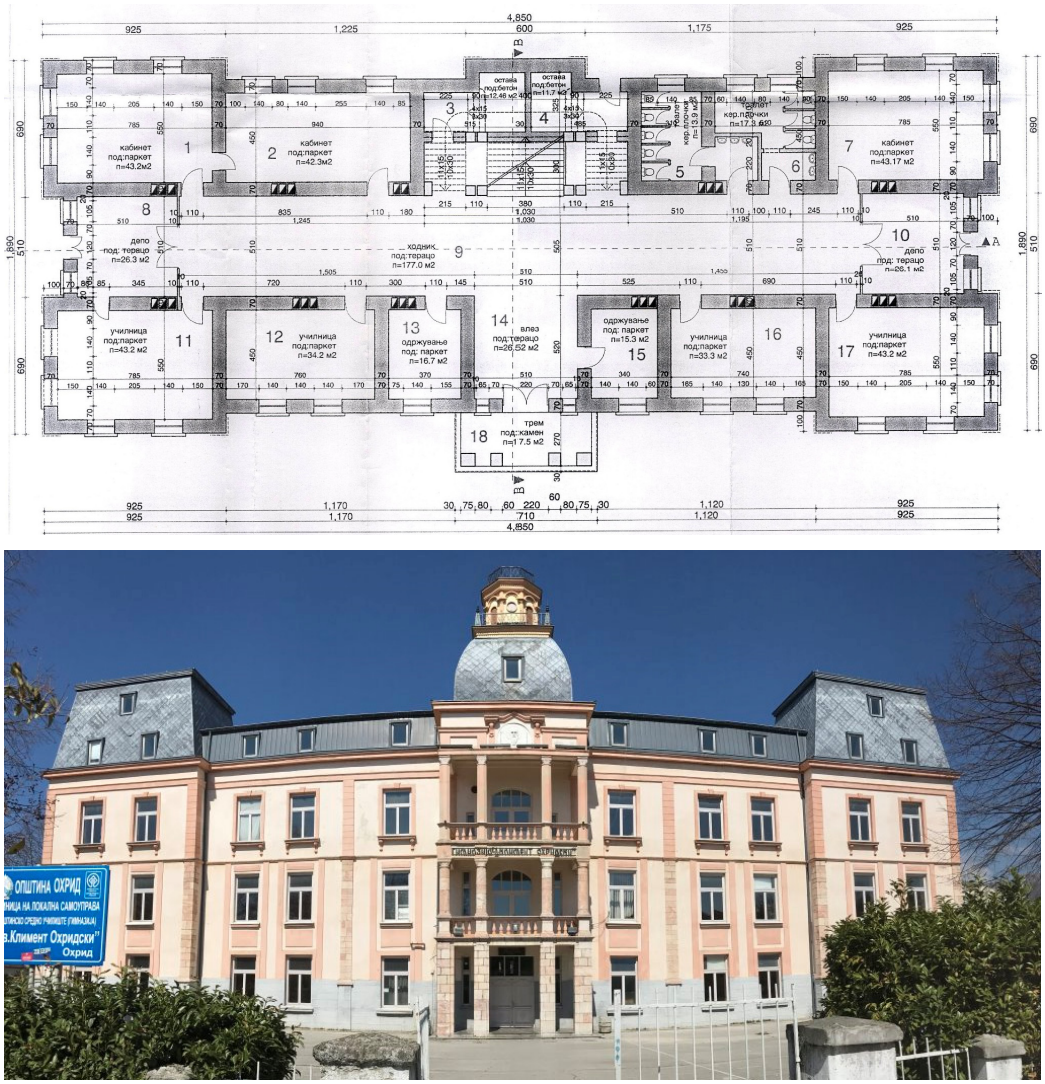
Објектот претставува зграда на НУ „Завод за заштита на спомениците на културата и Музеј-Охрид“. На сите катови се наоѓаат административни простории-канцеларии. Во сутеренот на објектот се наоѓаат канцеларии и депоа за складирање материјали [15]. На кровот, односно поткровјето се наоѓа депо за складирање вредни материјали кое во моментот на спроведување на мерењата на објектот не беше достапно. Во основа објектот има правоаголна форма со мало извлекување на габаритот на источната фасада. Габаритни димензии изнесуваат 20.34x16.27 m, сл. 2. Во напречен пресек објектот содржи сутерен, приземје и 1 кат. Катните височини, почнувајќи од котата на под на сутеренот, па нагоре се: -2.80 m, ±0.00 m, +3.80 m, +7.20 m (основа на кров). Основниот конструктивен систем на објектот е изведен од носива ѕидарија. Главни конструктивни елементи се ѕидовите, чија дебелина е различна по катовите. На првиот кат на јужната фасада, на конзолно издадена конструкција, изведени се столбови со кружен напречен пресек кои завршуваат на нивото на кровот, но не продолжуваат кон приземјето. Меѓукатната конструкција е флексибилна, најверојатно составена од дрвени греди и оплата од даски како подна конструкција. Врз меѓукатната конструкција во канцеларииите положен е под од ламинат, додека во влезниот дел од ходникот и по скалите подот е обложен со керамички плочки. За време на визуелната инспекција на објектот, се чувствуваат вибрации при движењето на луѓето на катовите. Кровната конструкција не е позната, но се претпоставува дека е дрвена, составена од греди, столбови и косници (раце), над која налегнуваат роговите и кровниот покривач-ќерамида. За темелната конструкција нема расположливи информации, но веројатно е изведена како продолжение на ѕидовите во почвата до одредена кота. Се претпоставува дека истата е изведена од камена ѕидарија.



Сл. 2. НУ Завод и Музеј Охрид, основа на приземје и изгледи

2.2.3. ОСУ „Св. Климент Охридски“

Објектот претставува зграда на ОСУ „Св. Климент Охридски“-Охрид. На сите катови се наоѓаат училници и кабинети-канцеларии [16]. Во сутеренот на објектот се наоѓаат помошни простории. На кровот, односно поткровјето во аглите на објектот се наоѓаат училници. Во основа објектот има правоаголна форма со мали извлекување на габаритот на четирите агли и во средишниот дел. Габаритни димензии изнесуваат 48.50x18.90 m. Во напречен пресек објектот содржи сутерен, приземје и 1 кат. Катните височини, почнувајќи од котата на под на сутеренот, па нагоре се: -2.80 m, ±0.00 m, +3.50 m, +7.00 m, +10.50 m (основа на поткровје), сл. 3. Основниот конструктивен систем на објектот е изведен од носива ѕидарија. Главни конструктивни елементи се ѕидовите, чија дебелина е различна по катовите. Почнувајќи од приземјето, па се до поткровјето на јужната фасада, на извлекувањето во средишниот дел на објектот изведена е конструкција од столбови со кружен напречен пресек и рамна плоча. Меѓукатната конструкција на катовите е крута, додека на вториот кат и поткровјето таа е флексибилна, најверојатно составена од дрвени греди и оплата од даски како подна конструкција. Врз меѓукатната конструкција во канцеларииите, училниците и ходниците положен е под од паркет, додека во тоалетите подот е обложен со керамички плочки. На вториот кат на подот од меѓукатна конструкција во сите простории е положен ламинат. За време на визуелната инспекција на објектот, се чувствуваат вибрации при движењето на луѓето на поткровјето, додека на останатите катови не се забележуваат вибрации. За темелната конструкција нема расположливи информации, но веројатно е изведена како продолжение на ѕидовите во почвата до одредена кота.



Сл. 3. ОСУ „Св. Климент Охридски“, основа на приземје и предна фасада

3. ТЕСТОВИ СО АМБИЕНТАЛНИ ВИБРАЦИИ

Примарна цел на динамичките тестови извршени на лице место на објектот е да се идентификуваат динамичките карактеристики на конструкцијата. Со нив, директно се проценува крутоста на објектот преку соодветните параметри: фреквенции и периоди на слободни осцилации и тонови форми. Потоа, бидејќи целосно не се познати карактеристиките на вградениот материјал, динамичките карактеристики може да се искористат за калибрација на математички модел на конструкцијата. За сите објекти беше употребена истата методологија и опрема за тестирање. Спроведените мерења на забрзувањата се извршени со мобилна опрема, тип Digitexx PDAQ Premium portable system со физички димензии 457 x 330 x 170 mm. Сензорите со кои што се следат забрзувањата (акцелерометри) се триаксијални микро електро-механички капацитативни уреди, со широк динамички ранг +/- 3g, одличен опсег и ултра ниски шумови, што ги прави идеални за мониторинг на конструкциите.

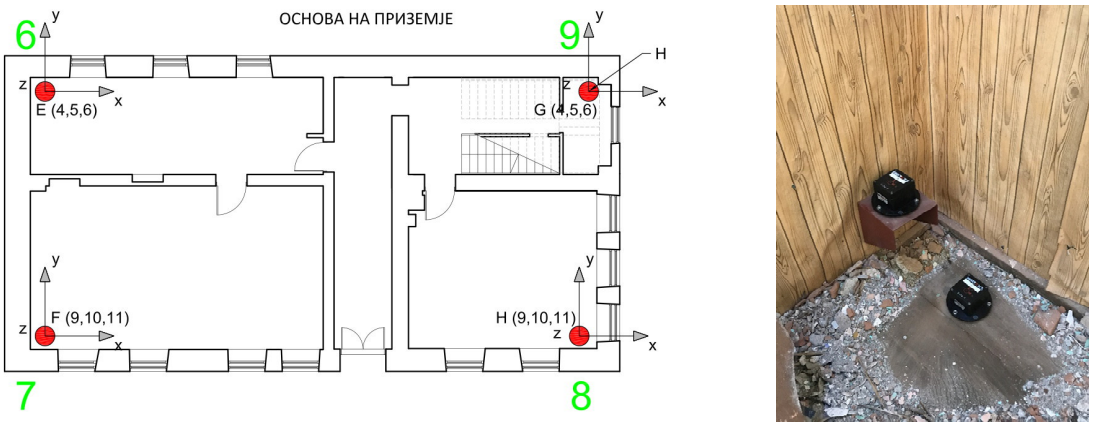
За проценка на динамички карактеристики на објектите, извршено е снимање со регистрирање на забрзувањата во повеќе точки во два хоризонтални ортогонални правци (X и Y) и во вертикален правец (Z). Една од овие точки е избрана за реперна точка, на катовите, означена со R (репер) која за цело времетраење на тестовите е фиксна и не ја менува својата позиција.

3.1. ОУ „Св. Сава“

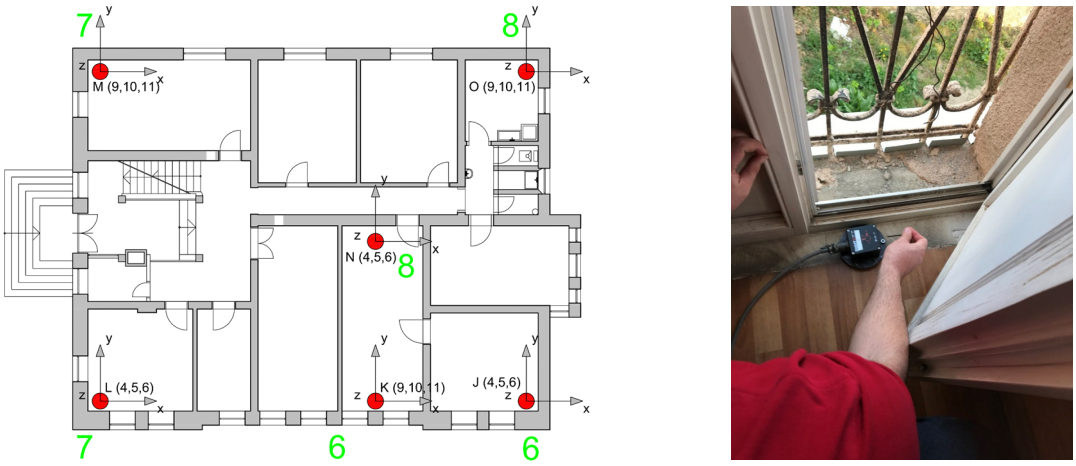
Сите мерења во избраните точки се спроведени со помош на триаксијални мерни уреди (сензори) – акцелерометри кои за овие мерења, ги мерат забрзувањата предизвикани од побуди во околината во три ортогонални правци, сл. 4. Вертикалните забрзувања не се од интерес за овој конструктивен систем, па затоа во анализата на резултатите овие забрзувања се изоставени. Поради недостапност на кровот при изведување на мерењата, мерењето на оваа позиција беше изоставена, а беа оставени инструменти на фасадните ѕидови, приближно на 1 m под кровната конструкција. Сите инструменти беа поставени на метални конзолни држачи, анкерувани во ѕидовите. Металните држачи беа претходно подготвени и поставени врз основа на технички цртежи. Овие држачи беа изведени од фирмите „Кркул конструкции“ и „Румен инженеринг“ од Охрид.

3.2. НУ Завод и Музеј Охрид

Мерењето на забрзувањата е извршено со користење на триаксијални сензори - акцелерометри со мерење и запишување на податоците во 6 точки од конструкцијата на приземјето, 10 точки на катот и 1 точка на кровот, односно три серии мерења на приземјето, четири серии на катот и една серија на катот и кровот, сл. 5. Сензорите беа директно поставени на подовите, бе нивно дополнително прицврстување. Изборот на точките во кои што се вршени мерењата беше утврден врз основа на диспозицијата на конструктивниот систем и местоположбата на конструктивните елементи. Вертикалните забрзувања не се од интерес за овој конструктивен систем, па затоа во анализата на резултатите овие забрзувања се изоставени.



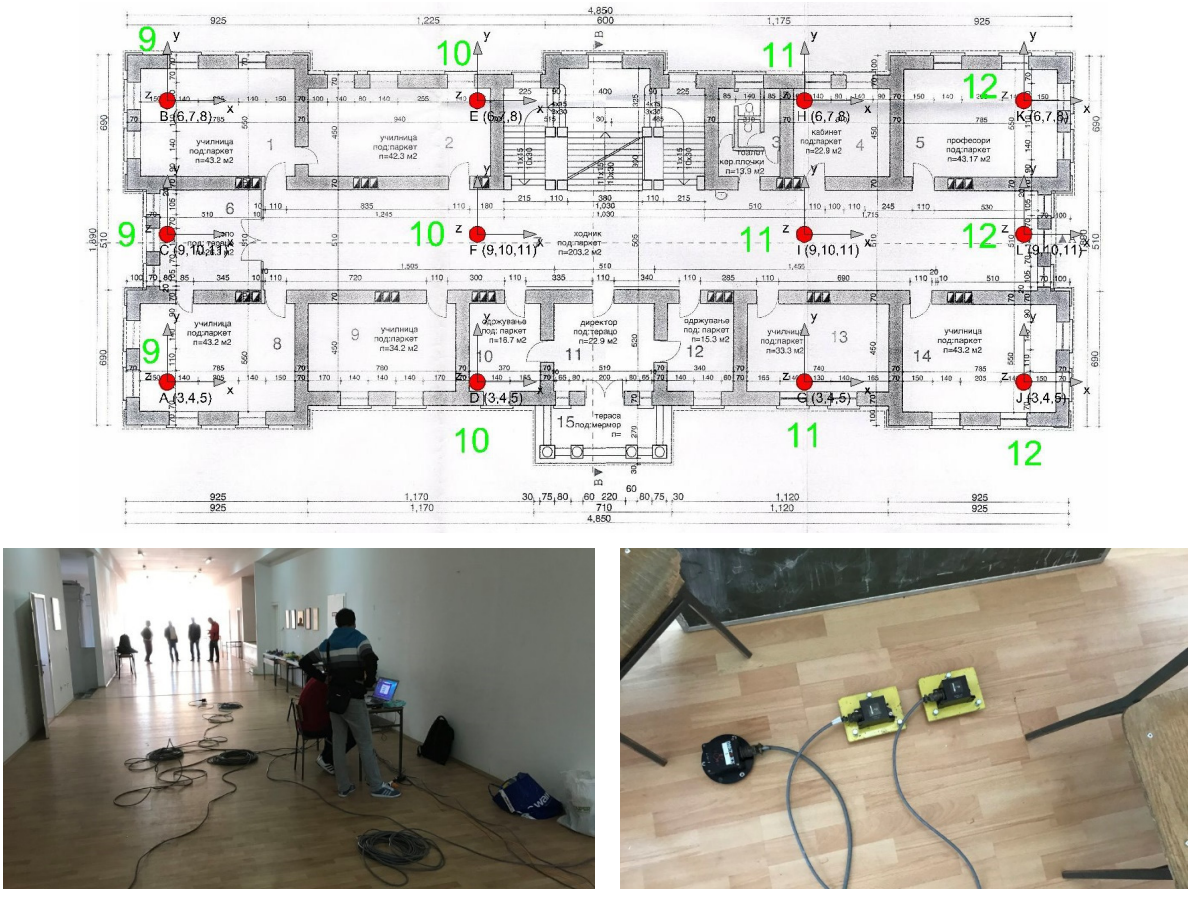
Сл. 4. ОУ „Св. Сава“-мерни точки, насока на оски и броеви на канали на приземје



Сл. 5. НУ Завод и Музеј Охрид-мерни точки, насока на оски и броеви на канали на приземје

3.3. ОСУ „Св. Климент Охридски“

Мерењето на забрзувањата е извршено со користење на триаксијални сензори - акцелерометри со мерење и запишување на податоците во 12 точки од конструкцијата на поткровјето и катовите, односно четири серии мерења на секое ниво, сл. 6. Сите инструменти за избраните локации беа поставени на подовите без нивно директно прицврстување за подот. Подниот покривач (подлога за сензорите) е различен за избраните точки. Слично како и за претходните објекти, анализирани се забрзувањата во хоризонталните правци, додека вертикалните забрзувања не се од интерес за овој конструктивен систем.



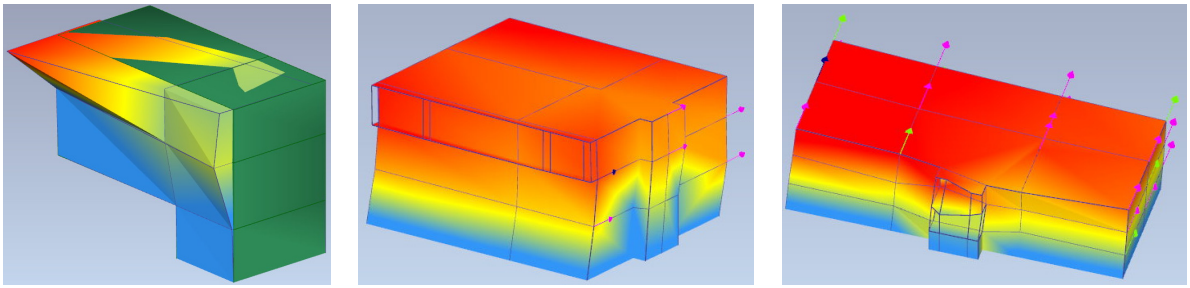
Сл. 6. ОСУ „Св. Климент Охридски“-мерни точки, насока на оски и броеви на канали на кат

3.4. Обработка на измерените сигнали

Пред започнување на мерењата извршена е калибрација на сензорите. Фреквенцијата на запишување изнесува Fs=200 Hz. Измерените аналогни сигнали беа дигитализирани и зачувани во ASCII формат на дискот на компјутерот што се користеше за зачувување на снимените податоци. За секоја серија мерења добиените податоци се зачувани во посебни датотеки. Квалитетот на снимените податоци визуелно беше проверен на лице место со преглед на необработените сигнали во временско подрачје за секој канал. Исто така, беше извршена брза Фуриева трансформација на необработените сигнали за некои канали. Во склоп на проверката, временските и фреквентните сигнали за секој сензор беа прегледани за да се идентификуваат евентуални неправилности во сензорите. За сите добиени сигнали извршено е елиминирање на можните појави за трендовска зависност на влезните истории, како и неутрализирање на отстапувањето од основната линија на сигналот поради влијание на електричните импулси (DC offset). Обработените сигнали визуелно се споредени со влезните сигнали (необработени) за да се провери нивниот квалитет и да се откријат евентуални забележителни отстапувања. Сите операции за обработка на сигналите и презентирање на добиените резултати се извршени со сопствен програмски код во програмот Matlab [17].

3.5. Определување на динамичките карактеристики

За определување на динамичките карактеристики: фреквенции и периоди на слободни осцилации и тоновите форми употребен е програмот ARTeMIS Modal 4.5 [18]. Обработените сигнали заедно со позициите на сензорите се внесени во програмот. Во анализата не се земени предвид вертикалните забрзувања поради тоа што за овој тип на конструктивен систем тие немаат значително влијание. Пред анализата, измерените сигнали се обработени со дигитален филтер. Филтрирањето е извршено со филтер од типот Lowpass од 8 ред, со фреквенција за прекин (cutoff frequency) од 25 Hz. Динамичките карактеристики на објектот се идентификувани со помош на методот за декомпозиција на фреквентниот домен (FDD-Frequency Domain Decomposition) кој се базира само на излезните податоци. На сл. 7 дадени се првите тонови форми идентификувани во анализата за трите објекта. Во табелата 1 дадени се идентификуваните фреквенции на конструкциите во однос на ортогоналните правци.



„Св. Сава“, f_1=3.711 Hz | НУ Завод и Музеј, f_1=2.051 Hz | ОСУ „Св. Климент Охридски“, f_1=2.539 Hz

Сл. 7. Доминантни тонови форми и фреквенции за објектите

Табела 1. Идентификувани фреквенции по правци

Објект		Фреквенција (Hz)		
		Транслација X	Транслација Y	Ротација XY
1	ОУ „Св. Сава“	5.469	3.711	7.227
2	НУ Завод и Музеј	4.785	2.051	6.25
3	ОСУ „Св. Климент Охридски“	3.906	2.539	2.832

4. СПОРЕДБА НА ИЗМЕРЕНИТЕ ФРЕКВЕНЦИИ СО ЕВРОКОД 8

Определувањето на доминантната фреквенција или периода на слободни непридушени осцилации за било кој објект претставува критична точка во асеизмичкото проектирање или проценка на носивоста на конструкцијата. Овој податок зависи од масата и крутоста на конструкцијата, но влијание имаат и други фактори како на пример регуларноста на конструкцијата, бројот на катови, бројот на распони, димензии на конструктивните елементи, нивоа на аксијални сили, испуканост на пресеците, присуство на арматура и друго. Обично, во процесот на проектирање овој податок не е познат и може да се определи со приближни релации, предложени во прописите за асеизмичко проектирање. Најчесто, овие релации ги поврзуваат основната периода со височината на конструкцијата, а се добиени со регресивна анализа на периодите на вибрации за време на земјотреси [19].

Полу-емпириската равенка за асеизмичко проектирање на згради дадена во Еврокод 8 [20], дава врска помеѓу височината и периодата на конструкциите со бетонски или ѕидани ѕидови и е дадена со рав. 1-3.

$$T_1 = C_t \cdot H^{3/4} \quad (1)$$

$$C_t = 0.075/\sqrt{A_c} \quad (2)$$

$$A_c = \sum[A_i \cdot (0.2 + (l_{wi}/H)^2)] \quad (3)$$

каде што, T_1-основна периода, H-височина на зградата, A_c-вкупна ефективна површина на ѕидовите на првиот кат од зградата (во m^2), A_i-ефективна површина на ѕидот i во разгледуваниот правец на првиот кат од зградата (во m^2), l_{wi}-должина на ѕидот i на првиот кат во правец паралелен на аплицираните товари (во m) со ограничување дека $l_{wi}/H \leq 0.9$.

За сите објекти извршено е пресметување на основната периода со помош на приближниот израз даден во Еврокод 8, а резултатите се прикажани во табелата 2, имајќи ја предвид релацијата $f_1 = 1/T_1$. Во табелата 3 дадена е споредба да измерените и пресметаните приближни фреквенции. Во споредбата земено е дека приближно пресметаните фреквенции се пресметани како процент од измерените фреквенции со ОМА, така што вредноста 100% означува целосно поклопување. Според презентираните резултати, може да се заклучи дека изразот даден во Еврокод 8, за анализираните ѕидани конструкции, значително ги преценува основните фреквенции во однос на измерените. Прописот не ги зема предвид евентуално испуканите напречни пресеци, а се базира само на геометриски односи на ѕидовите во однос на вкупната површина на објектот.

Имајќи предвид дека во целосната студија [21] за истражуваниот тип ѕидани конструкции не се забележуваат трендови или шеми на зависноста фреквенција-височина, единствено може да се забележи дека основните фреквенции се движат во опсегот од 2-10 Hz.

4.1. Предлог за промена на приближниот израз во Еврокод 8

Со цел да се намали разликата помеѓу измерените и пресметаните фреквенции со приближниот израз даден во Еврокод 8, авторите спроведоа анализа на чувствителност на параметрите дадени со рав. 1-3.

Табела 2. Приближни основни фреквенции според Еврокод 8

Обј.	Бруто површ.	Вкупна површ. на ѕидови	Површ. на ѕидови/Бруто површ. (%)		C_t		Фреквенција според Еврокод 8 (Hz)	
	(m^2)	(m^2)	Прав. X	Прав. Y	Прав. X	Прав.Y	Прав. X	Прав.Y
1	236.93	55.01	13.1%	10.1%	0.018	0.017	9.551	9.996
2	330.93	55.96	9.1%	7.8%	0.019	0.019	11.905	11.840
3	852.45	161.77	11.2%	7.8%	0.012	0.014	12.321	10.474

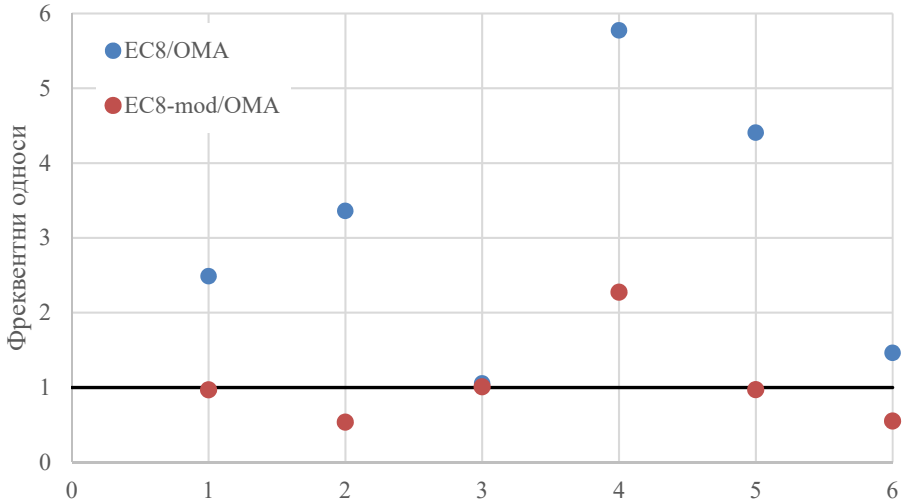
Табела 3. Споредба на приближните и измерените фреквенции и предлог за промена на Еврокод 8

Обј.	EC8/OMA (%)		EC8-mod/OMA (%)	
	Прав. X	Прав. Y	Прав. X	Прав. Y
2	174.6%	269.4%	62.2%	87.6%
3	248.8%	577.3%	96.9%	227.4%
4	315.4%	412.5%	55.5%	100.1%

Најпрво, коефициентот C_t од рав. 2 беше променет за што е можно поблиску да се добијат измерените вредности за основната фреквенција. Промената на коефициентот C_t беше направена за секоја препознаена фреквенција со тестовите во секој ортогонален правец. Првобитниот коефициент C_t даден во табелата 2, но за сите 16 анализирани објекти, варира во границите од 0.012 до 0.044, со просечна вредност од 0.022 [21]. Со постапката за минимизација, добиена е просечна вредност за коефициентот C_t од 0.038. Слична вредност за коефициентот $C_t = 0.04$ е предложена од Calvi [22], поради фактот што зиданите конструкции покажуваат одредена крутост пред појава на прснатини. Поради тоа што во истражувањето не е забележана корелација на измерените фреквенции во однос на височината на објектите, ниту пак со површината на ѕидовите и бруто површината на објектите, може да се заклучи дека поголемо влијание од овие параметри има распоредот на конструктивните ѕидови во основа. За да се направи релација помеѓу површината на ѕидовите и основната фреквенција, спроведена е едноставна статистичка анализа базирана на нумеричките вредности на коефициентот C_t, по што е предложена промена на приближниот израз даден во рав. 2 со оној даден во рав. 4.

$$C_t = \frac{0.075}{\sqrt{A_c}} \cdot \frac{A_c}{6} = \frac{0.0125 \cdot A_c}{\sqrt{A_c}} \tag{4}$$

Пресметаните односи на фреквенции добиени со предложената модификација на вредноста на коефициентот C_t дадена со рав. 4 и измерените фреквенции се споредени со вредностите добиени со оригиналните изрази од Еврокод 8. Фреквентните односи за двете апроксимации за двата ортогонални правци (X=1-3; Y=4-6) се претставени на дијаграмот на сл. 8. Серијата податоци со предложената промена е означена како EC8-mod. Фреквентен однос еднаков на 1 се смета за најдобро поклопување, односно фреквентна разлика нула. Со предложениот израз за промена на оригиналната равенка се добива подобра апроксимација во однос на измерените фреквенции.



Сл. 8. Споредба на фреквентните односи за оригиналниот и променетиот израз во Еврокод 8

Проецентуалните разлики на фреквенциите со предложената модификација и измерените вредности од тестовите се дадени во таб. 3 во зависност од разгледуваниот правец. Се забележува подобра апроксимација со предложената модификација на коефициентот C_t, а просечната вредност на коефициентот имајќи ги предвид сите 16 разгледувани објекти во [21] изнесува $C_t = 0.048$.

5. ЗАКЛУЧОК

Во овој труд претставени се резултати од работниот пакет 2 на проектот СеизмоСид, поврзани со препознавање на динамичките карактеристики на згради од неармирана сидарија со нивно тестирање под влијание на амбиентални вибрации. Проценетите доминантни фреквенции за прикажаните 3 објекта се наоѓаат во фреквентно подрачје од 2.0 до 7.2 Hz. При тоа, не се забележува корелација помеѓу измерените фреквенции и височината на објектите, типот на меѓукатната конструкција и регуларноста на објектите во основа. Основните фреквенции беа проценети со изразите дадени во Еврокод 8, а се добија големи разлики помеѓу пресметаните и измерените фреквенции. Поради фактот што параметрите, како височина на објектот и односот површина на сид/бруто површина на објект се сметаат за клучни параметри при проценка на основните фреквенции, направен е обид да се промени оригиналната релација дадена во Еврокодот 8, се со цел да се добие подобра апроксимација на основните фреквенции. Предложената промена генерално дава подобри резултати, но сепак овој предлог може да се смета за валиден само за истражуваниот конструктивен тип. Доколку се анализираат повеќе резултати од динамички тестови спроведени на лице место, може да се добие попрецизна апроксимација за пресметување на основни фреквенции.

БЛАГОДАРНОСТ

Авторите на текстот изразуваат искрена благодарност до компанијата Digitexx Data Systems Inc., од САД за обезбедување дополнителна опрема за спроведување на мерењата. Не помала е нашата благодарност до Градежниот факултет во Скопје и катедрата по теорија на конструкции и компјутерска анализа за спроведување и учество во научно-истражувачкиот проект „СеизмоСид“, како и на можноста за публикување на дел од добиените резултати во рамките на проектот. Посебна благодарност изразуваме до фирмите „Кркул конструкции“ и „Румен инженеринг“ од Охрид кои што сесрдно помогнаа во реализација на тестовите.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Ivanović S.S., Trifunac M.D., Novikova E.I., Gladkov A.A., Todorovska M.I. (2000). Ambient vibration tests of a seven-story reinforced concrete building in Van Nuys, California, damaged by the 1994 Northridge earthquake. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 19:391–411.

[2] ПИОВСП (1981). Правилник за техничките нормативи за изградба на објекти од високоградба во сеизмички подрачја. Бр. 50-3547/1 (25.2.1981), Службен весник на (поранешна) СФРЈ, бр. 31/81, 49/82, 29/83, 21/88, 52/90.

[3] Krstevska L., Tashkov Lj., Kustura M. (2009). Ambient vibration testing of old bridge in Mostar, Protection of Historical Buildings, PROHITECH 09, volume 1, pages 217–221. Taylor & Francis Group, London.

[4] Krstevska L., Tashkov Lj. (2009). Experimental in-situ testing of dynamic characteristics of structures - recent experience. In 13th International Symposium of MASE, volume 2, pages 635–640, Ohrid, Macedonia, 14-17 October, 2009, Macedonian Association of Structural Engineers.

[5] Aras F., Krstevska L., Altay G., Tashkov Lj. (2011). Experimental and numerical modal analyses of a historical masonry palace. *Construction and Building Materials*, 25:81–91.

[6] Gentile C., Saisi A. (2005). Dynamic-based FE modal updating to evaluate damage in masonry towers. Proceedings of the Fourth International Seminar on Structural Analysis of Historical Constructions, 10-13 November, Padova, Italy.

[7] Turek M., Thibert K., Ventura C., Kuan S. (2006). Ambient Vibration Testing of Three Unreinforced Brick Masonry Buildings in Vancouver, Canada, Proceedings of the 24th International Modal Analysis Conference (IMAC), St. Louis, Missouri, USA.

[8] Begović S, Pejić T, Višnjević V (2012). Dynamic properties and seismic vulnerability of seven historical buildings in the city of Zagreb. Rectorate award competition, Faculty of Science, University of Zagreb (in Croatian).

[9] Ramos L.F., Aguilar R., Lourenço P.B., Moreira S. (2013). Dynamic structural health monitoring of Saint Torcato church. *Mechanical Systems and Signal Processing*, 35:1–15.

[10] Gentile C., Saisi A. (2005). Dynamic-based FE modal updating to evaluate damage in masonry towers. Proceedings of the Fourth International Seminar on Structural Analysis of Historical Constructions, 10-13 November, Padova, Italy.

[11] Votsis R.A., Kyriakides N., Tantele E.A., Chrysostomou C.Z. (2013). Effect of Damage on the Dynamic Characteristics of St. Nicholas Cathedral in Cyprus. Proceedings of 4th ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, COMPDYN, 12-14 June, Kos Island, Greece.

[12] Gallipoli M. R., Mucciarelli M., Šket-Motnikar B., Zupančić P., Gosar A., Prevolnik S., Herak M., Stipčević J., Herak D., Milutinović Z., Olumćeva T. (2010). Empirical estimates of dynamic parameters on a large set of European buildings. *Bulletin of Earthquake Engineering* 8:593–607.

[13] Dumova-Jovanoska E., Aleksovski G., Denkovska L., Churilov S., Milkova K., Bogoevska S., Micevski S. (2018). Seismic Vulnerability of Existing Masonry Structures, Project SeismoWall . 16th European Conference on Earthquake Engineering, 18-21 June, Thessaloniki, Greece.

[14] Елаборат за определување динамички карактеристики на објектот ОУ „Св. Сава“ во Охрид. (2017). Научно истражувачки проект „Сеизмичка повредливост на постоечки зидани конструкции-СеизмоЗид“, Работен пакет 2: Експериментално истражување, Универзитет „Св. Кирил и Методиј“, Градежен факултет-Скопје.

[15] Елаборат за определување динамички карактеристики на објектот НУ „Завод за заштита на спомениците на културата и Музеј-Охрид“. (2017). Научно истражувачки проект „Сеизмичка повредливост на постоечки зидани конструкции-СеизмоЗид“, Работен пакет 2: Експериментално истражување, Универзитет „Св. Кирил и Методиј“, Градежен факултет-Скопје.

[16] Елаборат за определување динамички карактеристики на објектот ОСУ „Св. Климент Охридски“-Охрид. (2017). Научно истражувачки проект „Сеизмичка повредливост на постоечки зидани конструкции-СеизмоЗид“, Работен пакет 2: Експериментално истражување, Универзитет „Св. Кирил и Методиј“, Градежен факултет-Скопје.

[17] MATLAB R2014a (version 8.3), Natick, Massachusetts: The MathWorks Inc., 2014.

[18] SVIBS-Structural Vibration Solutions (2014). ARTeMIS Modal 4.5.0.5, Aalborg, Denmark. www.svibs.com.

[19] Crowley H, Pinho R (2006). Simplified equations for estimating the period of vibration of existing buildings. First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Geneva, Switzerland, 3-8 September, paper 1122.

[20] Comite Europeen de Normalisation (CEN) (2004). Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, EN 1998-1.

[21] Churilov S., Micevski S., Dumova-Jovanoska E. (2018). Ambient vibration testing of public unreinforced masonry buildings from the beginning of the 20th century. 16th European Conference on Earthquake Engineering, 18-21 June, Thessaloniki, Greece.

[22] Calvi GM (1999). A displacement-based approach for vulnerability evaluation of classes of buildings, *Journal of Earthquake Engineering*, 3:3, 411-438, DOI: 10.1080/13632469909350353.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

MT - 8

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

EVALUATING LONG-TERM BOND DURABILITY OF FRP-SYSTEMS APPLIED TO RC HIGHWAY BRIDGES

Kenneth C. CRAWFORD[1]

ABSTRACT

The purpose of this paper is to present results of ongoing research in the application of the impulse excitation technique to test and evaluate FRP-system bond condition on large concrete structures, in particular highway bridges. The long term bond performance (15+ years) of FRP-structural systems applied to reinforced-concrete (RC) bridges is generally unknown and not widely investigated. A non-destructive testing (NDT) procedure using the impact-echo technique generates acoustic emissions which indicate FRP-bond condition, i.e. bonded or de-bonded.

The two parameters identifying bond condition are signal frequency and the damping ratio of the decaying sinusoidal waveforms. By analyzing changes in frequencies and decaying sinusoidal waveforms the FRP-concrete bond state can be identified. Impact tests were performed on two CFRP-retrofitted highway bridges in Missouri and compared to a CFRP test plate in the laboratory. Signal analysis was performed on frequencies and waveform damping ratios of bonded and de-bonded FRP material on the two bridges and in the lab. The frequencies and sinusoidal waveforms of the bonded and de-bonded FRP material on the bridges have a high degree of correlation to those of the laboratory bonded/de-bonded CFRP plate.

The results of this investigation confirm the impulse excitation technique provides accurate data on the FRP- bond state on concrete structures. The goal of this NDT procedure is to provide a capability to test and verify bond condition across multiple CFRP-retrofitted highway bridges.

Keywords: *bridges; FRP system; bond; non-destructive testing (NDT); frequency; damping ratio*

---

[1]Head, Institute for Bridge Reinforcement and Rehabilitation, Bloomington, IN, USA ken.crawford@ibrr.org

1. INTRODUCTION

The inspection and maintenance of transportation infrastructure is a costly and time consuming enterprise for ministries and departments of transportation around the world. Billions of dollars are spent each year to sustain performance of roads, bridges, tunnels, railroads, ports, waterways, and airports. The application of new and innovative technologies and processes, such as FRP-systems, to transportation infrastructure provides designers efficient and cost effective alternatives for maintaining structural performance. The use of fiber-reinforced polymer (FRP) structural systems to strengthen and rehabilitate concrete bridges over the past three decades has given engineers the capability to extend the life and serviceability of highway bridges. When used on RC (reinforced concrete) highway bridges these FRP systems provide unique structural qualities which significantly improve bridge load performance and service life. The question then becomes how long can FRP systems sustain their designed performance.

For transportation infrastructure owners with FRP-strengthened highway bridges there is a concern focused on the long-term durability of these structural systems and how well they will sustain bridge load performance over time. Bridge owners are faced with two primary questions: (1) How do FRP structural systems on RC highway bridges perform over extended time (15+ years) under the influence of frequent cyclic loading (heavy truck traffic), moisture, and freeze-thaw cycles? (2) How can accurate field data be obtained on FRP-plate bond conditions to evaluate changes in bridge load performance and to establish cost-effective maintenance procedures? This concern increases when a highway system has a large number of FRP-strengthened bridges in which the load rating of the bridges is dependent on the FRP-concrete bond performance.

While a large number of highway bridges were strengthened with FRP systems over the past three decades in Missouri, Kentucky, Ohio, Canada, Europe, e.g. Slovenia, Macedonia, Switzerland, and the Far East, there is currently no effective field testing system to evaluate and verify the bond condition of the FRP material applied to these bridges. A number of good NDT systems are available to test FRP bonding on concrete structures but these systems are limited in their capabilities to scan extensive areas of FRP material applied to bridge structural elements.

The purpose of this investigation is to test and verify the use of the NDT impulse excitation principle by means of a light-mobile impact machine employing the impact-echo technique, for producing FRP-concrete bond data. The objective of this NDT procedure is to provide a testing protocol capable of scanning long lengths FRP plates bonded to bridge structural members, for producing reliable FRP-concrete bond data, and for locating and accurately identifying de-bonded areas [1]. There is a need for an improved cost-effective testing procedure to evaluate FRP-strengthened bridges.

2. RESEARCH SIGNIFICANCE

Quantifying long-term durability of FRP-structural systems applied to concrete structures, and RC bridges in particular, is an on-going issue for the industry and users of these systems. Being able to guarantee FRP systems applied to concrete structures will remain bonded for 20-30-50 years is a challenge. The process to obtain reliable field data proving FRP laminates remain bonded over long periods of time had not been accomplished on a wide scale.

While the impact-echo NDT method has been effective in testing concrete structures for many years its application for evaluating FRP-structural systems applied to RC bridges is not fully utilized [2]. The development and testing of the mobile impact machine presented in this paper expands the application of NDT procedures in the field to evaluate bridge CFRP plate-concrete bond conditions. The NDT method presented potentially provides bridge owners a means to assess FRP-bond conditions on a larger scale and to identify changes (decreases) in bridge load performance.

2.1 Scope of CFRP applications on RC bridges

The extent of CFRP (carbon fiber-reinforced polymer) material applied to RC highway bridges requiring bond testing is challenging. As an example, in 2001, in one CFRP-bridge strengthening project in the Republic of Northern Macedonia, to meet Eurocode 2-Part 2 (EN 1992-2:2005), 17 slab and girder bridges on the M2 (European Corridor 8, EC-8) were designed and strengthened to NATO MLC

(military load class) 100, having a total of 10,847 meters of CFRP plate, including CFRP fiber wrap in bridge structural member shear areas. Two additional slab bridges on the M1 were strengthened in 2002 with 1,894 meters of CFRP plate.

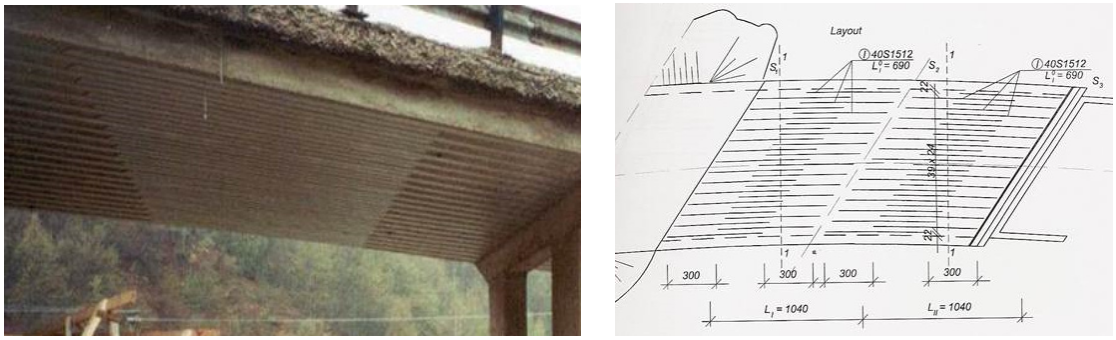


Fig.1 – Bridge B36 with 792 meters in 80 CFRP Plates

An example of the length of CFRP material applied to one slab bridge on the M2 is illustrated by bridge B36 at km 67+409 in Fig. 1, showing the distribution of the CFRP plates applied in each of two 10 meter spans. The center 3.9 meters of each 10 meter span have 40 S1512 plates parallel to one another in the area of maximum bending moment of the span. The CFRP-concrete bonding in this area is critical for sustaining the designed load capacity for MLC 100 [3].

2.2 FRP-Concrete De-Bonding Mechanisms

The de-bonding of FRP material from concrete is caused by multiple factors. Failure of the adhesive bond of externally applied FRP systems is generated by a number of mechanisms and is referred to as "delamination" or "de-bonding". In their paper Degala, et al, identified the following parameters as affecting bond interface behavior: concrete tensile strength, adhesive mechanical properties, effective bond length of the FRP, member size and scale, concrete section geometry, structural member loading geometry, degree and rate of loading, FRP retrofit geometry, environmental and mechanical exposure, e.g. moisture and thermal effects, and the mixed mode relationship of de-bonding mechanisms. Any one, or any combination of these mechanisms, can cause de-bonding of FRP material from concrete [4].

The goal of the NDT procedure in this paper is to identify FRP-concrete de-bonding in the life cycle of the FRP-strengthened structure and to identify any of the above de-bonding mechanisms potentially affecting RC structure performance to allow early intervention and corrective measures.

3. EXPERIMENTAL PROGRAM

The scope and purpose of this experimental investigation was to field test and verify a newly developed impulse excitation (impact) machine on CFRP-strengthened structural members of an RC highway bridge to obtain impact signal data reflecting the condition of the CFRP bond to concrete. The objective was two-fold: (1) to obtain impact data recordings on FRP-strengthened RC bridges and to compare those signal waveforms to the waveforms obtained from the concrete and bonded and de-bonded CFRP plate in the laboratory, and (2) to establish the operability and design limits of the impact machine on bridges. The goal was to verify the capabilities and practicality of such an impact machine in the field on RC bridges, to test FRP laminates on concrete, and to produce reliable FRP-concrete bond data.

3.1 NDT Methods for testing FRP-concrete bond

To illustrate the practicality of this impact machine for field testing large areas of CFRP laminates on RC bridges, comparison is made to other NDT procedures used for testing FRP laminates. The use of non-destructive testing (NDT) to evaluate FRP-concrete bond offers a range of effective methods capable of providing data on the behavior and condition of FRP-structural system bonding on concrete structures. There are a number of NDT systems available to evaluate CFRP-structural system bonding on concrete structures, which include acoustic stress waves, infrared thermography, x-ray, microwave, high-

frequency radiation, ultrasonics, and laser vibrometry, to detect de-laminations in the FRP-concrete interface regions. Each NDT method offers unique advantages for testing FRP bond under specific conditions [5].

Two systems are considered for comparison to the NDT system presented in this paper. The first system uses pulsed infrared thermography to detect defects in CFRP parts and plates by producing eddy currents generating heat in the part. Heat applied to the test specimen provides spatial temporal distribution of surface temperature whereby defects disturb the heat flow. This system provides high contrast images and is effective in identifying defects in aircraft and automotive parts. It is not economical for scanning large CFRP areas [6].

The second system uses an acoustic–laser technique which generates a sound vibration signature used to identify and characterize defects in CFRP-concrete structural members. Having a good signal-to-noise ratio the system can accurately identify the size of defective areas and has the capability to stand off from the test specimen. It does require set-up of a number of pieces of equipment to generate the acoustic vibrations. The rate in meters per hour at which this system is able to test long lengths of CFRP plates on concrete bridge member is not indicated. Both methods have the capability to identify in detail the precise location and degree of de-bonding of FRP material from concrete [7].

Using acoustic-stress waves from a light-hammer device the NDT method presented in this paper is designed to rapidly scan long lengths of bonded CFRP plates and record changes in impact frequencies. The objective of this system is to quickly provide bonding data over large areas of CFRP plates.

For this investigation the use of the impulse excitation technique with the impact-echo procedure provides an effective and rapid means of data generation to assess the bond condition of large areas of CFRP laminates applied to RC bridges. The advantage of this method over the other three NDT methods is its inherent speed of testing and the volume of bond data produced in the form of digital waveforms.

3.2 Impulse Excitation Technique

The Impulse Excitation Technique (IET) is a non-destructive testing method for evaluation of elastic and damping properties of materials. This technique is based on the mechanical excitation of a solid body by means of a light impact. For isotropic homogeneous material of simple geometry, such as a prismatic bar, e.g. CFRP plate, the resonant frequency of the free vibration provides information about the elastic properties of the material and its bond to a substrate, i.e. concrete. The amplitude decay of the free vibration is related to the internal friction of the material, i.e. dissipation, or damping, of the vibration energy in the specimen.

Using impulse excitation (impact) on bonded FRP-laminates, the impact frequency, signal amplitude, and the rate of sinusoidal decay (damping ratio) of the harmonic waveform provide information on the condition of the FRP bond to the concrete structural member. Signal analysis of the waveform frequencies, damping ratios, amplitudes, and phase shift provide a detailed and accurate picture of the state of the FRP laminate-concrete bond. The type of harmonic signal produced by the impulse excitation method is a decaying sinusoidal waveform [8].

3.3 Harmonic Oscillations

To analyze the waveform data generated by the impulse system, it is useful to consider the characteristics of a decaying harmonic oscillation, shown in Figure 2. The natural frequency of a simple continuous harmonic oscillation when the forcing function is zero is expressed by the 2nd order differential in Eq 1.

$$\mathbf{\frac{dx^2}{dt} + c\frac{dx}{dt} + kx = 0} \tag{1}$$

where c and k are constants related to the impulse system and material tested, and $\mathbf{c \geq 0}$, $\mathbf{k \geq 0}$. When harmonic oscillation is driven by forcing function *f(t)* on mass m then *f(t)* is expressed in Eq 2.

$$\mathrm{m}\,\frac{\mathrm{dx}^2}{\mathrm{dt}} + \mathrm{c}\frac{\mathrm{dx}}{\mathrm{dt}} + \mathrm{kx} = \; f(t) \tag{2}$$

The general solution of *f(t)* for a dampened harmonic waveform is given by Eq 3.

$$f(t) = Ae^{-\zeta\omega nt} (\cos(\omega_d - \phi)) \quad (3)$$

where A is initial amplitude, is the natural frequency in rad/sec, ϕ is phase angle, ζ is the damping ratio on ω_n. The dampened frequency ω_d is the natural frequency ω_n modified by the dampening ratio.

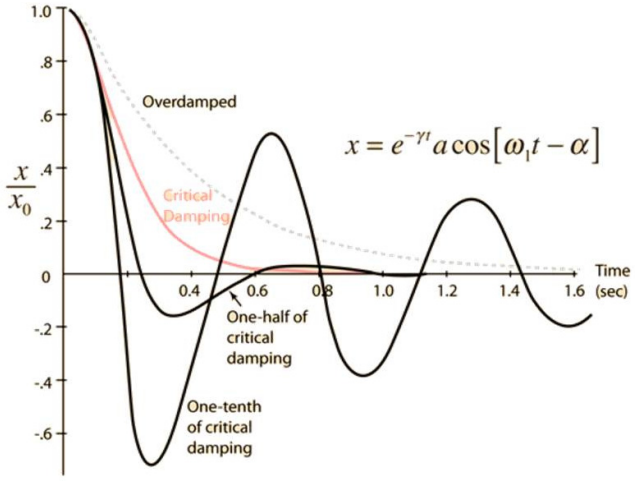


Fig. 2. Exponentially decaying harmonic oscillation @ varying rates

3.4 Damping Ratio

The rate of exponential decay in a harmonic oscillation is expressed by the damping ratio, a system parameter denoted by zeta (ζ) that characterizes the frequency response of the harmonic oscillation. The simplest example is a mass m suspended from a spring with a spring constant k, with a damping ratio c. When a single forcing function f(t) is applied to the mass x(t) the result is a harmonic oscillation with a unique rate of decay determined by the damping ratio, which is a function of the internal resistance of the system driven by the forcing function.

The damping ratio expressed by zeta (ζ) is the ratio of actual damping to critical damping cc , Eq. 4, such that ζ = actual damping / critical damping cc, where cc = 1. The damped circular frequency ωd is the natural frequency ωn reduced by the factor $\sqrt{\mathbf{1-\zeta^2}}$.

$$\omega_d = \sqrt{1-\zeta^2}\ \omega_n \quad (4)$$

3.5 Fourier transform of impact signal

The impact oscillation frequency from the forcing function *f(t),* where $f(t) = Ae^{-\zeta\omega nt} (\cos(\omega_d - \phi))$ is represented by the Fourier transform of the damped cosine in Eq. 6

$$f(\omega) = (j\omega + a)/(-\omega^2 + 2j\omega a + \omega_o^2 + a^2) \quad (5)$$

where $a = \zeta\omega_n$ and $\omega_o = \omega_n$. The Fourier transform provides the frequencies of the time domain signals *f(t)*. As the NDT device moves across the surface of the CFRP plate changes in impact signal frequencies can be identified. A change in the signal frequency indicates a change in the CFRP-Concrete bond condition. If the impact frequencies across the plate remain relatively constant, the plate is fully bonded.

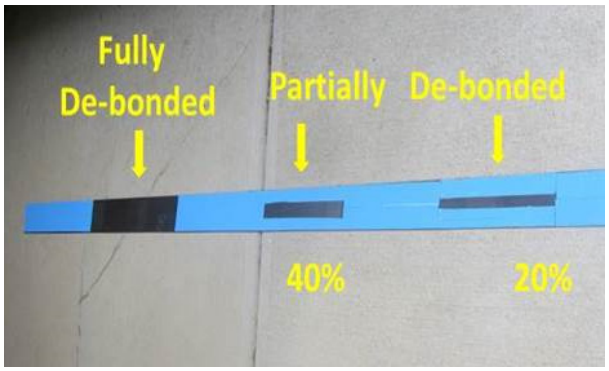
4. IMPACT MACHINE

The latest impact machine, FIG. 3, is a 5 x 17 cm single 3D-printed frame made with polylactic acid (PLA) plastic by fused filament fabrication, used for its strength and workability. PLA, or polylactide, is a biodegradable and bioactive thermoplastic aliphatic polyester derived from renewable resources and provides a strong structural frame which attenuates vibrations and sound, ideal for this impact machine application. The machine has a single 10 cm lever (cherry wood) with one 10-24 screw for the impact hammer, driven by a four-pin actuator wheel. The machine produces 25 impacts per meter, with a 0.4

pound impact force. The impact sound wave signals generated are recorded with a microphone and digital data recorder mounted on the machine.



(a) Machine w/ data recorder



(b) CFRP test plate w/ de-bonded areas (black)

Fig. 3. (a) Mobile impact machine (b) Laboratory CFRP test plate

5. EXPERIMENTAL PROCEDURE

The experimental investigation was conducted in two phases. Phase one involved impact machine testing in the laboratory, Fig. 3(a), on a bonded, de-bonded, and partially de-bonded CFRP plate, Fig. 3b, and on the concrete to which the CFRP plate was bonded. The purpose of obtaining impact waveforms on the laboratory concrete was to compare them to the waveforms on the bridge concrete. Similarly the impact waveforms obtained from the laboratory bonded and de-bonded CFRP plate are used to compare to the bonded and de-bonded CFRP material on the bridges. A partially de-bonded CFRP plate was simulated in the laboratory with 40% and 20% de-bonding of the test plate, Fig. 2b. Multiple passes of the impact machine in the laboratory on the concrete, bonded, de-bonded, and partially de-bonded CFRP plate were made with the data recorded on a Sony M2 digital recorder. The recordings were displayed in a Tektronix 475 oscilloscope and video recorded. The video recordings were broken down into still pictures of the waveforms, from which the impact signal frequencies and damping ratios were measured. The frequencies were obtained from the inverse of the time displayed on the oscilloscope screen. The damping ratios were measured with curve fitting of the decayed sinusoid waveforms.

Phase two used a similar impact test procedure in the field on the Creasy Springs Lane bridge and the Coats Lane bridge. Impact tests were run on the bridge concrete first, and then multiple impact runs were performed on various beams of the RC channels. While not all beams were tested, randomly selected beams were tested, generally those where the paint was gone exposing the CFRP material. Performing impact tests on painted CFRP material will require a modified (stiffer) impact machine to produce stronger signals to reflect the CFRP-concrete bond conditions.

The laboratory test consisted of running the impact machine, in a number of cycles, first on concrete and then on a bonded, de-bonded, and partially de-bonded CFRP plate to produce impact signal waveforms representing the three CFRP-concrete bond conditions. To obtain signal waveforms on RC bridges, field tests were performed on two CFRP-strengthened county highway bridges in Missouri. The test involved running the impact machine on the bottom side of beams on the bridge channel sections. The two bridges tested were the 39 foot (12 meter) Coats Lane bridge and the 19 foot (6 meter) Creasy Springs Road bridge, both on county roads in Boone County, near Columbia, Missouri. Both bridges were constructed in the early 1970's with precast reinforced concrete channel sections with a 4 in (10 cm) deck slab running the length of the bridge. The channel beams were strengthened with CFRP plate and fabric material to increase the bridge load rating from 15 to 20 tons. The bridge channel sections (Fig. 3) have a 10 cm CFRP plate on the bottom of each beam and 60 cm fabric wrap with 12 wraps per beam. The bridges were strengthened in the early 2000's [9].



Fig. 4. Creasy Springs Road Bridge

The Creasy Springs Road bridge, Figure 4, constructed with precast RC channels like Coats Lane, has the same CFRP plate and fabric configuration on the channel beams as the Coats Lane bridge.



(a) 2nd and 3rd beams (b) Testing 4th beam (c) CFRP de-bonding 2nd beam

Fig 5. Creasy Springs Road Bridge – Impact testing on channel beams

On the Creasy Springs Road bridge impact testing, Fig. 5, was done on the second beam in the first channel (west side) and then on the third, fourth and sixth beams as far as the extension pole could reach over the water. It is noted CFRP de-bonding was found on the 2nd beam, Fig. 5c.

The Coats Lane bridge , Fig. 6 and 7, has eight RC channels, two beams per channel. Testing was performed on the first channel second beam (north west side), Fig. 6a, and then on beams six, seven, and eight in areas were the paint had flaked off, Figure 6c.

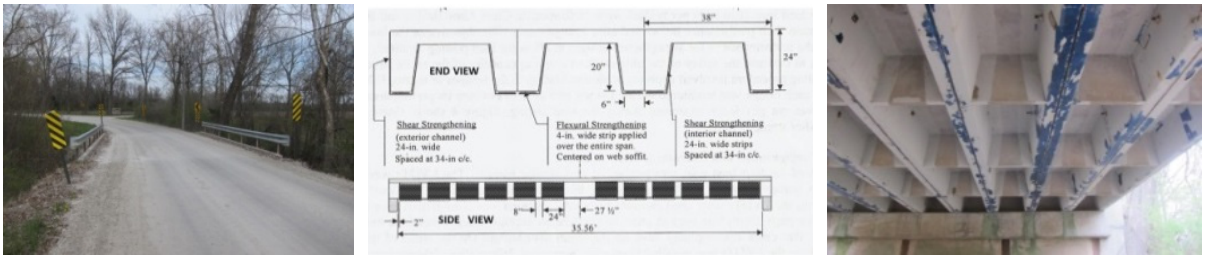


Fig. 6. Coats Lane Bridge (Boone County, MO) with CFRP configuration on channel beams



(a) 2nd Beam, 1st channel (b) Impact testing (c) Beams 6 -7 - 8

Fig. 7. Coats Lane Bridge – Testing channel beams

4.2 Experimental Results

Impact waveform data was compiled on results of testing the CFRP plate in the laboratory and on the Creasy Springs Road and Coats Lane bridges in Missouri. Selected samples of the hundreds of impact data points (signal waveforms) are shown in Fig. 8 through 13.

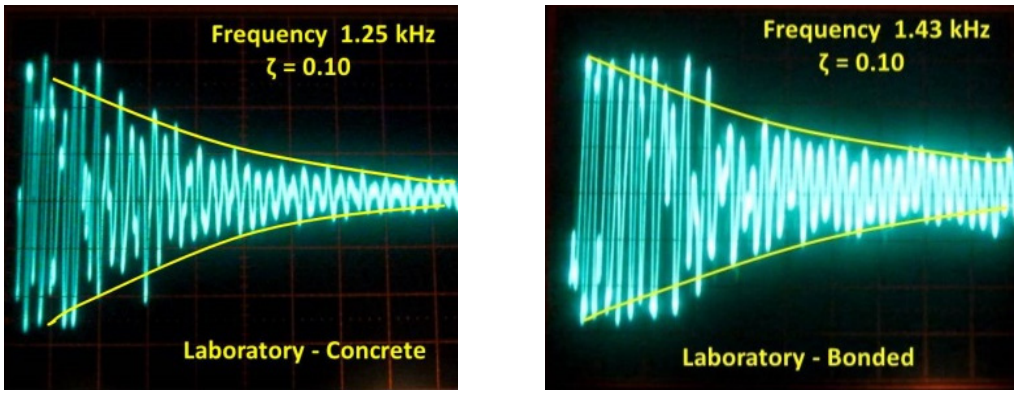


Fig. 8. Impact waveforms – Laboratory- Concrete and bonded CFRP plate

The waveforms obtained in the laboratory for concrete, bonded, and de-bonded CFRP material are compared to the waveforms obtained on the concrete and CFRP material on the two bridges. Comparisons are made of the frequencies and damping ratio in the three scenarios.

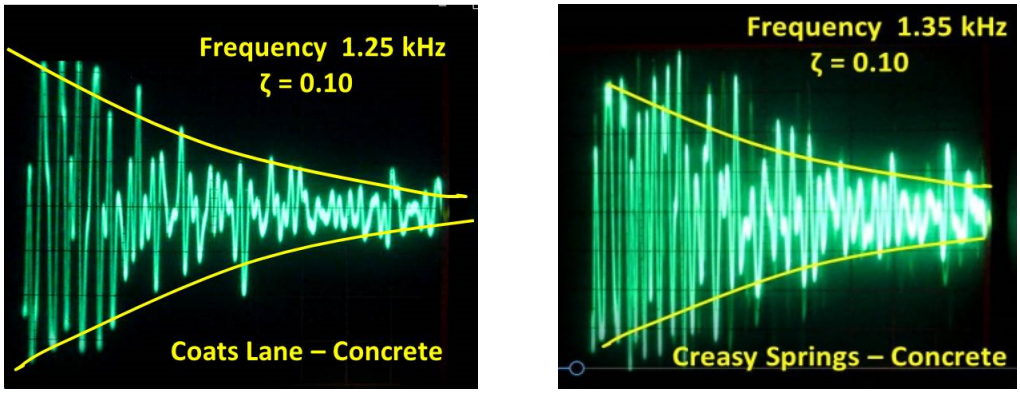


Fig. 9. Waveforms – Concrete - Coats Lane and Creasy Springs bridges

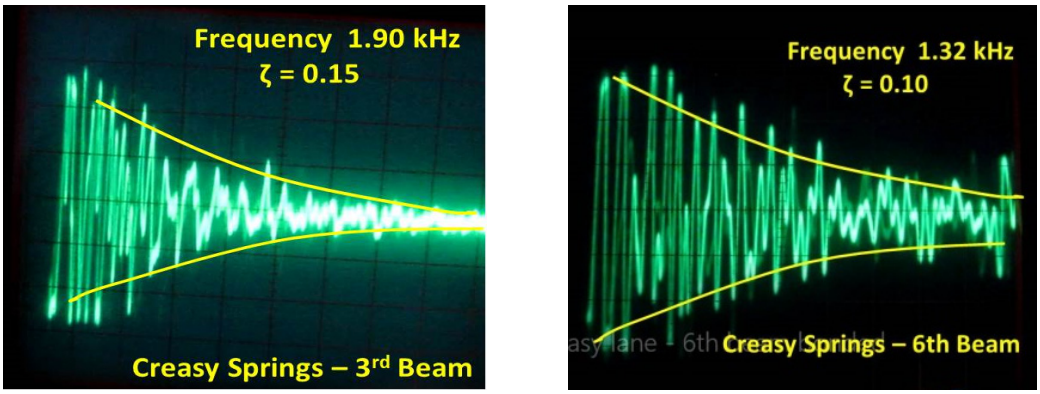


Fig. 10. Waveforms - Creasy Springs Bridge – Bonded CFRP plate

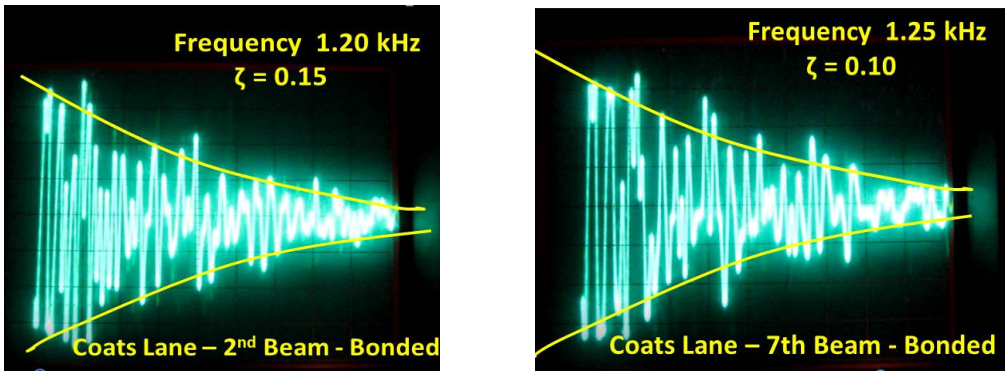


Fig. 11. Waveforms - Bonded CFRP Plates on Coats Lane channel beams

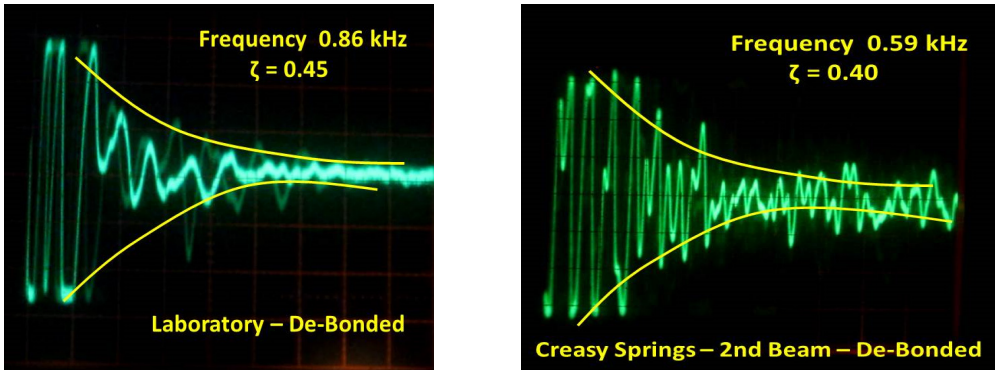


Fig. 12. Waveforms - De-bonded CFRP plate – Lab and Creasy Springs Bridge – 2nd Beam

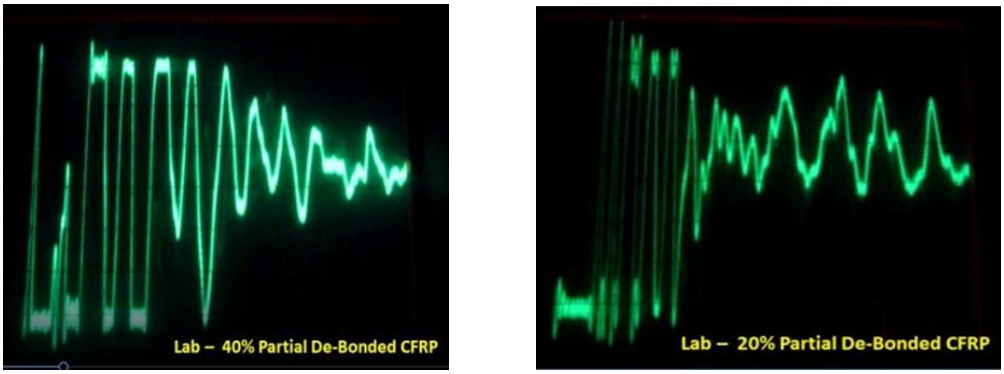


Fig.13. Waveforms for Partially De-Bonded CFRP Plate – 40% and 20%

The results of the impact tests on the two bridge and the laboratory are summarized in Table 1. The laboratory concrete waveform produced a frequency of 1.25 kHz and a damping ration of 0.1. The concrete waveform on the two bridges also produced a frequency of 1.25 kHz, plus or minus 15 hz, and a damping ratio close to 0.1. The CFRP bonded frequency in the laboratory was 1.43 kHz, with a damping ration of 0.1. The CFRP bonding frequency obtained on the two bridges was 1.90 kHz on Creasy Springs and 1.32 kHz on Coats Lane, each with a damping ratio of 0.1. Impact test on Coats Lane channel beams 2, 6, and 7 had frequencies of 1.20 , 1,25, and 1,25 kHz, plus or minus 15 hz, with all damping ratios close to 0.1. The frequency and damping ratio of the CFRP de-bonding in the laboratory and the CFRP de-bonding found on beam 2 on the Creasy Springs bridge, Fig. 9 and 5c, were closely related, with 0.895 kHz and 0.590 kHz respectively, and damping ratios of 0.3 and 0.4. Partial de-bonding on the laboratory test plate was tested with the resulting waveforms shown in Fig. 13, for 40% and 20% de-bonding. The impact machine can detect partial de-bonding. It is noted the relationship between the frequency and damping ratio changes as the de-bonded area of the CFRP plate become smaller, but still having a distinctive waveform produced which indicates de-bonding, Fig.11. The impact machine cannot indicate the degree of partial de-bonding. Other NDT methods, such as thermal imaging, are required to determine the degree and extent of partial CFRP de-bonding.

Table 1. Impact Data: Laboratory Test Plate and RC Highway Bridges

Lab CFRP Test Plate	Concrete		Plate Bonded	**Plate De-Bonded**	
Impact Signal: Frequency (kHz)	*1.25*		*1.43*	***0.86***	
Damping Ratio ζ	*0.10*		*0.10*	***0.45***	
Creasy Springs Bridge	Concrete	2d Beam		3d Beam Bonded	6th Beam Bonded
Impact Signal:		Bonded	**De-Bonded**		
Frequency (kHz)	*1.35*	---	***0.590***	*1.90*	*1.32*
Damping Ratio ζ	*0.10*	---	***0.40***	*0.15*	*0.10*
Coats Lane Bridge	Concrete	2d Beam Bonded	6th Beam Bonded	7th Beam Bonded	8th Beam Bonded
Impact Signal:					
Frequency (kHz)	*1.25*	*1.20*	*1.32*	*1.25*	*1.28*
Damping Ratio ζ	*0.10*	*0.15*	*0.10*	*0.10*	*0.15*

The application of the mobile impact machine, Fig. 3a, with its data recorder proved successful in detecting bonded and de-bonded CFRP material in the laboratory and in the field on the two highway bridges. The waveforms for bonded and de-bonded CFRP material produced in the laboratory were consistent and similar to the bonded and de-bonded waveforms produced on the two RC bridges. This indicates the concept of using the impact-echo NDT method with the mobile machine to test FRP-bonding on RC bridges and producing bond condition data is valid. It was noted the impact data obtained in the field on the two bridges had a relatively high degree of noise in the waveforms. Improvements in the impact system and data recording method, with noise filters, can improve the impact signal to noise ratio, producing a relatively cleaner and more measurable waveform.

5. CONCLUSION

The main purpose of this investigation was to test and validate the application of the NDT impulse-excitation technique to measure bond condition of FRP-structural systems applied to concrete structures. This impact method produces acoustic emissions from bonded FRP material displaying a decaying sinusoidal waveform with unique frequencies and damping ratios. The frequencies and damping ratios identify two FRP bond state conditions: bonded and de-bonded. The de-bonded state has lower frequencies with higher (faster decay) damping ratios. The change in impact frequencies and the rate of decay in the damping ratio are the two primary parameters identifying changes in the FRP-concrete bond state.

Two FRP-retrofitted highway bridges in Missouri were tested in this investigation. Tests were made on a bonded/de-bonded FRP plate in the laboratory to provide control and a reference for the bonded and de-bonded states. Impact data results from the two bridges matched the laboratory test data for the bonded and de-bonded conditions. Impact tests on the bonded FRP material on the bridges had

frequencies in the 1.25 kHz range with damping ratios of 0.10. These values matched the 1.20 kHz frequency and 0.10 damping ratio for the bonded FRP material in the lab. The de-bonded area on one bridge with a frequency of 0.85 kHz and ratio of 0.40 matching the de-bonded FRP values in the lab. The NDT impulse excitation technique testing the bond of FRP-structural systems applied to concrete structures produces clear decaying sinusoidal waveforms. Signal analysis of the waveform frequencies and damping ratios confirmed a direct correlation to the FRP-concrete bond condition. Field and laboratory test results in this investigation validated the impulse excitation technique applied to bonded FRP material accurately measures the bond state between the FRP material and the concrete structure. The use of the impulse excitation technique in this investigation to evaluate FRP-bond condition has broader applications for the non-destructive testing of FRP-retrofitted concrete structures and related fields in civil engineering.

ACKNOWLEDGEMENTS

The author thanks Wabash College for their support and the work performed by the Wabash College 3D Printing and Fabrication Center, supported through a Ball Brothers Foundation Venture Fund Grant, and for the facilities support for 3D-printing of the machine frame used in this investigation.

REFERENCES

[1] Crawford, K. (2016) "NDT evaluation of long-term bond durability on CFRP-structural systems applied to RC highway bridges", International Journal of Advanced Structural Engineering, Vol. 8, Issue 2, pp161-168

[2] Sansalone M, Street W. (1998), "The impact-echo method", NDTnet 3(2):3–5

[3] Crawford, K., Nikolovski, T., (2007) "The Application of ACI 440 for FRP System Design to Strengthen 19 Concrete Highway Bridges on European Corridor 8", 8th International Conference on Fiber Reinforced Polymer for Reinforcement of Concrete Structures, Paper 15-4, pp 570-571

[4] Degala, S., Ramanathan, K.,Rizzo, P., Hatties, K., (2008), "Structural Health Monitoring of CFRP Reinforced Concrete One Way Slabs by Acoustic Emission" , Advanced composite Materials in Bridges and Structures, Proceedings ACMBS-V

[5] Banthia, N.; Abdolrahimzadeh, A.; Demers, M.; Mufti, A.A.; Sheikh, S.A. (2010) "Durability of FRP-Concrete Bond in FRP-Strengthened Bridges", ACI Concrete Int'l, V. 32, No. 8, pp 45-51

[6] Maier, A. et al (2014), "Non-Destructive Thermography Analysis of Impact Damage on ***Large***-Scale CFRP Automotive Parts", Materials, Vol. 7, pp. 413-429

[7] Büyüköztürk, O. (2011), "Remote Detection of De-Bonding in FRP-Strengthened Concrete Structures Using Acoustic-LaserTechniques", Nondestructive Testing of Materials and Structures, Proceedings NDTMS, Part 1, pp.19-24

[8] Crawford, K., Chapman, C., Porter, L., (2017), "Low Frequency Analysis of CFRP-Laminate Bond on RC Bridges", Proceedings of 7th International Conference on Advanced Composite Materials in Bridges and Structures (ACMBS-VII), August 2017, Vancouver, BC, CA, Paper 065.

[9] Alkhrdaji, T., Thomas, T., Nanni, A., Huck, M., (2014), "Strengthening of Off-System Bridges Using FRP Composites", OAI: CiteSeerX. Psu: 10.1.1506.4417

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

MT - 9

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

ПРОЦЕНА И САНАЦИЈА НА БЕТОНСКА КОНСТРУКЦИЈА ПО ДЕЈСТВО НА ПОЖАР

Мери ЦВЕТКОВСКА[1], Коце ТОДОРОВ[2], Никола ПОСТОЛОВ[3], Ристе ВОЛЧЕВ[3], Цветанка ЧИФЛИГАНЕЦ[3], Милица ЈОВАНОСКА[3]

АПСТРАКТ

Пожарот е потенцијална закана за секој објект и може да предизвика големи штети. Одговорот на конструкцијата на пожар е многу сложен и зависи од употребениот градежен материјал, видот и геометриските карактеристики на елементите, времетраењето и природата на пожарот, постојните конструктивни оптоварувања, конструктивните и архитектонските детали, итн. За правилно проектирање и успешно реализирање на санација на АБ конструкција оштетена од пожар потребно е да се направи детален визуелен преглед на истата, да се спроведат лабораториски истраги и правилно да се процени заостатниот носив капацитет на конструкцијата.

Во декември 2017 година, во подрумот на зграда на улицата Баница бр.3, Општина Кисела Вода, Скопје, се појави пожар кој, поради слабата пристапност и густиот чад од екструдираниот полистирен, ги спречи противпожарите навреме да го изгаснат пожарот и истиот траеше со саати. Беше зафатен еден дел од конструкцијата во подрумот, а последните три полиња беа целосно изгорени. Според оштетувањата забележани на лице место, утврдено е дека пожарот предизвикал сериозно оштетување на армирано-бетонската конструкција.

За време на дејство на пожар, како и во фаза на ладење, јакоста и крутоста на носивите елементи постојано се намалува. Од таа причина, по визуелниот преглед на конструкцијата, дефинирана е и заостатната јакост на притисок на бетонот врз база на склерометарски испитувања, а потоа резултатите се споредени со резултати добиени со нелинеарна и нестационарна термичка анализа. За нелинеарна статичка анализа применет е компјутерскиот програм SAFIR и резултатите се презентирани во овој труд. Овие резултати покажаа дека конструкцијата значително го намалила својот носив капацитет и од таа причина предложени се соодветни мерки за санација, прикажани во трудот.

***Клучни зборови**: АБ конструкција; Пожар; Оштетувања; Процена; Статичка и термичка анализа*

[1] Проф. д-р, Градежен факултет, УКИМ, Скопје, Република С.Македонија, cvetkovska@gf.ukim.edu.mk
[2] Вон. проф. д-р, Градежен факултет, УКИМ, Скопје, Република С.Македонија, todorov@gf.ukim.edu.mk
[3] Асистент, м-р, Градежен факултет, УКИМ, Скопје, Република С.Македонија, postolov@gf.ukim.edu.mk volcev@gf.ukim.edu.mk , c.chifliganec@gf.ukim.edu.mk , m.jovanoska@gf.ukim.edu.mk

1. ВОВЕД

На 1.12.2017 год. во подрумските простории на објектот за колективно домување на ул. Баница бр.3, општина Кисела Вода, Скопје, избувнал пожар кој зафатил една третина од подрумскиот дел во објектот. Подрумската просторија во која се јавил пожарот е делумно вкопана и од три страни е одделена од околната почвена средина со армиранобетонски ѕидови со дебелина од 25cm, додека од останатиот дел од објектот со ѕид од керамички блокови со дебелина од околу 25cm.

Пожарот се одвивал во ограничен дел од подрумот кој бил користен како магацин и во кој имало горлив материјал со висока калориска моќ. Во останатиот дел од подрумот не постоел горлив материјал (кој би можел да биде зафатен од пламенот или да дојде до негово самозапалување поради високите температури), па пожарот не се проширил во тој дел од подрумските простории, што е евидентно и од фактот што пламени јазици не излегле низ малите прозори на источната фасада и не предизвикале запалување на фасадата која е изведена од запалив материјал-екструдиран полистирен (стиропор).

Поради постоење на термичка изолација на плафонот во подрумот, изведена од екструдиран полистирен, било ослободено големо количество чад и топлина. Чадот ја спречил противпожарната служба непречено да интервенира, па пожарот бил локализиран и ставен под контрола дури по 8 часа од настанувањето. Слабиот дотур на кислород (низок вентилационен фактор поради непостоење на прозори) и високото специфично пожарно оптоварување (магацин за пелени) предизвикале долготрајното горење, пропратено со постепен пораст на температурата, која по неколку часа горење достигнала високи вредности во делот во кој се јавил пожарот.

По гаснењето на пожарот извршен е увид на лице место, при што се констатирани видливи оштетувања на дел од конструктивните елементи и предложена е нивна санација.

2. ОПИС НА ПОСТОЕЧКАТА КОНСТРУКЦИЈА

Конструкцијата на станбениот објект на ул. Баница бр.3, општина Кисела Вода претставува просторен скелетен систем составен од четири армирано бетонски рамки во правец y, поставени на меѓусебно осовински растојание 4.0+6.0+4.8m и пет армирано бетонски рамки во правец x, поставени на меѓусебно растојание 4.83+4.55+4.55+4.83m (Слика 1). Калканската рамка Y1 е проектирана како армирано бетонско платно (П1) со дебелина од 25cm. Армиранобетонски платна со дебелина од 25cm се предвидени и околу скалишниот простор (платно П2), на делот кај лифтот (платно П3) и во склоп на рамките X1 и X5 (платна со отвори П4 и П5). Останатите рамки се составени од армирано бетонски столбови и греди. Гредните елементи се решени како армиранобетонски со димензии од 25/50cm., односно 30/50 (греди во средните рамки Y2 и Y3) и 25/40 на кровот. Столбовите се со различен напречен пресек. Единаесет столба се со страни 25/60, еден е со страни 25/70cm во приземјето и 25/60 на останатите катови и два столба се со страни 25/120.

По висина објектот е составен од едно подземно ниво со висина од 2.7m, приземје и две надземни нивоа со висина од 3.0m и поткровје со висина на слеме од 4.74m. Меѓукатната конструкција на катовите претставува армиранобетонска рамна плоча, армирана во два правци, со различни распони (во зависност од осовинските растојанија помеѓу рамките), со дебелина од 14 cm. Аррмиранобетонските плочи се потпираат на армиранобетонските греди кои се протегаат во правецот на системските оски.

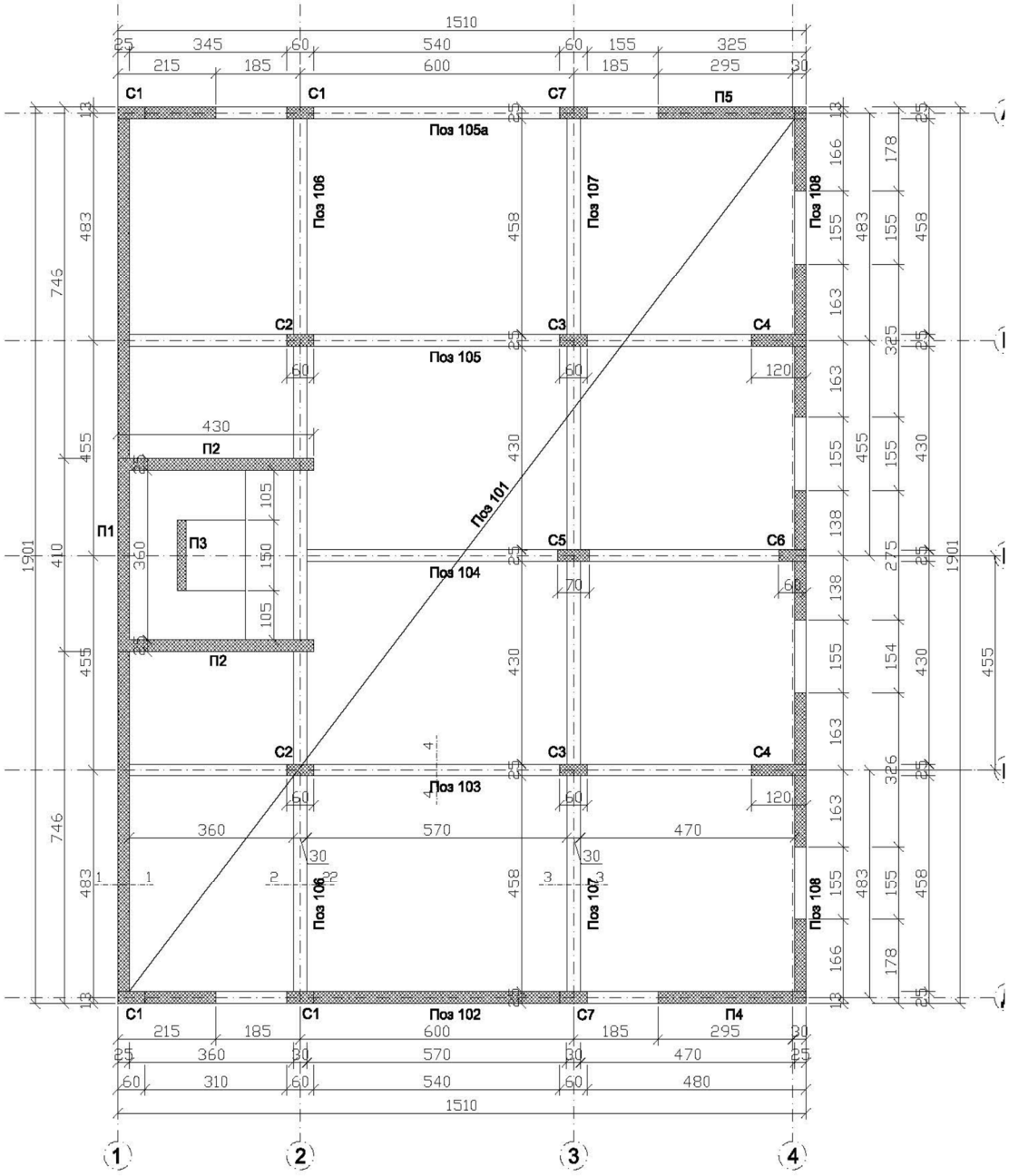
Вертикалната комуникација е решена со армиранобетонски трокраки скали и лифт, сместени во скалишно-лифтовско јадро. Дебелината на скалишните плочи изнесува 14cm.

Делот од објектот кој е во контакт со околната почвена средина, од истата е одделен со армиранобетонски подрумски ѕидови со дебелина од 25 cm. На осум места, заради обезбедување на природно светло во подрумските ѕидови предвидени се отвори со димензии 155/50cm.

Темелењето на објектот е изведено во комбинација од темели самци под внатрешните столбови и темелни ленти под ободните подрумски ѕидови. Висината на елементите од темелната конструкција изнесува 60cm. Темелите самци, помеѓу себе, како и со околните темелни ленти се

поврзани со темелни поврзни греди со димензии 25/60cm. Во полињата помеѓу темелите самци е изведена подна плоча со дебелина од 15cm.

Сите конструктивни елементи се проектирани од МБ30, армиран со RA 400/500-2.



Сл. 1. Основа на подрум со диспозиција на конструктивните елементи

3. СОСТОЈБА НА РЕГИСТРИРАНИ ОШТЕТУВАЊА

Извршен е увид на лице место на опожарениот објект, при што е извршено документирање на регистрираните оштетувања на објектот. Прикажани се само позначајните конструктивни оштетувања:

1. Комплетна деградација на механичките карактеристики на бетонот и рушење на армиранобетонска приземна плоча во едно поле опфатено со системските линии 2 и 3 во правец Y, односно Г и Д во правец X (Слика 2).



Сл. 2. Рушење на АБ плоча над подрумска просторија

2. Прскање и отпаѓање на заштитниот слој на приземна плоча од долна страна, во поле опфатено со системските линии 1 и 2 во правец Y, односно Г и Д во правец Х (Слика 3).



Сл.3. Отпаднат заштитен бетонски слој на плоча над подрумска просторија

3. Прскање и отпаѓање на заштитниот слој на подрумскиот ѕид од внатрешна страна, во правец на системската оска 1 во правец Y и Д во правец Х (Слика 4).



Сл. 4. Видлива и деформирана арматура на АБ платно во подрумска просторија

4. Промена на површинската боја на бетонот со видливи површински прснатини и делумно отпаѓање на заштитниот слој на армиранобетонските греди (Слика 5).



Сл. 5. Оштетувања на АБ греда: промена на бојата на бетонот и појава на прснатини

5. Промена на површинската боја на бетонот со видливи површински микро и макро прснатини и без значително отпаѓање на заштитниот слој на армиранобетонските столбови (Слика 6).



Сл. 6. Микро и макро прснатини на АБ столб во подрумска просторија

4. РЕЗУЛТАТИ ОД ИЗВРШЕНИ МЕРЕЊА

При изложување на високи температури, кај бетонот како материјал се јавува значителна деградација на јакоста на притисок, како и на останатите механички карактеристики. Овој процес е иреверзибилен, односно губењето на механичките карактеристики е трајно, што значи дека после ладење бетонот нема способност да си ги поврати јакостно – деформационите карактеристики. Арматурата, за разлика од бетонот, иако ги губи своите механички карактеристики при зголемени температури, има способност за целосна реверзибилност на механичките карактеристики после завршување на процесот на ладење, но пластичните деформации се неповратни.

Заради утврдување на јакостните карактеристики на бетонот после пожарното дејство извршено е недеструктивно испитување на јакоста на притисок со примена на Шмитов чекан (склерометар). Испитувањето е извршено на вкупно 14 мерни места и утврдено е намалување на јакоста на притисок на бетонот само во просториите во кои директно дејствувал пожарот. Надвор од пожарниот сектор бетонот, и покрај високите температури, не претрпел деградација.

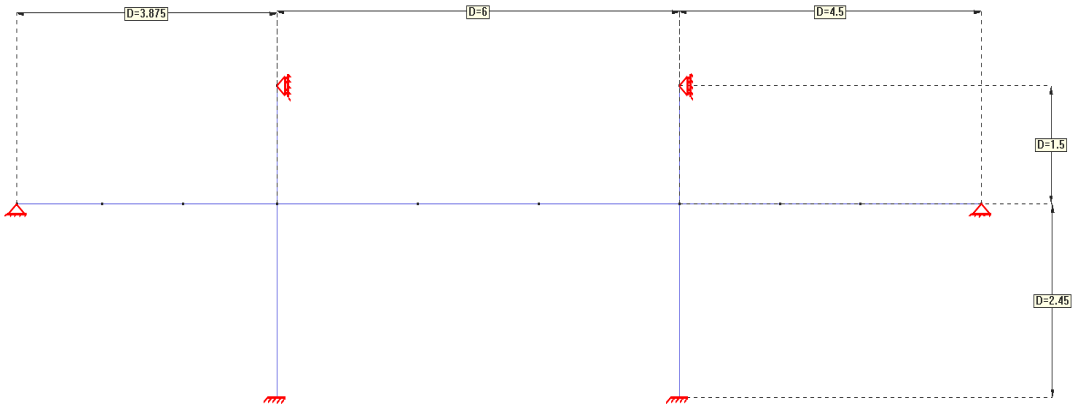
5. АНАЛИЗА НА ОПОЖАРЕНИТЕ ЕЛЕМЕНТИ

Во услови на пожар деградацијата на јакостните и крутосни карактеристики на елементите и соодветно предизвиканите напрегања и деформации, кои доведуваат до оштетувања на конструкцијата, се резултат на високите температури кои достигнуваат и над 1000ºC. За да се дефинира степенот на оштетување на опожарената конструкција, како и нејзината заостатна носивост по завршеното ладење, потребно е да се спроведе паралелна термичка и статичка анализа на опожарениот дел од конструкцијата, или на секој елемент поодделно. Од аспект на дефинирање на граничните услови пореални резултати се добиваат кога опожарениот конструктивен дел се анализира како целина. Во конкретниот случај, со програмот SAFIR (специјано наменет за термичка и статичка анализа на опожарени конструции), спроведена е анализа на опожарената АБ рамка "Г", која претрпела видливи оштетувања, дефиниран е степенот на предизвиканите оштетувања, а потоа врз база на добиените резултати предвидена е и соодветна санација.

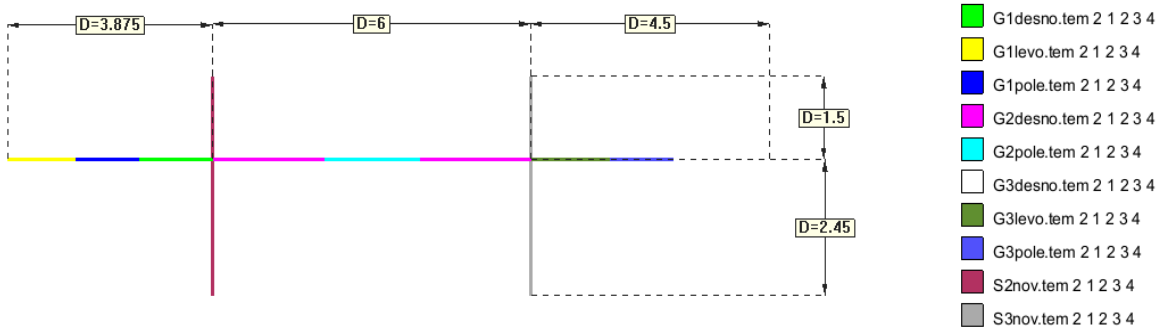
АБ плочата која е комплетно деградирана и срушена, како и соседната плоча кај која е отпаднат заштитниот слој, не се анализирани од причина што истите претрпеле видливи оштетувања и за нив е неопходна комплетна санација, односно нивно враќање во првобитна состојба. Истото се однесува и за АБ платната во опожареното поле, во правец на системските оски 1 и "Г".

5.1 Влезни податоци

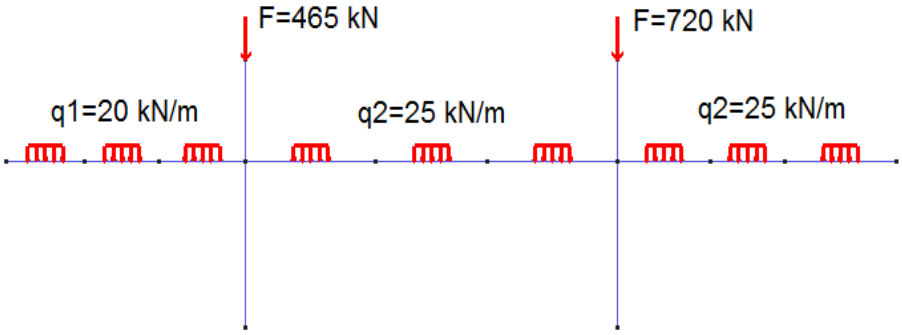
Влезните параметри за геометриските карактеристики на пресеците, физичко-механичките карактеристики на предвидените материјали и товари за кои е проектирана конструкцијата, а кои се потребни за да се изврши термичка и статичка анализа на опожарената конструкција, превземени се од Основниот проект за објектот Станбена куќа на ул. Баница бр.3 – Скопје – градежно конструктивен проект, Папка 1 и Папка 2, изработен од страна на ИН-ПУМА, Скопје, септември 2011, тех.број 115/11. При увидот на опожарените сектори од објектот потврдена е проектираната геометрија на елементите кои се од интерес за понатамошната анализа. Сите греди се со димензии 25/50 cm, а сите столбови со димензии 25/60 cm.



Сл. 7 Геометриски карактеристики на анализираната рамовска конструкција



Сл. 8. Шематски приказ на елементите на анализираната рамовска конструкција



Сл. 9. Шематски приказ на товарите на рамовската конструкција

Временскиот развој на температурното поле во напречниот пресек на опожарените елементи зависи од: интензитетот и времетраењето на пожарот (моделот на пожарно дејство); поставеноста на елементот во однос на пожарниот сектор; неговата геометрија; површинските коефициенти на пренос на топлина (коефициентите на кондукција и радијација); коефициентите на топлопроводност на бетонот и челикот и нивната специфична топлина и густина.

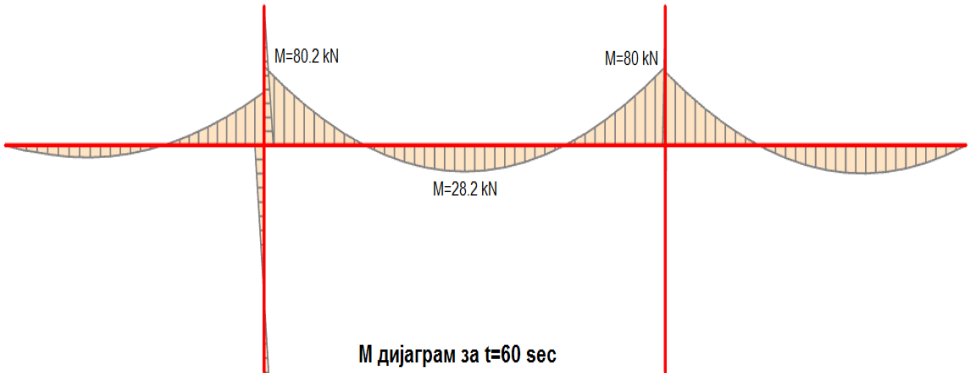
Пожарот се задава преку емпириски израз температура-време, кој се однесува на температурата на флуидот (воздухот) во пожарниот сектор. Врз база на утврдената промена во бојата на опожарениот бетон и длабочината до која таа се јавува, како и податоци од противпожарната служба, утврдено е дека пожарот траел повеќе од 5 часа, но поради наталожениот материјал (складирани пелени, а хартијата дава високо пожарно оптоварување) и нискиот вентилационен фактор (недоволниот дотур на кислород поради непостоење на прозори во опожарениот дел) високите температури (над 1000°C) се развиле директно под плочата во опожарениот сектор и ги зафатиле гредите на кои истата се потпира од три страни, додека соодветните столбови биле изложени на висока температура само на горниот дел, под плочата. Од таа причина, анализирана е горенаведената АБ рамка и применет е ISO 834 модел на пожарно дејство. Истиот е зададен по целата висина на столбовите, од сите 4 страни и од долната страна на гредите.

Температурно зависните термички и механички карактеристики на материјалите (бетон и челик) усвоени се согласно препораките дадени во Еврокод 2, дел 1-2.

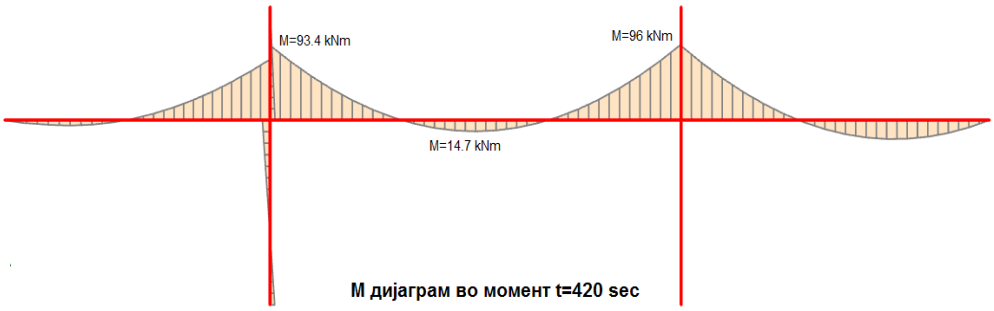
5.2. Резултати од извршената анализа

Со дефинираните влезни параметри добиени се статичките величини пред и по дејство на пожарот, како и температурната распределба во пресеците која директно влијае на заостатната јакост на притисок на бетонот.

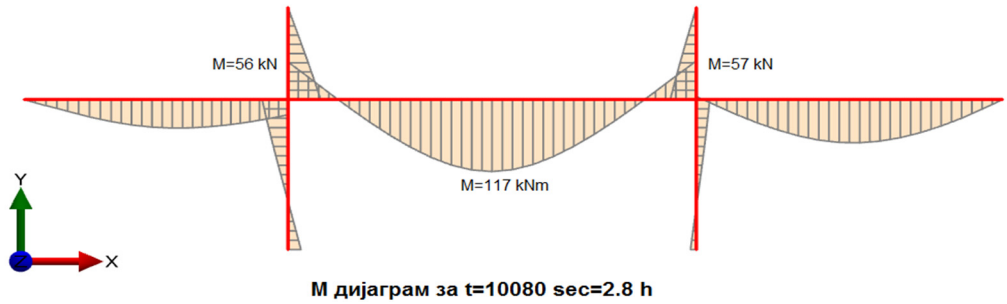
5.2.1. Внатрешни статички големини



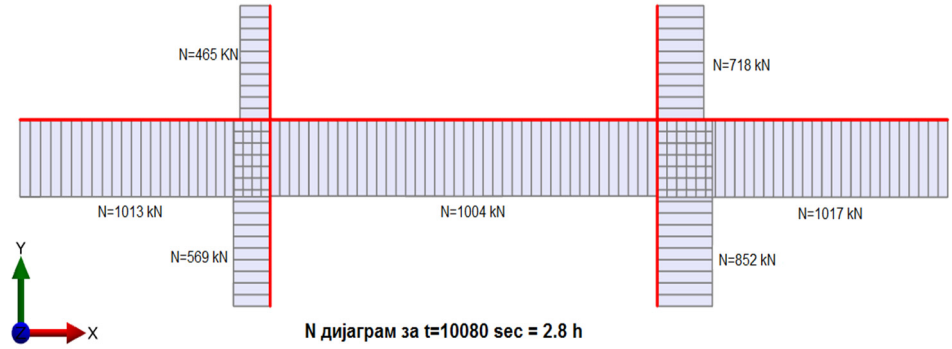
Сл. 10. Нападни моменти во моментот t=60 sec



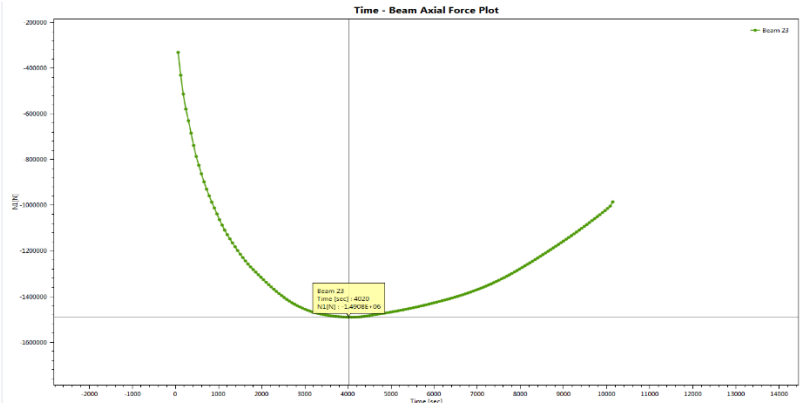
Сл. 11. Нападни моменти во моментот t=420 sec



Сл.12. Нападни момети во моментот на лом t=10080 sec = 2.8 h (момент на лом)

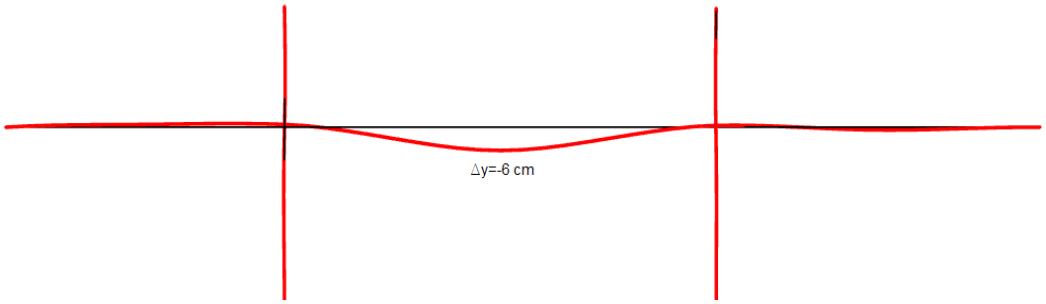


Сл. 13. Аксијални сили во моментот на лом (на притисок)



Сл. 14. Временски развој на аксијалната сила во средната греда / N(t)

Уклонот на најоштетената греда во средното поле, во моментот кога се постигнати максималните температури во напречниот пресек на гредата, прикажан е на Слика 15. Утврден е угим од 6 cm, што соодветствува со регистрираните уклони при визуелната инспекција на гредата.

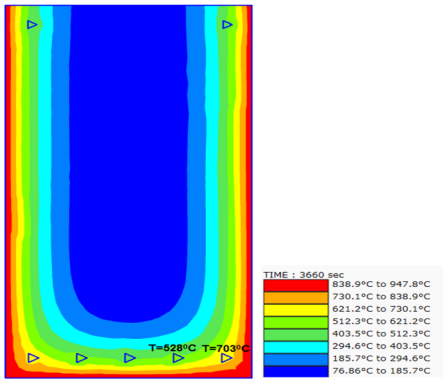


Сл. 15. Деформирана состојба на рамовската конструкција во момент на максимални температури во пожарниот сектор

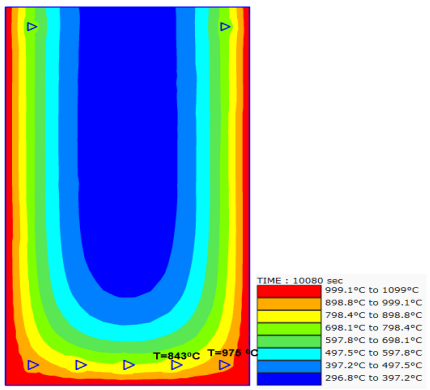
5.2.2. Температурни полиња во карактеристични пресеци

Како резултат на спроведена термичка анализа утврден е временскиот развој на температурите во опожарените елементи и истиот е прикажан на Сликите 16 и 17.

t=3600 sec = 1 h

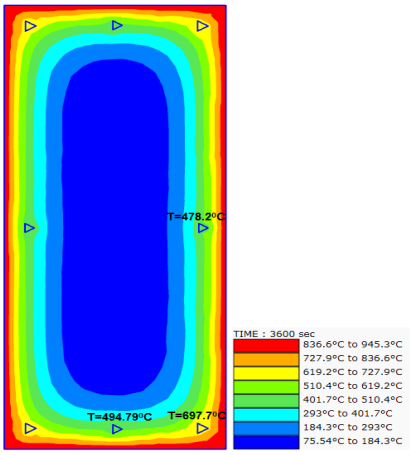


t=10080 sec = 2.8 h

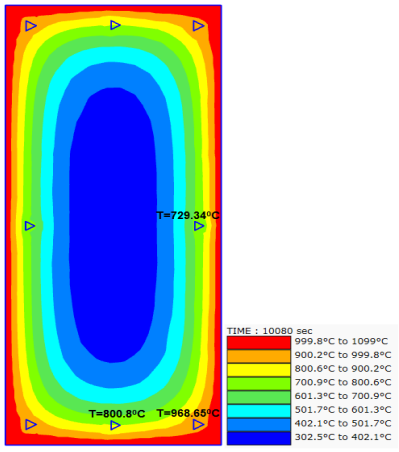


Сл. 16. Температура во тек на време во средна греда во поле

t=3600 sec = 1 h



t=10080 sec = 2.8 h



Сл. 17. Температура во тек на време во столб S2

5.2.3. Заклучок

Согласно спроведената анализа добиено е време на пожарна отпорност 2.8 часа. Лом во конструкцијата се јавува поради пластичен зглоб во средното поле. Реално, поради нискиот вентилационен фактор, температурата го достигнала својот максимом многу покасно и гредите успеале да го преживеат пожарот, но претрпеле видни оштетувања и пластични деформации кои довеле до течење на арматурата. Резултатите од анализата кореспондираат со реално утврдените оштетувања на елементите, но за пократко време.

Изотермите во напречниот пресек на елементите кои одговараат на температура 500°C ја дефинираат границата на деградираниот бетон. Согласно препораките дадени во Еврокод 2, дел 1-2, може да се усвои дека јакоста на притисок на бетонот на температура до 500°C ја задржува почетната вредност, а на температура повисока од 500°C бетонот нема носивост. Согласно добиените резултати, изотермите за 500°C се на длабочина од 3-4 cm, односно во поголемиот дел од пресекот бетонот ја има зачувано својата почетна носивост, што кореспондира и со податоците добиени со склерометарските испитувања кои се спроведени и на опожарени и на неопожарени елементи (надвор од пожарниот сектор).

6. МЕРКИ ЗА ЗАЈАКНУВАЊЕ И САНАЦИЈА

Во зависност од регистрираната состојба на оштетувања на конструктивните елементи во опожарениот дел на објектот, предвидени се низа на мерки за санација и зајакнување. Целта на предвидените мерки за санација е да ја вратат механичката отпорност на објектот во почетната неоштетена состојба. Според технолошката шема на изведување на работите предвидените мерки се поделени во две групи и тоа: подготвителни работи и мерки за зајакнување и санација.

Предложени се подготвителни работи кои треба да се реализираат пред почеток на превземање на мерките за санација и зајакнување, во кои спаѓаат:

- Рушење на оштетената армирано бетонска плоча во полето опфатено со системските линии 2 и 3 во правец Y, односно Г и Д во правец X.
- Чистење на наслагите од чад и саѓи на сите видливи опожарени површини. Чистењето може да се изведе со пескарење со сув мраз (CO2) или со пескарење со сода. Како замена за постапката на пескарење на опожарените површини, чистењето може да се изврши рачно, со стругање на наслагите од чад и саѓи со челични четки.
- Отстранување на слој од цементната кошулка над гредите на кои им е предвидено зголемување на напречниот пресек.
- Отстранување на испуканите и разлабавените површински слоеви од опожарен и деградиран бетон до слој на здрав бетон.
- Обеспрашување на исчистените површини и премачкување со премаз за подобрување на врската помеѓу стариот и новиот бетон.

6.1 Зајакнување и санација на опожарениот дел од конструкцијата

Целта на предвидените мерки за санација и зајакнување е враќање на носивоста на опожарените елементи во претходна состојба, односно во состојба пред настапување на пожарното дејство. За таа цел извршена е комбинација од рушење и изработка на комплетно нова меѓукатна плоча во едно поле, односно зголемување на напречниот пресек со додавање на нова арматура во дел од останатите конструктивни елементи.

Новата плоча во полето опфатено со системските линии 2 и 3 во правец Y, односно Г и Д во правец X е со дебелина од 14cm. Постоечката арматура во горна зона на четирите страни од плочата се чисти и се користи како главна арматура во горна зона. Во попречен правец се додава нова разделна арматура ∅8/20cm. Арматурата во долна зона се сечи на растојание мин.50∅ мерено од внатрешната страна на гредата и се користи како анкерна арматура за поставување на нова арматура во долна зона. Потребната нова арматура во долна зона е определена според податоците од оригиналната проектна документација и изнесува ∅8/15cm во двата правци (Слика 18).

Делот од плочата опфатен со системските линии 1 и 2 во правец Y, односно помеѓу скалишното платно и оската Д во правец X предвидено е да се санира со гребење на деградираниот бетон од заштитниот слој со дебелина од 2cm, вградување на анкери ∅10/45/45, вградување на нова арматура ∅8/15cm во двата правци во долна зона и торкретирање на нов бетонски слој со дебелина од 5cm.

Столбовите C2 и C3 се санираат со зголемување на површината на напречниот пресек и со додавање нова арматура. Дебелината на новиот слој бетон изнесува 12.5cm од четири страни. Со тоа столбот добива напречен пресек со димензии 50/85cm. Новиот бетонски дел од столбот е

армиран со подолжна арматура RA16∅16 и узенгии ∅8/10cm. Врската се темелите се остварува преку анкери кои се залеваат со епоксид во постоечкиот темел (Слика 19).



Сл. 18. Санација на АБ плоча



Сл. 19. Санација на АБ столб

Армиранобетонските подрумски ѕидови на делот од скалишното платно, ѕидот во правец на оска 1, како е ѕидот во правец на оска Д предвидено е да се санираат со гребење на деградираниот бетон од заштитниот слој со дебелина од 2cm, вградување на анкери ∅10/45/45, вградување на нова арматура ∅8/15cm во двата правци и торкретирање на нов бетонски слој со дебелина од 5cm (Слика 20)

Армиранобетонските греди во опожарениот дел од објектот, односно гредите кои се протегаат во правец на оската Г во правец Х, односно 2 и 3 во правец Y, е предвидено да се санираат со зголемување на напречниот пресек од три страни. Од двете страни на постоечките греди се предвидени нови греди кои се протегаат паралелно со посточките. Ширината на новите греди

изнесува 12.5cm. Страничните греди се армирани со по 3∅14 во долна зона, односно по 2∅14 во горна зона. Усвоената арматура е во согласност со потребите во постоечките греди според оригиналната техничка документација. Врската на новиот и стариот бетон се остварува со странични анкери ∅10/50, како и со узенгии ∅8/10/20, кои преку отвори во плочата го формираат новиот дел од гредата над АБ плоча кој е со дебелина од 5cm. Со тоа армиранобетонските греди добиваат димензии на напречен пресек 50/55cm (Слика 21).



Сл. 20. Санација на АБ платно



Сл. 21. Санација на АБ греда

7. ЗАКЛУЧОК

Со предложените мерки за санација беа опфатени плочите во две полиња, два централно поставени столба и АБ платна во двата правци. По изведената санација на опожарените елементи подобрена е носивоста на конструкцијата и објектот е вратен во функција.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

MT - 10

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

САНАЦИЈА НА ШТЕТА ОД ЗЕМЈОТРЕС НА АРМИРАНО БЕТОНСКИ СКАЛИ

Владимир ДАМЈАНОВСКИ[1], Денис ПОПОВСКИ[2], Миле ПАРТИКОВ[3]

АПСТРАКТ

Земјотресот е природна појава која е резултат на ненадејно ослободување на енергија во Земјената кора, кое предизвикува појава на сеизмички бранови. Во најопшт случај зборот земјотрес дефинира потрес, предизвикан било од природен феномен или од настан предизвикан од човекот кој генерира сеизмички бранови.

Земјотресот во Скопје од 2016 година, со магнитуда од 5.2 Mww предизвика штета на армирано бетонските плочести скали во објект во Скопје. За таа цел стручен тим од Градежниот факултет во Скопје беше ангажиран да изврши увид и предложи мерки за санација на истите. Санационите мерки се состојат од поставување на два челични носачи под скалите, по целата должина, на меѓусебно растојание од 150cm. Со тоа од статички систем на армирано бетонска плоча, скалите се преточија во спрегнат пресек каде е овозможена заедничка работа на двата материјали. Анализата на конструкцијата како и самата санација е извршена во фази, со прецизни упатства и насоки, се со цел да се овозможи спрегање на двата материјали. Анализирана е и можност на неспрегнат носач, каде се земени сите влијанија од корисното натоварување, анализирајќи ја носивоста и употребливоста, кои се задоволени.

Со самата санација и зајакнување, зголемена е носивоста на скалите за неколку пати. Покрај носивоста, подобрена е деформабилноста на истите како и задоволен е критериумот за амбиентални вибрации да бидат поголеми од 3Hz. Со други зборови, задоволени се условите на носивост, стабилност и употребливост на конструкцијата согласно важечките прописи.

Клучни зборови: *Санација; Земјотрес; Спрегање; Испитување на конструкции*

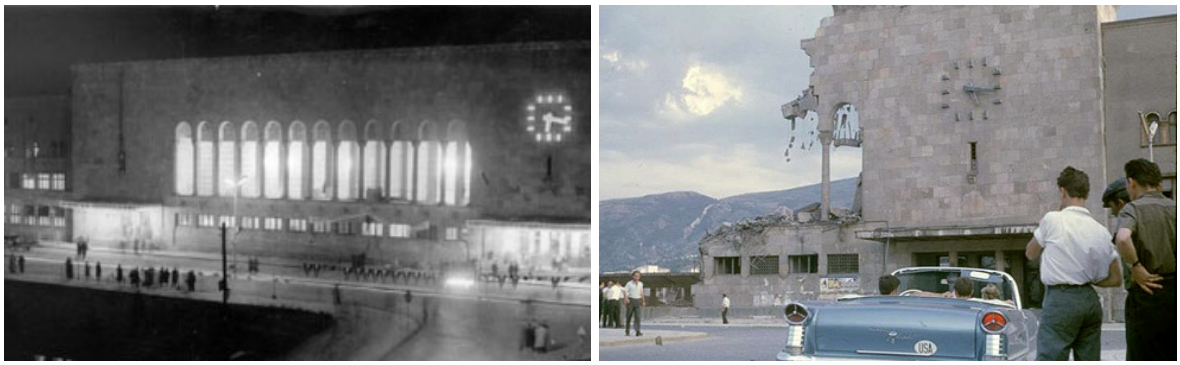
[1] Соработник, м-р, Градежен факултет, Универзитет „Св. Кирил и Метдиј“, Скопје, Република Северна Македонија, damjanovski@gf.ukim.edu.mk
[2] Доц. д-р, Градежен факултет, Универзитет “Св. Кирил и Методиј”, Скопје, Република Северна Македонија, popovski@gf.ukim.edu.mk
[3] Асистент, м-р, Градежен факултет, Универзитет „Св. Кирил и Метдиј“, Скопје, Република Северна Македонија, partikov@gf.ukim.edu.mk

1. ВОВЕД

Земјотресот како хазард е еден од најголемите „уништувачи“ на конструкции и градби од секаков тип во светот. Сеизмичките ефекти или штети, кои се најчесто предмет на интерес на гредежните инженери се осцилациите на конструкциите како резултат на движењето на подлогата под темелите. Овие ефекти кои што преку тлото и темелите се пренесуваат на целиот конструктивен систем се земени во предвид во кодовите за асеизмичко проектирање.

Земјотресот е природна појава која е резултат на ненадејно ослободување на енергија во Земјената кора, кое предизвикува појава на сеизмички бранови. Во најопшт случај зборот земјотрес дефинира потрес, предизвикан било од природен феномен или од настан предизвикан од човекот кој генерира сеизмички бранови [1].

Кога станува збор за земјотрес, треба да се напомене дека Македонија се протега на релативно „нестабилно“ тло и објектите се во голема мера изложени на дејството од земјотрес. Како еден од најголемите земјотреси кои се случиле на Балканот е токму земјотресот во Скопје од 1963 година. Земјотресот се случил на 26 јули 1963 година во 5:17 часот. Епицентарот бил во околината на Скопје, поточно близу Чучер Сандево, а неговата јачина била 9 степени по Меркалиевата скала т.е. 6.1 степен според Рихтеровата сеизмичка скала. Истиот траел 20тина секунди и се почувствувал на простор од околу 50.000 квадратни километри. Од потресот биле урнати 15.800 станови, а оштетени 28.000. Над 200.000 луѓе остана без покрив над глава. Под урнатините животот го загубиле 1.070 негови граѓани, биле повредени над 4.000 граѓани [2].



Сл. 1. Резултат од земјотресот од 1963 година

Земјотресот од 1963 година претставува една голема „шлаканица“ за градежните инженери во тоа време. Од тогаш па наваму се обрнува се поголемо, некогаш и претерано, внимание на одговорот на конструкцијата од земјотрес. Но колку и да се зема во предвид ова влијание, секогаш постои некој објект каде што можеби е испуштен некој детал и при посериозни земјотреси, но не толку големи како оној од 1963 година, на објектите се забележуваат пукнатини, прснатини и помали и понесериозни деформации.



Сл. 2. Штети од земјотресот од 11 септември 2016 година

Еден таков земјотрес се случи токму во 2016 година. На 11 септември 2016 година Скопје беше погодено од низа на земјотреси со магнитуда од 2.1 до 5.2 Mww. Токму тој најсилниот, чиј

епицентар беше на неколку километри од центарот на Скопје, поточно во Гази Баба во непосредна близина на комплексот железара, на длабочина од околу 10 km и повторно ги освести граѓаните и градежните инженери дека активноста на тлото под главниот град не е завршена и да не се заборават ефектите од тоа дејство. За разлика од оној од 1963 година, штетите од овој земјотрес беа локални, на одредени елементи од конструктивните системи. Ниту еден објект не доживеа колапс, а уште поважно од се е дека кај овој земјотрес немаше штети по здравјето и животот на луѓето.

Како последица на земјотресот од 2016 година, настрадаа скалите на објект при Универзитет „Св. Кирил и Методиј“ во Скопје. Штетата која се случи како последица од земјотресот беше доволно голема за да во најбрзо време се забрани проод на тој скалишен простор, кој е од голема важност за вертикалната комуникација во објектот, и се повикаат стручни лица кои ќе извршат процена и санација на штетата.

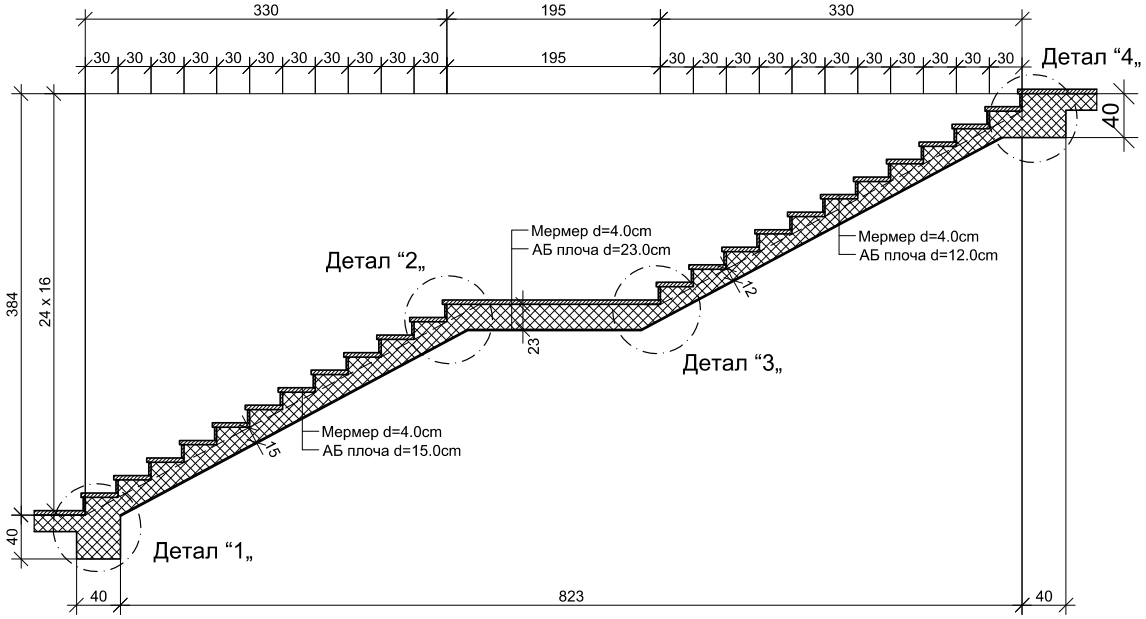
2. ШТЕТА ОД ЗЕМЈОТРЕСОТ

Последици од земјотресот од 11 септември 2016 година се појавија на скалите на факултет во Скопје. На слика 3 може да се забележат оштетувањата на конструктивниот систем за вертикална комуникација во објектот. Скалите претставуваат прекршена армирано бетонска плоча со дебелина на краци од 12cm и 15cm, и подест со дебелина од 23cm. Распонот на конструкцијата од скалите изнесува 8.6m, со ширина од 2.0m, споени до надворешнот ѕид од внатрешниот двор на факултетот од едната страна, и метална ограда од другата страна. Скалите претставуваат главна вертикална комуникација (од вкупно две) за поврзување на приземјето со првиот и вториот кат од објектот.

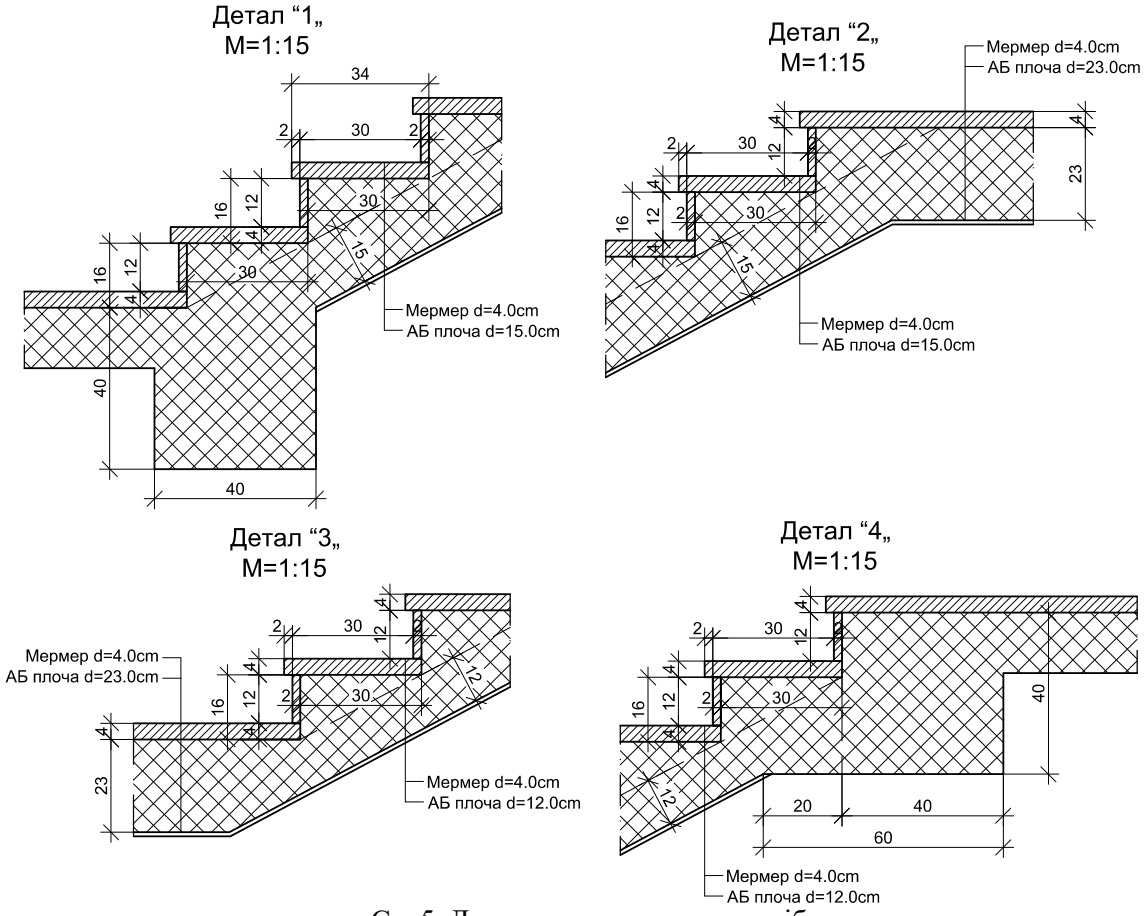


Сл. 3. Оштетувања на армирано бетонски скали од дејство на земјотрес

Од слика 3 јасно може да се забележи пукнатина на плочата, на прекршувањето од одмаралиштето и горниот крај од скалите. Станува збор за сериозно оштетување на носивата конструкција. Исто така може да се забележи и пукнатина на мермерните плочи од меѓукатната конструкција на првиот кат. Исто така, при движењето на скалите, приметени се вибрации, кои што не се во препорачаните граници и се прилично осетливи и незгодни за минувачите. Поради тоа скалите се ставени вон употреба, иако станува збор за главната вертикална комуникација со вториот кат.



Сл. 4. Попречен пресек на постоечка состојба



Сл. 5. Детали на постоечка состојба

За потребите на понатамошните анализи и зафати, извршено е премерување на конструктивниот систем околу скалите. Определени се димензиите на гредите и столбовите, дебелината на носивиот дел од скалите, како и извршени се мерења на сите елементи кои претставуваат основно натоварување. Поради затвореноста на конструктивните носиви елменти (греди и столбови) со внатрешна фасада од малтер, мермерни плочи и спуштен плафон, а со цел на недеструктивна операција на максроскопската оскултација, димензиите на гореспоменатите елементи се добиени со употреба на профометар преку местоположбата на главната арматура.

Скалниците се со просечна висина од 16cm и просечна ширина од 30cm, додека газиштата на скалите се мермерни плочи со дебелина од 4.0cm, со дополнителни вертикални мермерни плочки со дебелина од 2.0cm на висината од скалниците.

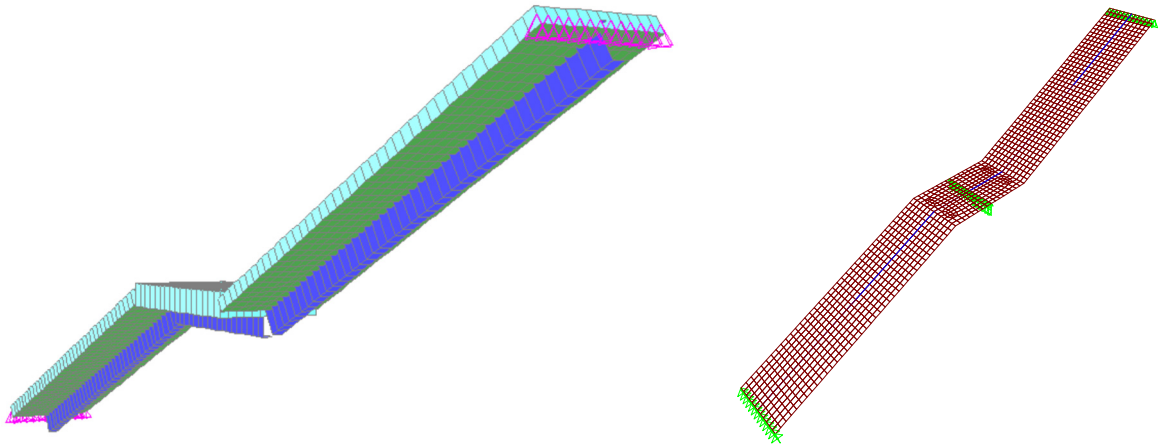
Оштетените скали се детално прегледани и измерени, проверен е распоредот на вградената арматура, прогнозирана е марката на бетон со употреба на склерометар (C20/25). Покрај оштетувањата, скалите сеуште имаат носив капацитет, што овозможува примена на санационо решение од полесен карактер.

3. САНАЦИОНО РЕШЕНИЕ

По извршената макроскопска оскултација и определување на сите носиви конструктивни елементи на скалите и во непосредна близина на истите извршена е анализа на конструкцијата и е избрано соодветно, економски оправдано и инженерски издржано решение за санација на скалите. Санационото решение се состои од поставување на две челични греди по должината на скалите, кои се потпираат на гредите пред и после скалите. Гредите се поставени на меѓусебно растојание од 150cm и се соодветно поврзани со армирано бетонската плоча за да се овозможи заедничка работа на двата материјали, со други зборови да се изврши спрегање на челикот и бетонот. Со тоа статичкиот систем од армирано бетонска плоча се претопува во два спрегнати носачи, кои што имаат многу поголем носив и деформациски капацитет од самата плоча.

3.1. Анализа на конструкцијата

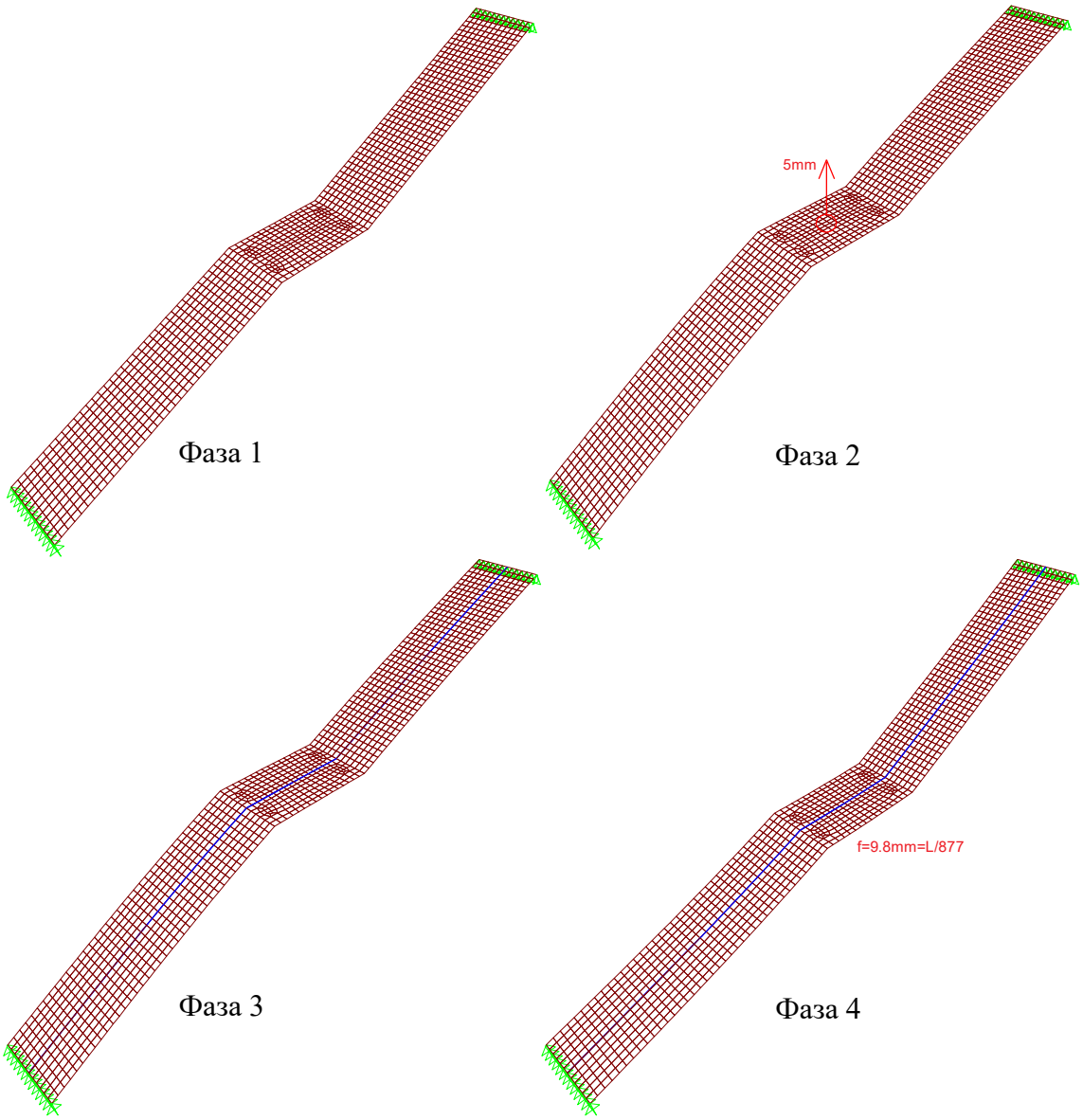
Анализата на конструктивните елементи е извршена преку нелинеарна анализа за тродимензионален модел со конечни елементи. Во моделот се нанесени постојаните товари кои скалите ги имаа и пред оштетувањето, товарот од конструкцијата за санација, челичните носачи. Нанесен е и товар од луѓе според важечките регулативи во Македонија. Дебелината на елементите е земена според реалните измерени димензии, квалитетот на бетонот е C20/25 додека квалитетот на челикот е S235JR.



Сл. 6. Приказ на математички модел

Анализата на носивоста е извршена со нанесување на товарите во фази. Првата фаза е чист бетонски пресек со постојани товари кои што веќе се нанесени на скалите во фаза на

експлоатација. Во втора фаза се врши подигање на конструкцијата, во средината на одмаралиштет, кое изнесува 5mm вертикално нагоре. Со подигањето на конструкцијата се овозможува понатамошно преднапрегање на конструкцијата а со тоа и спрегање на двата материјали. Во таква состојба, подигната за 5mm на одмаралиштето, нанесена е новата челична конструкција. Последната фаза е релаксирање на конструкцијата. Како што веќе е кажано, во оваа фаза, при спуштањето на конструкцијата, се врши спрегање на двата материјали т.е. челикот се активира и на постојаните товари, а не само на корисните што би било случај доколку се вгради челичната конструкција без „преднапрегање“ на бетонската.



Сл. 7. Фази на товарење на математички модел

По извршените анализи на елементите од попречниот пресек и извршената нелинеарна анализа во фази добиени се попречните пресеци на елементите. За носачи усвоени се UPN300 топловалани профили, додека врската со бетонската плоча е со хемиски анкери. Изведбата е предвидена во фази и тоа:

- Прва фаза е подигање на конструкцијата за 5mm, што одговара на сила од 10kN (1t). За подигање на скалите, предвидена е подконструкција која е прикажана на слика 8.
- Втора фаза е поставување на челичните носачи под бетонската плоча. Поставувањето се врши според прикажаното на слика 8. Првиот и последниот анкер на секој од краците се

предвидени како механички анкери. Улогата нивна е да ги држат носачите на потребната позиција за да може да се изврши вградување на останатите хемиски анкери.

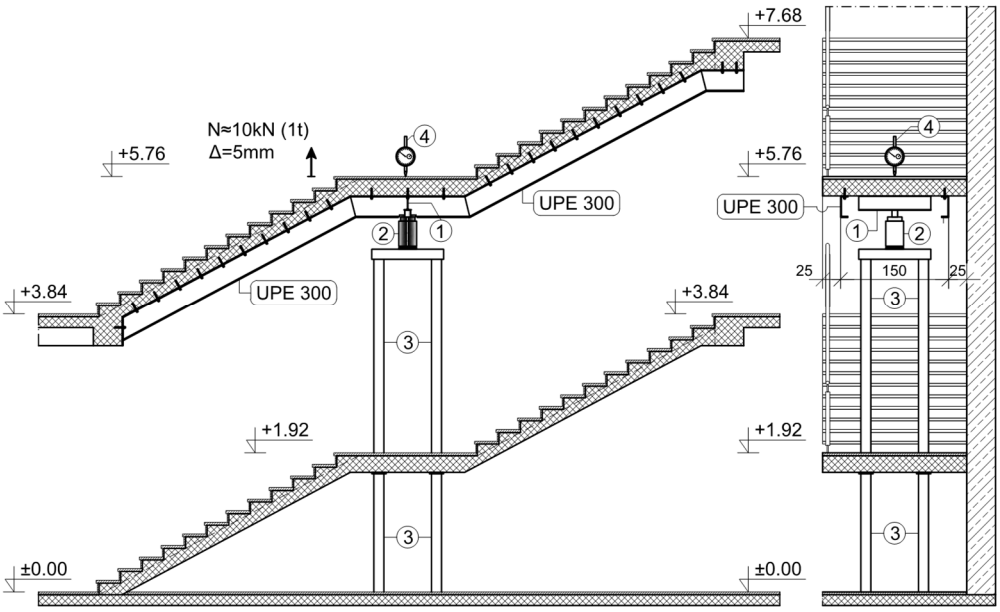
- По вградувањето на хемиските анкери и нивното стегање, се врши спуштање на конструкцијата во крајна положба.

Од сите извршени анализи добиена е крајна деформација од 9.8mm која одговара на L/877 и е во дозволените граници според актуелните прописи за проектирање на конструкции.

Анализирана е и можност на неспрегнат носач, каде се земени сите влијанија од корисното натоварување, анализирајќи ја носивоста и употребливоста, кои се задоволени.

3.2. Санација на армирано бетонски скали

Санацијата, како што е веќе кажано, е предвидена со поставување на две челични греди UPE300 по должината на скалите, на меѓусебно растојание од 150cm. Поврзувањето со постојната армирано бетонска конструкција е со анкери кои се поставуваат преку појасот на челичниот профил, во бетонската плоча.



Сл. 8. Диспозиција на елементи за санација
(1) траверза, (2) преса, (3) монтажно скеле, (4) уклономер

Изведбата е извршена согласно прикажаната скица и предадената проектна документација. За подигање на конструкцијата користена е 5t преса со манометарско отчитување на нанесената сила. Контрола на подигањето е извршено со механички компаратор (угибомер) со точност од 0.05mm.

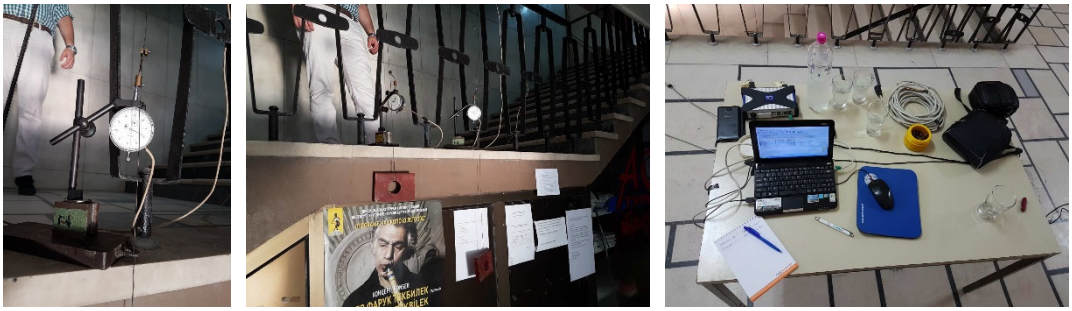


Сл. 9. Изведба на конструкција за санација и зајакнување

4. ИСПИТУВАЊЕ НА КОНСТРУКЦИЈАТА

За потребите на определување на носивоста, стабилноста и употребливоста, извршени се испитни мерења на скалите. Испитувањето е извршено после монтажата на челичната конструкција, преку вградување на хемиските анкери и воведување на влијанијата во спрегнатиот пресек преку контролирани деформации, во согласност на Елаборатот за санацијата.

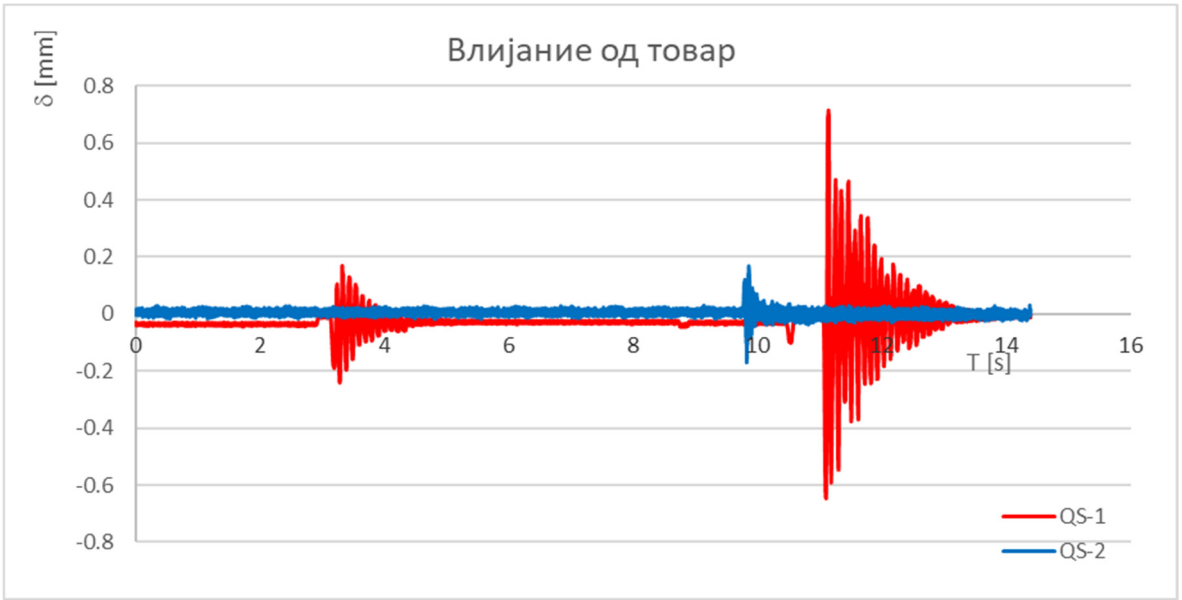
Испитувањето е извршено и за добивање на релевантни податоци на амбиентни вибрации, и дали истите се во препорачениот опсег. Резултатите се добиени со употреба на осумканално појачало HBM Quantum, преку софтвер за аквизиција на податоците во текот на испитувањето. Точноста на мерниот инструментариум е ±1.5%. Нанесувањето на динамичиот товар е со воведување на товарна сила и преку импулсивен удар. Пратено е однесувањето на скалите и поместувањата во текот на товарењето.



Сл. 10. Мерна опрема за испитување

На слика 10 е прикажана мерната опрема на која се приклучени електронски компаратори со мерен опсег од 25mm и точност од 0.05mm, стратешки поставени по должината на скалите. Поради специфичноста на статичкиот систем, товарот е нанесен на средина од распонот, со директно нанесување, како и со импулсивен удар од висина од 500mm.

3.1. Резултати од испитувањето



Сл. 11. Резултати од испитувањето

На слика 11 компаративно се прикажани резултатите од товарењето и одговорот на конструкцијата. Дијаграмот QS-1 е за чиста АБ конструкција, со одговор на двата вида на товарење, при овој случај максималното поместување од импусливниот товар изнесува 0.731mm, пригушување со траење од 2.366 секунди, каде што фреквеницјата на сопствените вертикални осцилации изнесуваат 0.42Hz, кој е во опсегот на недозволените вредности. Дијаграмот QS-2 е

за подобрена носивост на ново изведената спрегната конструкција, каде при исти услови на товарење добиени се максимални поместувања од 0.157mm, и пригушување со траење од 0.261 секунда, каде што фреквенцијата на сопствените вертикални осцилации изнесува 3.41Hz, кои ги задоволуваат пропишаните вредности. Директно нанесениот товар е во опсегот на точноста на мерење на мерниот инструментариум и воопшто не се приметени влијанијата, што значи дека конструкцијата има значително поголема крутост од настанатата состојба на носивост.

5. ЗАКЛУЧОК

Земјотресот како хазард е еден од најголемите причинители на штети на конструкции во светот. Во конкретниот случај, земјотресот во Скопје од 2016 година предизвика штета на скалите на објектот во Скопје. За таа цел стручен тим од Градежниот факултет беше ангажиран да изврши увид и преземе мерки за санација и зајакнување на главните скали во факултетот.

Од извршената анализа на ситуацијата на терен и извршените математички анализи, предвидено е санационо решение со челични носачи под скалите. Со самото санационо решение, зголемена е носивоста на скалите за неколку пати. Покрај носивоста подобрена е драстично и деформабилноста на истите. Со други зборови, со санацијата исполнети се критериумите за носивост, стабилност и употребливост на конструкцијата и истата е вратена во состојба на повторна употреба. Од испитувањето на конструкцијата, по завршувањето на санационите мерки, измерена е периода на осцилација 3.41Hz од подвижен, корисен товар, вредност која ги задоволува препораките.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Елена Думова Јованоска, Печатени предавања по предметот „Основи на асеизмичко проектирање“, Градежен факултет, Скопје, Република Северна Македонија

[2] https://mk.wikipedia.org/wiki/Скопски_земјотрес_1963

[3] „Елаборат за санација на АБ скали“, Градежен факултет, Скопје, Република Северна Македонија, Март 2017 година

[4] Петар Цветановски, Печатени предавања по предметот „Испитување на конструкции“, Градежен факултет, Скопје, Република Северна Македонија

[5] Петар Цветановски, Печатени предавања по предметот „Челични конструкции“, Градежен факултет, Скопје, Република Северна Македонија

[6] Атанас Филиповски (2000), „Основи на челични конструкции“, АД Печатница – Напредок, Тетово, Република Северна Македонија

[7] Завршен извештај од извршен надзор на санација на АБ скали на Педагошки факултет, Градежен факултет, Скопје, Република Северна Македонија, Јули 2017 година

[8] Петар Цветановски, Печатени предавања по предметот „Челични конструкции на згради“, Градежен факултет, Скопје, Република Северна Македонија

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

MT - 11

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

APPLICATION OF QUALITY CONTROL PLAN TO EXISTING BRIDGES

Marija DOCEVSKA[1], Edward A. BARON[2], Jose C. MATOS[3], Goran MARKOVSKI[4]

ABSTRACT

In order to assure long term quality of the bridges, appropriate quality control plan (QCP) is necessary. It has to specify all activities and tools to assess the bridge (static QCP), but also to keep the bridge in a good condition during its service life (dynamic QCP). This paper presents an application of such quality control plan on two existing bridges. Its methodology has been recently established by the COST Action TU1406 developed for any bridge topology. Here, the subject structures are arch concrete bridges, one located in Portugal and other in Macedonia. Based on the available results from their visual inspections and non-destructive tests, defects and corresponding damage processes were identified. Damage extent and location were crucial data for estimation of real bridge reliability, or more precisely, the reliability that the bridge had at the time of its inspection. Thus, the reliability index including the observed degradation was quantitatively assessed by complex approach that combines FEM nonlinear with probabilistic analysis. Such an index reflects the actual ("today") bridge condition and was the starting point in preparation of possible maintenance scenarios. Various scenarios with actions that improve the reliability, reduce or delay the reliability degradation were simulated by simple linear degradation models proposed in the literature. Three different scenarios were analysed: "Do nothing and rebuild", corrective and preventative bridge maintenance. For all of them, four key performance indicators were developed for a time period of 100 years: Reliability, User safety, Availability and Cost. By comparison of their normalized net present values in a form of spidergram, the most appropriate scenario can be found. For both subject bridges, the scenario based on maintenance actions without significant improvement in reliability, but applied more frequently, assures highest bridge performance.

Keywords: *Quality control plan; Reliability index; Maintenance; Bridge assessment; Degradation*

[1] M.Sc., Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of North Macedonia, docevska@gf.ukim.edu.mk
[2] M.Sc., ISISE Civil Engineering Department Minho University, Campus de Azurem, Guimaraes, Portugal, id8033@alunos.uminho.pt
[3] Prof. PhD, ISISE Civil Engineering Department Minho University, Campus de Azurem, Guimaraes, Portugal, jmatos@civil.uminho.pt
[4] Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of North Macedonia, markovski@gf.ukim.edu.mk

1. INTRODUCTION

There is an increased need of developing strategies that ensure long-term quality of the bridges and meet the present and future needs of the users. Appropriate quality control plan (QCP) is necessary for that. It has to specify all activities and tools necessary to ensure quality, such as: extent and interval of inspections or interventions, data necessary to estimate and forecast key performance indicators (KPI) etc. [1].

Recently, methodology for quality control plan (QCP) of existing bridges has been established within the COST Action TU1406 – *Quality specifications for roadway bridges, standardization at a European level* (WG3). This methodology has a holistic approach in assessment of bridges - approach that current element-oriented QCPs are lacking. The recommendations and guidelines for implementation of this methodology are suggestive and therefore allow to be implemented in various ways, namely, qualitative way, semi-quantitative, pure quantitative etc.

This paper intends to demonstrate the applicability of the developed QCP by TU1406 through two illustrative examples - arch concrete bridge located in Portugal and similar bridge located in Macedonia. An additional attempt was made to employ quantitative instead of qualitative approach in evolution of a governing key performance indicator (KPI) in a bridge assessment - reliability.

In the following sections, a detailed step-by-step explanation of the framework will be presented through two bridge case studies.

2. GENERAL STEPS IN THE QCP FRAMEWORK

The QCP framework has two stages – static and dynamic. In general, the first one comprises preparatory works, on-site inspection tasks and snapshot assessment of the KPIs. The second one implies forecast of the damage processes, preparation of maintenance scenarios and development of KPIs over time in order to find the optimal scenario [2].

The following steps are necessary in application of the static QCP:

- collection of general bridge data (original drawings, construction year, inspection/intervention year, bridge location, importance of the road passing on the bridge, obstacle type, exposure, etc.)

- studying of the results from visual inspections and (if any) non-destructive tests (NDT)

- definition of the actual structural system and related vulnerable zones

- estimation of prior virgin reliability (in a “damage free” state of a bridge)

- identification of damages and determination of their causes

- rough assessment of resistance reduction based on observed damages.

Dynamic QCP steps are:

- modelling of damage processes and estimation of the reduced reliability at the time of inspection

- definition of various maintenance scenarios and evolution of KPIs for all of them

- comparison of the scenarios / selecting the most appropriate one.

3. STEPS FOR STATIC QCP

All steps necessary for the application of the QC framework will be presented simultaneously for two case studies - existing arch concrete bridges in Portugal and in Macedonia.

3.1. General data, definition of structural system and vulnerable areas

3.1.1 Case study – Arch concrete bridge in Portugal

The first case study considers an arch concrete bridge over a river Cro in Guarda district, Portugal (Fig.1 left). The bridge carries the regional road 324(ER). It is constructed in 1940 and repaired in

2010. Data used for the further analysis and application of the QCP are based on the design project and two inspection reports provided by Infraestruturas de Portugal.

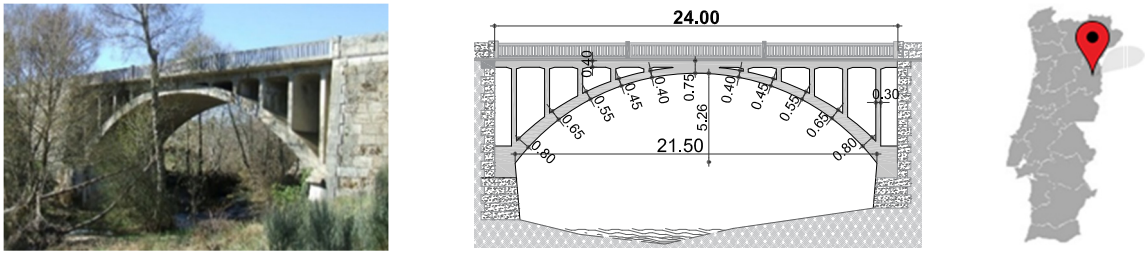


Fig. 1. Side view (left), longitudinal section (middle) and location (right) of the Portuguese bridge

The subject bridge is one span, open spandrel deck arch with a total length of 24 m and a geometry shown in Fig.1. In the design project, it was indicated that the arch is simple-supported. For this case study, results from NDTs exist: concrete strength, concrete cover, depth of carbonation, moisture content in the concrete and results from petrographic analysis.

3.1.2 Case study – Arch concrete bridge in Macedonia

A slab-type arch concrete bridge located in Macedonia is considered as a second case study (Fig.2 left). The bridge carries the National road M-1 (E-75) on the section Katlanovo-Veles. It is built in 1963 and strengthened in 2007. The project documentation of the bridge was not at disposal.
The bridge is fixed-end slab-type arch which central part has a span of 54 m, and its approaching structures consist of three spans at the side of Skopje and five spans at the side of Veles, each with 6 m span (total length 102.65m) (Fig.2 middle). For this case study, results from the following NDTs exist: compressive strength from the extracted concrete cores, tensile strength from "pull-off" tests, carbonation depth etc.

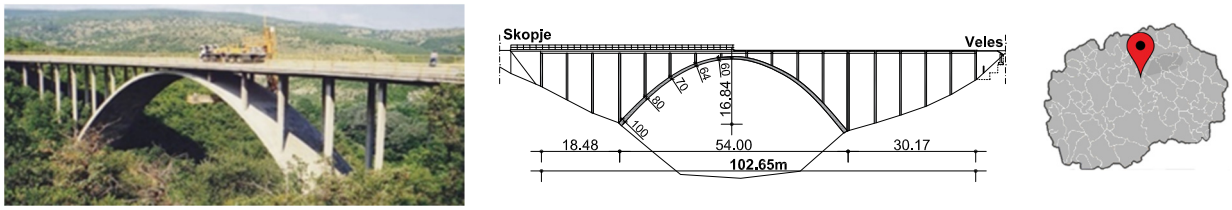


Fig. 2. Side view (left), longitudinal section (middle) and location (right) of the Macedonian bridge

After a definition of the actual structural system, vulnerable areas should be carefully selected. Those areas are segments and/or elements of a bridge in which damages have the largest impact on reliability (structure safety and serviceability) and can be related to several failure modes [2]. They depend exclusively on a structural system.

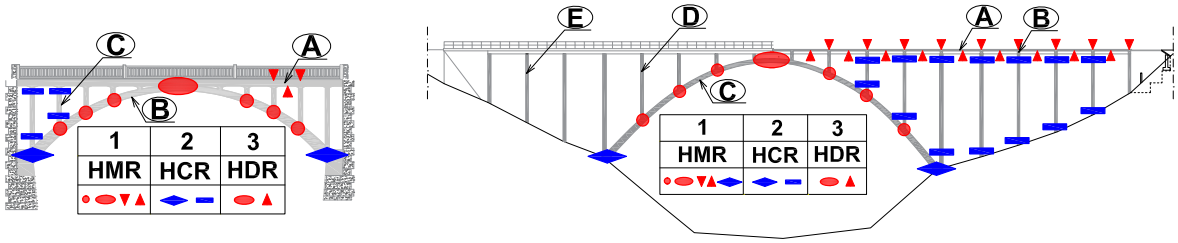


Fig. 3. Vulnerable areas for the Portuguese (left) and Macedonian (right) bridge

Since both subject bridges have similar structural systems, common vulnerable zones considering load bearing elements are defined, namely: high moment regions HMR (critical sections of the arch and the deck), high compression regions HCR (support of the arch and piers/walls) and high deflection regions HDR (crown of the arch and mid-span of the deck). They are acknowledged in Fig.3. Later on, these regions will be carefully inspected and only defects located there will be taken into account.

3.2. Estimation of prior virgin reliability index

Efficient techniques of both nonlinear numerical analysis and probabilistic methods of Latin Hypercube type have been combined in order to offer an advanced tool for assessment of realistic behavior of the bridges. With this approach, reliability index with and without consideration of structural damages can be obtained. Considering the bridge in a damage-free state, a virgin reliability index was estimated. This index corresponds to the one that the bridge had at the time of its commissioning.

3.2.1 FEM nonlinear analysis

In order to calculate the reliability index of the bridges, real load bearing capacities of the structures are desired to be known. For that purpose, physically non-linear analysis in TNO DIANA Software (ver. 10.2) was carried out. 2D FEM models were built, using beam and plane stress finite elements for concrete and embedded truss elements for longitudinal reinforcement.

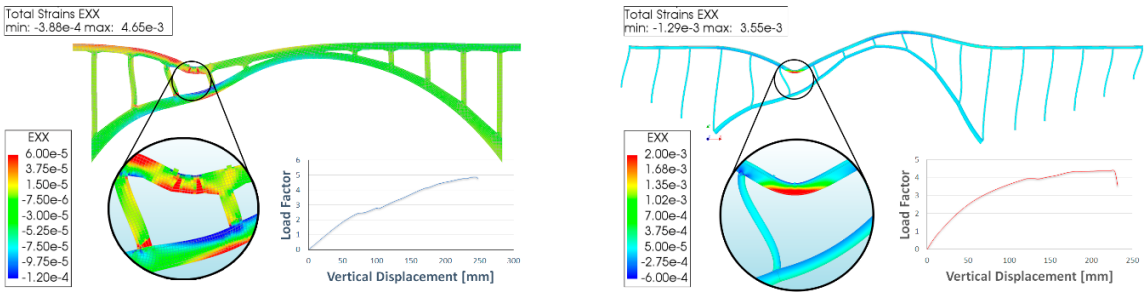


Fig. 4. 2D FEM models in TNO DIANA Software

To reduce the computational time for the nonlinear analysis, the load bearing capacity was verified only for permanent (self-weight and additional dead loads) and live loads. Regarding the live loads, traffic load model 1 (LM1) acc. to EN1991-2 [3] was considered. Equivalent uniformly distributed load was applied all over the deck and the concentrated forces from the tandem system at a section that corresponds to 1/4th of the arch span (Fig.4).

3.2.2 Probabilistic analysis

Once the deterministic analysis was performed, a probabilistic approach followed in which a probability of failure of the bridges in their virgin states are calculated. Several random variables related to geometry and material properties of the structure were taken into account: concrete compressive strength, Young's modulus, yielding and ultimate steel strength and reinforcement cross-section area. Latin hypercube method was implemented to generate 100 samples of the considered random variables. For each generated set of random variables, a non-linear analysis in DIANA was performed. Doing so, the probability distribution of structural resistance was obtained (Fig.5).

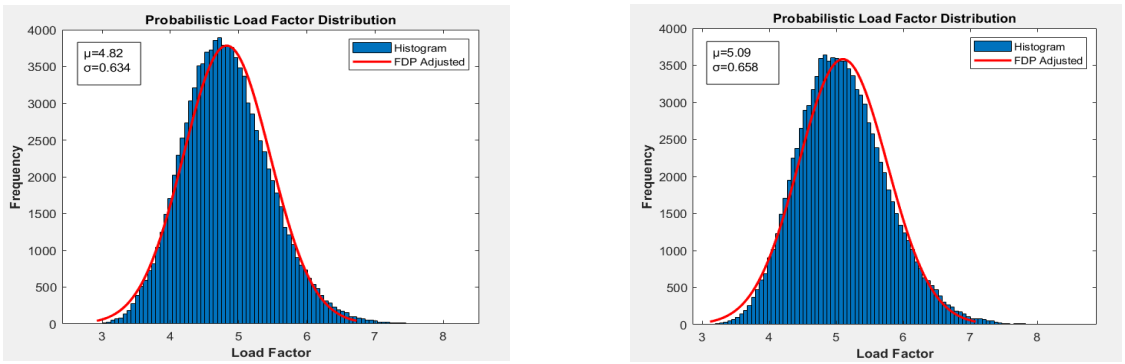


Fig. 5. Probability distribution of the load-bearing capacity: Portuguese bridge (left); Macedonian bridge (right)

By considering the structural resistance and the load uncertainty as normally distributed, the reliability index can be calculated using the Eq.1:

$$\beta = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (1)$$

Where: μ_R and σ_R represent the mean value and the standard deviation of the resistance, and μ_S and σ_S the mean value and the standard deviation of the load.
Table 1 shows the computed results for both case studies.

Table 1. Prior virgin reliability index

Case study	Portuguese	Macedonian
β	5.87	6.06

3.3. Identification of damage processes

The information on damages are essential for the further implementation of the QCP. These information help to predict the actual bridge performance (at the time of inspection) and to plan the maintenance and eventual rehabilitation.

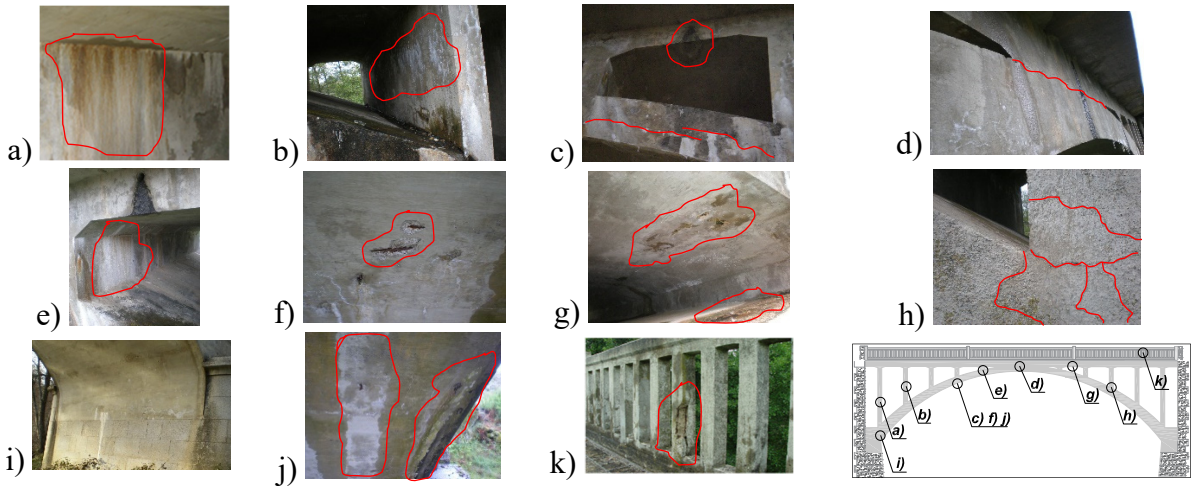


Fig. 6 Main observations in the vulnerable areas from the visual inspection (Portuguese bridge)

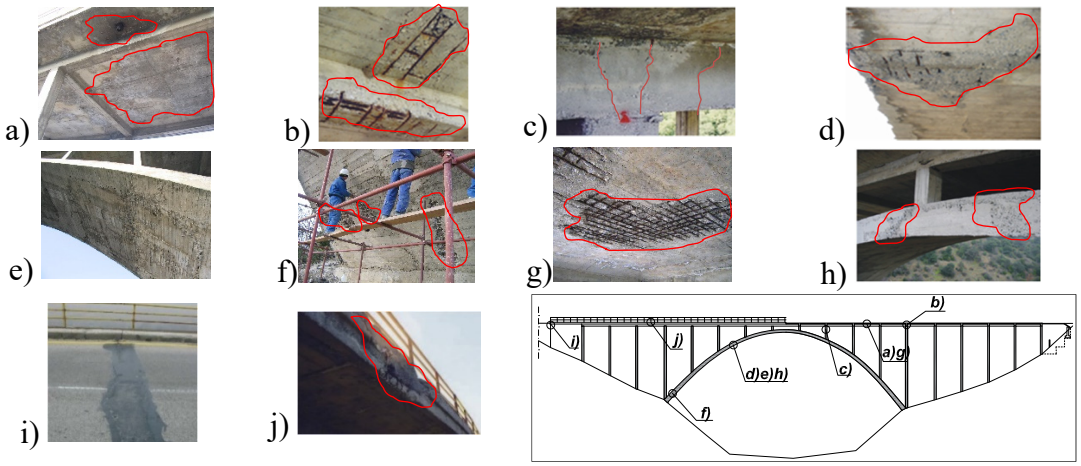


Fig. 7 Main observations in the vulnerable areas from the visual inspection (Macedonian bridge)

Both subject bridges are existing, so the deterioration processes have been already initiated in the past. Figs. 6 and 7 present the recorded defects in the vulnerable areas during the performed inspections. In

the Portuguese bridge (Fig. 6), the following defects were observed: concrete spalling, hairline cracks, calcium leaching, brown spots, direct wetting of concrete and heavy steel corrosion.

Considerable number of defects were also observed in the Macedonian case study (Fig. 7): heavy damages due to corrosion of concrete and steel reinforcement of deck slab and longitudinal girders, expressed process of carbonization on entire deck slab surface, insufficient or spalled concrete cover, cracks at the connection with the column, improper expansion joint, visible reinforcement due to missing parts of concrete on the railing parapets and inappropriate concreting and segregation.

To obtain the actual reliability index at the time of inspection, it is required to identify the governing damage scenarios based on the observed damages and numerically to investigate their influence on the bridge reliability. Therefore, on the bases of the defects' extent and severity, the following damage scenarios were assumed:
-Scenario 1: Reinforcement cross-section reduction due to corrosion (mean 20% with 5% CoV)
-Scenario 2: Concrete degradation (mean 20% (30% only for deck slab of Macedonian bridge) with 5% CoV)
-Scenario 3: Combination of scenario 1 and scenario 2;

4. STEPS FOR DYNAMIC QCP

4.1. Reliability index considering damage processes

The main goal of the probabilistic analysis including the abovementioned damage scenarios was to obtain the reliability index that can give the actual condition of the bridge at the time of its inspection. Table 2 presents the obtained reliability indexes for the several damage scenarios.

Table 2. Obtained reliability indexes for the considered damage scenarios

Case study	No damage	Scenario 1	Scenario 2	**Scenario 3**
Portuguese	5.87	6.17	4.75	**3.90**
Macedonian	6.06	5.93	5.98	**5.93**

The results from the third scenario will be used as a starting point in the preparation of maintenance scenarios.

4.2. Modeling of maintenance

Making decisions on maintenance of existing bridges strongly depends on the effect and cost of these interventions on the structural reliability. In this paper, different maintenance scenarios were considered in which the maintenance interventions are actions that either improve / increase the reliability, delay the degradation of the reliability or reduce the reliability deterioration rate.
Linear time-dependent reliability profile under no maintenance and considering the effects of maintenance actions are simulated using the model proposed by Frangopol [4]. The applied deterioration models are explained briefly in the following sections.

4.2.1 Model under no maintenance

The reliability index decreases over time as a result of a deterioration. It is constant after a bridge construction and stay until damage initiation. Hence, the reliability profile under no maintenance is described by the following three variables: initial reliability index β_0, initiation time of the deterioration t_I and deterioration rate of the reliability index α (Eq. 2) [4].

$$\beta(t) = \begin{cases} \beta_0, & 0 \le t \le t_I \\ \beta_0 - (t - t_I)\alpha, & t > t_I \end{cases} \quad (2)$$

4.2.2 Model under maintenance

Most of the maintenances can be modelled through the following parameters: (a) increase in reliability index immediately after the application of an action γ, (b) duration of maintenance effect on bridge reliability t_{pD}, (c) reliability deterioration rate during maintenance effect θ, (d) time of first application of the action t_{pI} and (e) interval between subsequent applications t_p.

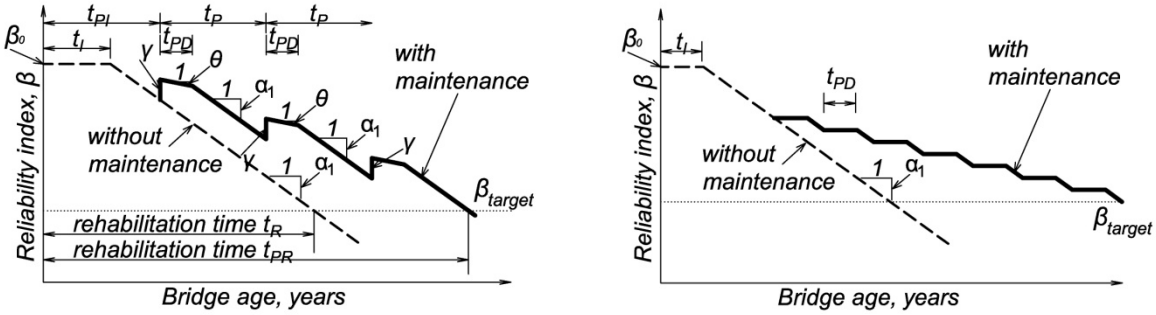


Fig. 8. Reliability index profile under no maintenance (dashed line) and under various maintenances (solid line)

Reliability profile under various maintenances can be described by Eq.3 [4]:

$$\beta(t)\begin{cases} \beta_0 & 0 \le t \le t_I \\ \beta_0 - (t - t_I)\alpha & t_I < t \le t_{PI} \\ \beta_1 - (t - t_{PI})\theta & t_{PI} < t \le t_{PI} + t_{PD} \\ \beta_1' - [t - (t_{PI} + t_{PD})]\alpha & t_{PI} + t_{PD} < t \le t_{PI} + t_P \\ \beta_n - \{t - [t_{PI} + (n-1)t_P]\}\theta & t_{PI} + (n-1)t_P < t \le t_{PI} + (n-1)t_P + t_{PD} \\ \beta_n' - \{t - [t_{PI} + (n-1)t_P + t_{PD}]\}\alpha & t_{PI} + (n-1)t_P + t_{PD} < t \le t_{PI} + nt_P \end{cases} \quad (3)$$

4.3. Possible maintenance scenarios

Three different maintenance scenarios were considered for a time horizon of 100 years: (1) "Do nothing and rebuild", (2) Corrective and (3) Preventative scenario.

For each scenario, time-dependent reliability index was quantitatively assessed using the simple linear maintenance models described in the previous section (Figs. 9,10 top). Then, they were transformed on the scale from 1 (best) to 5 (worst) respecting the proposed correlation between the quantitative and qualitative reliability scale defined within the WG3 of TU1406 [3]. Graphs for three other KPIs were elaborated, however qualitatively, expressing them on the scale from 1 to 5: Availability, Safety and Cost. Only the Cost has a monetized scale.

Within the proposed QC framework, the KPIs refer to: KPI Reliability-probability of structural and operational failure; KPI Availability-a proportion of time the system is in functioning conditions; KPI Safety-user safety during the service life of the bridge; and KPI Cost-long-term costs for maintenance activities.

4.3.1 "Do nothing and rebuild" / "Lack of money" scenario

The "Do nothing and rebuild" scenario (Figs. 9 and 10 black line), which is considered to be a reference, permits the deterioration of the reliability index to continue until reaching the inadmissible level (Level 5). At that point of time, replacement of the whole structure with an identical new one was considered. This action restores the reliability index to an initial value (β_0=5.87-Portuguese bridge; β_0=6.06-Macedonian bridge) and consequently leads to a delay in a reliability deterioration of 8 years (t_{pd}=8years). After the initiation period, the deterioration rate was assumed the same as before the bridge replacement (α=0.08/year). This action has a highest impact on reliability (γ=4.37-Portuguese bridge; γ=4.56-Macedonian bridge), but also a highest cost per action.

During the replacement, the KPI availability has dropped to a value of 5 due to a complete closure of the bridge. After the replacement, availability, as well as reliability and user safety, is restored to a

level 1. Due to a lack of any maintenance, the availability starts to decrease after a certain period of time. The reason can be a speed restriction due to poor riding conditions or restriction for heavy trucks due to reduced reliability.

4.3.2 Corrective scenario

In this scenario, set of identical corrective actions were assumed to be applied periodically over 15 years. Each action produces both, an increase in the reliability index and a decrease in the reliability deterioration rate. The scenario is defined in a way that within the considered time horizon of 100 years, the reliability index would never down-cross the reliability level 5 (Figs. 9 and 10 blue line). This scenario simulates effects of some of the maintenance actions on existing bridges. As corrective actions, repairs that restore the strength of the deteriorated components of the bridges (arch slab and pier walls in Portuguese case study and deck slab, girders and arch piers in Macedonian case study) are assumed to be taken.

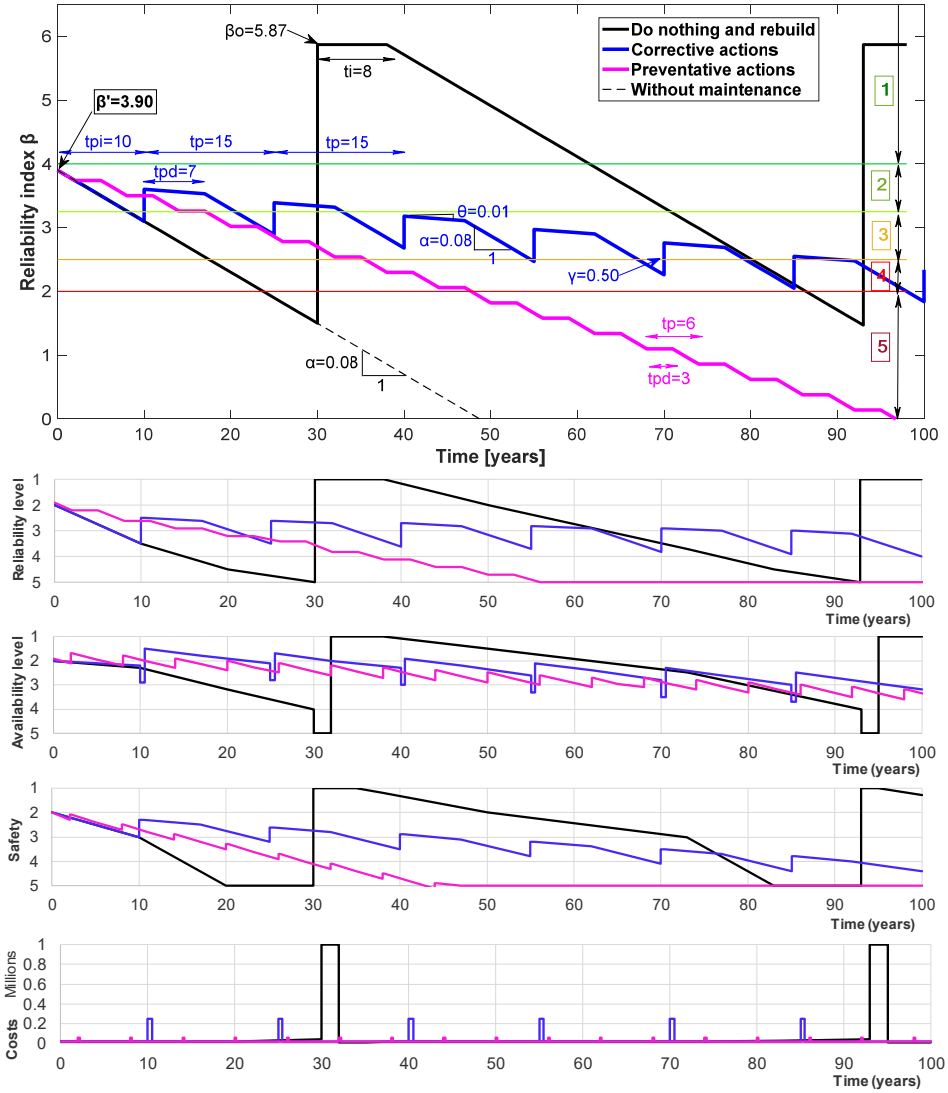


Fig. 9. Evolution of KPIs: Reliability, Availability, Safety and Cost (Portuguese bridge)

It is assumed that each of the action improves the reliability index for 0.40-0.50 and decrease the reliability deterioration rate for 0.07/years during its effect. After that, the reliability index continues to decrease with the same deterioration rate as before the application of the action (α=0.08/year). In this scenario, first corrective maintenance action was taken while the bridge is still in an overall good condition (reliability level 3).

During the application of the corrective action, the availability is reduced due to a partial serviceability of the bridge (e.g. closure of one lane), while immediately after the action, a small improvement was assumed. Moderate costs were estimated for the corrective actions. User safety was considered to decrease over time with a small improvement after the performed action.

4.3.3 Preventative scenario

Last scenario considers preventative bridge maintenance through many relatively small repairs and activities that preserve the bridge in its current condition and thereby avoid large expenses in major rehabilitation or replacement. Minor concrete and reinforcement repairs were considered for both bridges: cleaning and sealing of the localized areas with carbonated concrete and cleaning and protection of the corroded rebars. These actions produce no improvement in reliability index, but delay in a deterioration rate (Figs. 9 and 10 magenta line). Here, preventative actions were assumed to be taken over 6 years delaying the degradation of the reliability with a time duration of 3 years.
No reduction in availability during the performance of these actions was assumed since they do not require interruption of the traffic. In this scenario, the availability was continuously decreasing over time with a small improvement immediately after the preventative action. Minimum costs for these actions were considered. User safety is assumed to decrease faster than the reliability level.

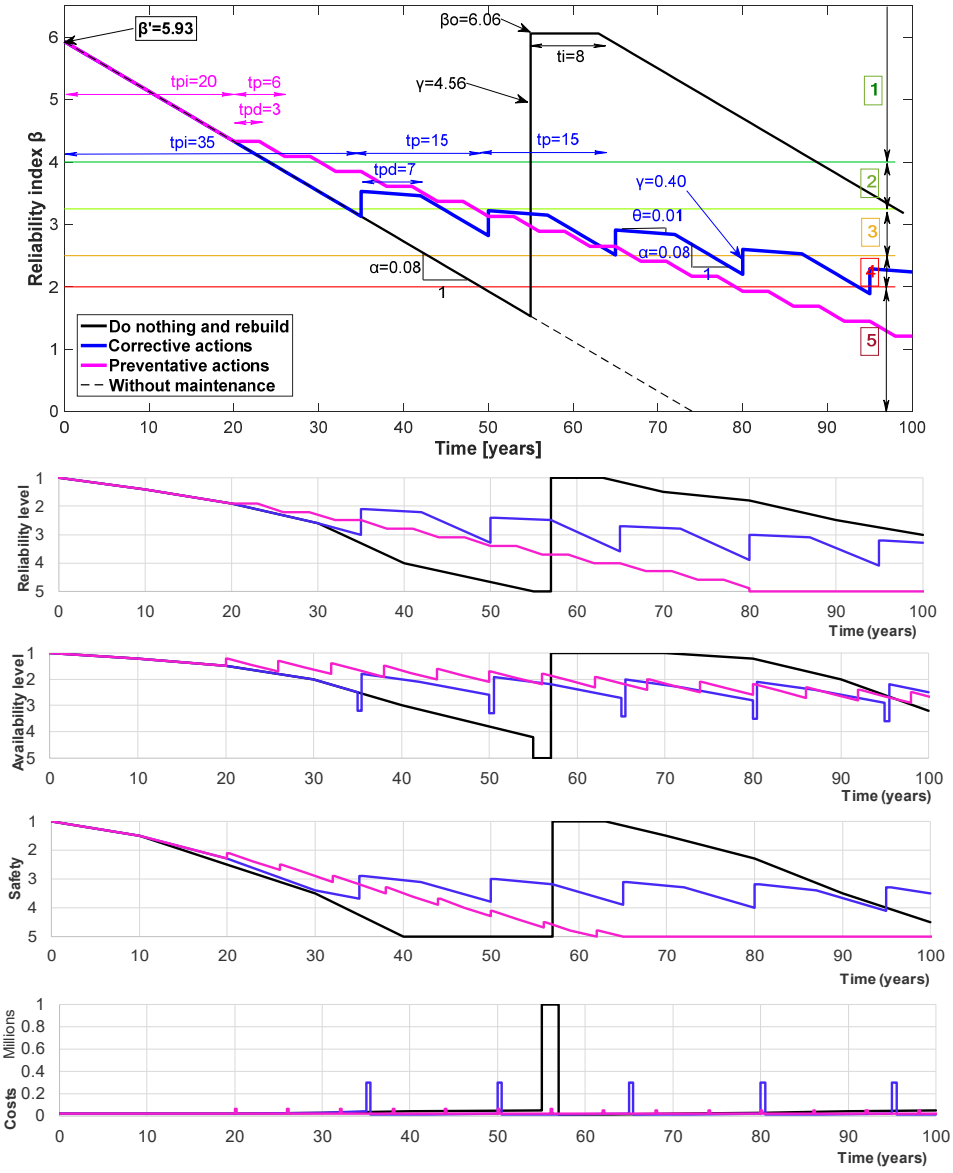
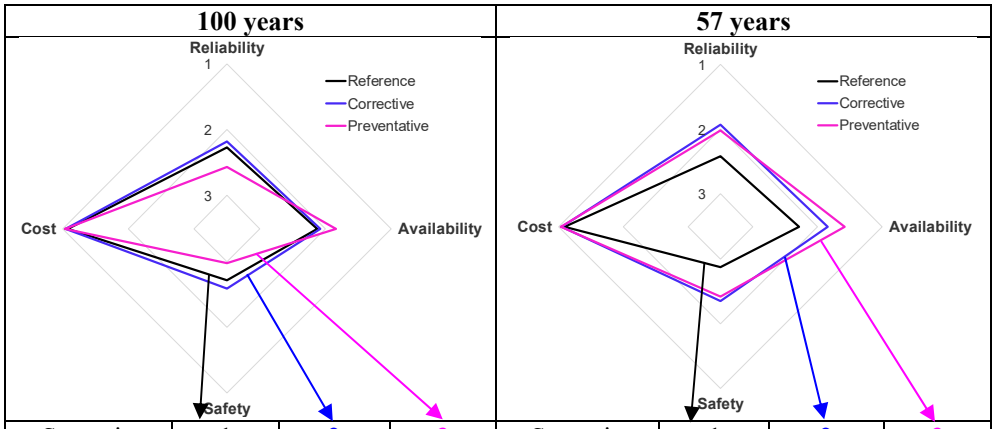


Fig. 10. Evolution of KPIs: Reliability, Availability, Safety and Cost (Macedonian bridge)

5. DISCUSSION

In order to be able to compare the results from all considered scenarios, "average" or net present values of KPIs should be found (with a discounting rate of 2%) and normalization have to be performed. The net present KPI in form of four-leg spider diagram is presented in Fig. 11. It is calculated using the "Spidertool" proposed in COST TU1406 [3]. The comparison is made for two time points, at the end of the considered time horizon (100 years in both case studies) and right after the replacement of the structure with a new one in the reference scenario (38 years in Portuguese case study and 57 years in Macedonian).



Scenario	1	2	3	Scenario	1	2	3
R	**2.27**	**2.18**	**2.57**	R	**2.42**	**1.92**	**2.02**
A	**2.13**	**2.08**	**1.84**	A	**2.29**	**1.85**	**1.58**
S	**2.71**	**2.59**	**2.98**	S	**2.87**	**2.35**	**2.41**
C	**1.08**	**1.05**	**1.04**	C	**1.09**	**1.05**	**1.04**
Area [unit^2]	**17**	**18**	**15.8**	Area [unit^2]	**15.6**	**20.3**	**20.6**

Fig. 11. Four-leg spider diagram (Macedonian bridge)

The larger the spidergram area, the higher the bridge performance under maintenance with a certain scenario. Thus, in Macedonian case, the most cost-effective scenario for the time period of 100 years is the scenario based on corrective actions (A_{spider}=18units^2) with less significant effect on reliability (comparing with the reference scenario), but applied more frequently. On the other side, at the period of 57 years (right after the replacement of the structure in a reference scenario), the reference scenario gives lowest performance of the bridge (A_{spider}=15.6units^2), while the preventative scenario is the most appropriate one (A_{spider}=20.6units^2). In Portuguese case, the scenario based on corrective actions gives biggest spider area for both considered time periods.

6. CONCLUSIONS

The paper presents a step-by-step implementation of the proposed QCP through two illustrative examples-existing arch concrete bridges in Portugal and Macedonia. Owning to the quantitative assessment of the actual bridge condition through the combined FEM nonlinear and probabilistic analysis, 3 possible maintenance scenarios were considered: "Do-nothing and rebuild", corrective and preventative bridge maintenance. Comparing the normalized, net present values of each KPI in a form of spidergram, the following conclusions can be drawn:

- At a time period of 100 years, both analysed bridges show highest performance under maintenance with a set of corrective actions that improve the reliability index and decrease the deterioration rate during the action effect.
- Other scenario, like preventative maintenance in Macedonian bridge, can be more appropriate if the comparison of KPIs is done for the period right after the bridge replacement in the reference scenario.

More reliable results from this implementation can be obtained by quantitative evolution of Availability and Safety, as well as by employing the precise estimation of the maintenance costs.

REFERENCES

[1] Technical report, Drafting of guideline / Recommendations of COST Action TU1406 (2019).

[2] WG3 Technical Report, Estimation of a quality control plan (2018).

[3] European Committee for Standardization - CEN (2003). Eurocode 1 — Actions on structures, Part 2: Traffic loads on bridges.

[4] Frangopol DM, Kong JS, Gharaibeh ES. (2001). Reliability-based life-cycle management of highway bridges. Journal of computing in civil engineering.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

MT - 12

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

ЗАЈАКНУВАЊЕ НА SИДАРИЈА СО КОНСТРУКТИВНО ПРЕФУГИРАЊЕ-ПРОЕКТ СТРЕП

Елена ДУМОВА-ЈОВАНОСКА[1], Сергеј ЧУРИЛОВ[2], Вероника ШЕНДОВА[3], Лидија КРСТЕВСКА[4], Бојан ДАМЧЕВСКИ[5], Диме ЈАНЧЕВ[6]

АПСТРАКТ

Во овој труд е претставен научно-истражувачкиот проект „Зајакнување на sидарија со конструктивно префугирање-Проект СТРЕП“ кој што опфаќа експериментални испитувања базирани на механичките карактеристики на два типа малтери за префугирање, едниот репаратурен малтер на цементна основа со додаток на влакна, Репаратур Малтер ФЗ, а другиот варов малтер со додаток на кршена полна тула. Во експерименталната програма ќе бидат опфатени испитувања на јакост на едноаксијален притисок и затегнување на полна тула и призми од варов и Репаратур малтер, како и едноаксијален и дијагонален притисок на зајакнати и незајакнати експериментални sидови. Главната цел на испитувањето е споредба на однесувањето на експерименталните sидови, гледано од аспект на отпорноста на смолкнување, како и утврдување на ефектот на методот за зајакнување на sидани конструкции во полза на донесување препораки и мерки за заштита на постоечките sидани објекти под влијанија од земјотрес.

Клучни зборови: *Sидарија; зајакнување, префугирање, варов малтер, репаратур малтер, експеримент*

[1] Проф. д-р, Универзитет „Св. Кирил и Методиј“, Градежен факултет, Скопје, Р. Северна Македонија, dumova@gf.ukim.edu.mk
[2] Вон. проф. д-р, Универзитет „Св. Кирил и Методиј“, Градежен факултет, Скопје, Р. Северна Македонија, curilov@gf.ukim.edu.mk
[3] Проф. д-р, Универзитет „Св. Кирил и Методиј“, ИЗИИС, Скопје, Северна Македонија, veronika@iziis.ukim.edu.mk
[4] Проф. д-р, Универзитет „Св. Кирил и Методиј“, ИЗИИС, Скопје, Северна Македонија, lidija@iziis.ukim.edu.mk
[5] АДИНГ А.Д. Скопје, Северна Македонија, bojan@ading.com.mk
[6] АДИНГ А.Д. Скопје, Северна Македонија, jancev@ading.com.mk

1. ВОВЕД

Заедно со дрвото како конструктивен материјал, ѕидаријата претставува најстар градежен материјал кој што сеуште се користи во градежништвото. Техниката на поставување камени или блокови од тула еден над друг, без или со присуство на врзен материјал (малтер) се покажала како многу успешна, а главно се оправдува со нејзината едноставност и долготрајност на конструкциите. Како основни материјали кои се користеле при изработка на ѕиданите конструкции биле природниот камен и тулите. Техниката на ѕидање на елементите од ѕидарија не се разликува многу со денешната, но затоа пак материјалот од кој што се градат конструктивните елементи од ѕидарија, како и врзниот материјал (малтерот) со текот на времето претрпел поголема еволуција.

Главни предности на ѕиданите конструкции во однос на останатите типови конструкции се: достапност на материјалот, природен-еколошки материјал, лесна изведба без употреба на специјална механизација, добра термичка и звучна изолација, висока отпорност на пожар, долготрајност и издржливост на конструкциите. Клучни недостатоци кај ѕиданите конструкции се: значителна волуменска тежина, мала јакост на свиткување/затегнување, ограничување во однос на градежната висина и распони, чувствителност на атмосферски и хемиски влијанија како што се мраз, сол и мала отпорност на хоризонтални товари како што се земјотреси, експлозии и сл.

Ѕиданите конструкции главно може да бидат изведени од неармирана врамена или армирана ѕидарија. Особено неармираната ѕидарија претставува најчесто употребуван материјал за градење во минатото насекаде во светот. По случените земјотреси во минатото, забележано е дека овие конструкции се едни од најповредливите типови на конструкции, во однос на случените жртви и материјални штети, сл. 1. Иако претставува една од најстарите материјали за градење, во однос на својата јакост и деформациони својства спаѓа во една од најмалку проучените области од градежништвото. Моментално, повеќе важност се придава на проучување на повредливоста на армирано-бетонските конструкции, затоа што тие се едни од најчесто градените конструкции во изминатите години. Меѓутоа, подеднакво важна е и анализата за сеизмичка повредливост на објектите изведени од ѕидарија. Повредливоста се дефинира како степен на склоност на конструкцијата да претрпи одреден тип на штета под влијание на одредени услови. Функција на повредливост на една конструкција се дефинира како очекувано ниво на штети во функција од сеизмичкото движење на почвата.



а) Скопје, 1963 год. M=6.1, I=IX (MSC)

б) Емилија Романја, Италија, 2012 год. M=6.1, I=VII (MSC)

Сл. 1. Ефекти од случени земјотреси врз ѕидани згради

Проценката на сеизмичките оштетувања претставува област која што многу бргу се развива. Потребата од ефикасна и доверлива проценка на социо-економското влијание на земјотресите се истакнува по појава на големи земјотреси насекаде во светот. Напредокот на технологијата допринесува за развивање на алатки за проценка на оштетувањата и сеизмичката повредливост на објектите. Исто така, со искуствата стекнати од неодамнешните земјотреси се обезбедуваат повеќе корисни податоци потребни за развивање на модели за подобра проценка на однесувањето на конструкциите со цел да се оценат економските загуби кај објектите, како и социјалните последици како што се жртвите и потребите за вонредно сместување на настрадaните. Различните методи за проценка на сеизмичката повредливост на конструкциите се разликуваат во однос на трошоците и прецизноста. Помеѓу нив припаѓаат методи кои што се базираат на набљудувана повредливост, повредливост базирана на мислења на експерти, аналитички пристапи базирани на едноставни модели, детални постапки за проценка и анализа (статички и динамички, линеарни и нелинеарни).

По констатираната повредливост за сеизмички оштетувања на постоечките конструкции, вообичаено се проектираат и применуваат различни концепти за санација и зајакнување на sиданите конструкции. Во овој смисол под санација се подразбира поправка на штетите предизвикани од земјотрес при што сеизмичката носивост на конструкцијата се доведува до ниво пред оштетувањето. Од друга страна, под сеизмичко зајакнување се подразбираат збир од технички мерки што се применуваат на конструктивниот систем со кои што се зголемува сеизмичка отпорност преку зголемување на неговата носивоста, дуктилност или взаемно и двата параметри. Поделбата на мерките за санација и зајакнување се прави според елементите на кои што се изведува, и тоа:

- Мерки на одделни конструктивни елементи
- Мерки на цела конструкција

Критични точки во проектирањето и примената на мерките за санација и зајакнување се: (1) зајакнувањето на одделни елементи не смее да ја наруши распределбата на сеизмичките влијанија на елементите, (2) мерките не треба да предизвикаат воведување торзиони ефекти или нерегуларности во тоновите форми на осцилации и (3) мерките да овозможат поволно однесување на целиот конструктивен систем од сеизмички аспект преку контрола на дуктилноста и способноста за дисипација на енергијата.

Изборот на методи за санација и зајакнување се базира на потребата применетите методи за зајакнување да обезбедат потребен степен на сеизмичка носивост за што се потребни и експериментални испитувања и контроли на ефикасноста на предложените технички решенија. Не помалку важно е избраното техничко решение да биде едноставно и економично за изведба. Во случај на интервенции кај историски споменици, предложените мерки треба да ги исполнуваат основните услови за реставрација и конзервација на културните споменици.

Во методи за санација и зајакнување на одделни конструктивни елементи, најчесто применувани се:

- Инјектирање на пукнатини
- Префугирање на фугите со цементен малтер
- Обложување со армирано бетонска облога (жакет) од една или две страни на sидовите
- Инјектирање со цементна, прилагодена цементна или епоксидна смеса
- Преднапрегање на sидовите во вертикален и хоризонтален правец
- Реконструкција (presидување) на најоштетените делови од sидовите.

Во мерки за санација и зајакнување на цела конструкција се вбројуваат:

- Поврзување на sидовите со челични затеги или АБ серклажи
- Замена, вкрутување и анкерување на меѓукатните конструкции
- Зајакнување на аглите од sидовите и зоните на вкрстување на sидовите
- Зајакнување на sидовите со вертикални елементи за врамување
- Зајакнување на темели
- Зајакнување со полимерни/композитни материјали

Покрај тоа што во светот и кај нас постојат експериментални и аналитички истражувања на ефектот на методите за санација и зајакнување [1]-[8], процесот на зајакнување на ѕиданите конструкции, посебно во праксата кај нас, се сведува најмногу на инженерското и искуството на работниците. Ова посебно како лекции научени како последица од некое земјотресно влијание, а помалку како експериментално лабораториско истражување.

Поради тоа, мотивацијата за ова истражување доаѓа од потребата за проучување на однесувањето на зајакната ѕидарија со една од традиционалните методи за санација и зајакнување, методот на префугирање, сл. 2. Дополнително, истражувањето е мотивирано и од недостаток на параметри за физичко-механички карактеристики на ваквата ѕидарија како композитен материјал, но и со потребата од зголемување на базата на експериментални резултати.

Во остварување на зададеното, одлучено е да се проучува одговорот на конструктивни елементи од ѕидарија при дејство на симулирани сеизмички влијанија. Исто така, голем дел од ѕидани градби во нашата земја се со културно, историско и религиозно значење, па оттука доаѓа и мотивот за избор на методот за префугирање како метод што лесно може и практично да се аплицира онаму каде што ќе се процени дека е соодветен за примена.

2. ЦЕЛИ НА ПРЕДЛОЖЕНОТО ИСТРАЖУВАЊЕ

Предмет на истражување во овој научно-истражувачки проект се ѕиданите конструкции, поточно проучување и експериментално испитување на еден од традиционалните методи за зајакнување на ѕиданите конструкции, методот на префугирање, со употреба на традиционални и современи материјали.

Во нашата земја, како сеизмички активен регион, постојат голем број на стари градби изградени од нехомоген материјал и главно анализирани на влијание од вертикални товари. Кај овој тип градби со примена на традиционалниот пристап за анализа на постоечките ѕидни конструкции не може да се докаже стабилноста на самата конструкција. Современите методи за зајакнување на ѕиданите конструкции бараат и примена на современи материјали за зајакнување на истите, а при тоа да не дојде до нарушување на конструктивниот систем на објектот. Од друга страна, традиционалните методи за зајакнување бараат помалку ресурси, поедноставни се за изведба и за нив се применуваат вообичаените градежни материјали. За да може пореално да се следи одговорот на конструкцијата, без разлика на применетиот метод за зајакнување, неопходни се експериментални истражувања, како за конструкцијата, така и за материјалите со кои се врши самото зајакнување.



Сл. 2. Обработка и префугирање на фуги во ѕидарија

Целите на ова истражување се насочени кон експериментално истражување на методот на префугирање со примена на два типа малтери: (1) традиционален варов малтер со кршена тула и (2) современ полимер-цементен малтер за префугирање со додатоци на влакна. За двата типа малтери се предвидува и дополнително приложување на полипропиленски (ПП) траки во хоризонталните фуги. Истражувањето планирано во проектот има за цел и:

- проектирање на материјал за префугирање со особен придонес во зголемување на сеизмичката отпорност на sидаријата,
- определување на ефикасноста на методот со префугирање, како метод за зајакнување на sиданите конструкции,
- дефинирање на економската исплатливост за примена, времето потребно за апликација и комплексноста на процесот.

3. МЕТОДОЛОГИЈА НА ИСТРАЖУВАЊЕТО

Во научно-истражувачкиот проект се планира примена на вообичаен концепт за истражување што подразбира проучување на литературата за посочената тема, определување на последните сознанија поврзани со поставените цели, спроведување експериментални испитувања и дефинирање на заклучоци врз основа на добиените резултати. Најголем дел од истражувањето се планира да биде насочено кон експерименталните испитувања [9]-[13], и тоа:

- Определување јакостно-механички карактеристики на полна тула
- Определување јакостно-механички карактеристики на два типа малтер: варов малтер со кршена тула и репаратур малтер
- Определување јакост на притисок на sидарија од полна тула и двата типа малтери
- Определување дијагонална јакост на затегнување на sидарија од полна тула и двата типа малтери

Дел од истражувањето предвидува нумеричка симулација на добиените експериментални резултати користејќи соодветни алатки за моделирање sидарија.

4. ОЧЕКУВАНИ РЕЗУЛТАТИ ОД ИСТРАЖУВАЊЕТО

Од големиот број на земјотресни активности во минатото, лесно може да се заклучи дека sиданите конструкции се едни од најранливите типови на конструктивни системи во Република Македонија. Затоа, од огромна важност е да се познаваат карактеристиките на материјалот за изведба на sиданите карактеристики, а ова експериментално и аналитичко истражување ќе даде голем придонес посебно заради фактот дека методите за зајакнување на sиданите конструкции главно се базираат на искуствата од инженерите и работниците. Главен научен придонес на темата е:

- Определување на јакостно-механички карактеристики на составните делови на sидаријата и малтерот за зајакнување
- Определување јакостно-механички карактеристики на sидаријата како конструктивен материјал за sиданите конструкции, за две состојби: незајакната и зајакната sидарија
- Утврдување на ефектот на методот за зајакнување на sидани конструкции во полза на донесување препораки и мерки за заштита на постоечките sидани објекти под влијанија од земјотрес
- Определување на применливоста, начинот на изведба и економските ефекти на методот за зајакнување постоечки конструкции

Методот за зајакнување со префугирање на sиданите конструкции кај старите градби е еден од најбрзите методи за зајакнување на овие конструкции, без да се наруши конструктивниот систем на објектот. Материјалите кои се користат со овој метод се достапни во нашата земја, а дел од нив се производ на партнерската институција во проектот. Доколку се докаже ефикасноста и економската исплатливост, примената на овој метод со материјалот варов малтер со кршен камен и Репаратур малтер ФЗ може да има директна и честа апликација на sиданите објекти во нашата земја и регионот, сл. 3.



Сл. 3. Зајакнување со конструктивно префугирање

Резултатите од истражувањето ќе придонесат до зголемување на достапните експериментални истражувања кои во овој момент се оскудни, а исто така се очекува да бидат основа за калибрирање на постојни и дефинирање на нови аналитички методи за пресметување на носивоста на така зајакнатите објекти од ѕидарија.

5. ПАРТНЕРИ ВО ИСТРАЖУВАЊЕТО

Реализацијата на овој научно-истражувачки проект е овозможена и претставува соработка помеѓу три партнерски институции, од кои две се од областа на научно-стручната и една од областа на индустријата. Експерименталните и аналитички испитувања ќе бидат спроведени од страна на Градежниот факултет од Скопје, катедрата за теорија на конструкции и компјутерска анализа и Институтот за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија (ИЗИИС) од Скопје. Производството на специјално модифицираните материјали за префугирање, како и нивната апликација е овозможена од компанијата Адинг ДС, Скопје која оваа година го прославува својот 50-годишен јубилеј.

6. СТРУКТУРА НА ПРОЕКТОТ

Реализацијата на овој научно-истражувачки проект е предвидена да биде во три фази, односно три работни пакети.

Првиот работен пакет ги опфаќа експерименталните испитувања, во кои е вклучена обработката на резултатите добиени од испитувањето на физичко-механичките и јакостните карактеристики на поедините елементи од ѕидаријата, како и јакостните карактеристики на самата ѕидарија како композитен материјал, со користење на постоечките и актуелни стандарди.

Во вториот работен пакет ќе бидат опфатени аналитичките истражувања, односно избор на најсоодветен аналитички модел кој одговара на резултатите добиени од експерименталното истражување.

Во третиот пакет од проектот е предвидено да се опфатат проценките околу ефикасноста на применетиот модел на зајакнување, како и анализа на економската исплатливост во однос на ефектот од зајакнувањето.

6.1 Планирани активности во партнерските институции

Активностите предвидени во работните пакети на овој научно-истражувачки проект ќе бидат поделени според стручноста и специјализираноста на партнерските институции, сл. 4. Испитувањето на физичко-механичките карактеристики на поедините елементи од ѕидаријата, моделирање, изработка и префугирање на експерименталните ѕидови и производството на специјалниот репаратурен малтер за префугирање ќе биде спроведено од страна на компанијата за производство на хемиски материјали за градежништво, Адинг ДС. Определување јакост на притисок на експерименталните ѕидови изложени на вертикален товар и почетната јакост на смолкнување ќе бидат спроведени на Градежниот факултет.



Сл. 4. Подготовка и испитување на примероци од ѕидарија

Испитувањата на ѕидаријата изложена на дијагонален притисок ќе бидат спроведени во Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија. Проценката околу ефикасноста на применетиот модел на зајакнување, како и анализата на економската исплатливост во однос на ефектот од зајакнувањето, ќе биде спроведена од страна на трите партнерски институции.

6.2 Претходни истражувања

Овој научно-истражувачки проект претставува продолжение на проектот-магистерска теза Дамчевски Б. [14]. На ова истражување работеа две од сегашните партнерски институции, Градежниот факултет и Адинг ДС. Голем дел од резултатите од претходните испитувања ќе бидат искористени за споредба со добиените резултати од овој проект, што ќе претставува голем придонес во однос на идните истражувања на оваа тема, посебно поради фактот дека во новиот проект е вклучена партнерската институција ИЗИИС, специјализирана за испитувања од оваа област.

6.3 Дисеминација на проектот

Идејата за отпочнување на овој заеднички научно-истражувачки проект се формираше на почетокот на 2018 година, за кон крајот на истата дојде до потпишување на партнерски договор помеѓу трите институции. Мотивот и плановите, како и важноста на овој проект од аспект на здружување на науката и индустријата, развиени на работната средба во просториите на Адинг ДС беа пласирани и во специјализираното списание за градежништво и архитектура Порта 3, бр. 274 во ноември 2018 год., сл. 5. Исто така, се очекува ова списание да ги презентира научените лекции, предизвиците кои беа надминати, како и најзначајното - резултатите добиени со истражувањето во овој проект.

БЛАГОДАРНОСТ

Авторите на трудот изразуваат голема благодарност до компанијата Адинг ДС за поддршка на овој проект со обезбедување на финансиски средства за спроведување на испитувањата, како и модифицирање на дел од своите производи, со цел прилагодување на потребите на овој проект. Голема благодарност до Градежниот факултет и до Институтот за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија за поддршката на овој проект од аспект на обезбедување услови за користење на својата опрема, како и простории за вршење на испитувањата.



инфо

ЗАЈАКНУВАЊЕ ЅИДАРИЈА СО КОНСТРУКТИВНО ПРЕФУГИРАЊЕ

Заедно со дрвото како конструктивен материјал, ѕидаријата претставува најстар градежен материјал којшто се уште се користи во градежништвото. Техниката на поставување камени или блокови од тула еден над друг, без или со присуство на врзен материјал (малтер) се покажала како многу успешна, а главно се оправдува со нејзината едноставност и долготрајност на конструкциите. Како основни материјали кои се користеле при изработка на ѕидање конструкции биле природниот камен и тулите. Техниката на ѕидање на елементите од ѕидарија не се разликува многу со денешната, но затоа пак материјалот од којшто се градат конструктивните елементи од ѕидарија, како и врзивот материјал (малтерот) со текот на времето претрпеа поголема еволуција.

Поради тоа, мотивацијата за ова истражување дојде од потребата за проучување на однесувањето на зајакната ѕидарија со една од традиционалните методи за санација и зајакнување, методот на префугирање. Дополнително, истражувањето е мотивирано и од недостаток на параметри за физичко механички карактеристики на вакватa ѕидарија како композитен материјал, но и со потребата од зголемување на базата на експериментални резултати. Во остварување на зацртаното, одлучено е да се проучува одговорот на конструктивни елементи од ѕидарија при дејство на симулирани сеизмички влијанија. Исто така, голем дел од ѕиданите градби во нашата земја се со културно, историско и религиозно значење, па оттука доаѓа и мотивот за избор на методот за префугирање како метод што може лесно и практично да се аплицира онаму каде што ќе се процени дека е соодветен за примена.

ИСТРАЖУВАЧКИ ТИМ

За спроведување на планираните активности во рамките на проектот се предлага и воведување на истражувачки тим составен од три институции, две научноистражувачки и едно акционерско друштво.

Градежен факултет - Скопје

- проф. д-р Елена Думова-Јованоска, раководител на проектот
- вон. проф. д-р Сергеј Чуприов, истражувач
- Стефан Мицевски, истражувач
- млад соработник, студент на 2. циклус

Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија

- проф. д-р Вероника Шендова, истражувач
- проф. д-р Лидија Крстевска, истражувач
- м-р Златески Александар, соработник
- млад соработник, студент на 2. циклус

АДИНГ АД Скопје

- м-р Бојан Дамчевски, истражувач
- Дине Јанчев, дипл. техн. инж., истражувач

Времетрајање на проектот: од: 1.11.2018 до: 1.11.2019

Сл. 5. Дисеминација на проектот во специјализирано списание

ЛИТЕРАТУРА

[1] Brunner, J. D. and P. B. Shing (1996). Shear strength of reinforced masonry walls. *TMS Journal of Composite Materials*, Vol. 14(1).

[2] Da Porto, F. (2005). In Plane Cyclic Behaviour of Thin Layer Joint Masonry. PhD thesis, University of Trento, Italy.

[3] Drysdale, R. G., A. A. Hamid and L. R. Baker (1993). *Masonry Structures, Behaviour and design*. Inglewood, Cliffs, NJ, Prentice Hall Inc.

[4] Goel R.K. (2004). Seismic Retrofit of Unreinforced Masonry Buildings. Oral presentation, San Luis Obispo, CA, USA.

[5] Haach V. G. (2009). Development of a design method for reinforced masonry subjected to in-plane loading based on experimental and numerical analysis. PhD thesis, Universidade do Minho, Escola de Engenharia, Minho, Portugal.

[6] Haach, V. G., G. Vasconcelos and P. B. Lourenço (2011). Parametrical study of masonry walls subjected to in-plane loading through numerical modeling. *Engineering Structures*, Vol: 33, Issue: 4, pp. 1377-1389.

[7] Hansen, K. F., E. Nykanen and F. R. Gottfredsen (1998). Shear Behaviour of Bed Joints at Different Levels of Precompression. *Masonry International*, Volume 12, Issue 2, pp. 70-78.

[8] Luo, W.K., Zhu, X.C., Liao, C.S (1997). Correlation analysis of shear-compression correlation and the shear friction coefficient values. *Eng. Mech,* 2:135–141.

[9] MKS B.D8.011. Testing methods of clay bricks, blocks and slabs. No. 07-4713/1 (25.11.1986), Official Gazette of (former) SFRY, No. 4, January 1987.

[10] МКС EN 771-1:2011/A1:2016. Спецификација за ѕидарски единици - Дел 1: Ѕидарски единици од глина-Амандман 1, ИСРМ, www.isrm.gov.mk.

[11] МКС EN 12190:2009. Производи и системи за заштита и поправка (репарација) на бетонски конструкции - Методи на испитување - Определување на цврстина на притисок кај малтерот за поправки, ИСРМ, www.isrm.gov.mk.

[12] МКС EN 1052-1:2009. Методи за испитување за ѕидање - Дел 1: Одредување на јакост под притисок, ИСРМ, www.isrm.gov.mk.

[13] ASTM E519-02, Standard Test Method for Diagonal Tension (Shear) in Masonry Assemblages, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2002, www.astm.org.

[14] Damchevski B., Churilov S., Dumova-Jovanoska E. (2018). Mechanical characterisation of polymer fibre-reinforced cement-based mortar for masonry joint repointing. 16th European Conference on Earthquake Engineering, Thessaloniki 2018.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

MT - 13

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

ANALYSIS OF THE POSSIBILITY FOR RETROFIT OF RC BEAMS BY TRADITIONAL AND MODERN METHODS

Sanin DŽIDIĆ[1], Aldin MAHMUTOVIĆ[2]

ABSTRACT

Retrofit or strengthening of the concrete structure is often an inevitable process during the service life of the structure. There are traditional and modern methods for the retrofit and strengthening of concrete structures. Traditional methods of retrofit and strengthening of concrete structures are often complicated and technologically demanding processes with uncertain results. On the other hand, with modern methods of retrofit and strengthening of concrete structures, it is possible to significantly increase the load-bearing capacity of concrete structures by using carbon materials with respect to all technological processes for their application. Carbon fibers as well as composite materials based on carbon fibers are materials of the new age, and they are still not fully explored, while their price is the most significant limiting factor for application, both in construction and in other branches of industry. In general, it is of great importance to inspect and detect quality and mechanical properties of concrete and steel reinforcement before retrofitting or strengthening of the existing structure. This research focuses to theoretical, design and experimental determination of the possibilities for retrofit and strengthening of concrete beams by application of embedded steel plates and externally applied carbon fiber composites with analysis of failure mechanisms, as well as potential causes that can lead to possible early failure of such retrofitted beams. Three serials (no strengthening, strengthen with embedded steel plate and strengthen with carbon strips) of three beams each, were tested to determine experimental bending moment capacity using flexural testing machine. The tests were conducted on simple beams of 1.30 m span with concentrated loading in thirds of span. Additionally, determination of concrete compression strength for specimens were conducted as well as determination of mechanical properties of the steel reinforcement and embedded steel. Some unexpected findings considering mechanical properties of steel highlighted this research. This research trough theoretical considerations in comparison with experimental research on serial of RC beams without strengthening, serial of RC beams strengthened with traditional methods and serial of RC beams reinforced by carbon fiber composites provides valuable findings, comparisons and directions for engineering practice.

Keywords: *Retrofit; Strengthening; RC Beams; Carbon Fiber Composites*

[1] Assoc. Prof. Dr. Sanin Džidić, University of Bihać, Technical Faculty, Department of Civil Engineering and International BURCH University Sarajevo, Faculty of Engineering and Natural Sciences, Department of Architecture and Department of Civil Engineering, Sarajevo, Bosnia and Herzegovina, e-mail: ninsa_d@hotmail.com

[2] Aldin Mahmutović, M.CEng, University of Bihać, Technical Faculty, Department of Civil Engineering, Bihać Bosnia and Herzegovina, e–mail: aldinn93@gmail.com

1. INTRODUCTION

It is generally known that each construction has its own service life, and accordingly, all constructions are designed for a specific period of time. The environment in which the structures are located (dry, wet or aggressive), regular and investment maintenance of the structure, the level of permanent and service load, possible seismic activity, fire action and many other factors of a different nature, greatly affect the structure during its service life.

A change in the original and designed purpose of the structure may also occur during the service life. Modern times and urban way of living are inducing frequent changes in the purpose of the buildings and facilities. During the design phase, it is a must to define the purpose of the structure, in order to correctly determine the values of the permanent and service loads. Changing the purpose of the structure very often leads to a change in the actions and effects to the structure. In this case, it is necessary to carry out a structural review of the structure to determine whether the structure can accept a newly applied static and dynamic actions or it is necessary to reinforce the load-bearing structure.

The causes of the retrofit or reinforcement of the structure are therefore most often related to the change in the original purpose of the structure, reduce in the load-bearing capacity of the entire structure or its individual elements due to inadequate maintenance, environmental effects, inadequately embedded material, seismic forces, fire actions and/or other incidental actions.

There are traditional and modern solutions for the retrofit or reinforcing of the structure or its elements. Considering traditional solutions, in majority of cases, these are reinforcements using concrete and steel. The disadvantages of these methods are the reduction of the service area of the building due to the increase in the dimensions of the elements, the additional weight that must be taken into account in structural analysis, the long-lasting and complicated on site works, and a number of other factors for which a specially designed approach is needed.

Modern solutions for the reinforcement of concrete and masonry constructions eliminate these disadvantages by applying innovative materials. One of the most frequently used material for modern methods are carbon strips and wraps. The thickness of the strip is only 2 mm, the specific density is 1.7 g/cm^3, which does not affect the change in the dimensions of the structural elements, nor the creation of additional loadings on the structure. The greatest feature of this material when retrofit or reinforcing the structure is its weight ratio and tensile strength. The tensile strength of the carbon strip ranges from 1300 - 2800 MPa with a modulus of elasticity of 165 - 300 GPa. Carbon fibers as well as composite materials based on carbon fibers are materials of the new age, and they are still not fully explored, while their price is the most significant limiting factor for application, both in construction and in other branches of industry.

By technological development and further research on the application capabilities, carbon fibers have become the material of the present, and in particular, a bright future is foreseen in the retrofit and reinforcement of concrete and masonry structures.

2. SMALL SCALE EXPERIMENTAL ANALYSIS OF STRENGHENING OF RC BEAMS

The aim of this small scale experimental analysis in this research is to compare the designed moment capacity with experimental data on moment capacity of reinforced concrete beams without any additional means of strengthening, except ordinary rebar, reinforced concrete beams with additional strengthening made of embedded steel plate and reinforced concrete beams strengthened by carbon strips.

2.1 Preparation of specimens

Three series of three beam specimens are the subject of experimental testing. The dimensions of the beams have been selected so that they can be adapted to the capabilities and equipment of the laboratory equipment.

The first serial of RC beams consists of three beams with a width of 10 cm, depth 20 cm and length 140 cm. They have been made of concrete C 25/30 and reinforced with rebar ± 2 Ø 8 made of reinforcing steel f_{yk} = 500 MPa (Figure 1).

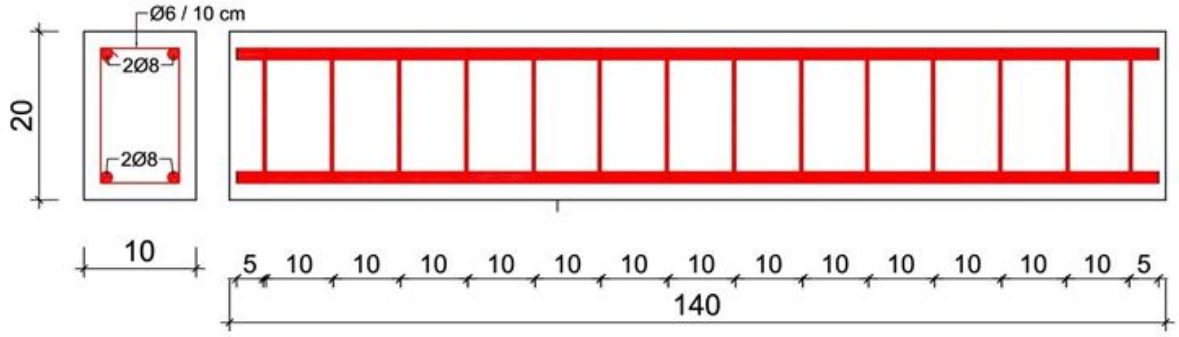


Fig. 1. First serial of beam specimens without any strengthening

The second serial of RC beams includes three beams with a width of 10 cm, height 20 cm and a length of 140 cm. They are made of concrete C 25/30 and reinforced with ± 2 Ø 8 of reinforcement steel f_{yk} = 500 MPa and with strengthening made of steel plate ≠ 50 x 3, made of steel grade S 235 (Fig.2).

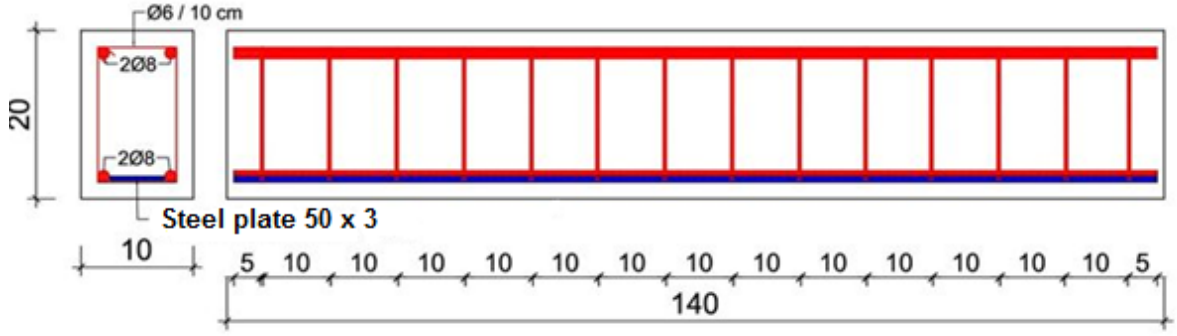


Fig. 2. Second serial of beam specimens with embedded steel plate strengthening

The third serial of beams includes three reinforced concrete beams with a width of 10 cm, height 20 cm and length 140 cm. They are made of concrete C 25/30 and reinforced with ± 2 Ø 8 of reinforced steel f_{yk} = 500 MPa and strengthened with carbon strips Sika CarboDur® 812, which were glued on 28 days old concrete beams (Fig.3).

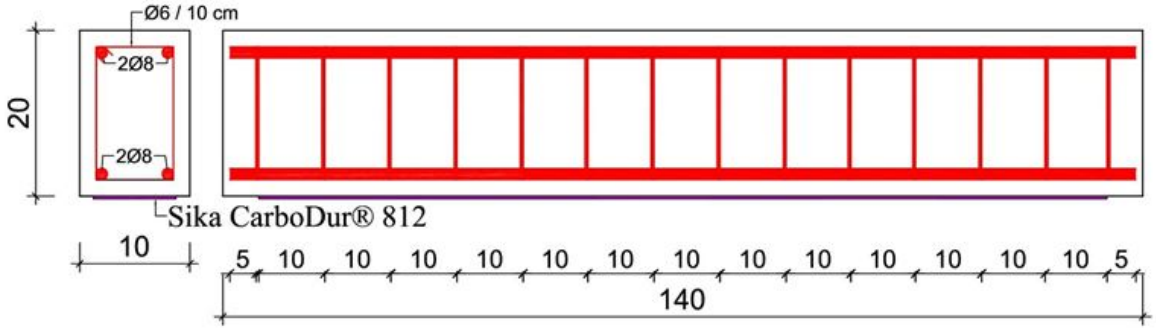


Fig. 3. Third serial of beam specimens with carbon strips strengthening

Fig. 4. Shows formwork and production process of specimens, while Fig.5. displays application process of carbon strips on specimens of third serial of beams.



Fig. 4. Formwork and production process of specimens



Fig. 5. Application of carbon strips on specimens

2.2 Laboratory

The experimental part of this research was conducted at the Central Laboratory of the Institute for Civil Engineering – IG Banja Luka. During testing, the following equipment was used:

- Flexural testing machine;
- Compression testing machine;
- Digital deflection gauge, resolution of 0.001 mm;
- Optical deflection gauge, resolution 0.01 mm;
- Optical magnifier 200 times. (Fig. 6.)



Fig. 6. Laboratory test equipment

This laboratory is an accredited laboratory by BATA (Institute for Accreditation of Bosnia and Herzegovina) according to BAS EN ISO/IEC 17025:2006 for conducting tests and sampling of construction materials and products.

2.3 Tests

Determination of concrete class was conducted using three cube-shaped test samples 15x15x15 cm/cm/cm.

Table 1. Cube testing results

Specimen label	Specimen 1	Specimen 2	Specimen 3	*Mean value* f_{cm}
Compression Strength f_{ci} [N/mm^2]	31.80	29.60	31.70	31.03

BAS EN 206:2014, Annex B, Table B1 requires that every single individual result f_{ci} must be greater or equal to $f_{ck} - 4$, so:

- Specimen 1 – f_{c1} = 31.80 MPa ≥ (30.0 – 4.0) = 26.0 MPa
- Specimen 2 – f_{c2} = 29.60 MPa ≥ (30.0 – 4.0) = 26.0 MPa
- Specimen 3 – f_{c3} = 31.70 MPa ≥ (30.0 – 4.0) = 26.0 MPa.

In addition, mean value (f_{cm}) must be greater or equal to f_{ck} + 1:

- Mean value f_{cm} = 31.03 MPa ≥ (30.0 + 1.0) = 31.0 MPa,

so according to BAS EN 206:2014 and identity criteria, concrete was classified to concrete class C25/30.

Three serials (no strengthening, strengthen with embedded steel plate and strengthen with carbon strips) of three beams each, were tested to determine experimental bending moment capacity using flexural testing machine. The test was conducted on simple beams of 1.30 m span with concentrated loading in thirds of span as displayed in Fig 7.

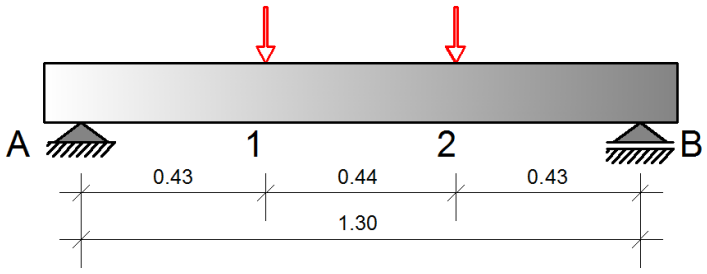


Fig. 7. Testing scheme

Flexural tests were conducted with increase in force in increments in number of phases as per values displayed in Table 2.



Fig. 8. Beam testing in testing set up

Table 2. Experiment planning

Phase	*Compression in testing apparatus [MPa]*	*Force in testing apparatus [kN]*	*Maximal shear force in beam V_{max} [kN]*	*Maximal bending moment in beam M_{max} [kNm]*
0	0.00	0.00	0.00	0.00
1	1.25	2.97	1.48	0.64
2	2.50	5.94	2.97	1.29
3	3.75	8.90	4.45	1.93
4	5.00	11.87	5.94	2.57
5	6.00	14.25	7.12	3.09
6	7.00	16.62	8.31	3.60
7	8.00	19.00	9.50	4.12
8	9.00	21.37	10.69	4.63
9	10.00	23.75	11.87	5.15
10	11.00	26.12	13.06	5.66
11	12.00	28.50	14.25	6.17
12	13.00	30.87	15.44	6.69
13	14.00	33.24	16.62	7.20
14	15.00	35.62	17.81	7.72
15	16.00	37.99	18.90	8.23
16	17.00	40.37	20.18	8.75
17	18.00	42.74	21.37	9.26
18	19.00	45.12	22.56	9.78
19	20.00	47.49	23.75	10.29

3. TEST RESULTS AND DISCUSSIONS

Based on the experimental results, the experimental moment capacities are presented in Table 3. It is thus evident from the experimental data, that a series of strengthened concrete beams with embedded steel plate has increased the moment capacity by 29%, and a serial of beams with carbon strips strengthening increased moment capacity by 47% compared to the beam series without any strengthening.

Table 3. Experimental moment capacity

Serial	**Experimental moment capacity [kNm]**	**Percentage of experimental moment capacity to serial of beams without strengthening [%]**
Serial of beams without strengthening	5.31	100%
Serial of beams with embedded steel plate	6.85	129%
Serial of beams with carbon strips	7.72	147%

Before, the experimental research, the designed moment capacity for each serial of beams was determined according to BAS EN 1992-1-1:2017. However, the experimental moment capacity did not reach values of the designed moment capacity for each serial of beams (Table 4), which was surprising and induced additional questions for the origin of such beam behavior in the experiment. Since designed moment capacities of all three serials of beams were not reached during the experiment and taking in consideration that quality of concrete was as envisioned by design confirmed by testing, it was decided to test the reinforcement and embedded steel. The steel testing was conducted at the laboratory of Faculty of Technical Sciences of University of Bihać.

Table 4. Comparison of experimental and designed moment capacity

Serial	Experimental moment capacity [kNm]	Designed moment capacity [kNm]
Serial of beams without strengthening	5.31	7.19
Serial of beams with embedded steel plate	6.85	8.29
Serial of beams with carbon strips	7.72	$M_{Rd,crack}$ = 5.86 kNm M_{rd} = 21.90 kNm

Reinforcing steel (f_{yk} = 500 MPa) was purchased locally on the market. The results of testing the mechanical characteristics of reinforcing steel are shown in the Fig. 9:

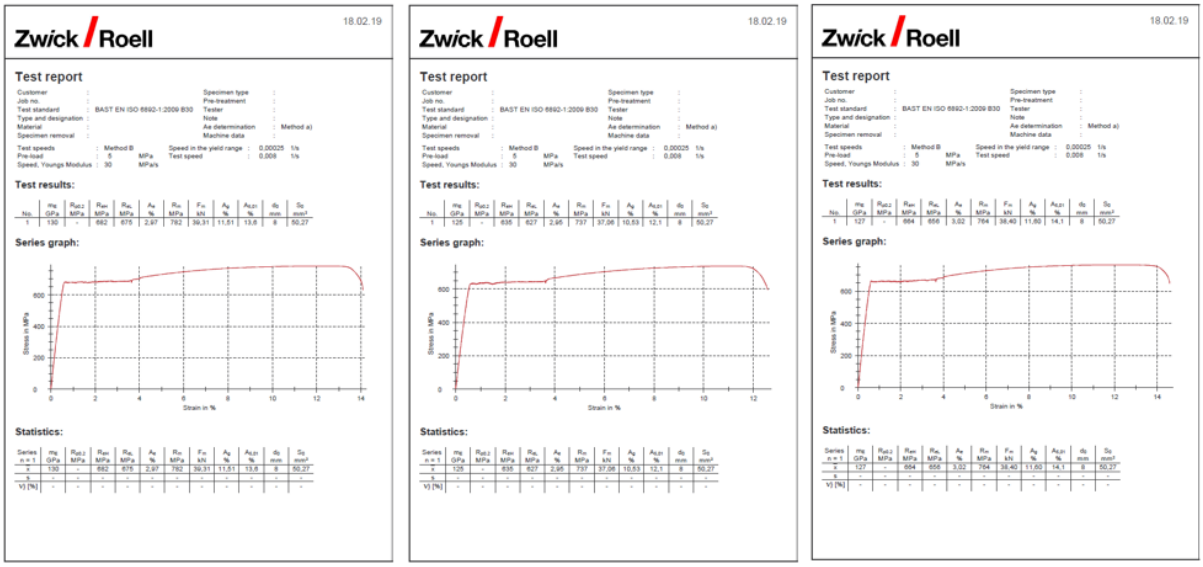


Fig. 9. Steel reinforcement testing results

It can be seen from the test results that the mean value of the yield strength of the steel reinforcement is without major deviations and equals to 660.33 MPa. This value is significantly above f_{yk} = 500 MPa. On the other hand, BAS EN 1992-1-1: 2017 in item 3.2.7 (4) specifies that the designed value of the modulus of elasticity of the reinforcing steel E_s = 200 GPa can be assumed. By analyzing the results of the testing of reinforcing steel, it was found that the mean value of the modulus of elasticity is significantly below and is 127.33 GPa, with minimal deviations from the mean value (125 GPa minimum value and 130 GPa - maximum value), which is significantly below than the assumption made in BAS EN 1992-1-1: 2017.

Similar results were obtained from steel plates testing. The mean value of steel yield strength without major deviations in sample results was 459 MPa and it was considerably above f_{yk} = 235 MPa. However, the mean value of the modulus of elasticity of steel was 141 GPa, with minimal deviation of individual results (140-142 MPa).

Appling values of mean experimental modulus of elasticity for steel reinforcement and steel plates in design calculation, the modified design moment capacities were exactly the same to experimental moment capacities for all serial of beams.

This calculation also shows that due to significantly reduced steel modulus of elasticity, steel strain is increased and as a consequence neutral axe of the RC section lifts up, thus diminishing

compression area of concrete and causing early brittle failure of concrete, what experiment showed up.

Fig 10. shows steel strain for three serials of tested beams during the experiment, while Fig.11. displays maximal deflections for all three serials of beams during the experiment.

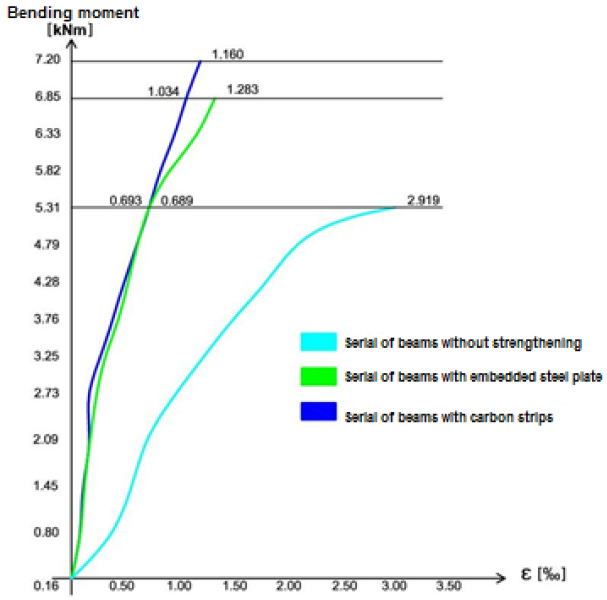


Fig. 10. Steel strain during the experiment

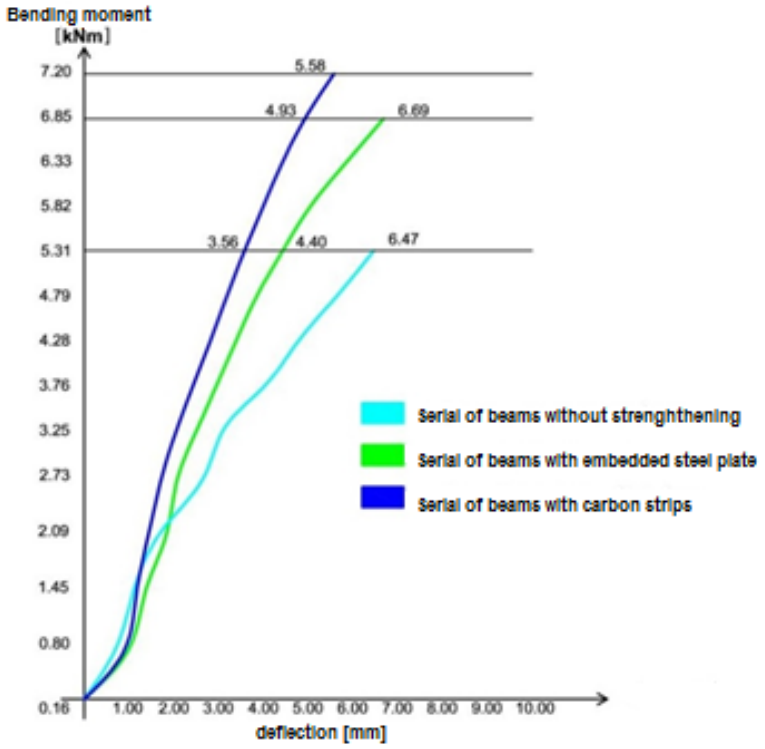


Fig. 11. Beam deflections during the experiment

4. CONCLUSION

Theoretical, design and experimental considerations in this research yielded the following conclusions:

- It is possible to increase the moment capacity of reinforced concrete beams by traditional and modern methods. In particular this research showed that application of embedded steel plate (traditional reinforcement method) increased moment capacity by 29% and by application of carbon strips in tensile zone of concrete (modern method) by 47%;
- During the retrofit of concrete structures, it is necessary to determine the mechanical properties of the steel reinforcement and possibly other types of steel used in addition to the quality test of embedded concrete. It is not in terms of the steel yield strength only, but also related to the steel modulus of elasticity with comparison to the values specified in EN 1992-1-1: 2017. In the case of significant deviations, the redesign of the section moment capacity must be conducted based upon the experimental data;
- Considering that reinforced concrete beams were specifically designed for experimental analysis in this research, a steel reinforcement and steel sheets were purchased on the local market. Subsequent experimental analysis of two types of steel (reinforcement and sheets) has shown that the steel used has a substantially lower modulus of elasticity than that specified in BAS EN 1992-1-1: 2017, and it is necessary to test steel materials before installation in concrete structures;
- The lower steel modulus of elasticity leads to increased strain of the reinforcement in RC cross section, and further to the displacement of the neutral axis towards the compression edge of the cross section, thus reducing the compression area of concrete and as a final consequence to the early brittle concrete failure mechanism. This is particularly emphasized in reinforced concrete beams with smaller dimensions of the cross section;
- When strengthening the RC beam with carbon materials, it is not enough to take into account the increase in the moment capacity of the beam only using carbon strips, but for the anticipated increase in the moment capacity it is also necessary to determine the shear capacity simultaneously and strengthen the beam in the zone of maximal shear forces if needed. Thus, if the beam is not strengthen by wrapping by carbon fabrics in the zone of maximal shear forces of the beam, exhausting shear capacity of the beam will lead to the slash crack which will cause almost instantaneous delamination of carbon strips from the concrete and to the brittle concrete failure;
- During the strengthening the RC beam with carbon strips, it is important to respect all technological processes described for the installation of carbon strips on concrete surface to prevent early delamination of the carbon strips and thus early failure of the element;
- The experimental analysis from this research has shown that RC beams strengthened by traditional and modern methods have significantly reduced deformation than RC beams without any additional strengthening.

REFERENCES

[1] Mahmutović A, Džidić S, "Carbon Fibers - Material of New Possibilities - Karbonska vlakna - Materijal novih mogućnosti", Book of Proceedings of the 3rd International Scientific and Professional Conference "SFERA 2017- Concrete Technologies", March 23-24, 2017, Mostar, Bosnia and Herzegovina, pp 128-124;

[2] Džidić S, Čehić E, Kozlica S, "Experience in Testing of Concrete Reinforcement according to EN 10002-1", Book of Proceedings of the 5th International Conference "Contemporary Achievements in Civil Engineering", organized by Faculty of Civil Engineering Subotica of the University of Novi Sad, April 21, 2017, Subotica, Serbia, ISBN 978-86-80297-68-2, UDK: 666,98 DOI:10.14415/konferencijaGFS2017.046, pp 441-449;

[3] Džidić S, Kozlica S, Čehić E, "Experiences in Testing of Compressive Strength of Concrete during Construction of Waste Water Collection and Treatment Plant in Bihać according to BAS EN 206:2014, Book of Proceedings of the 12th International Scientific and Professional Conference on Contemporary and Theory and Practice in Construction, University of Banja Luka Faculty of Architecture, Civil Engineering and Geodesy, December 7-8, 2016, Banja Luka, Bosnia and Herzegovina, ISBN 978-99976-663-3-8, UDK 69:71/72(082)(0.034.2) 624(082)(0.034.2), COBISS.RS-ID 6340024, pp 495-502;

[4] Džidić S, Kovačević I, Kozlica S, "Concrete Studies", International BURCH University Sarajevo, Bosnia and Herzegovina, June 2018, CIP 624.012.4, ISBN 978-9958- 834-61-5, COBISS.BH-ID 25822982;

[5] Džidić S, Okugić H, Bajramović E, "Studije o betonu 2015-2016", Internacionalni BURCH Univerzitet Sarajevo, Bosna i Hercegovina, novembar 2017, CIP 624.012.4, ISBN 978-9958-834-57-8 ; COBISS.BH-ID 24495622;

[6] Bajramović E, Džidić S, "Accredited Laboratories in Process of Introducing of Construction" Book of Proceedings of the 3rd International Scientific and Professional Conference "SFERA 2017- Concrete Technologies", March 23-24, 2017, Mostar, Bosnia and Herzegovina, pp 100-105;

[7] Najdanović D, „Sanacije, rekonstrukcije i održavanje betonskih konstrukcija u visokogradnji konstrukcijske sanacije i ojačavanje", Građevinski fakultet u Beogradu, 2012;

[8] Yakut Ahmet, 2015. "Assessment and Retrofitting of Existing Structures Elaboration of Maps for Climatic and Seismic Actions for Structural Design in the Balkan Region", 27-28 October 2015, Zagreb, Croatia.

STANDARDS:

[9] BAS EN 206:2014 Beton - Specifikacije, performance, proizvodnja i usklađenost, Institut za standardizaciju Bosne i Hercegovine, Istočno Sarajevo, Bosna i Hercegovina;

[10] BAS EN 1992-1-1:2017 Evrokod 2: Projektovanje betonskih konstrukcija – Dio 1-1: Opšta pravila i pravila za zgrade, Institut za standardizaciju Bosne i Hercegovine, Istočno Sarajevo, Bosna i Hercegovina;

[11] BAS EN ISO/IEC 17025:2006, Opći zahtjevi za kompetentnost ispitnih i kalibracionih laboratorija, Institut za standardizaciju Bosne i Hercegovine, Istočno Sarajevo, Bosna i Hercegovina.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

MT - 14

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

DURABILITY AND SERVICE LIFE PREDICTION OF CONCRETE STRUCTURES

Radomir FOLIĆ[1], Damir ZENUNOVIĆ[2], Nenad STOJKOVIĆ[3]

ABSTRACT

Concrete is one the most widely used materials for construction in civil engineering including contemporary structures. The concrete structures are designed to have a long service life, usually between 50 to 100 years. The service life of reinforced concrete structures (RCS) depends on their load bearing capacity and other parameters related to materials quality, as well as on environmental conditions. Frequently, concrete structures (CS) have been considered as durable with long service life. However, inappropriate designs, construction and using inadequate materials can cause early deterioration of structure properties. Some forms of deterioration may develop early in the service life of a structure; others are a matter of the aging material. Deterioration often is initiated by the presence of defects (error in design and/or construction) or presence of water (catalyst for concrete weathering, scaling, erosion, leaching, freeze-thaw damage and chemical reactions. It is very important, in design and detailing to use guidelines, recommendations and requirements related to serviceability, durability, sustainability and bearing capacity. Suggestions and aims of this paper are to provide insight and analyses of some provisions of the standards/codes (EN, *fib*, ISO, ACI, CIB), as well as the challenges associated with reliability in design, construction and management/maintenance. The focus of this paper, also, is to give a literature review related to durability and service life prediction of reinforced concrete structures. Activities for improving the set of EN and *fib* Model Code 2010 to *fib* MC 2020 documents, are commented, too. It is especially important for designing reinforced concrete structures exposed to aggressive environments which are characterized by high concentration of chloride ions. The mechanism of chloride-induced corrosion of reinforcement in concrete and its influence on the service life of reinforced concrete structures is analyzed. Beside presentation of some aspects of durability and service life RCS, through the analysis of degradation mechanisms and of reinforcement corrosion, and their influence on the service life, this paper analyses, in concise form, the integrated life cycle assessment and performance.

Keywords: *Service life; Durability of CS, performance-based design, Deterioration, Model prediction*

[1] Prof. emeritus, University of Novi Sad, FTS, Dep. of Civil Engineering and Geodesy, N. Sad, *folic@uns.ac.rs*
[2] Prof. PhD, Faculty of Mining, Geology and Civil Engineering, University of Tuzla, Bosnia and Herzegovina, damir.zenunovic@untz.ba
[3] PhD, College of Applied Technical Sciences, Niš, Department of Civli Engineering, Niš, svnenad@yahoo.com

1. INTRODUCTION

Concrete is the most widely used man-made material and every contemporary construction contains concrete. Structures are designed to have a long service life, usually between 50 (buildings) to 100 years (bridges and tunnels) [3]. Design working (service) life is the period in which a structure or structural element, is assumed to perform its intended purpose, with expected maintenance but without repair being necessary (ISO 8939). The specified service life defines the period in which the structure has to satisfy the performance criteria agreed. Durability is the ability to maintain required technical performance throughout the service life, under the influence of the foreseeable action. The present day design procedures are predominantly based on strength principles. A verification procedure is based on the limit state formulation. The durability aspect is a natural extension of the classical resistance verification where deterioration effects are normally neglected. Many structures do not achieve the desired service life, and need to be designed and detailed for long-term durability based on service-life consideration [13].

The service life of concrete structures (CS) depends on their load bearing capacity and other parameters related to materials quality, way of construction and environmental conditions. Environmental design is a new term introduced for symbolic representation of a new concept that includes Environmental aspects in the design activity. This design integrates environmental aspects into safety, serviceability and durability, which were taken into consideration in the conventional design. Most common cause of degradation CS is reinforcement corrosion and scaling, erosion, leaching, freeze-thaw damage of components in concrete.

Traditionally design focuses on the construction phase [9] of optimising construction cost and short term performance. Sustainable development gives rise to a need for integrated life cycle design, where all solutions are optimised for the entire service life of building. Only foundation and load bearing structures are designed to resist degradation over the design service life. In life cycle design, analysis and design are expanded into economic areas: financial costs and environmental costs. Life cycle costs included costs from manufacture, construction, maintenance, repair, changes, modernisation, rehabilitation, reuse, recycling and disposal [35].

Durability design guarantees the performance of systems over the design service life, and those design methods are very important. Resistance design is expanded into durability design to include time as a new dimension in the design calculations [34]. *Durability* is the ability of a structure or a structural element to maintain adequate performance for a given time under expected action and environmental influences. Term – *Environment* – surroundings in which an organization operates, including air, water, land, natural resources, flora, fauna, humans and their interpretation (ISO 8930 and (ISO 14050, ISO 8930, cited in [47]). There are: chemical, biological, or physical influences on a structure.

The load can be mechanical and environmental. The structural design focuses on the structure's ability to resist the loads and environmental impact imposed on the structure. Durability design comprises the design concerning the structure's ability to resist minimizing of the environmental impact imposed on the structure. Performances are functions of time. When time is used in the evaluation of performance, various external factors, which provoke deterioration/degradation, must be considered. In this way performance is linked with durability. Degradation is gradual decrease in performance over time, i.e. opposite to performance. The concept of performance or degradation over time can be applied at different levels: buildings, structural component and materials and there may be interactions between levels.

In the recent decades, many countries and international associations have been working on the perfection of technical regulations which would increase durability, i.e. extend the service life of structures. Those publications which are the synthesis of results of comprehensive research are valuable, and they provide guidelines for extension of service life which is both economic and environmental contribution to society. Prominent among them are ACI [1-2], CEN with the EN set [3-7] and [9], RILEM [8], International federation for structural concrete (*fib*) [10-14], ISO [15-16]. In this paper, these documents have been presented and analyzed, as well as the literature which deals with the durability of concrete structures as one of the most important characteristics important both for its economic, technical and environmental aspects. In that sense, a new approach to design has been commented, the so called

integral designing and service life cycle, instead of service life. These documents are more extensively presented and analyzed in the following sections of this paper, and a concise review of literature dedicated to durability and service life of CS. Also considered are the aspects of reliability of the CS performance-based design approach.

2. LITERATURE AND CODES REVIEW

The paper [17] is extensive and informative. In this paper an international overview of current knowledge and progress in service life design and modelling of concrete of CS is provided, and it was emphasized that current approaches to durability design are shifting to performance-based design. Some durability and service life models of CS with regards to chloride ingress, carbonation and frost attack presented in [37]. In paper [39] were reported the development guidelines for service life design based on onset of corrosion due to chloride penetration, and semi-probabilistic simplification of the DuraCrete methodology is introduced. In very the useful monograph [18] a reliability analysis of durability concrete buildings is provided; and [26] related to reliability of service life of structures. Extensive monographs dedicated to durability are [7], and [32]. In the reports [8] and [34] are presented a wide theoretical basis and applications related to design durability of CS. One issue of HERON was dedicated to durability of CS. The paper [20] steering to design modelling of CS durability and service life. The paper [21] was related to bases for durability design of CS, and [22] to modelling and assessment durable CS. Comparative analysis methodology of service life design of CS limit state and reliability-based approach was given in [11] and [16] performed in [25].

Service life modelling and design of CS for durability was considered in [28]. In [26 Van Wag] by using performance-based approach to chloride induced corrosion guidelines for service life design of CS were formulated. In [38] a verification model for service life prediction of CS was described. Probabilistic design for durability of RCS exposed to environment with chloride was considered in [36]. For existing CS is very important to assess residual service life which is the scope of paper [40]. A review of mechanics and concepts of age CS given in the paper [41] "In spite of time dependent changes in material properties, deterioration processes and changing demand my society, the structures need to satisfy many technical requirements related to serviceability, durability, sustainability and bearing capacity".

ACI Guide [2] describes specific types of concrete deterioration and discusses the mechanisms involved and the recommended requirements for individual components of concrete, and influences of the environment exposure, which are important to ensure concrete durability. This guide related to conventional concrete. It is very important for the design and construction of concrete to resist weathering action, chemical attack, abrasion, and other processes of deterioration over its intended service life will determine its durability. The guide recommends how to mitigate of minimize such damage.

ACI report [1] assists in the application of available methods and tools to predict the service life of existing structures and provides procedures that can be implemented at design and construction stage to increase the service life of new structures. The relationship between economics and the service life of structures are discussed.

fib Bulletin 34 [9] is based on an approach to the limit state (LS) and reliability – based concept. The time dependent deterioration of concrete structures must be treated in a statistical way. Although there is a need for a single manual for the practical calculations of the service life of structures, there are many norms and standards, among them EN and *fib* Model Code 2010, focused on it. MC [12] is based on the famous Duracrete project (1996-1999) and document [11] with the aim to develop an engineering approach towards a probabilistic performance-based durability design of CS. In practice, major difficulties will arise for both semi-probabilistic and probabilistic approach which are not convenient for mathematical modelling that describe the deterioration process, because they are not based on long time experience. Some of documents are well known, as EN and documents of ISO. Other documents published by *fib* organization, RILEM and CIB will be discussed in the Chapter dedicated to durability of CS, and service life prediction.

In the conclusion remarks, new documents related to improvement of the existing EN for RC design are commented, as well as two papers which are related to the improvement of the provisions of Model Code fib 2010 [12] which will be replaced with Model Code 20120. Also, a new approach to design, i.e. integral design has been presented, and in addition to durability and service life it includes other elements related to sustainability, economy and environment protection.

3. DURABILIY OF CONCRETE STRUCTURES

Environmental design comprises the design which minimizes the environmental impact of the structure on the environment during its entire life span, provided that structural and durability requirements are fulfilled [8]. The analysis of environmental effects includes identification of climatic conditions (temperature and moisture variations, rain, condensation of the moisture, freezing, solar radiation and aerial pollution, ground water, and contamination of soil by sulphates and chlorides, de-icing salt, abrasion due to traffic, etc.) [8] and [11].

In the long run the load bearing capacity will depend on the degradation of concrete and reinforcement, and performance of structural elements must be evaluated by first analyzing the rate of change in performance on the material level. The minimum acceptable value for performance (or maximum acceptable value for degradation) are defined as durability limit states [5] Formulation of mathematical models establishing the interaction of the material and environmental properties and deterioration mechanisms using the engineering judgment.

Under the environmental effects and other loads, RC pass through different phases of behaviour, such as the state without cracks, onset of cracks and their propagation until reaching the serviceability limit state. When the durability problems are considered, then with the passage of time the effects of ageing and emergence of cracks are introduced, and they very adversely affect the properties, causing their rapid degradation and loss of stability. In figures 1 and 2 are presented two diagrams showing the initial phase, and then propagation on some characteristic points. In the first figure, after the initial phase, corrosion is followed by the onset of cracks, and then spalling. The second instance includes the phase after spalling until collapse.

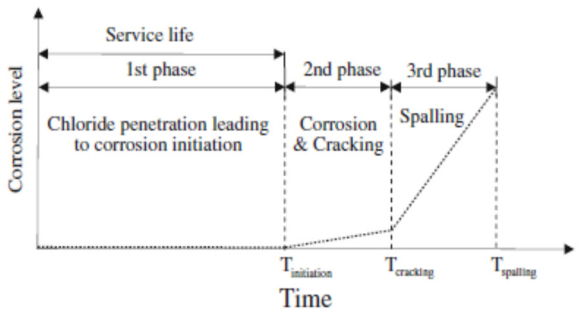


Fig. 1 Corrosion process after [29]

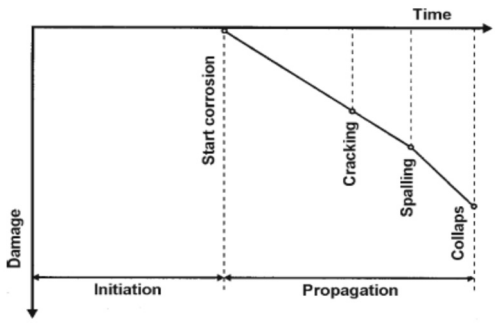


Fig. 2 Deterioration of CS due to steel corrosion, cited in [23]

Degradation factors affecting service [31] life are:

- Weathering factors (radiation, temperature, water, normal air constituents, air contaminates);
- Biologic factor (microorganisms, fungi, bacteria);
- Stress factors (stress sustained and/or periodic);
- Incompatibility factors (chemical, physical);
- abuse by the user.

Use factors (design of system, installation and maintenance procedures, normal wear-and-tear,

The durability design procedure is the following [34]:

1. Specification of the service life and design service life;
2. Analysis of environmental effects;

3. Identification of durability factors and degradation mechanism;
4. Selection of a durability calculation model for each degradation mechanism;
5. Calculation of durability parameters using available calculation model;
6. Possible upgrading of the calculations of the ordinary mechanical design (e.g. own weight of structures)
7. Transfer of the durability parameters into the final design.

Prediction of durability (or service life) gives a clearer view on extending service life, reducing life-cycle and enhancing environmental sustainability. The state in designing practice of concrete structure (CS) service life prediction is routinely considered according to the degree of reliability. To achieve the highest level of reliability and desired durability, designers must use developed mathematical models. Traditionally designers estimate service life using judgment based on experience with similar structures in similar environments. The lack of experience and no standard guidelines caused poor solution for some important structures.

The **deterministic design for durability** will still prevail for some time, but with regular updating of the characteristics of the environment and improvements of the modelling of transport and deterioration mechanisms. Parameters that influence durability are: quality control of early age cracking, limitation of crack width, etc [12]. Their values depend on the environmental aggressiveness.

Degradation mechanism is the sequence of chemical, mechanical or physical changes that lead to detrimental changes in one or more properties of building materials or a combination of degradation factor [8]. Degradation model is the function showing degradation with time.

Performance is generally understood as the behaviour related to use, and it is a quantifiable property. Performance is always a function of time. The gradual decrease of performance is deterioration. The concepts of performance and degradation over time can be applied at different level: buildings, structural components and materials. The minimum acceptable values for performance are called durability limit state [7].

The ingress of chlorides in a marine environment may be assumed to obey the following equation

$$C(x,t) = C_s - (C_s - C_i)erf\left[\frac{x}{2\sqrt{KD_0 t\left(\frac{t_0}{t}\right)^{n_{CL}}}}\right] \quad (1)$$

With C_s is chloride surface content (% of mass of concrete or cement); C_i initial chloride content (%); x depth of the steel (m); D_0 diffusion coefficient (m2/s) at t_0 (s, usually 28 days); K environmental coefficient ; n_{CL} ageing exponent ; erf error function, stemming from solving Fick's second law of diffusion. In most service life design approaches the initiation period is considered as dominant and propagation period is neglected. Limit state for chloride induced corrosion (initiation) occurs when $C>C_{crit}$ with C the chloride content at the reinforcement surface and C_{crit} is critical content. The critical chloride content is a complex function of concrete properties and water, pH, oxygen, presence of the void at the steel-concrete interface. For Portland Cement concrete a value of 0.5% chloride ions by mass of cement is considered as the best mean value. The model for chloride transport, the chloride content at the steel *C(x,t)* is a time dependent function (2) is:

$$C_{Crit}{}^{d} = C_S{}^{d} \cdot \left[1 - erf\left(\frac{a^d}{2 \cdot \sqrt{D_{app,C}{}^{d}(t) \cdot t}}\right)\right] \quad (2)$$

Details of the model/equation are given in [1] [4]. Even if the equation is based on Fick's second law of diffusion, diffusion is only one of many mechanisms that cause the chlorides to penetrate. The equation

is then just a convenient equation for curve-fitting of actual field observations. The material parameter is therefore named "apparent", $D_{app}(t)$, and it improves over time according to the relation.

The improvement of the apparent diffusion coefficient is due to several reasons whereas continued hydration is only one part, but the long-term interaction with the saline solution is the dominant one.

Identifying the current and predicting the future performance of a structural element and especially a full structure is a complex task. As portrayed in Fig. 3, typically unknown or uncertain boundary conditions, material properties or geometrical characteristics need to be identified based on an observed current behaviour. The current response, a structure's performance can be assessed and projected into the future. The challenges in the latter stem from the large uncertainties associated with predicting changes in structural response, deterioration processes and even anticipating the development of mechanical as well as environmental loads for as long time, leading to a large scatter in the expected life-time [41].

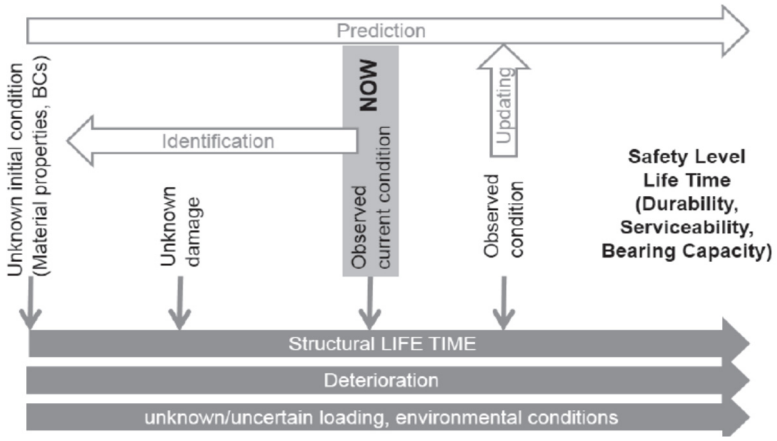


Fig. 3. Performance assessment and prediction, after [41]

4 . RELIABILTY AND STATISTICAL DESIGN

The verification of a structure [12] with respect to a particular limit state is carried out via estimation of the probability of occurrence of failure in a specified reference period and its verification against reliability requirements. The simplest model for describing the failure event comprises actions (load) variable ***S*** and a response (strength) **R** variable in general is function of time. The main criterion for reliability, if S and R independent of time, the failure event can be written as:

$$\text{failure} = R < S \tag{3}$$

Probability of failure $\boldsymbol{P_f}$ defined as:

$$\text{failure probability } P_f = P(R<S) \tag{4}$$

The resistance ***R*** or action ***S*** or both can be time-dependent values; failure probability also is a function of time. The failure probability can usually be defined as:

$$P_f(t)=P\{R(t) < S(t)\} \tag{5}$$

related only to a particular point of time and not to a period of time. The failure probability defined by (3) increases continually with time as schematically presented in Fig.2. For the period (0,t) should be:

$$P\{\text{failure in } (0,t)\} = 1\text{-}P\{\text{no failure in } (0,t)\} = 1\text{-}P\{R(t') > S(t') \text{ for } t' \text{ in } (0,t)\} \tag{6}$$

For the whole period (0,t) and governing actions ***S***:

$$P\{\text{failure in } (0,t)\} = P\{R(t) < S(t)\} \tag{7}$$

At any time, t, the margin of safety, M(t), is:

$$M(t) = R(t) - S(t) \tag{8}$$

With assumption that R and S are statistically independent random variables, the probability of failure of failure, $P_f(t)$, is

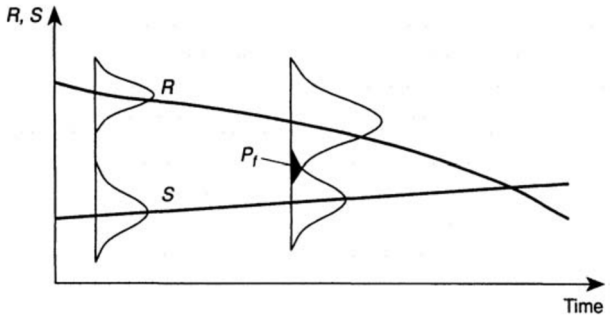


Fig. 2. The increase of failure probability: illustrative presentation

$$P_f(t) = P\,[\,M(t) < 0\,] = \int_0^{\infty} F_R(x)\, f_S(x)\; dx \tag{9}$$

In which $F_R(x)$ and $f_S(x)$ are the probability distribution function of R and density function of S. Equation (7) provides one quantitative measure of structural reliability and performance.

For service - life prediction and reliability assessment, the probability of non failure over some period of time (0,t), is more important than the reliability of the structure at the particular time provided by Eq. (7). More detailed analyses and calculation methodology of reliability were presented in [3], [8], [18], [20], [26] and [20], and partially in other papers and particularly in [34] and [36].

5. SERVICE LIFE OF CONCRETE STRUCTURES

5. 1. General consideration to design service life of concrete structures

Fib Model Code [12] specified fulfils the following criteria: serviceability limit states (SLS); ultimate limit states (ULS); and robustness criteria. The ultimate limit states address: life safety, protection of the structure and environment, and protection of operations. ULS described as: life safety, near-collapse limit states, and are related to: resistance of critical regions, fatigue, and stability. In the design procedures, various design situations should be identified as relevant situations:

– *persistent* – normal use of the structure and related to the structure's design service life;
– *transient*, which refer to temporary conditions of the structure, in terms of its use or its exposure;
- *accidental* – which refer to exceptional conditions of the structure or its exposure;
– *seismic* – which refer to conditions of the structure under an earthquake event.

For persistent situations in case of new structures a reference period t_R of 50 years is adopted for buildings and 100 years for bridges and tunnels [3].

For persistent situations a reference period t_R is commonly considered equal to the design service life for new structures or the residual service life for existing ones. For transient situations a reference period t_R of 1 year is normally taken. Accidental situations are considered to be instantaneous and the corresponding reference period t_R is defined as the duration of the design event. In the context of seismic situations a reference period t_R is normally taken equal to the design service life for new structures or the residual service life for existing structures.

Depending on the type of action or damage state, the following strategies shall be applied in design for different categories of the design situations [12]:

- strategies applied in persistent and transient design situations for limiting the consequences of identified permanent and variable actions, which are: design the structure to sustain the action; design the structure to avoid the action; design the structure for damage limitation;

- strategies applied in accidental or seismic design situations for limiting the consequences of identified accidental or seismic actions are: design the structure to sustain the action; or design the structure to avoid the action; and design the structure for sufficient robustness.

Specification and design of the target service life are defined corresponding to the requirements given in common regulations, codes and standards ([3] for instance).

The design service life is determined by the equation:

$$t_d = \gamma_t \, t_g \tag{10}$$

where t_d = the design service life,

γ_t = the lifetime safety factor, and

t_d = the target service life.

5. 2. Design service life of CS

Figure 6 depicts the factors that influence *t*l, showing that durability targets may be achieved as a combination of measures during design, execution, and management of the structure. The first step is the evaluation of loads applied to the structure, including environmental loads, i.e., physico-chemical actions to which the structure is exposed (e.g., carbonation, chlorides, temperature, humidity, etc.). Then, appropriate specification for the concrete mix composition (e.g., water/cement ratio and type of cement) and properties (e.g., workability, strength, and resistance to cracking), the thickness of the concrete cover, the structural design details, and execution are the main tools available to fulfill the durability target. Furthermore, in aggressive environments and/or when long service life (e.g., >50 years) is required, additional protection measures may be adopted [42].

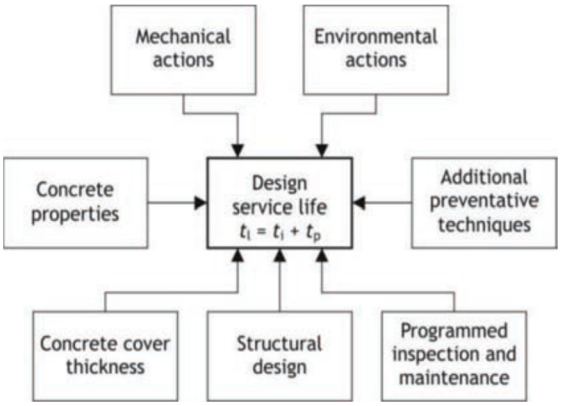


Fig. 4. Factors that influence the service life of RC structures in relation to corrosion-induced corrosion [42].

Service-life prediction models may be probabilistic, when service-life is expressed in the form of probabilistic distribution functions. The quality of service life predictions depends on the capability of models used and quality of the input data. It is necessary to ensure viability of appropriate methods for the characterization of concrete to provide data for the testing and use of models [17]. Models for describing the deterioration mechanisms must integrate knowledge from a wide range of different disciplines, such as static, statistics, materials technology, design, construction and economy. Inefficient deterioration mechanisms are reinforcement corrosion and subsequently cracks and spallings of concrete. Main causes of corrosion (with presence of water) are chemical attacks, alkali-aggregate reactions, and freeze-thaw bursting.

Probabilistic performance-based service life design is used because of the variation of CS due to different structure properties and different location conditions. Modelling of environment and deterioration mechanisms is being developed on a probabilistic basis allowing reliability based service life design. Service life design methods are similar to the load and resistance – factor design procedure used for structural design [4]. The EN 1990 [3] is primarily based on deterministic (historical and empirical) method, semi-probabilistic (Level II) and full probabilistic (Level III) methods. In the Level

II procedure, an alternative measure of reliability is conventionally defined by the reliability index β which is related to failure probability *PF*.

The limit-state concept recognized the need to be specific about what represents the *end of service life.* The application of reliability-based and limit state-based service life design is by both ISO 2394 and EN 1990 specifically excluded from the scope of these document [25]. Document [11] amendment these reference and quantitatively defined end of service life. In fib 34 the design service life defined by: a definition of the relevant limit state; a number of years; and a level of reliability for not passing the limit state during this period.

The lifetime safety factor method is analogous with the safety factor method of static design (limit state design), [5] and Saja Dur, is as follows:

- Determination/specification of target service life and design service life;
- Analysis of environmental effects;
- Identification of a durability factor degradation mechanism;
- Selection of durability models for degradation mechanisms;
- Determination of durability parameters, e.g. depth of concrete corrosion of reinforcement, concrete cover, diameter of rebars;
- Factor to be taken into account, e.g. strength of concrete, permeability of concrete, type of cement, curing method, type of reinforced and structural dimensions;
- Transfer of the durability parameters into the final design.

Level of reliability connected with consequences of failure. A three level of consequences by passing a limit state: risk to life low, economic, social and environmental consequences small; considerable and very great. [11] suggest p_f=10^{-1} for depassivation of reinforcement (by carbonation or ingress of chlorides) in the cases when the oxygen and moisture makes corrosion possible. If collapse is the considered LS, p_f=10^{-4} to 10^{-6} may be relevant level if the possible very great consequences.

Methods for verification of the design in [11] used four different ways:

- The full-probabilistic method (the required level of reliability is calculated based on statistical data for environmental load and structural resistance);
- The partial-factor method (as for the full-probabilistic method, but the statistical data for load and resistance substituted by characteristic values and partial coefficient);
- The deemed-to-satisfy method (a set of requirements normally W/C, cover to the reinforcement, cracks with, etc,); or

The avoidance-of-deterioration process.

Durability is still regarded as under national authority. Requirements like maximum W/C ratio and minimum cover to the reinforcement are therefore given in national standards to EN 1992.

Table 1.The analogy between static design and durability LS design with lifetime safety FM [35]

Static limit state design	*Durability limit state design/lifetime safety factor method*
Strength class	Service life class
Target strength	Target life
Mean strength	Mean life
Characteristic strength*	Characteristic life*
Design strength	Design life
Partial safety factor of material strength	Partial safety factor
Static load mechanical	Environmental load: physical, chemical, biological
Partial safety factor of static loads	Partial safety factor of environmental loads
Limit States of serviceability and US	Durability limit States of serviceability and ultimate state
Failure probability	Probability of exceeding the target service life

*(5% probability of observing a lower value

The flowchart for service life design formulated in ISO [16] was considered in many papers related to SL design, with some modifications. One of them is and shown in Fig. 6 according to [25].

3. FINAL REMARKS, CONCLUSIONS AND FURTHER DIRECTION

In many publications, a number of mathematical methods, based on statistics and reliability in the field of RC durability has been proposed and they emphasized "the development prediction models for CS exposed to carbonation and chloride contamination may present some difficulties such as lack of information concerning scattering of variables". Due to normal lack of good and representative data, and uncertainty in modelling, the full-probabilistic method will seldom be feasible for the design of new structures [25].

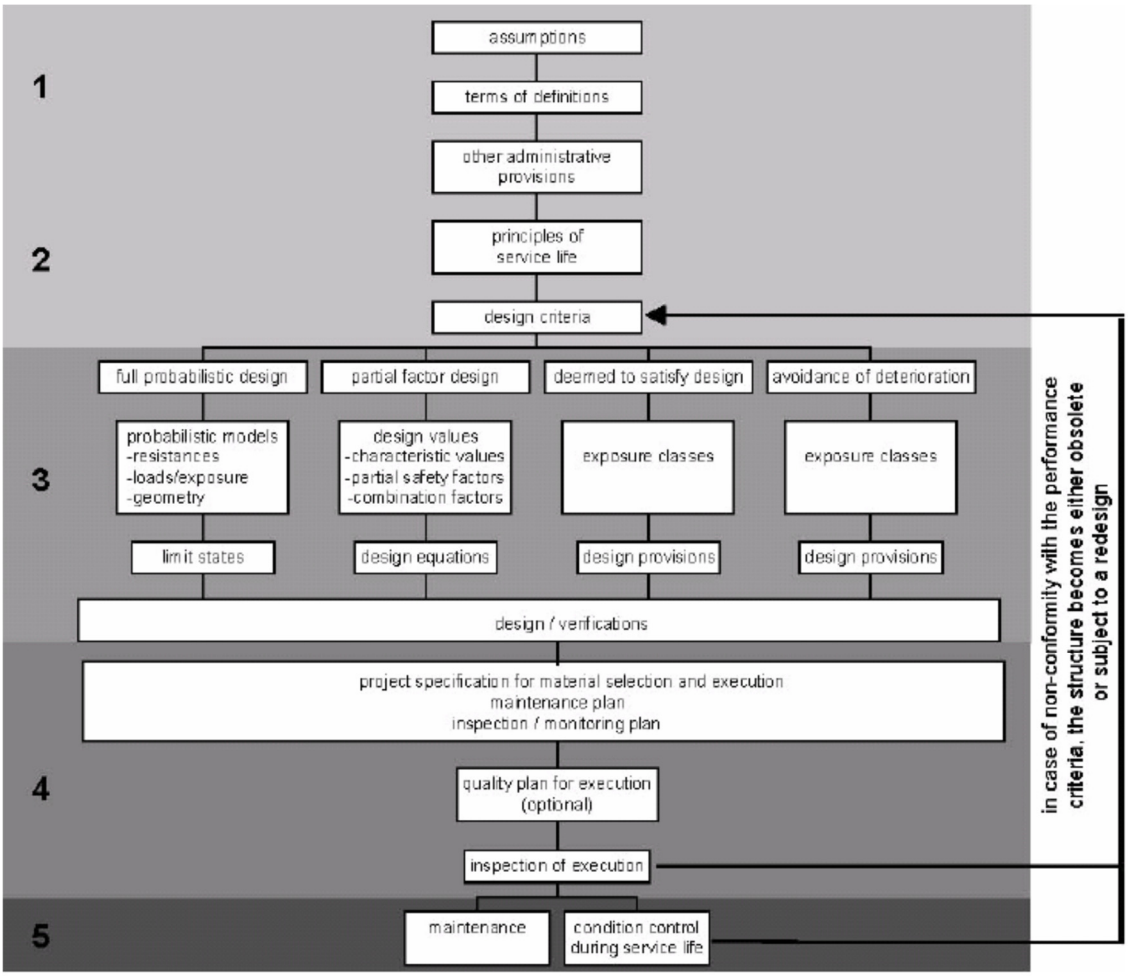


Fig. 6. The flowchart for service life design, after [25]

The models used for the calculations are the "tools" and the "activities "are the calculation needed for the verification of fulfilling the design requirements (Andrade, cited in [38]). If the result does not comply, the calculation should be repeated with other assumptions.

The traditional approach to designing structures has commonly focused on the required performance parameters (from corresponding standards), while maintaining acceptable construction cost. By contrast the new conceptual approach to the design of structures is aimed at achieving optimum performance parameters as seen from a wide spectrum of sustainability criteria throughout the entire life cycle. Integrated life cycle assessment (ILCA) represents a multi-parametric assessment considering environmental, economic and social aspects. This approach can be defined as life cycle sustainability assessment-LCSA [14] and [35].

In new proposal EN 1992 in [7] among six tasks defined in the specific mandate of Project Team are: Enhanced ease of use; Durability; Design by non/linear F.E.M.; Size effects and early age

thermomechanical design. Ch. 6 related to durability. Exposure classes related to environmental conditions for corrosion induced by carbonation divided in four classes, and for corrosion induced by chlorides in tree classes. Exposure conditions are chemical and physical conditions to which the structure is exposed in addition to the mechanical actions. Particular forms of aggressive or indirect action should be considered including: Chemical attack, arising from e.g. the use of the structure (storage of liquids, etc), solutions of acids or sulphate salts, chlorides contained in the concrete, alkali-aggregate reactions. Physical attack, arising from e.g. temperature change, abrasion, and water penetration e.g. The second new document prescribes minimum reinforcement areas for crack control, and fatigue.

Paper [27] discusses the main aspects of the development of *fib* MC2020 and the issues associated with the extension of *fib* MC2010 to include existing concrete structures. One more keynote lecture [24] reported about Performance-Based Service Life Design in the 2021 as ambitions and challenges of the European concrete standard.

The increase of durability in itself improves the sustainability of structures (by reducing the need for repair or replacement works in time) but also because several durability strategies may allow recycling of wastes and the reduction of the use of natural resources [42].

ACKNOWLEDGEMENTS

This paper was done with the financial assistance of the Ministry of science, education and technological development of the Republic of Serbia, within the project for technological development TR 36017.

REFERENCES

[1] ACI Committee 365. 1R-42 (2017). *Service-Life Prediction-State of the Art report*.

[2] ACI Committee 201. 2R-16 (2016). Guide for *Durable of Concrete*

[3] EN 1990 (2002). Eurocode- *Basis of structural design*, CEN, Brussels.

[4] EN 1992-Eurocode 2 (2004). *Design of Concrete Structures*, CEN, Brussels

[5] prEN 1992-1-1 (2018). 1. Final Version of PT1-draft prEN 1992-1-1 2018 D3; and 2. N 1415

[6] CIB (2004). Performance Based Methods for Service Life Prediction, Report: Publ. 294, March.

[7] CEB-FIP (1992). Durable of Concrete Structures, Design Guide, T. Thelford, London.

[8] Durability Design of CS-RILEM Rep. 14 (1996): (Ed. A. Sarja, E. Vesikari), London.

[9] EN 1367 “Execution of concrete structures”. CEN – European Committee for Standard. Brussels

[10] fib, Bulletin 47 – Environmental design of concrete structures – General principles, August 2008.

[11] *fib*, Bulletin 34 (2006) – *Model Code for Service Life Design*, ***fib***, Lausanne, Switzerland, p. 116

[12] *fib* (2013) “Model Code for Concrete Structures 2010”. Lausanne

[13] *fib* Bulletin 53 (2009) Structural Concrete-Textbook on behaviour, design and performance. Vol. 3, Lausanne, p. 373.

[14] *fib* Bulletin 71 (2013). Integrated life cycle assessment of concrete structures – State-of-the- art

[15] ISO 13823 (2008). General Principles on the Design of Structures for Durability, International Organization for Standardization, Geneva.

[16] ISO 16204 (2012) “Durability – Service Life Design of Concrete Structures”, International Organization for Standardisation, Geneva.

[17] Alexander, M.G. (2018). Service life design and modelling of concrete structures-background, developments, and implementation, Revista ALCONPAT, Vol. 8, Issue 3, pp. 224-245

[18] Siems, A., et al. (1985). Durability of Buildings-A Reliability Analysis, Heron, Vol. 30, No 3, Delft, pp 3-48.

[19] HERON Vol. 52 (2007). No 4, Special Issue on *Durability of Concrete Structures*, Delft.

[20] Folić, R. (2004). Durability and service life of concrete structures-Design modelling, PAM, Bull. for Appl. and Comp. Math., Budapest, Nr. 2195, pp. 33-44.

[21] Folić, R. (2009). Durability of concrete structures- Fundamentals, University of Niš, FACTA – Architecture and Civil Engineering, Vol. 7, No. 1, pp. 1 – 18.

[22] Folić, R., Zenunović, D. (2010). Durability design of concrete structures - Part 2: Modelling and structural, assessment, Ibid, Vol. 8, No. 1, pp. 45– 66.

[23] Gjørv, O.E. (2011). Durability of concrete structures, Arab J Sci Eng, 36, pp. 151-172

[24] Helland, S. (2016). Performance-Based Service Life Design in the 2021 Version of the European Concrete Standards–Ambitions and Challenges (Keynote Lectures), Proceedings fib Symposium. Cape Town, South Africa. pp.32 – 41

[25] Helland, S. (2013). Service life design of CS: the limit state and reliability-based approach given in *fib* MC SLD and ISO 16204, J. Structural Engineering, Vol. 4, No.1/2, pp. 14.23

[26] Kraker, A., de Tichler, J. W. and Vrouwender, A.C.W.M.: Safety, Reliability and Service Life of Structures. Heron, Vol. 27. No 1. Delft (1982), p. 85

[27] Matthews, S.L. et al. (2017). *fib* Model Code-A new development in structural codes: Towards a general code for both new and existing concrete structures (Keynote lectures), Camp Town, 2017

[28] Mitchell, D., Frohnsdorff, G. ((2004)). Service-Life Modeling and Design of Concrete Structures for *Durability*, Concrete International, December, pp. 57-63.

[29] Muigai, R. et al. (2012). Durability design of reinforced concrete structures: a comparison of the use of durability indexes in the deemed-to-satisfy approach and the full-probabilistic approach, J Materials and Structures, Vol. 45, pp. 1233–1244.

[30] Nanukuttan, S., et al. (2017). Methods of assessing the durability and service life of CS, Institute of concrete technology, Annual Technical Symposium, 6th April.

[31] Nicastro, D. H. et al. (2005). Defects, deterioration, and durability, in Ratay, R. T, Structural condition assessment, ASCE

[32] Richardson, M. G. (2002). *Fundamentals of Durable Reinforced Concrete*, Spon Press, London.

[33] Rostam, S.: Service life design of concrete structures – A challenge to designers as well to owners, Asian Journal of C E (Building and housing) Vol. 6, No. 5 (2005) pp. 423 – 445.

[34] Sarja, A. (2000). Durability design of concrete structures – Committee report 130 – CSL, Materials and Structures, Vol. 33, January-February, pp. 14 – 20.

[35] Sarja, A.(2002). Integrated life cycle design of structuress, Spon Press, London

[36] Şengül, Ö.: Probabilistic design for the durability of reinforced concrete structural elements exposed to chloride containing environments, Teknik Dergi, V. 22, No. 2,(2011), pp: 5409-5423.

[37] Tang, L., et al. (2015). Durability and service life prediction of reinforcement concrete structures, Journal of the Chinese Ceramic Society, October, pp. 1408 – 1419.

[38] Van Bek, A., et al. (2013): Validation model for service life prediction of CS, in D. J. Naus (Ed.), 2nd Intern. RILEM Workshop, 5-6 May, Paris, pp. 257-267.

[39] Van der Wegen, et. al. (2012). Guideline for service life design of structural concrete – A performance based approach with regard to chloride induced corrosion, HERON Vol. 57, No. 3

[40] Verma, S.K., et al. (2013). Estimating residual service life of deteriorated RC structures, Amer. J. of Civil Eng. and Architecture, Vol. 1, No. 5, 92-96

[41] Wan-Wendner, R. (2018). Aging concrete structures: a review of mechanics and concepts, Die Bodenkultur: J of Land Management, Food and Environment, **69** (3), pp. 175-199.

[42] Bertolini, L. et al. (2016). Corrosion of steel in concrete and its preventive in aggressive chloride – bearing environments, 5th I. Conf. on durability of CS, Shenzen University. P.R. China, June 30-July 1st.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

MT - 15

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

PRESENT STATUS OF TWO ORTHOTROPIC STEEL DECK BRIDGES ALONG HEMUS HIGHWAY IN BULGARIA

Lazar GEORGIEV[1], Stoyan IVANOV[2]

ABSTRACT

In this paper two OSD (Orthotropic Steel Deck) bridges along Hemus highway in Republic of Bulgaria are presented. Both of them are built at 1985 and are in operation over 30 years. First bridge superstructure is with closed section longitudinal ribs of the OSD and steel plated main girders with 72,45m span. The second bridge superstructure is with open section longitudinal ribs of the OSD and steel box main girder with 162m span. The intensity of traffic and the weight of vehicles have considerably increased up to present times. Present status of the bridges, based on visual inspection of accessible parts, is evaluated and discussed. The statement in respect to fatigue behavior in accordance with the used structural details in the OSD and the prescriptions of the present design standards is analyzed and discussed.

Keywords: *Steel bridges, OSD, structural details, present condition*

[1] Assoc. Prof. D-r, Roads and Transport Structural Facilities Department, Faculty of Transportation Engineering, University of Architecture Civil Engineering and Geodesy, Sofia, Republic of Bulgaria, e-mail: lazar_fte@uacg.bg
[2] Chief Assistant Prof. D-r, Steel Timber and Plastic Structures Department, Faculty of Civil Engineering, University of Architecture Civil Engineering and Geodesy, Sofia, Republic of Bulgaria, e-mail: sdenkov_fce@uacg.bg

1. GENERAL CHARACTERISTICS OF OSD BRIDGES AND REALISTIONS IN BG

Orthotropic steel decks (OSD) are relatively complex constructions containing steel plate, stiffened by longitudinal ribs and cross girders. The bending stiffness is different in the two perpendicular directions with respect to the stiffness of longitudinal ribs and the cross girders. The OSD for bridges are officially defended by a patent in Germany in 1948 [1], nevertheless such type of decks are realized before [7]. The advantage of OSD in comparison with reinforced concrete (RC) deck is the relatively low self-weight, which makes them suitable for long span bridges and movable bridges. The disadvantage is the relatively higher price of the OSD, but considering the lower self-weight for bridges with long spans over 100-150m the OSD solution can be economic. In these cases serious optimization of the main girders and substructure can be realized, compensating the higher price of OSD, and the overall effect can be positive. In the long span range for girder bridges the most popular solutions are OSD bridges and prestressed concrete cantilever bridges. One of the main problems in the prestressed concrete cantilever bridges is to estimate correctly the progression of deformations in time due to long term processes in concrete – creep, shrinkage [12]. One of main problems with OSD bridges is fatigue damage accumulation. In the OSD there is high number of complex details of crossings between elements leading to low fatigue strength zones [7]. In accordance with the practical experience in Netherlands fatigue cracks occur in OSD after about 20-30 years of service [3] and adequate monitoring and preservation measures must be taken from the relevant authorities in order to provide repair works and to restore the reliability of the bridge.

Some parameters of OSD road bridges in Republic of Bulgaria are presented in Table 1. It can be seen that 7 of the considered 8 bridges are in service over 20 years to 2019 and taking into account the unsatisfactory fabrication and erection quality in some cases the probability of fatigue crack occurrence in the near future is high.

Table 1. Some parameters of OSD road bridges in Bulgaria [2], [4], [6], [7].

№	Bridges	Year of comletition and puted in exploitation	Maximun span of the bridge [m]	Years of service to 2019	Type of structural steel	Type of longitudinal stiffeners	Authority responsible for maintenance and preservation
1	Bridge over the old channel, Varna (small Asparuhov bridge)	1975	31.620	44	M16C и 10Г2СФ	open type section	Varna Municipality
2	Asparuhov bridge, Varna	1976	160.000	43	St 52-3	open type section	Varna Municipality
3	Road overpass near Elin Pelin railway station	1981	30.000	38	St 37-2	closed section	Road Infrastructure Agency
4	Road overpass along "Brussels" blvd., Sofia	1983	43.180	36	Ст09Г2Б-М	open type section	Sofia Municipality
5	Viaduct along Hemus highway at old km 26^{+884} (Viaduct 1)	1986	72.400	33	Ст09Г2Б-М	closed section	Road Infrastructure Agency
6	Viaduct along Hemus highway at old km 27^{+500} (Viaduct 2)	1986	162.000	33	St 52-3	open type section	Road Infrastructure Agency
7	Bridge near "Vartopo" park, Sofia	1999	60.000	20	Ст09Г2Б-М	closed section	Sofia Metropoliten
8	Road overpass over Andrey Liapchev blvd., Sofia	2013	37.000	6	S355J2	open type section	Sofia Municipality

Considering the mentioned above it is important for the responsible authorities to specify and evaluate the critical details and to provide adequate monitoring and preservation measures where relevant.

2. DESCRIPTION OF TWO OSD BRIDGES IN BULGARIA

During the construction of the Hemus highway two steel viaducts with OSD were built at km.35+144 (old km.26+884) – Viaduct 1 and km.35+760 (old km.27+500) – Viaduct 2.

Viaduct 1 (Fig.1, Fig.2) contains of two continuous girder OSD bridge superstructures with length 60+4x72,45+60=410m (maximal span 72,45m) in horizontal curve with radius 850m and longitudinal slope 4,61% [4]. The steel consumption for Viaduct 1 is 400kg/m^2. In accordance with original design the bridge superstructure is composite steel and concrete plate girder – Fig.3, but during the execution of one of the superstructures by means of incremental launching technology in 1985 failure occur [5], [6] and in order to decrease the repair time OSD is developed – Fig.4 [4]. After the failure due to destruction of the temporary supports steel girders fail to the piers and displacement up to 1500mm from the design position in cross direction is registered [5], [6].



Fig. 1. Viaduct 1 at km 35+144



Fig. 2. Viaduct 1

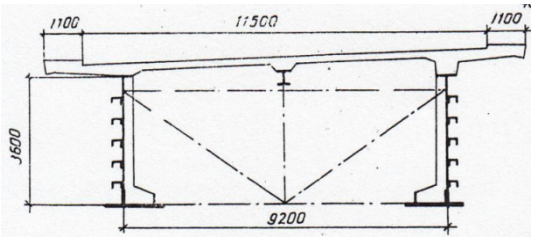


Fig. 3. Original design [4]

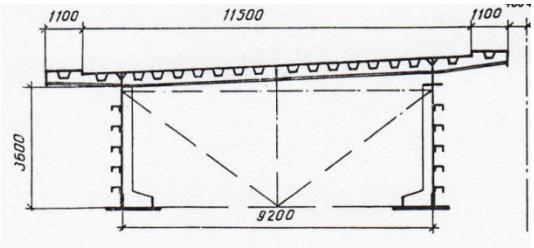


Fig. 4. OSD cross section [4]



Fig. 5. Steel bearing at abutment



Fig. 6. Support zone

During repair works damaged plates of the steel girders with deflections up to 50-70mm are heated and set to design position by means of hydraulic jack influence, zones with deflection over 70mm are cut and replaced.

The superstructure is supported on elastomeric bearings at internal pier supports and steel longitudinally movable bearings at the abutments. At abutment zones under dilatation joints serious corrosion damage of bearings and steel girders is registered – Fig.5 and Fig.6. The degree of carrying out their function is questionable for these longitudinally movable bearings due to significant corrosion degradation – Fig.5.

Local cyclic variable deformations in steel plates and secondary stresses are frequent reason for fatigue damage accumulation and crack initiation in some critical locations. Mechanisms of fatigue crack initiation in steel plate and cross girder web in OSD are presented on Fig.7 and Fig.8. In order to reduce the influence of local load – Fig.7 in present Eurocode standards the minimal plate thickness of OSD for road bridges is increased – Table 2 [7].

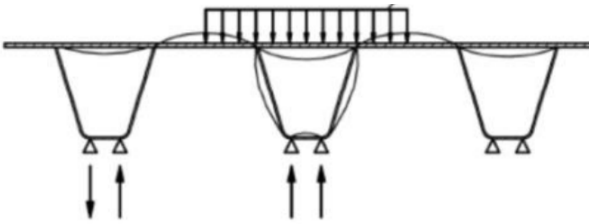


Fig. 7. Influence of local load on plate [9]

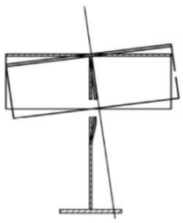


Fig. 8. Cross girder web deformation [9]

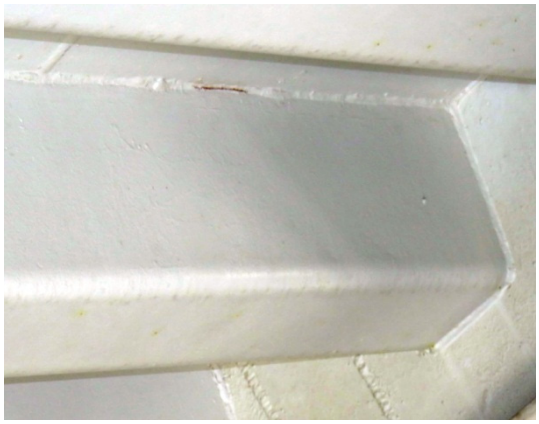


Fig. 9. Crack in weld at main girder support



Fig. 10. Crack in longitudinal rib connection



Fig. 11. Longitudinal rib to cross girder web connection



Fig. 12. OSD at connection joint

Potential fatigue crack at weld connection between closed trapezoidal longitudinal rib to 12mm thick steel plate at the zone of the first intermediate support of the main girder is presented on Fig.9.

The connection between longitudinal rib and cross girder web without openings in the web is presented on Fig.11. The reduced plasticity in cold formed trapezoidal rib in cold bended zone, combined with high tension residual stresses from welding leads to low fatigue strength detail – fatigue category 36 [10]. This detail is not recommended for road bridges [9].

Table 2. Minimal thickness of the steel plate in OSD for road bridges.

Minimal thickness tpl [mm] of the steel plate in OSD for thickness of the asphalt layer t_{asf} [mm]			
Design standard	**Year**	**t_{asf}>=70mm**	**t_{asf}<70mm**
BDS ENV 1993-2:2001	**2001**	**12**	**14**
BDS EN 1993-2:2007	**2007**	**14**	**16**

Probably due to complex geometry there are considerable imperfections between prefabricated elements, compensated by cut after measuring at the place parts of the longitudinal trapezoidal ribs – Fig.12. Parts of the longitudinal ribs are connected by means of steel strip welded to the connected parts by fillet weld. Potential crack in such detail is presented on Fig.10.

The overall condition of the Viaduct 1 is relatively satisfactory for 34 years of service. In near future the bearings must be repaired and due to described fatigue problems the monitoring must be intensified and measures for registered problems must be taken. After adequate rehabilitation and strengthening the design load bearing capacity of the bridge can be achieved.

Viaduct 2 (Fig.13, Fig.14) contains two continuous box girder OSD bridge suerstructures with length 100+162+100=362m (maximal span 162m) in horizontal curve with radius 1467,25m and longitudinal slope 4,61% [4].



Fig. 13. Viaduct 2 at km.35+760



Fig. 14. Viaduct 2 at km.35+760

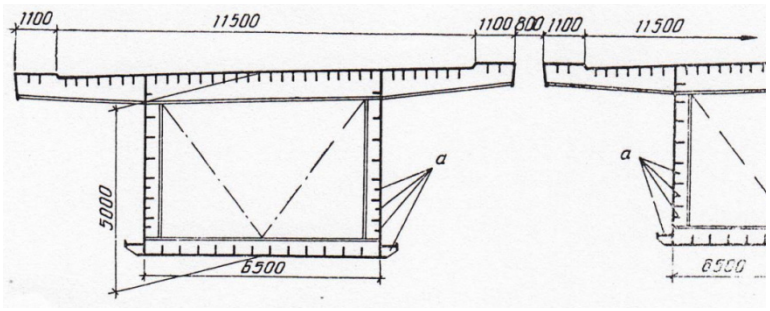


Fig. 15. Cross section of the box [4]



Fig. 16. OSD in the box

The bridge superstructure is executed by means of incremental launching technology [6].

The slenderness of the superstructure is 32,4=162/5 (relation between maximal span and cross section height). The steel consumption for Viaduct 2 is 420kg/m^2.

Cross section of the bridge is presented on Fig. 15. The OSD is constructed with open type longitudinal ribs – Fig.16, Fig.19, passing through one sided openings in the web of the cross girders. The transfer of vertical load between longitudinal ribs and cross girders is eccentric. In [9] it is recommended to use symmetric openings in cross girder web and both sides of the longitudinal rib to be welded to the web.

At the abutment zones of superstructure for "Sofia to Varna" direction two concrete blocks each with dimensions 6500x2000x3500mm (~100ton weight) are provided to prevent negative reaction – Fig.18. When launching the other superstructure the external bearing (with respect to center of the horizontal curve) didn't step on the relevant support and for compensation of this problem one sided concrete block with dimensions 6500x4000x3500mm is realized to set this bearing in design position – Fig.17. It must be mentioned that this decision due to eccentricity of the concrete block leads to considerable torsion in the box section and induces additional stress-strain state in the relevant superstructure zone.



Fig. 17. Concrete block



Fig. 18. Concrete blocks



Fig. 19. Corrosion inside the steel box



Fig. 20. Corrosion inside the box

Inside the steel box there is corrosion mainly around some welds and in joints between prefabricated elements where there are holes and due to humidity and condensation corrosion areas occur – Fig.20. At Fig.19 significant corrosion at connection zone between steel plate and cross girder web is presented. It must be mentioned that corrosion destruction can serve as initiation of fatigue cracks in zones with cyclic variable stresses and increase the fatigue crack propagation velocity.

In [8] strengthening concepts for OSD are discussed and a FEM with Shell finite elements of a simply supported test specimen with dimensions corresponding to zones of the OSD of Viaduct 2 is developed. It is evaluated that maximal values of normal stresses in longitudinal ribs due to characteristic value of tandem system TS of LM1 [11] are relatively high for local bending (bending of longitudinal rib between

cross girder supports) - 268MPa (from local bending of the longitudinal rib in the real case with continuous girder static scheme this value is 218,7MPa). These stresses must be added to global stresses of the main box girder in relevant zones and after multiplying by partial safety factors. The overall normal stresses due to traffic loads in accordance with [11] in these zones can exceed the yield strength of the steel.

There is corrosion damage in zones of superstructures near dilatation joints at abutments. The movable bearing of superstructure for "Varna to Sofia" direction is presented on Fig.21. The bearings at abutment of superstructure for "Sofia to Varna" direction are replaced – Fig.22, but there is corrosion in superstructure over the bearing.



Fig. 21. Bearing at abutment "Varna to Sofia"



Fig. 22. Bearing at abutment "Sofia to Varna"

The overall condition of the Viaduct 2 is relatively satisfactory for 34 years of service. Bearings of one of the superstructures are replaced (superstructure in "Sofia-Varna" direction). The corrosion zones must be rehabilitated in order to stop the progression and where relevant compensate the corrosion damage. Detailed analysis for load bearing capacity and fatigue resistance of the superstructures in accordance with present design standards must be provided and strengthening and preservation measures to increase the service life must be realized.

3. CONCLUSIONS

The considered in the paper two OSD bridges along Hemus highway in Republic of Bulgaria are in operation from 34 years at present time and excluding described above problems are in relatively satisfactory overall condition. In many zones near bearings and dilatation joints there is serious corrosion damage. Only several small fatigue cracks in OSD are registered in the provided partial visual inspection. It must be mentioned that for the same service life of 34 years (only about 30% of the 100years prescribed for bridges in EN1990) some superstructures with simply supported GT - prestressed concrete girders along Hemus and Trakia highways achieved serious damage and near to failure condition and were replaced.

In accordance with the prescriptions of the present design standards in the considered viaducts there are some details with low fatigue resistance and local zones with potentially insufficient load bearing capacity. It must be mentioned that additional internal stresses, with difficult for estimation values, due to specific operations during execution are present is particular zones of these superstructures. Also in Viaduct 1 and Viaduct 2 there are zones with steel plate thickness 12mm which do not correspond with prescriptions of [9], Table 2. From this point of view the probability of fatigue crack occurrence in the steel plate is high.

In conclusion due to their 34 year service life the monitoring of the two steel OSD viaducts must be intensified in order to register and repair in adequate time period possible initiated defects (fatigue cracks). For the future periods strengthening program must be developed in order to evaluate the condition and to put the described viaducts in correspondence with the requirements of the present

design standards. Combination between the described above adequate evaluation of condition, repair and preservation can significantly extend the service life of the considered two OSD viaducts.

ACKNOWLEDGEMENTS

Authors would like to thank the “Centre for Research and Design” in UACEG, Sofia, Republic of Bulgaria for the financial support of the scientific research project “Investigation of road steel bridge superstructures with orthotropic deck in Republic of Bulgaria” in accordance with Contract BN-220/2019.

REFERENCES

[1] Ivani M. (2003). Orthotropic steel bridges. Theory design and construction. ISSN 1456-386x, Budapest, Hungary

[2] Chen W-F. Duan L. (2014). Handbook of international bridge Engineering. CRC Press. Taylor & Francis Group. International Standard Book Number-13: 978-1-4398-1030-9

[3] F.B.Peter de Jong. (2006). Renovation techniques for fatigue cracked orthotropic steel bridge decks. Dissertation. Technische Universiteit Delft. 2006. ISBN-10: 90-9021412-7. ISBN-13: 978-90-9021412-2

[4] Staykov P. (1985). Steel bridge constructions along "Hemus" highway - "Viaduct 1" and "Viaduct 2". Construction Journal. 12/1985. 624.21.014.2. (in bulgarian)

[5] Staykov P. (1986). Repair of the superstructure for the left roadway of the viaduct "Pioneer lager" along Hemus highway. Construction Journal. 1/1986. 624.21.012.45. (in bulgarian)

[6] Mladjov R. Bonchev M. Grechenliev H. (1985). Construction of the steel bridges along "Hemus" highway. Construction Journal. 12/1985. 624.21.014.2. (in bulgarian)

[7] Georgiev L. Ivanov S. (2018). Orthotropic Steel Deck Plates For Bridges – Exploatational Problems. Annual Of The University Of Architecture, Civil Engineering And Geodesy Sofia. Volume 5, Issue 4. ISSN 1310-814X, ISSN 2534-9759. (in bulgarian)

[8] Georgiev L. Ivanov S. (2018). Strengthening Concepts For Orthotropic Steel Decks in Bridges. X Jubilee International Scientific Conference “Civil Engineering Design and Construction” (Science and Practice), Sept. 20-22, 2018, Varna, Bulgaria. p.394 to 403. ISSN: 2603-4255. (in bulgarian)

[9] European Committee for Standardization - CEN (2006). EN 1993-2:2006. Eurocode 3: Design of steel structures - Part 2: Steel bridges. Brussels, Belgium.

[10] European Committee for Standardization - CEN (2005). EN 1993-1-9:2005. Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-9: Fatigue. Brussels, Belgium.

[11] European Committee for Standardization - CEN (2003). EN 1991-2:2003. Eurocode 1: Actions on structures - Part 2: Traffic loads on bridges. Brussels, Belgium.

[12] Takács P. F. (2002). Deformations in Concrete Cantilever Bridges: Observations and Theoretical Modelling. Doctoral Thesis. Department of Structural Engineering. The Norwegian University of Science and Technology. Trondheim. Norway.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

MT - 16

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

EXPERIMENTAL IN- SITU TESTING OF 40 STOREY RESIDENTAL BUILDING BY FORCED AND AMBIENT VIBRATION METHODS

Igor GJORGJIEV[1], Goran JEKIKJ[2], Aleksandar ZHUROVSKI[3], Mihail GAREVSKI[4]

ABSTRACT

The response of every structure subjected to earthquake excitation is governed by its dynamic properties. They are determined experimentally by applying forced and ambient vibration methods. These methods have been applied to determine natural frequencies, mode shapes and damping of four 42 storey residential skyscraper buildings. The testing program consisted of: ambient vibration testing of the fully constructed blocks A, B and C and ambient and forced vibration testing of block D before infill walls construction finished. The recorded data were processed using SHMART_2D, a system of MATLAB based software codes, programmed in IZIIS for real time data processing and post processing.

The higher natural frequencies and corresponding mode shapes (2nd and 3rd modes) in both orthogonal direction and torsion of block D using forced vibration method were obtained by gradually increasing the excitation frequency and locating the frequency of the most intense structural response. Damping coefficient ξ of each identified mode in the state of resonance was obtained applying the half-power method and the logarithmic decrement method. Ambient vibration data records were processed in ARTeMIS Extractor software applying Frequency Domain Decomposition (FDD) identification method. Comparison of these results with the results obtained by processing the vibration records in SHMART_2D MATLAB based software was also done.

Analyzing all the collected data, it can be concluded that there have been no temporary or local imperfections in the construction process, the structural interstorey stiffness distribution is favorable and it follows the structural design recommendations for high-rise building in seismic prone regions. Information about the dynamic properties of the buildings, gathered by performing non-destructive tests of forced and ambient vibration tests combined, can be used for continuous structural health monitoring process of the residential complex.

Keywords: *Structural health monitoring, Forced vibration, ambient vibration, dynamic parameters*

[1] Assoc. Prof., Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology-IZIIS, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of North Macedonia, igorg@iziis.ukim.edu.mk
[2] Ass. Prof., Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology-IZIIS, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of North Macedonia, jekic@iziis.ukim.edu.mk
[3] PhD Student, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology-IZIIS, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of North Macedonia, zurovski@iziis.ukim.edu.mk
[4] Vice Rector, Prof., International Balkan University-IBU, Skopje, Republic of North Macedonia, mgarevski@ibu.edu.mk

1. INTRODUCTION

1.1. Structural system and structural components of the Cevahir sky city residential complex

The subject of the following analyses are the four 42 storey residential skyscraper buildings, constructed by "Cevahir Holding" in Aerodrom Municipality in Skopje (figure 1). The buildings are constructed as a reinforced concrete shear wall structural systems, consisted of 40 cm, 30 cm and 25 cm thick reinforced concrete shear walls, 20 cm thick reinforced concrete storey slabs and reinforced concrete foundation piles with a diameter of 100 cm and a length of 24 m, interconnected with 175 cm thick reinforced concrete foundation slab.

The storey scheme consists of two basement levels, ground floor and 40 storeys. The full structural height is 134 m.



Fig. 1. Blocks of the "Cevahir Sky City" residential complex

1.2. Testing methodology and equipment

The forced vibration testing methodology is based on the resonant concept. By application of a dynamic harmonic force on the top of the building, the resonant frequencies are excited, if the frequency of the force is equal to one of the natural frequencies of the building in the corresponding direction. The frequency of the force can be gradually changed in small steps. The resonant state is reached when the acceleration response at the measurement point becomes maximum and then decreases while the frequency of the force still increases. In this manner, frequency response curves can be obtained for each orthogonal direction and torsion. On the other hand, the ambient vibration testing methodology is based on ambiental excitation such as wind, traffic, influences from the regular usage of the building, etc. Sensitive seismometers are capable of catching the produced vibrations which are of a random type of signal, consisting of excitation frequencies in a broad frequency range, enough to excite several modes of structural vibration.

For a forced vibration generation in horizontal direction, two GSV-101 (Geotronix, USA) vibration generators were used for generating sinusoidal excitation force with frequencies in the range from 0.4 to 8.0 Hz. Each generator is capable of producing excitation force with an amplitude of up to 2.5 tons (Figure 2).



Fig. 2. GSV-101 (Geotronix, USA) – position of the shaker baskets for maximal excitation force (left) and zero excitation force (right)

The inertial excitation force, produced by the vibrators, is directly dependent on the lumped mass on the vibrators' rotating baskets and their rotating velocity. The calculation of the inertial excitation force is demonstrated in Equation 1.

$$p(t) = \left(me\omega^2\right)\sin(\omega t) \tag{1}$$

Where p(t) represents the inertial excitation force, e represents the radius of the rotating mass centroid around the rotation center, m represents the lumped mass on vibrators' rotating baskets and ω represents the angular frequency of the rotating mass. The dependency of the excitation force on the frequency of the rotating mass is graphically demonstrated in Fig. 3.

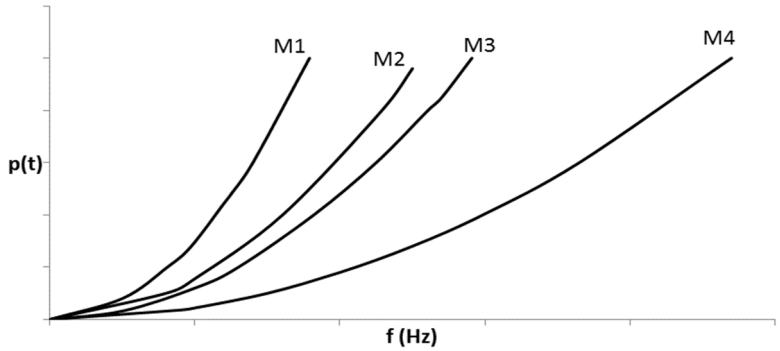


Fig. 3. Relations between excitation frequency, rotational lumped mass and generated excitation force (M1>M2>M3>M4)

Fig. 3 clearly shows that the excitation force is weak for low frequency excitation due to its centrifugal nature, regardless the lumped mass on the shaker baskets. Therefore, difficulties occur often in the attempts for producing excitation force with high intensities and excitation frequency lower than 1.5 Hz. Besides the mentioned disadvantages, the main advantage of the forced vibration tests over the ambient vibration tests is the high signal-to-noise ratio (S/N) which means that the recorded signal consists of mainly usable and noise-free components, which allows application of conventional structural dynamic analysis techniques, while in ambient vibration records, the noise is often a dominant component along the spectrum. The second advantage is the fact that the excitation force is a controlled and measurable quantity.

Twelve accelerometers PCB Piesotronics Model 393B12 with sensitivity of 10,000 mV/g, with a range of up to 4.9 m/sec2 (0.5g) are used for registration of the structures' response. The vibrations were registered with a sampling frequency of 2048 Hz. The data acquisition system consists of module NI cDAQ-9178 and 3 card module NI 9234.

Special software for structure's response analyses, developed in IZIIS (SHMART_2D MATLAB), was used in the process of collecting and analyzing data from the ambient and forced vibration tests. Together with this software, a commercial one (ARTeMIS) applying the Frequency Domain Decomposition (FDD) identification method was used for processing the collected ambient vibration data.

2. TESTING PROGRAM

The testing program consisted of the following:

- Ambient vibration testing on the 40th floor of the blocks A, B and C that already have their infill walls finished;
- Ambient and forced vibration testing of the whole structure of the block D before the infill walls construction finishes.

The measuring equipment for registering ambient vibration has been placed on the 40th floor of blocks A, B and C (Fig 4).

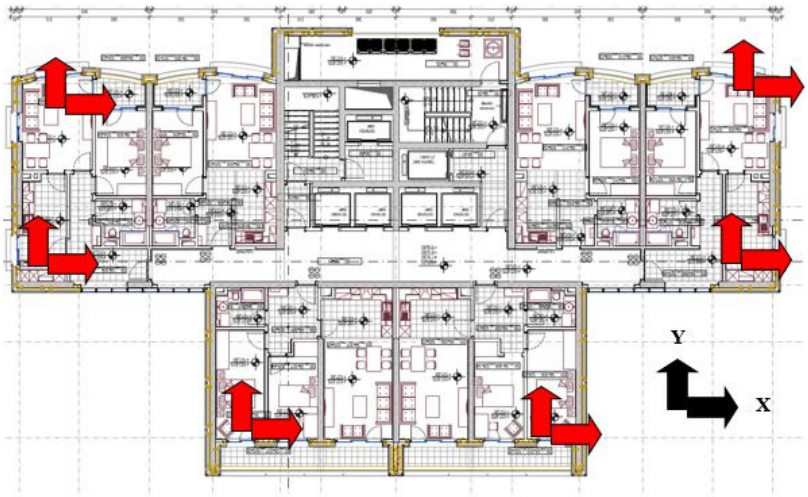


Fig 4. Plan of 40th floor - Instrumentation for ambient vibration registration of blocks A, B and C (red arrows)

The measuring equipment for registering forced vibration of the block D has been placed on every fourth floor of the building at the two diagonal edges. The measurement has been carried out for two orthogonal directions, at each measuring point and torsion.

Forced vibration testing was carried out for determination of the structure's dynamic characteristics in both horizontal orthogonal directions and torsion, in frequency range from 0.4 up to 8.0 Hz, by forced vibration generation (developing resonance conditions in the structure).

For the purpose of successful forced vibration testing, the force was applied on the 40th floor of the building where the zero point of any mode shape never occurs and the values of the mode shape vectors are the highest for the first mode and among the highest for the higher modes.

The excitation forces were applied as sinusoidal in transversal, longitudinal and torsional direction, with an excitation frequency range estimated to include the natural frequency of the structure in the corresponding direction. In this particular case, the shakers were mounted on the 40th floor, in a mutual position from which the effects of torsional components of transversal excitation would be minimal. The measuring equipment was placed at the two diagonal edges of the building. The measurement was carried out in two orthogonal directions, at each measuring point.

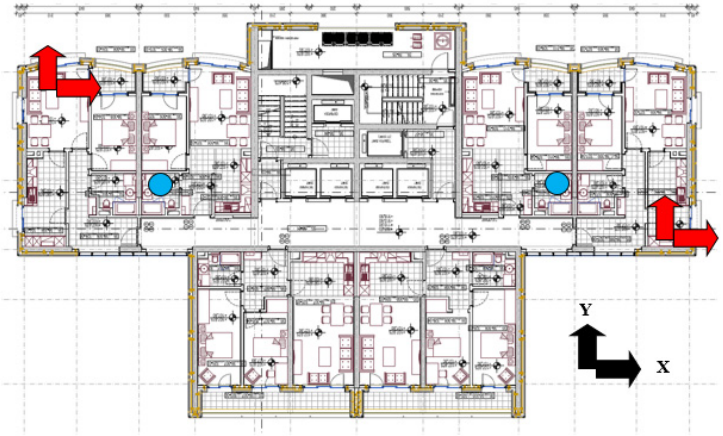


Fig 5. Plan of 40th floor - Forced vibration generators' placement on the block B (blue dots) and plain instrumentation sheme (red arrows)

The vertical instrumentation configuration covered placing the referent instruments on the 40th floor and mobile instruments on the floors no. 36, 33, 29, 25, 21, 17, 13, 9, 5, 1, 0 and -2 on the same vertical as the referent instruments. The recorded data of the forced vibration measurements were processed in SHMART_2D, a system of MATLAB based software codes, programmed in IZIIS for real time data processing and post processing. Butterworth band pass zero-phase digital filter was used for clearing the recorded data from harmonic components and noise in the non-observed frequency ranges.

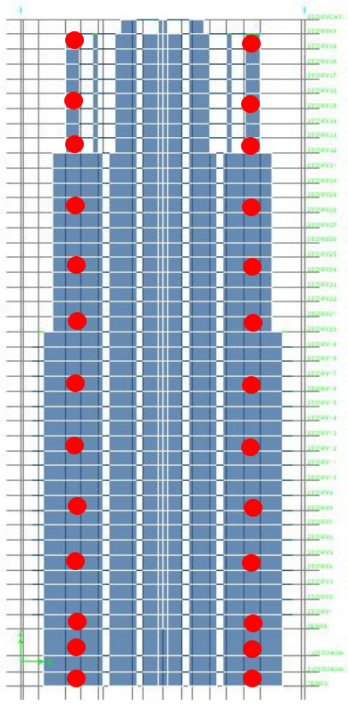


Fig. 6. Vertical sensor configuration (red dots) for forced vibration registration of block D

The structure was tested by applying 3 different levels of lumped masses on the shaker baskets. As demonstrated in Equation 1 the excitation force is a function of the rotating mass and the rotation frequency. The polynomial function of the excitation force has been obtained applying least squares method for every particular rotating mass applied for producing sinusoidal excitation force.

3. RESULTS

3.1. Forced vibration test of block D

3.1.1. Modal frequency identification

The natural frequencies of the identified modes of the structure were obtained by gradually increasing the excitation frequency and locating the frequency of the most intense structural response, which is the natural frequency of the structure's corresponding mode. By generation of forced vibrations in both orthogonal directions, as well as torsional vibrations, the resonant of higher modal frequencies and the corresponding vibration mode shapes in these directions were defined. The first mode in both orthogonal direction and torsion were unable to be identified by forced vibration testing due to the low angular frequency of the vibrators' rotating mass and inability for generating critical intensity of excitation force.

The obtained frequency response curves for the second mode in the two horizontal orthogonal directions and torsion are presented in the following charts (from Figure 7 to Figure 9).

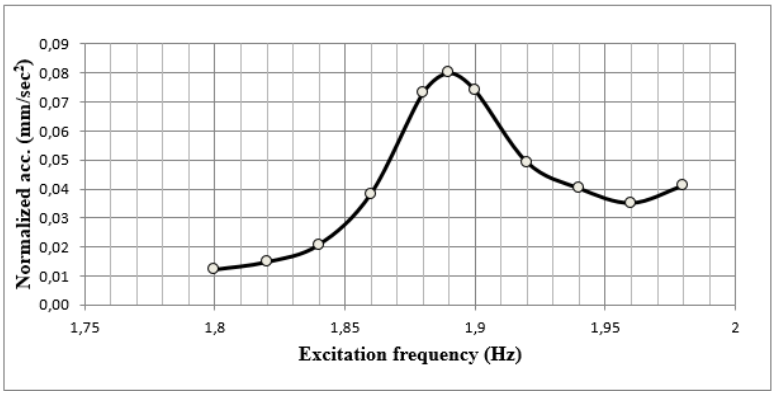


Fig. 7. Excitation frequency response curve in Y direction – II mode

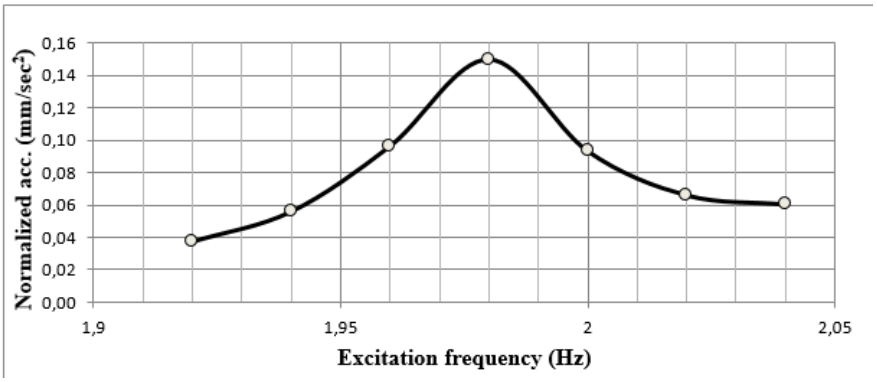


Fig. 8. Excitation frequency response curve in torsion – II mode

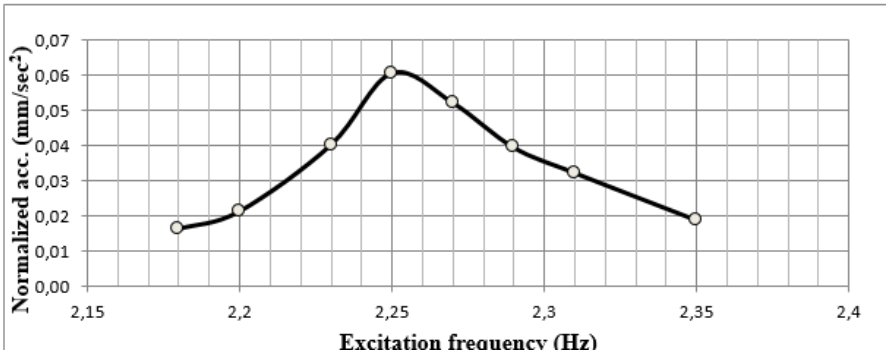


Fig. 9. Excitation frequency response curve in X direction – II mode

3.1.2. Damping

Damping coefficient ξ of each identified mode in the state of resonance was obtained applying the half-power method and the logarithmic decrement method.

The half-power method consists of locating the resonant frequency f_r and two nearby frequencies f_1 and f_2, located in the frequency spectrum (Figure 10) by application of Equation (2).

$$A(f_1, f_2) = \frac{A(f_r)}{\sqrt{2}} \tag{2}$$

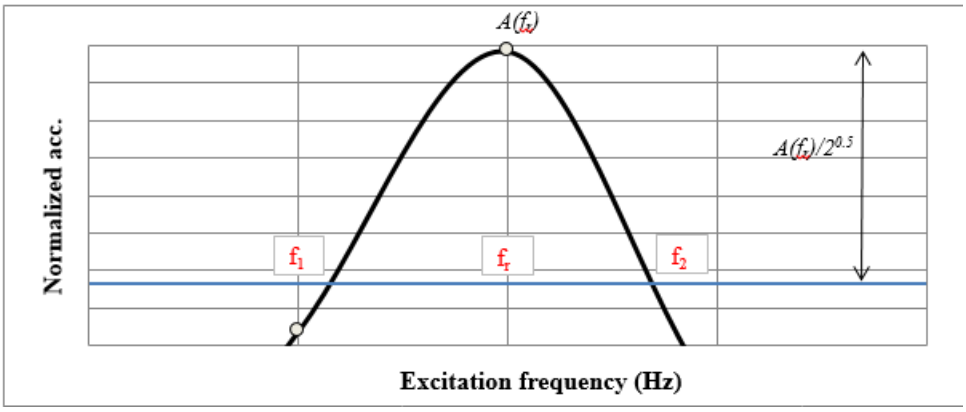


Fig. 10. Locating f_1 and f_2

After locating required frequency values (f_r, f_1 and f_2), damping value for the particular mode is obtained in percent applying Equation 3.

$$\xi = \frac{f_2 - f_1}{2f_r} \times 100\% \tag{3}$$

For the logarithmic decrement method, the decaying curve was obtained along the response amplitudes using the least square exponential curve fitting, observing the response after the sudden stop of the harmonic excitation by switching off the shakers during excitation in resonant state.

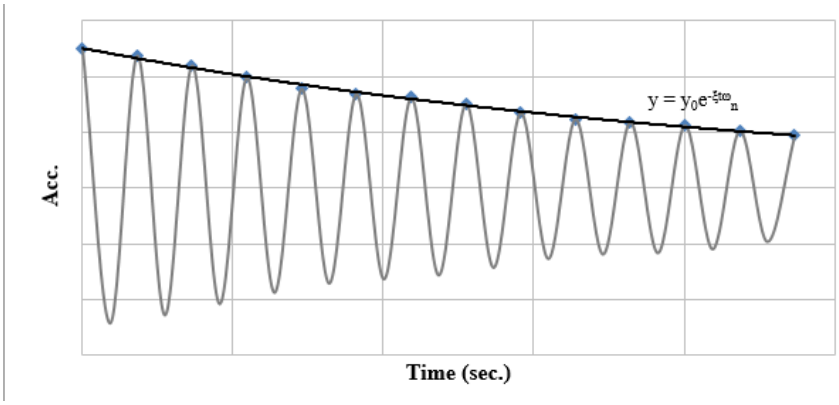


Fig. 11. Logarithmic decrement curve fitting

The exponential function of the decaying curve that fits the amplitudes of the damped oscillation is defined in Equation 4.

$$y = y_0 e^{-\xi \omega_n t} \tag{4}$$

where ξ represents the damping ratio, ω_n is the oscillation angular frequency measured in rad/sec^2 ($f=\omega_n/2\pi$), t is the time of the observation in seconds. The optimal exponential curve fitting function has been obtained applying the least square method.

Natural frequencies of the structural modes and the calculated corresponding damping ratios are presented in Table 1.

Table 1. Natural frequencies and damping ratios from forced vibration testing

Direction / Mode	Freq. (Hz)	Half-power (%)	Logarithmic decrement (%)
Y / II	1.89	1.5	0.5
T / II	1.98	0.8	0.4
X / II	2.25	1.3	0.6

The mode shapes of the structure were obtained by instrumentation of every fourth storey from the 40th storey down to the foundation level (Figure 12- Figure 14). The 40th storey was constantly instrumented with 4 sensors and considered as referent, while the remaining 8 sensors were shifted to lower storeys after each test.

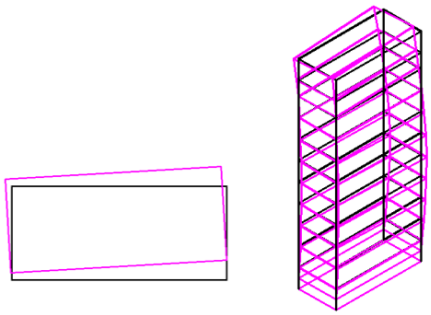


Fig. 12. II Mode shape in Y direction (1.89 Hz) - the 40th floor (left), the whole structure (right)

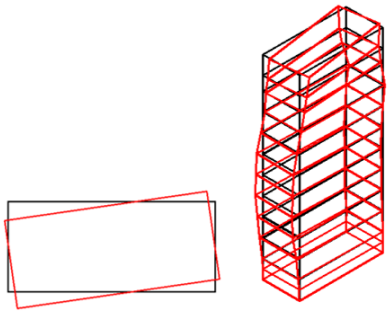


Fig. 13. II Mode shape in torsion (1.98 Hz) - the 40th floor (left), the whole structure (right)

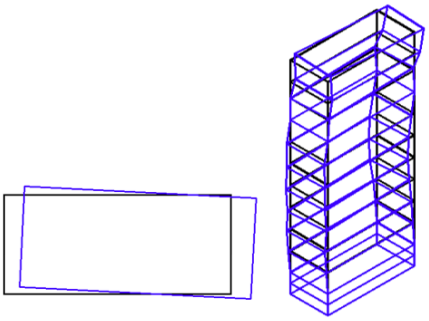


Fig. 14. II Mode shape in X direction (2.25 Hz) - the 40th floor (left), the whole structure (right)

3.2. Ambient vibration measurements

The measurements were performed for all four blocks of the residential complex. Ambient vibration testing of the blocks A, B and C has been conducted by placing accelerometers on the 40th floor of the buildings for the purpose of identifying only the natural frequencies of each of the three blocks individual. Ambient vibration testing of the block D has been conducted along with the forced vibration testing of the whole structure of the building for the purpose of identifying the natural frequencies and the mode shapes of block D. The recorded ambient vibration data were processed in ARTeMIS Extractor software applying the Frequency Domain Decomposition (FDD) identification method and then compared with the results obtained by processing the vibration records in SHMART_2D MATLAB based software.

Table 2. Block A- Natural frequencies obtained by SHMART_2D and ARTeMIS

Direction / Mode	**SHMART_2D**	**ARTeMIS**
	Freq. (Hz)	**Freq. (Hz)**
Y / I	0.53	0.5
T / I	0.67	0.7
X / I	0.73	0.8
Y / II	1.87	1.9
T / II	2.0	2.0
X / II	2.27	2.3
T / III	3.7	3.7
T / IV	5.5	5.6

Table 3. Block B- Natural frequencies obtained by SHMART_2D and ARTeMIS

Direction / Mode	**SHMART_2D**	**ARTeMIS**
	Freq. (Hz)	**Freq. (Hz)**
Y / I	0.46	0.46
T / I	0.64	0.64

X / I	0.74	0.72
Y / II	1.84	1.84
T / II	1.98	1.96
X / II	2.24	2.26
T / III	3.68	3.7
T / IV	5.53	5.52
T / V	7.90	7.92

Table 4. Block C- Natural frequencies obtained by SHMART_2D and ARTeMIS

Direction / Mode	**SHMART_2D**	**ARTeMIS**
	Freq. (Hz)	**Freq. (Hz)**
Y / I	0.45	0.5
T / I	0.65	0.7
X / I	0.75	0.8
Y / II	1.93	1.8
T / II	2.0	2.0
X / II	2.35	2.3
T / III	3.82	3.8
T / IV	5.7	5.7

Table 5. Block D- Natural frequencies obtained by SHMART_2D and ARTeMIS

Direction / Mode	**SHMART_2D**	**ARTeMIS**
	Freq. (Hz)	**Freq. (Hz)**
Y / I	0.47	0.48
T / I	0.67	0.65
X / I	0.73	0.73
Y / II	1.9	1.9
T / II	2.01	2.0
X / II	2.27	2.28
T / III	3.87	3.85
T / IV	5.7	5.75

4. CONCLUSIONS

The results from experimental in-situ testing of the "Cevahir Sky City" residential complex, constructed in Aerodrom municipality in Skopje, is presented in this report. Two independent tests were performed. Firstly, an ambient vibration test on the 40th floor of blocks A, B and C were conducted for the purpose of identifying the structures' natural frequencies. Later, ambient and forced vibration testing of the whole structure of block D was carried out. The horizontal excitation was generated by two GSV-101 (Geotronix, USA) vibration generators which were placed on the 40th floor.

The natural frequencies of block A, B and C were identified. For block D natural frequencies, mode shapes and damping coefficients were obtained from both - ambient and forced vibration tests. From the data analysis during the testing period, it is concluded that:

- There is a good correlation between the results obtained from force and ambient vibration tests. The natural frequencies of all four blocks are similar, which brings a conclusion that there have been no temporary or local imperfections in the construction process;
- Identified structural mode shapes indicate that the structural interstorey stiffness distribution is favorable and it follows the structural design recommendations for high-rise building in seismic prone regions.

Information about the dynamic properties of the buildings, gathered by performing non-destructive tests of forced and ambient vibration tests combined, can be used for continuous structural health monitoring process of the residential complex. The importance of gathering information about the state of the structures right after they are constructed, is of crucial importance since provides important reference values which represent the healthy state of the structures.

Obtaining parameters of newly constructed, healthy structures is a benefit for the process of monitoring structure's state over time, after their exposure to extensive exploitation and also after future seismic events. Possessing required information for healthy structures will be used for tracing the structures' health history and, the most important, comparison of the healthy state parameters with the ones obtained at any time in the future, which makes the process of identifying eventually occurred damages much easier. The present timing for the in-situ testing program of the "Cevahir Sky City" residential complex is favorable because it provided an information about the initial health state of the buildings, which provides the possibility of structural health monitoring process over their state during long time exploitation.

5. REFERENCES

[1] Garevski M., Gjorgjiev I., Jekikj G., Zhurovski A., Naumovski N. (2016). *Experimental In- Situ Testing of the Structures of Cevahir Sky City Residential Complex in Skopje by Forced and Ambient Vibration Methods*, IZIIS Report 2016-22*,* Skopje, Republic of Macedonia, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology.

[2] Garevski M., Cifliganec V., Jekikj G., Gjorgjiev I., Naumovski N., Zhurovski A. (2013). *Analysis of Dynamic Properties of 9-Storey Residential Building by Application of Forced Vibration Testing and Ambient Vibration Measurements*, IZIIS Report 2013-30, Skopje, Republic of Macedonia, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology

[3] Petkovski M., Tashkov Lj., Born, C.S., (1992). *Full Scale Dynamic Test of the 105- storey Ryugyong Hotel in Pyongyang,* Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering, Madrid, Spain, 19-24 July, 2789- 2793.

[4] Taleb R., Bouriche F., Remas A., Boukri M., Kehila F. (2012). *Use of Ambient and Forced Vibration Tests to Evaluate Seismic Properties of an Unreinforced Masonry Building Rehabilitated by Dampers*, Proceedings of the Fifteenth World Conference on Earthquake Engineering, Lisbon, Portugal.

[5] Tashkov Lj., Krstevska L. (2011). *Experimental In- Situ Testing of Residential Buildings Built in Dc-90 System Located in Becici, Montenegro by Ambient and Forced Vibration Methods*, IZIIS Report 2011-39, Skopje, Republic of Macedonia, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

MT - 17

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

ASSESSMENT OF THE STRUCTURAL BEHAVIOR AND RETROFITTING OF A HYDROELECTRIC GENERATING STATION

Vladimir GOCEVSKI[1]

ABSTRACT

Hydro-Québec is very concerned about the need to ensure the protection of its personnel and equipment during the operation of its power plants. The application of the codes and standards currently in force provides this assurance at the time when the power plants are constructed. However, when it comes to evaluation of the existing and relatively old power plants, built in the past according to now obsolete criteria, elaborate unconventional studies must be conducted so the risk of collapse of buildings is small or rather nonexistent. Therefore, in the last 20 to 25 years, Hydro-Quebec has used unconventional analysis on many power plants and substations of its network affected by structural deterioration due to ageing during the long period of time after their construction, and, in particular, with the concrete swelling due to the Alkali-Aggregate Reaction.

In this context the structural department obtained a mandate to evaluate the behavior of the infrastructure, the steel superstructure with an unreinforced masonry envelope, and the crane runway supporting structure of many old power plants in general, and the Beauharnois generating station because of its importance for the Hydro-Quebec's network in particular.

The structural framing behavior at Beauharnois powerhouse depends on the displacement of concrete from the infrastructure affected by the alkali-aggregate reaction (AAR). Therefore, estimating past and future infrastructure movements is part of the first step in evaluating the plant's superstructure. The behavior of the masonry envelope of the building depends deeply on the behavior of the steel structural framing and for this purpose no intervention at the level of the frame should ignore the behavior of the masonry envelope.

The argument presented above leads us to the conclusion that we cannot analyze (or evaluate) individually each element mentioned (the frame, the crane runway and the masonry envelope).

The paper describes the structural problems, at the Beauharnois power plant near Montreal, caused by the concrete swelling. Some of the problems, appearing on the infrastructure, the structural steel superstructure and the envelope of the structure having unreinforced masonry walls are presented and without describing the elaborate methods of the structural analyses used for their evaluation, the retrofitting is explained.

Keywords: *concrete swelling; structural steel deformation; unreinforced masonry; turbo-generator supports;*

[1] PhD, Hydro-Quebec, Montreal, Canada, gocevski.vladimir@hydro.qc.ca

1. BACKGROUND INFORMATION

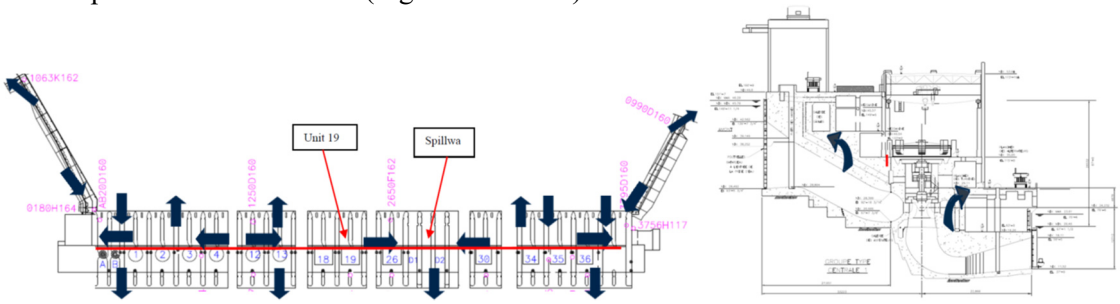
The Beauharnois power plant is located 40 kilometers from Montreal (Figure 1.). It was built in three stages, starting in 1927 with the powerhouse 1. The powerhouses 2 and 3 began with operation in 1950 and 1960 respectively. The entire power house is more than one kilometer long having 36 generating units with 1800 MW installed capacity. The structures of the power plant are affected by concrete swelling and structural displacements due to the Alkali-Aggregate Reaction producing extensive cracking that disturbs normal operation. Therefore, the refurbishments of the deformed structures are continuous beginning shortly after construction of the plant.



Fig. 1. Arial view of Beauharnois Power Plant

1.1. Problems encountered

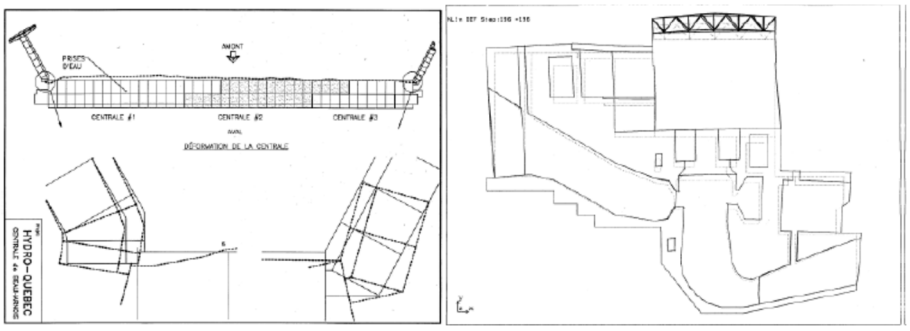
The structural problems are a results of 90 years of aging and basically from concrete expansion. The expansion spreads in all directions (Figure 2a and 2b).



(a) (b)

Fig. 2. Directions of Movement (a) Horizontal; (b) vertical

Due to the swelling of concrete, the infrastructure is deformed (Figure 3). These deformations are irregular and depend on the rates of expansion of the concrete which are a function of several parameters (magnitude of free expansion and distribution of moisture in the in-situ concrete; internal and external confinement; propagation of cracks over time and reduced water tightness that leads to increased moisture in cracked concrete - expansion increases). As a result, the structure is extensively cracked in some areas and the normal operation of the plant at the turbo-alternator level, front gates, stay vanes and wicket gates is prevented.



(a) (b)

Fig. 2. Deformation of the powerhouse (a) horizontal; (b) vertical

The superstructure supported by the expanding concrete deforms (Figure 4), and prevents normal operation of the overhead crane. The vertical displacements of crane runway beams for the three powerhouses (over 170 frames) are shown in Figure 5. The stresses in the columns supporting the overhead crane runway, roof trusses and bracings are not designed to accommodate these deformations and the stresses in these structural steel members exceed the point of elastic behaviour (structural steel plastic yielding). Also, the deformation of the superstructure causes deformation and cracking of the masonry envelope which is an integral part of the superstructure (Figure 6).

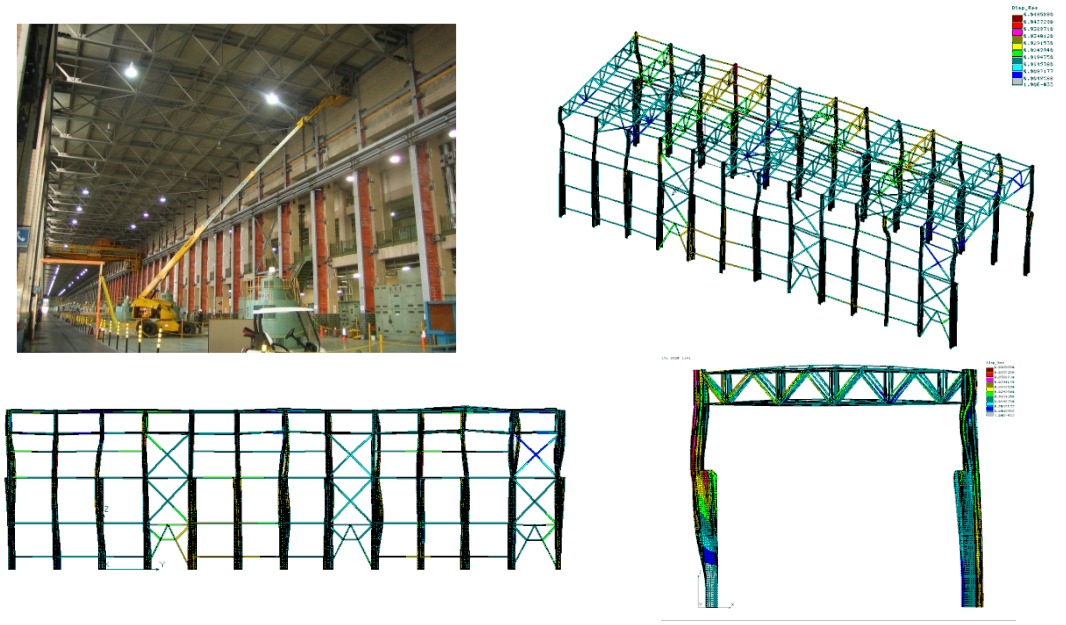


Fig. 4. Deformation of the superstructure: interior view; 3D deformation; longitudinal elevation; upstream-downstream section;

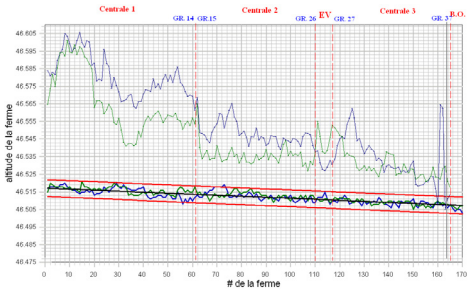


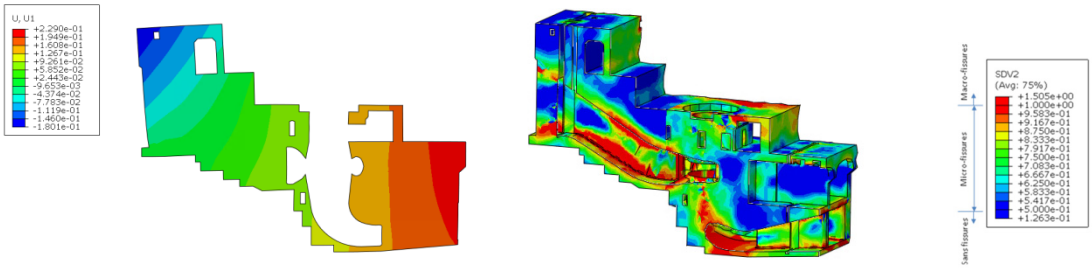
Fig. 5. Displacement and alignment of crane runway beams in the vertical direction



Fig. 6. Cracks in the wall caused by displacements of the steel structure

1.2. Description of the stages of the elaborated study

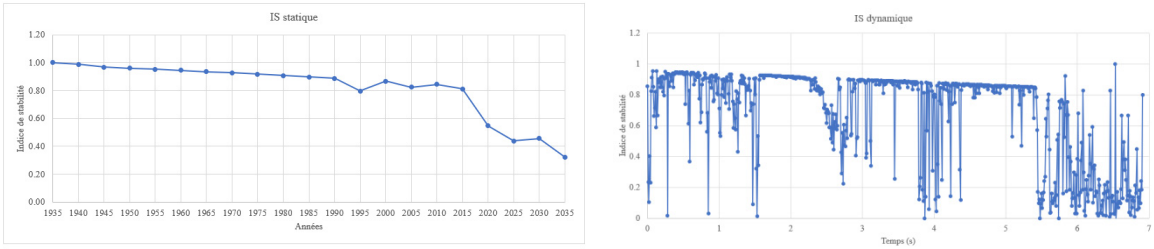
The evaluation of the behavior of the infrastructure to estimate the continuous displacements of concrete affected by the RAG presents the first part of the study -Step 1. This is a very elaborate step that requires characterization of several parameters of calculations and properties of concrete for an adequate estimation of displacements and structural damage (cracking).The analysis is based on the theory of plasticity of brittle materials also known as concrete damage plasticity. The variation or evolution of concrete properties in time, influenced by the AAR, must be adequately evaluated. The procedure is explained in details in References 1 and 2 and will not be repeated here. Some typical results of the analysis performed in Step 1 are shown in Figure 7.



(a) (b)

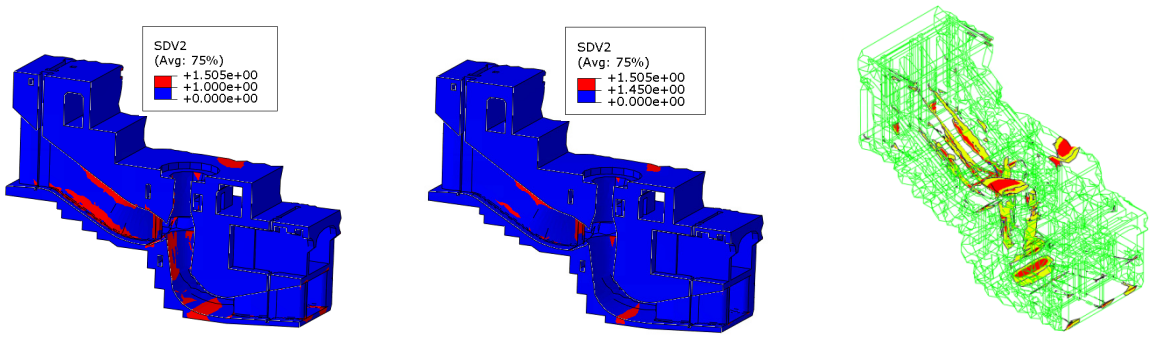
Fig. 7. Unite 12; year 2035; (a) Extent of Displacements; (b) Extent of damage, areas of micro cracks and macro cracks, after an earthquake occurring in 2035

The static and dynamic stability indicator SI is theoretically defined in Ref. 1 and Ref. 2. The graphs, indicating the structural integrity (SI = 1 elastic behaviour; SI = 0 local or overall instability), are elaborated in detail in reference 3. For Beauharnois Unit 12, the SI values are shown in Figure 8.



(a) (b)

Fig. 8. Stability Indicator: Static Behavior (a), and Seismic cycle (b)



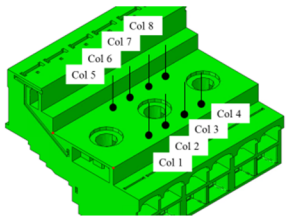
(a) (b) (c)

Fig. 9. Possible rupture of cracked concrete in 2035 during an earthquake: (a) macro cracks; (b) regions of major damage; (c) concrete blocks that may burst according to the SI value

As shown in Figure 9, the red color indicates the regions where the potential of local burst of concrete during an earthquake (in 2035) is very high. Pinning of concrete in these areas before 2035 will be necessary.

The second part of this study, Step 2, is focused on assessing structural steel frames capacity and the stability of upstream and downstream walls constructed of unreinforced masonry. The superstructure supports loads such as: permanent or dead loads (D), live loads (L), wind (W), snow (S), AAR displacements or the movements of the concrete at the level of the base plates and at the upstream deck and the mezzanines of the intake structure (RAG), overhead traveling crane vertical load (L_{pr}), and upstream-downstream crane impact load (C7).

The displacements obtained by numerical study in step 1 were calibrated with those measured by the instruments between 1974 and 1998. Figure 10 shows the location of the points on the numerical model that corresponds to the positioning and displacements at the base plates of four frames at group 12 of the plant for the period of 100 years after the construction of the plant - from 1935 to 2035.



	Col 1 - Aval			Col 2 - Aval			Col 5 - Amont			Col 6 - Amont		
	x	y	z	x	y	z	x	y	z	x	y	z
0	1.97E-04	-9.50E-04	-2.55E-05	1.97E-04	-9.93E-04	-1.20E-05	2.18E-04	-8.96E-04	-2.81E-05	2.25E-04	-9.61E-04	-1.15E-05
5 ans	7.61E-03	4.52E-03	2.13E-04	7.99E-03	4.63E-03	1.38E-04	3.40E-03	6.13E-03	1.97E-04	3.41E-03	6.11E-03	3.33E-05
10 ans	1.64E-02	1.06E-02	3.59E-04	1.70E-02	1.08E-02	2.48E-04	7.87E-03	1.24E-02	3.44E-04	7.91E-03	1.25E-02	6.10E-05
15 ans	2.47E-02	1.63E-02	4.97E-04	2.55E-02	1.67E-02	3.66E-04	1.18E-02	1.92E-02	3.97E-04	1.18E-02	1.94E-02	5.47E-05
20 ans	3.32E-02	2.22E-02	5.73E-04	3.41E-02	2.27E-02	4.51E-04	1.59E-02	2.56E-02	4.35E-04	1.60E-02	2.59E-02	5.96E-05
25 ans	4.16E-02	2.79E-02	6.67E-04	4.26E-02	2.86E-02	5.38E-04	2.00E-02	3.22E-02	4.93E-04	2.01E-02	3.25E-02	7.65E-05
30 ans	5.01E-02	3.36E-02	7.08E-04	5.10E-02	3.43E-02	6.08E-04	2.40E-02	3.84E-02	5.27E-04	2.42E-02	3.87E-02	8.58E-05
35 ans	5.84E-02	3.92E-02	8.01E-04	5.94E-02	4.00E-02	7.07E-04	2.80E-02	4.46E-02	5.48E-04	2.82E-02	4.49E-02	9.43E-05
40 ans	6.66E-02	4.47E-02	8.38E-04	6.77E-02	4.56E-02	7.66E-04	3.20E-02	5.10E-02	5.76E-04	3.22E-02	5.12E-02	1.11E-04
45 ans	7.49E-02	5.03E-02	8.89E-04	7.59E-02	5.13E-02	8.29E-04	3.58E-02	5.72E-02	6.03E-04	3.61E-02	5.75E-02	1.17E-04
50 ans	8.31E-02	5.57E-02	9.26E-04	8.42E-02	5.68E-02	8.77E-04	3.97E-02	6.35E-02	6.20E-04	4.01E-02	6.38E-02	1.30E-04
55 ans	9.13E-02	6.11E-02	9.64E-04	9.24E-02	6.23E-02	9.32E-04	4.36E-02	6.97E-02	6.33E-04	4.40E-02	6.99E-02	1.32E-04
60 ans	9.94E-02	6.65E-02	1.01E-03	1.00E-01	6.77E-02	9.86E-04	4.74E-02	7.59E-02	6.60E-04	4.79E-02	7.61E-02	1.47E-04
65 ans	1.08E-01	7.19E-02	1.04E-03	1.09E-01	7.32E-02	1.04E-03	5.12E-02	8.20E-02	6.61E-04	5.17E-02	8.22E-02	1.49E-04
70 ans	1.16E-01	7.72E-02	1.07E-03	1.17E-01	7.86E-02	1.07E-03	5.50E-02	8.81E-02	6.69E-04	5.55E-02	8.83E-02	1.50E-04
75 ans	1.24E-01	8.25E-02	1.11E-03	1.25E-01	8.40E-02	1.11E-03	5.87E-02	9.42E-02	6.79E-04	5.93E-02	9.44E-02	1.55E-04
80 ans	1.32E-01	8.79E-02	1.15E-03	1.33E-01	8.94E-02	1.16E-03	6.23E-02	1.00E-01	6.94E-04	6.30E-02	1.01E-01	1.69E-04
85 ans	1.40E-01	9.32E-02	1.17E-03	1.41E-01	9.47E-02	1.20E-03	6.60E-02	1.06E-01	7.02E-04	6.67E-02	1.07E-01	1.75E-04
90 ans	1.48E-01	9.85E-02	1.20E-03	1.49E-01	1.00E-01	1.23E-03	6.97E-02	1.12E-01	7.05E-04	7.04E-02	1.13E-01	1.74E-04
95 ans	1.56E-01	1.04E-01	1.23E-03	1.57E-01	1.05E-01	1.27E-03	7.33E-02	1.19E-01	7.23E-04	7.41E-02	1.19E-01	1.82E-04
100 ans	1.64E-01	1.09E-01	1.26E-03	1.65E-01	1.11E-01	1.31E-03	7.69E-02	1.25E-01	7.28E-04	7.77E-02	1.25E-01	1.81E-04

Fig. 10. Base Plates; Displacement (m) obtained from the analysis of calibrated numerical model in 3 directions: upstream-downstream (x); vertical (y) and east-west (z)

In the case of the Beauharnois power station, the frames of the superstructure at the upstream side are attached to the swelling concrete of the intake structure for the entire height. On the downstream side the columns are in contact with the concrete only at the level of the base plates. Because of these unsymmetrical supports (displacements) the deformed state of the frames was possible to be obtained only by surveying. With the same measurements, indirectly the displacements of the masonry wall attached to the columns were acquired. The deformed shapes of frames at Unit 12, obtained from surveying 21 targets installed on each frame are presented in Figure 11.

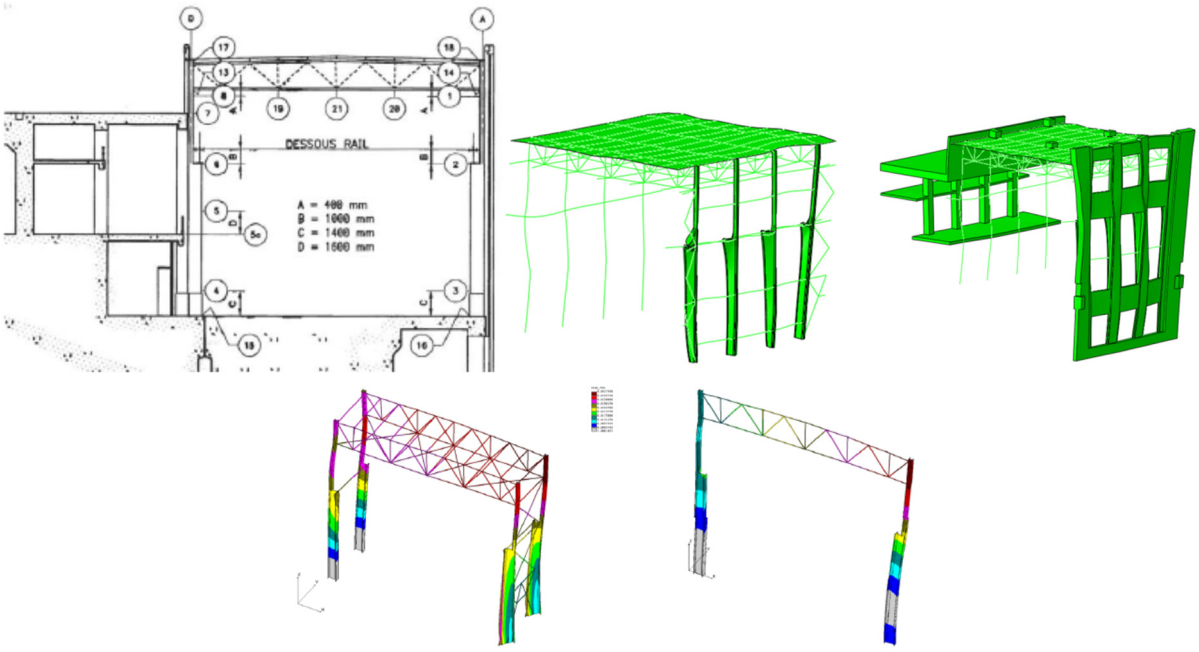


Fig. 11. Deformation of the superstructure obtained by surveying: frames in unit 12

The results of the analysis of the upstream and downstream columns capacity of Frame 51 are shown here only. The presented results are those obtained from the loading combination:

$$1.25 * D + 1 * L + 1.05 * L_{pr} + 1 * S + 1.25 * RAG + 1 * C7$$

and the evaluation of the capacity of columns, Class 1 and 2, according to the Canadian standards CSA S16, under axial load C_f and bi-axial moments M_{fx}, M_{fy} :

$$C_f / C_r + M_{fx} / M_{rx} + M_{fy} / M_{ry} \leq 1.0;$$

The relationship was applied separately to the upper and lower part of the bayonet column. This is an acceptable approximation for "preliminary" results for a pre project.

Frame #51 - AAR surveying of the frames at 2009

Downstream Column	Superior portion of the column	83%
	Inferior portion of the column	94%
Upstream Column	Superior portion of the column	151%
	Inferior portion of the column	65%

The final results were evaluated by a stability analysis employing sub-modeling of the entire bayonet columns (Figure 12). Once the loads and displacements are introduced the stability study is done in several steps and must include the effects of material and geometric nonlinearities.

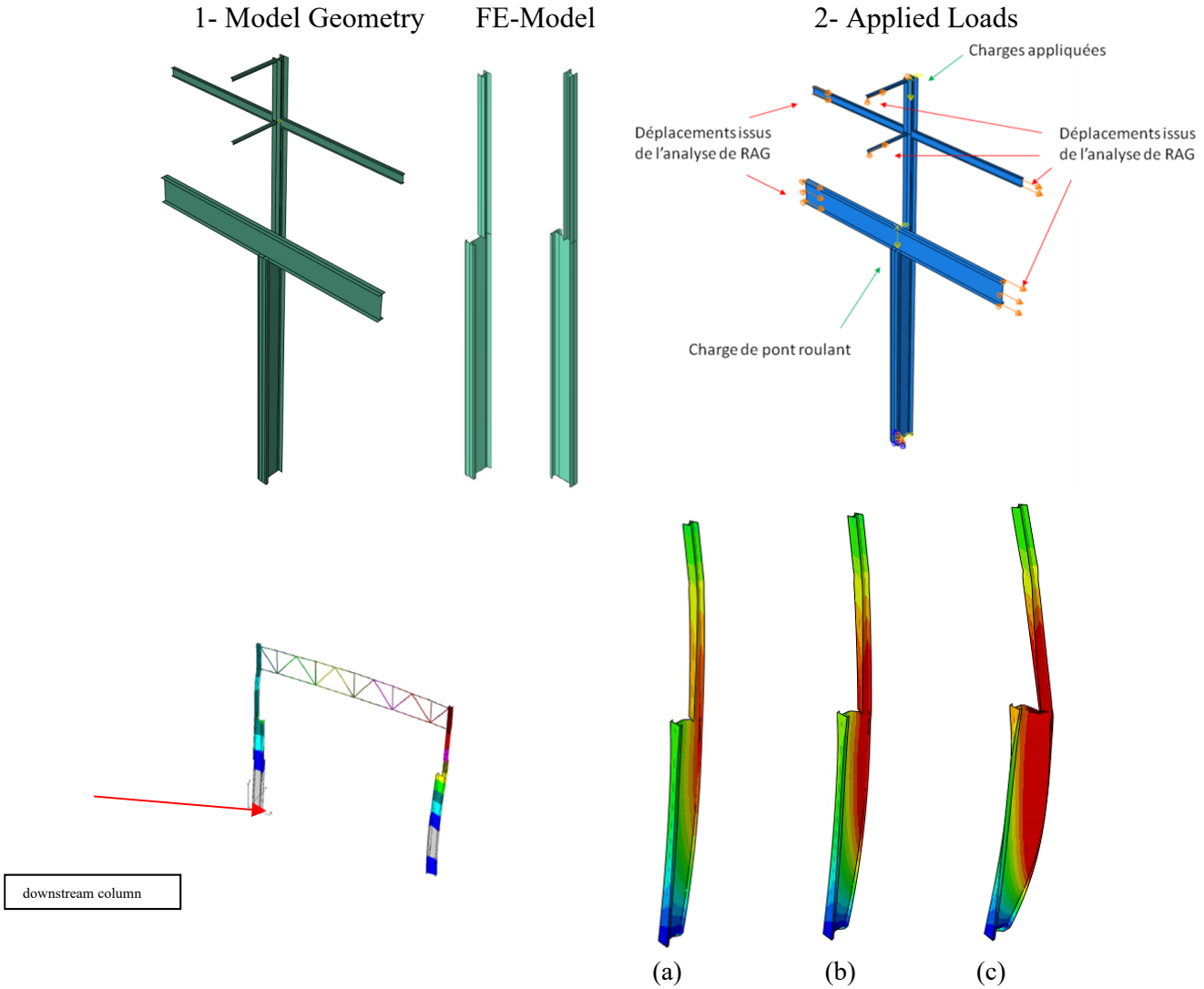
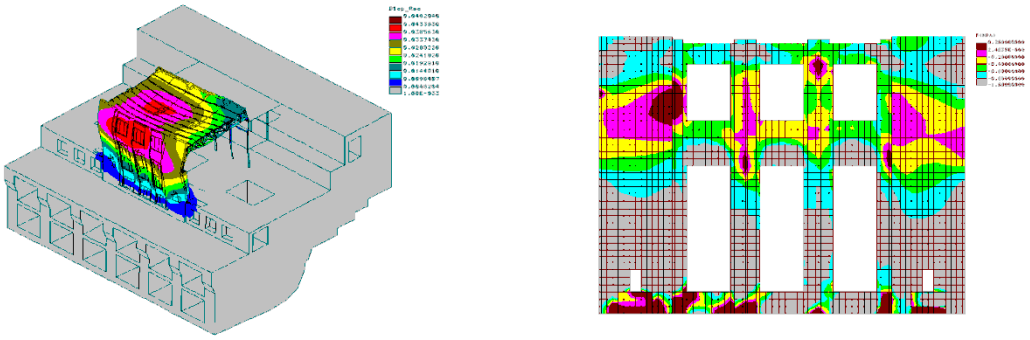


Fig. 13. Buckling of the Downstream Column–frame 51; (a) Deformed shape due to AAR, (b) onset of buckling, (c) column after buckling

The third part of this study, Step 3, is concentrated on assessing the behaviour of the masonry wall. The analysis of the unreinforced masonry wall is based on the theory of "critical plane approach". The details of this approach will not be presented here. See Ref. 4 for more details. Some results of the analysis are presented in Figure 14. The figure shows the deformed condition of the superstructure, due to AAR, as well as the effect of an earthquake. Also, the damaged areas (cracking) of the wall are presented.



(a) (b)

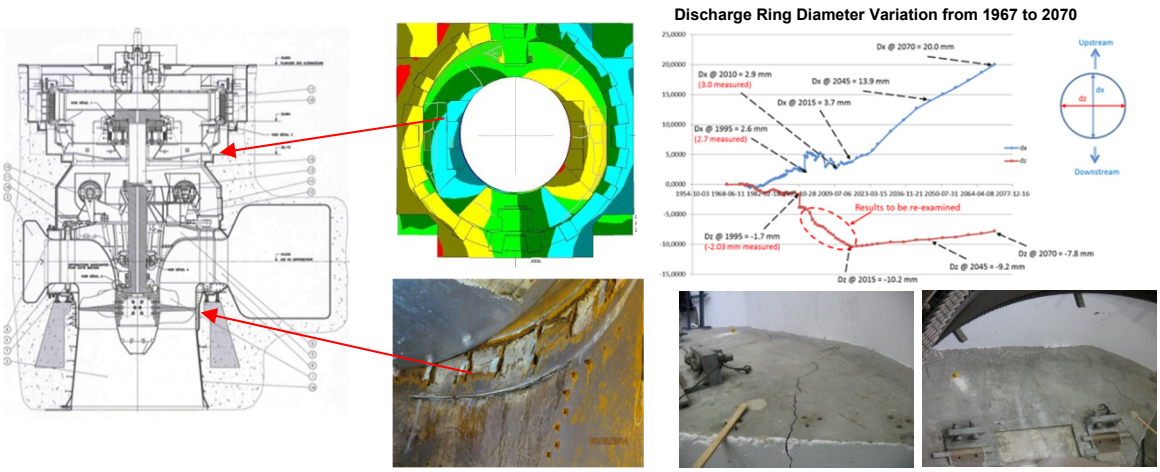
Fig. 14., (a) the deformed state of the superstructure under the effect of AAR and earthquake-induced deformations; (b); areas of damage (cracking) of the wall

1.3. Assessment of damages and methods of refurbishment

The powerhouse is already 90 years old. In general the natural aging of the structure and the concrete expansion and cracking due to AAR in particular are cause of constant deterioration which requires permanent observation and application of corrective measures in order not to interrupt the production of each unite. Some of the problems that need frequent attention and the methods for their resolution are presented here.

1.3.1. Deterioration of the infrastructure - observed damage and strengthening of structures

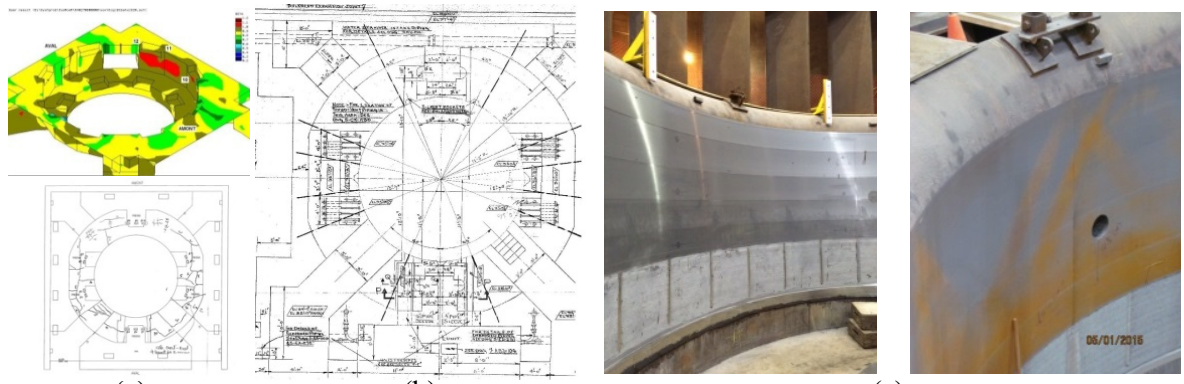
The structural deformation caused by concrete expansion is affecting the normal operation of the turbo-generator and manipulation of the gates in the water passage ways. The minor loss of verticality of the operating generator as well the ovalization of the discharge ring, causes cracking of the concrete supporting the unit as well as damage from cavitation and erosion as shown on Figure 15. The rotating mass (180 RPM) of the generator is 520 Imperial Tons.



(a) (b) (c)

Fig. 15. Turbo-generator (a); erosion of the discharge ring (b); cracking of rotor supporting concrete

The repair of the rotor supporting concrete and correcting the erosion due to the cavitation is a delicate task. The cracking network is not uniformly spread under each support. Therefore, the rigidity at each support is not the same. This variation of the rigidity, even though small during the operation of the unit, triggers vibration. This may be controlled by adding concrete anchors placed radially, in the horizontal plane (Fig.16a and b). The anchors in combination with the steel liner covering the eroded surfaces of the concrete (Fig. 16c) prevents vibration, if correctly calibrated using an elaborate numerical analysis.



(a) (b) (c)

Fig. 16. Damaged regions and cracks distribution (a); radial concrete anchors positioned in the damaged regions (b); and steel liner correcting the ovalization and eroded regions (c);

The vertical slots (guides) in the piers are guiding the gates. The piers between the gates openings are vertically cracked in the guiding slots due to the concrete expansion (Figure 17). These cracks create a condition of instability (detachment) of the concrete on the upstream side of the cracks in case of an earthquake.

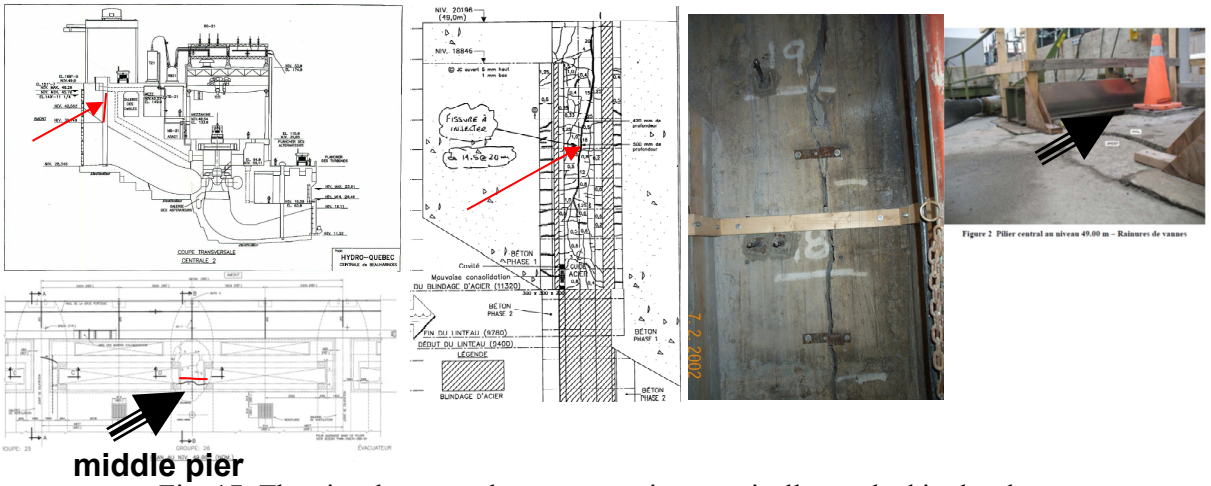
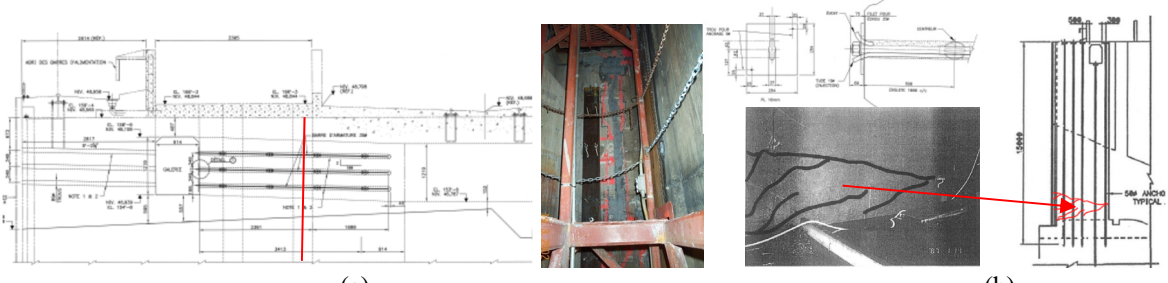


Fig. 17. The piers between the gates openings vertically cracked in the slots

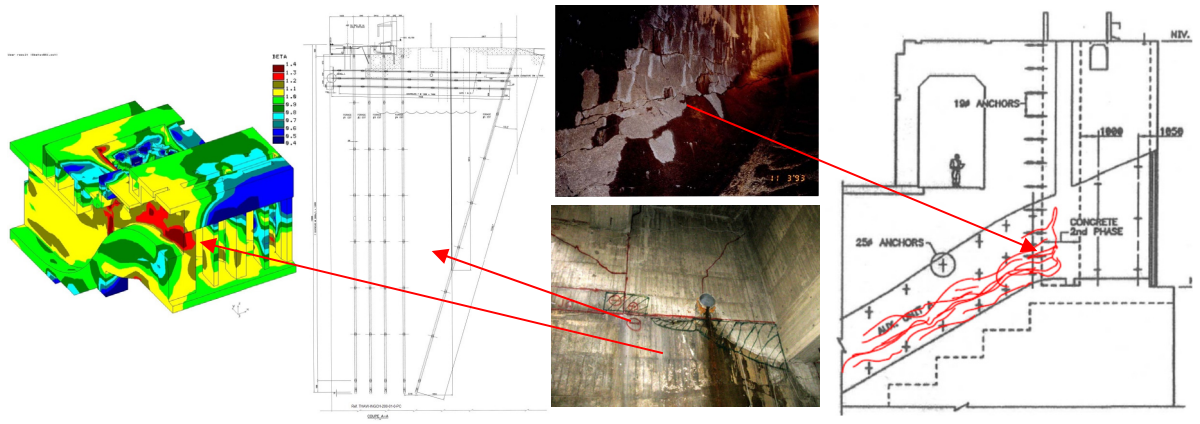


(a) (b)

Fig. 18. The retrofitting method; use of passive anchors, perpendicular to the vertical cracks (a); and post tensioned cables for stabilizing the base of the cracked piers (b)

The retrofitting method involves use of passive anchors, perpendicular to the cracks, pinning the upstream concrete block to the downstream concrete mass (Figure 18a), and post-tensioning cables for stabilizing the base of the cracked piers (Figure 18b).

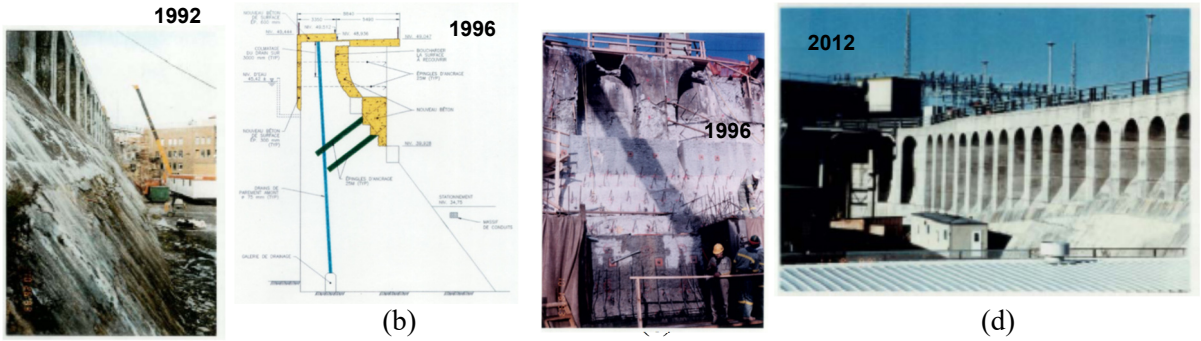
Figure 19a shows passive vertical and horizontal anchors to preserve structural integrity of the piers between water intake structure and spillway. For retrofitting the heavily cracked concrete, in some of the water passages unit, concrete anchors are used for pinning the loose concrete blocks (Figure 19b).



(a) (b)

Fig. 19. The retrofitting methods for water passage ways: use of passive anchors, perpendicular to the vertical and horizontal cracks (a); and concrete anchors used for pinning the loose concrete blocks (b)

The concrete, cracked from the concrete expansion, with surfaces exposed to the extreme Canadian climate deteriorates mainly from freeze-thaw cycles. The deterioration on the downstream side of the Right Gravity Dam (RGD) at Beauharnois power plant is shown in Figure 20a. The refurbishment consisted of replacement of the deteriorated concrete and widening of the dam's crest (Fig. 20b) to allow normal traffic circulation during the work on the powerhouse. The vertical ϕ300 mm drains were installed at every 3.0 m c/c (Fig. 20b) to intercept the infiltration through the dam and to drain the water into the bottom gallery. The new concrete was connected with dowels anchored in the existing solid concrete (Fig 20c). The refurbished crest and downstream side of the dam is presented in Figure 20d.



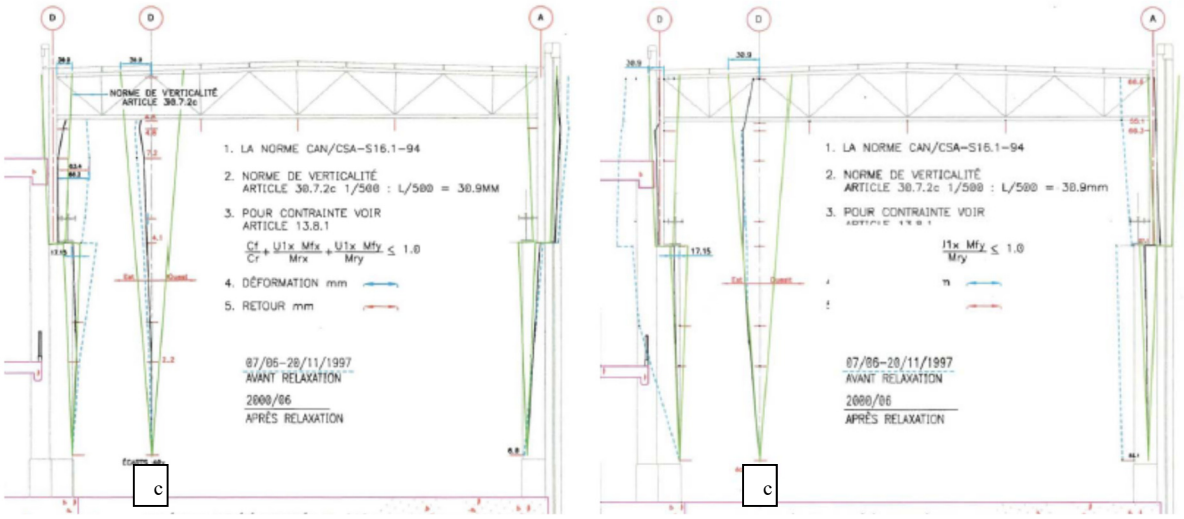
(b) (d)

Fig. 20. Downstream side of RGD: (a) concrete deterioration; (b) and (c) details of refurbishment interventions; and (d) present view of the dam.

1.3.2. Structural problems of the superstructure deformed from the expansion of the concrete

The deformed shape of the structural steel superstructure is presented in Figure 4. The majority of the steel frames are deformed to the extent that the steel stresses in many sections of the bayonet columns reached the yielding point. To proceed with standard strengthening of the columns having local plastic steel sections is not effective since it will require to almost double up the column sections. The method applied here considers reduction of deformations by straitening up the frames to obtain their initial geometry. As it can be seen in Figure 2 the superstructure at both ends (frames # 1 to 9 and # 162 to

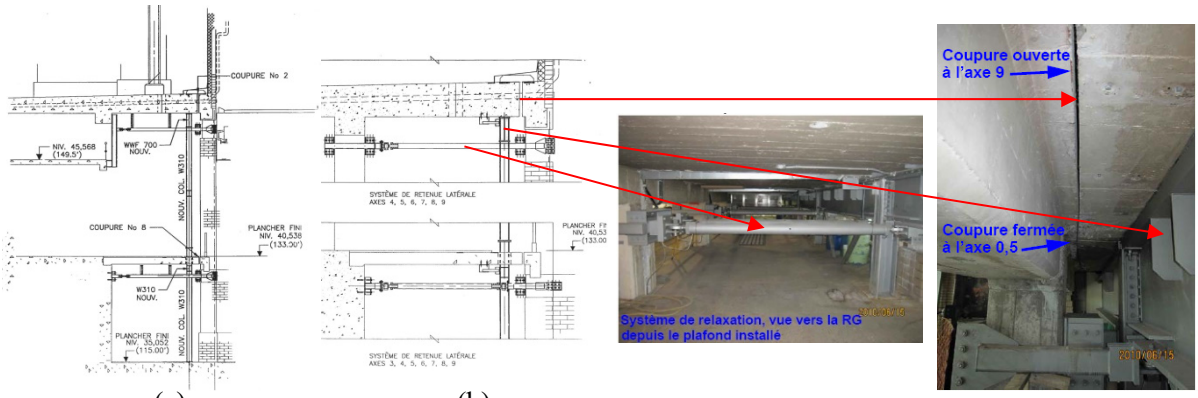
174) is pushed from the expanding right and left gravity dams in downstream direction, while the superstructure in the middle (frames #9 to 162) is pulled by the water intake structure in upstream direction. These two deformed shapes of the steel frame are presented in Figure 21. The dotted blue lines and black solid lines indicate deformed shapes before (year 1997) and after (year 2000), straightening respectively



(a) (b)

Fig. 21. Deformed shapes obtained by surveying at year 2000: (a) frame #3 pushed downstream by the Right Gravity Dam; (b) frame #14 pooled upstream by the water intake structure; c The middle column present deformed shape of upstream column in longitudinal direction

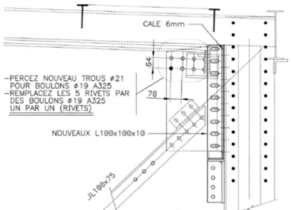
To move back (in the upstream direction) the frames #1 to 9 (Fig.21a), in order to make room, required to slot-cut the upper deck and the mezzanine concrete slabs in the water intake structure

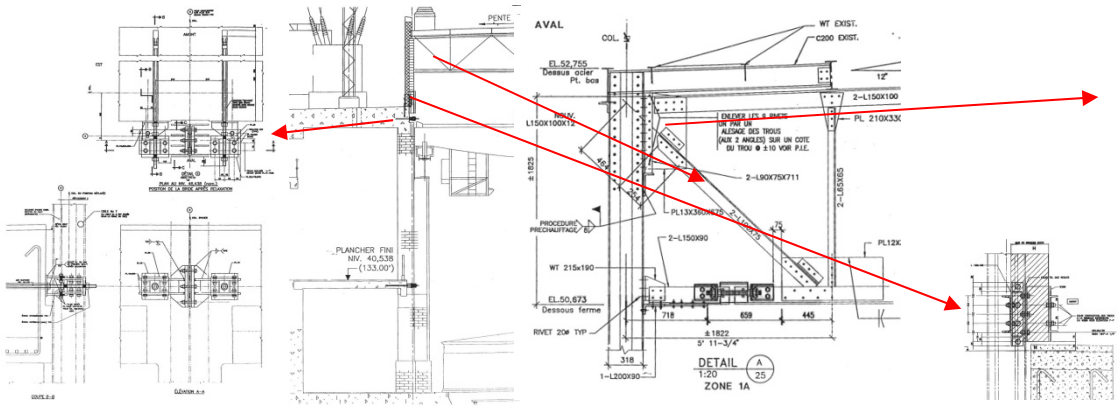


(a) (b)

Fig. 22. The pulling mechanisms (a); Position of the initially 80 mm slot-cut and the steel beam, above the steel columns, supporting the concrete slab

The steel columns for the frames #9 to 162 are attached to the concrete columns with anchors 2ϕ25mm@ 600 mm c/c. The steel columns are first detached from the concrete, and reattached at two places with upper deck and mezzanine slabs through high strength "dividag" concrete anchors, used to pull or push the column (frames) (Fig. 23a). To prevent buckling of truss members, before moving (straitening) the frames the rigid connections, at both ends, between the roof truss and the columns is modified into a joint able to rotate (Fig. 23b). At each bay, at the level of the upper deck, two channels are used to support the upstream masonry brick wall detaching it from the upper deck slab (Fig. 23c). The channels are connected with the columns providing a possibility for displacement of the masonry wall together with the steel frames of the superstructure during the straitening of the structure.

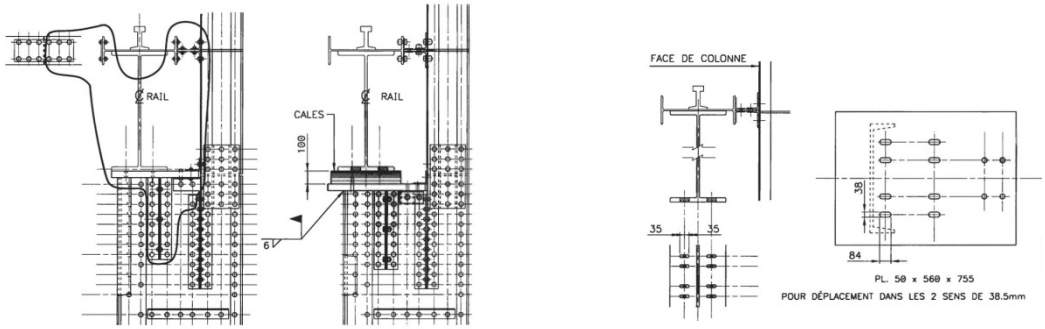




(a) (b) (c)

Fig. 23. The "DIVIDAG" concrete anchors for frame verticality adjustment; pushing or pulling mechanisms (a); Creation of hinges permitting rotation of the truss-column joint (b); support for upstream masonry wall permitting its detachment from upper deck slab (c).

The concrete displacements resulting in superstructure deformations, are directly affecting alignment of the runway rails and therefore prevents normal operation of the overhead crane. The vertical displacements of crane runway beams for the three powerhouses (over 170 frames) are shown in Figure 5. Because of excessive deformations, the realignment of crane rails in order to meet the Canadian standard requirements was not possible. Therefore, alignment of the runway beams and adjustment of their supports on the columns was undertaken, as shown in Figure 24.



(a) (b) (c)

Fig. 24. The alignment of the crane runway beams: (a) before the intervention at the beam support; (b) after the support modification; (c) beam supporting plate with slotted holes allowing displacements in both horizontal directions

To accommodate the vertical displacement the column head supporting the beams is cut 100 mm. The supporting plate PL. 755x550x50 mm with slotted holes is then welded on the column head. To reach the desired elevation of the supports, shims are placed between the supporting plate and the runway beam flange. The shims are with different thicknesses so the future adjustments (taking out required number of shims) will be relatively simple. Plates with slotted holes are attaching the top flange of the beam to the column. This arrangement of the runway supports permit adjustments without interrupting the production of the powerhouse.

To achieve effective refurbishment and to avoid interruption of the electricity production (this requirement was the condition imposed by the powerhouse manager) a working platform was constructed (Fig. 25). The platform was self-movable, using the crane runaway and provided access to any location where intervention was required. This method of work not only prevented interruption of production but the entire work was efficiently executed with two cruses of four workers and one foremen. The saving of time and money was considerable.

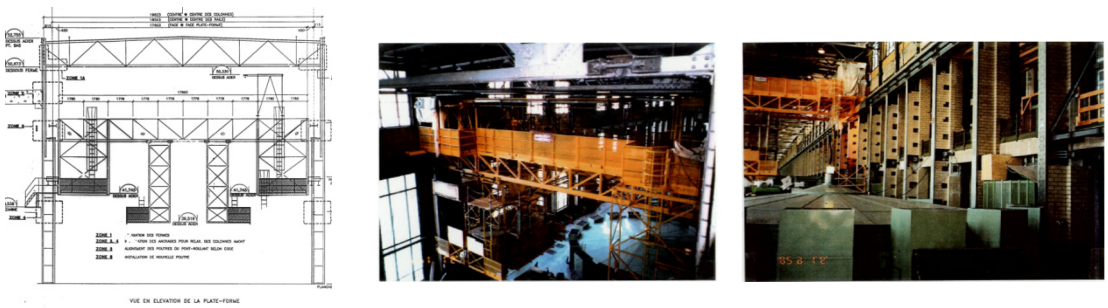


Fig. 25. The working platform

It is well known that unreinforced masonry does not offer enough ductility compared to structural elements that are the object of the seismic design of relatively new constructions, that is, unreinforced masonry alone cannot support large deformations in either linear or nonlinear domain. In this context, a point-reinforcing solution has been adopted. The wall was attached to the steel structures by using steel anchors with dampers (Fig. 26).

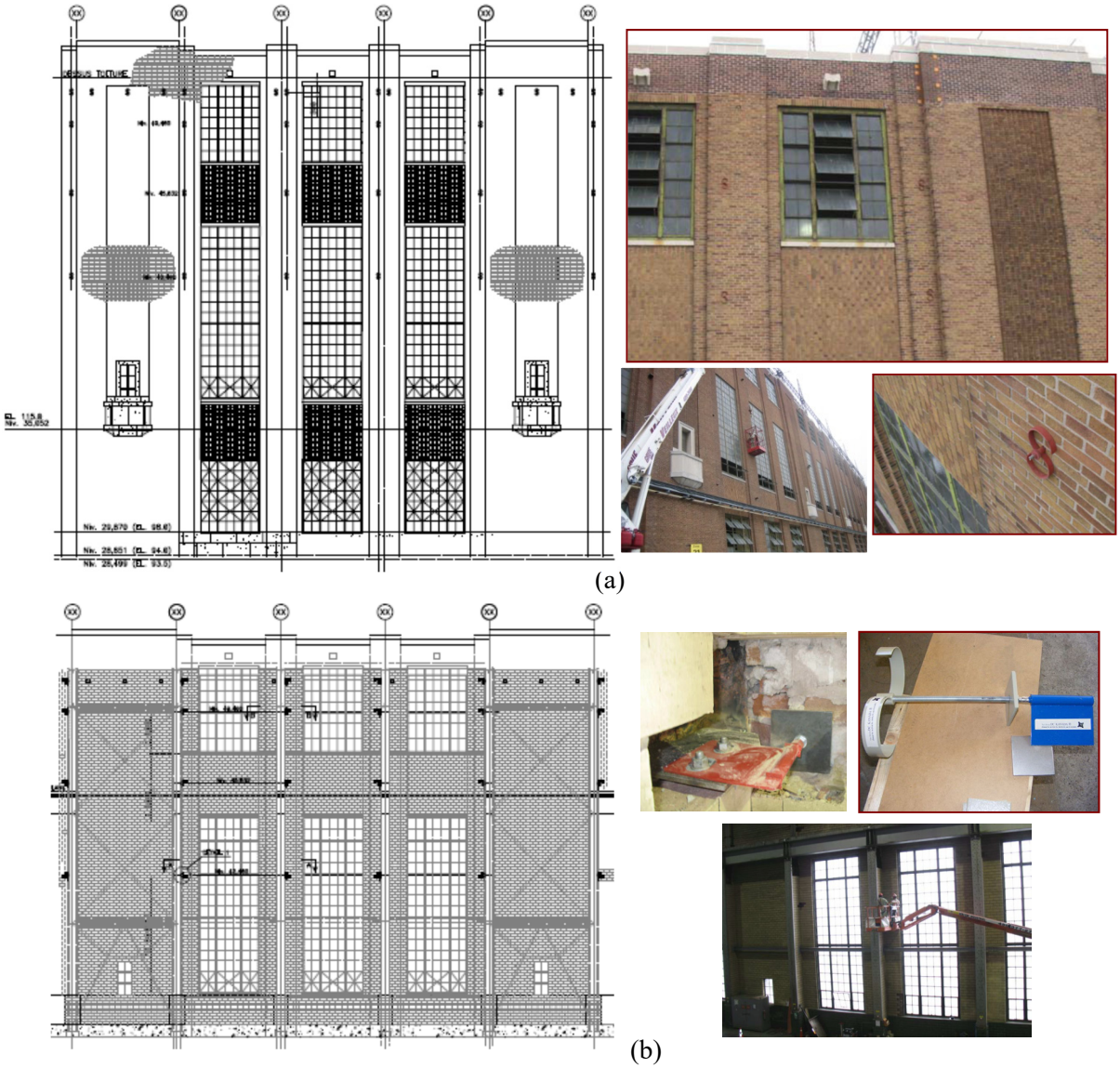


Fig. 26. The outside (a) and inside (b) elevation and locations of the dampers

The anchors at their end are attached with a damper. The damper is welded to a steel plate with slotted holes. This plate is than bolted to the steel plate that is welded to the column (see picture in Figure 26b and details in Figure 27). The anchor on the outside of the brick wall,, ends up with steel plate bended to have "S" shape, covering an area of 300 x 200 mm of the wall. The cement mortar in the brick joints is of very good quality. The shear strength, evaluated from the in-situ testing, is 2.7 MPa. This strength does not allow shear punching through the wall. Therefore, a relatively large portion of the masonry wall participates with the anchor, preventing out-of-plain rupture. The damper is capable to dissipate a lot of energy without requiring large deformation. It is a US patent fabricated by SYSTEM DC90.

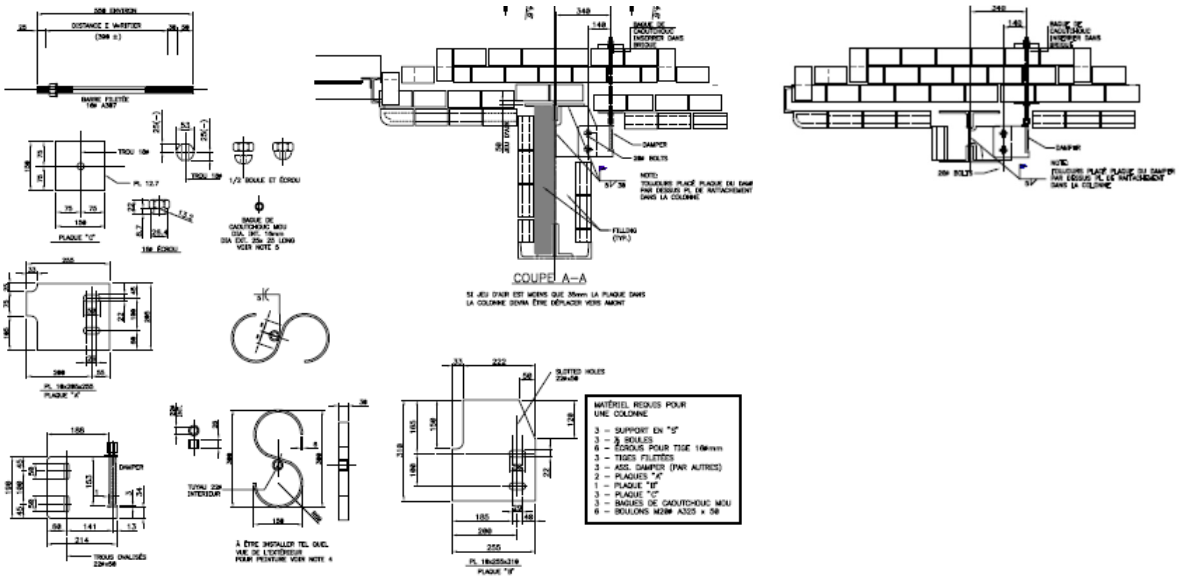
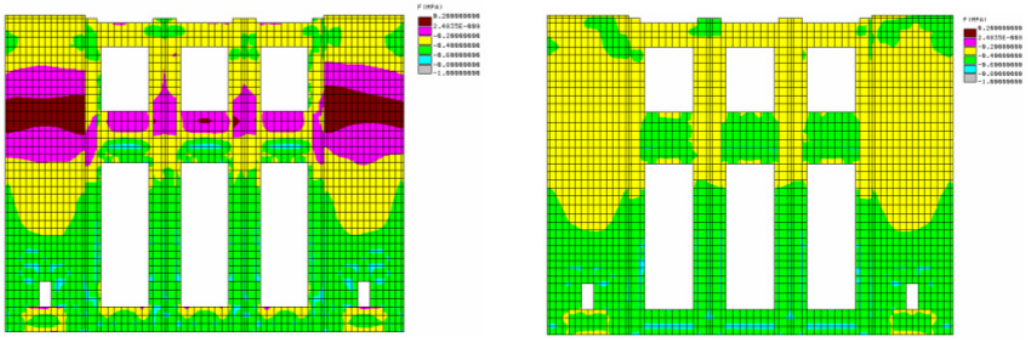


Fig. 27. Details of the anchor with the damper inserted in the masonry wall and connected with bolts to the column plate

The results of the numerical analysis, of the unreinforced masonry wall, using critical plane approach, demonstrates highly positive effect of the wall refurbishment presented here.



(a) (b)

Fig. 28. Cracking of the exterior surface of the wall; (a) wall before refurbishment; (b) wall pinned to steel structure with anchors equipped with DC90 dampers

FINAL REMARKS AND ACKNOWLEDGEMENTS

The evaluation of the old power plants, having structures either affected or not by concrete expansion, and the procedure of their refurbishment (some of it presented in this paper) is regularly practiced for the last 30 years at Hydro Quebec. The observation by the follow-up of refurbished structures are more than satisfactory since they are matching closely the predicted behavior.

One of the main reason is the application of adequate analytical methods developed mainly by Hydro Quebec, helped by Post-doctoral research associates, as well as doctoral and master students under direction of their mentors (university full professors and adjunct professors) combined with the practicing engineers working at Hydro Quebec. The author would like to acknowledge the work of engineers, under his supervision, in the structural department at Hydro Quebec Equipment and all of the external students and university professors.

REFERENCES

[1] Gocevski, V., (2018), Modeling Concrete Structures Affected by Alkali Silica Reaction: Hydro-Quebec approach for Hydraulic and Nuclear Power Plants. EPRI, Palo Alto, CA: 2018. 3002013190.

[2] Gocevski, V., (2018), « Aménagement hydro-électrique de Rapide-Blanc; Étude du comportement des structures affectées par la réaction alcali granulat dans le béton », Rapport Final, Mandat IMES066 – OTP QTACTB120024031A999001, HQIÉSP Montréal, octobre 2018.

[3] Gocevski, V., (2019), Évaluation du comportement structural de la centrale de Beauharnois - L'approche d'analyse de l'infrastructure, de la superstructure, de la voie de roulement du pont roulant et du mur aval en maçonnerie non armé, Approche d'évaluation des structures affecte par la Réaction Alcali-Granulats (en phase de préparation et approbation), Unité structure Hydro-Québec Équipement, Montréal, Juin 2019.

[4] Gocevski, V,. (2007), Centrale Beauharnois - Superstructure; Murs de maçonnerie non armés; Évaluation de la stabilité sismique; Direction principale Expertise, Direction Ingénierie – MSA Unité Structure Janvier 2007

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

MT – 18

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

DURABILITY ANALYSIS OF THE BRIDGE B7 ON THE RAILWAY LINE BITOLA-KREMENICA

Ivan IGNJATOVIĆ[1], Vedran CAREVIĆ[2], Marija DOCEVSKA[3], Goran MARKOVSKI[4]

ABSTRACT

Cases of unsatisfied duration of structure service life turn not to be so rare. In concrete structures, one of the key reasons for that is corrosion of embedded reinforcement that can be either chloride- or carbonation-induced. The later one has been reported to be a major durability problem for any infrastructure object exposed to carbon dioxide CO_2. Such an example is the case study bridge considered in this paper - recently built RC bridge B7 on the railway section Bitola-Kremenica. The subject bridge is located in extremely CO_2 rich environment. Thus, environmental conditions as well as in-built concrete quality were taken into account in order to examine if the recently built bridge meets the durability requirements, i.e. if the target service life of 100 years can be achieved. In order to quantify the key parameters in the numerical model for service life prediction, several laboratory and in-situ investigations were organized: (1) on-site measurement of CO_2 concentration in the air; (2) compressive tests on concrete cores and (3) determination of carbonation resistance of concrete through accelerated carbonation tests (ACC). Direct phenolphthalein test showed that the samples were carbonated prior to placing in the carbonation chamber. Based on the results from the conducted ACC tests, the concrete represented by the two cores, was classified as low to moderate in terms of carbonation resistance. Using the collected results, durability analyses based on partial factor and probabilistic method were carried out to determine the required concrete cover from carbonation point of view. The outcomes of each analysis have shown that a hundred-year service life of the bridge can be achieved only with relatively thick concrete cover (more than 60 mm). Additionally, the carbonation process can be minimized and slowed down by application of waterproof and vapor-permeable concrete coatings on the exposed concrete surfaces.

Keywords: *Durability; Carbon dioxide CO_2; Accelerated carbonation test; Service life; Concrete cover*

[1] Associate Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Belgrade, Serbia, ivani@imk.grf.bg.ac.rs
[2] Teaching Assistant-PhD candidate, Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Belgrade, Serbia, vedran@imk.grf.bg.ac.rs
[3] M.Sc., Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of North Macedonia, docevska@gf.ukim.edu.mk
[4] Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of North Macedonia, markovski@gf.ukim.edu.mk

1. INTRODUCTION

Concrete is usually considered as a building material which possesses good durability properties. However, cases of unsatisfied duration of service life turn not to be so rare, even in some of the most developed countries in which the expected quality of construction works is very high. One of the key reasons for that in concrete structures is corrosion of embedded steel. In reinforced concrete (RC) structures, reinforcement is physically and chemically protected by the surrounding concrete. Concrete represents a highly alkaline environment with a pH value close to 13.5, which ensures the steel reinforcement protection with a thin oxide layer – passivation layer [1].

One of the most important deterioration mechanism together with chloride ingress is carbonation. It represents the process of cement matrix neutralization that leads to the decrease of pH value of concrete which reduces the chemical protection of reinforcement. If pH value drops below approximately 9.5, the chemical protection of reinforcement is destroyed as passivation layer is ruined (depassivation) forming the conditions for corrosion start. Serious damages can occur if the corrosion due to carbonation is not prevented or stopped.

There are many factors that affect carbonation process (CO_2 concentration, relative humidity, temperature, curing conditions and concrete porosity). Since the time required to determine the carbonation depth in natural conditions (CO_2 concentration of approximately 0.03% in rural and 0.3% in urban areas [2]) is measured in years, the usual quantification of the concrete carbonation resistance is done through the accelerated carbonation tests. Accelerating the carbonation process is achieved primarily by increasing the CO_2 concentration, which can result in a change in process kinetics [3]. It has been shown that at a concentration of 2% [4] there will be no major difference in the process kinetics [5]. In practice, an expected carbonation depth in natural environmental conditions is the most interesting information to engineers who care about the concrete durability and who perform service life design procedure.

Deterioration of RC structures due to carbonation-induced reinforcement corrosion has been reported to be a major durability problem worldwide as a large number of infrastructure objects are exposed to CO_2 rich environment. Due to this, the carbonation became an important issue in the durability analysis of RC structures.

2. CASE STUDY – BRIDGE B7 ON THE RAILWAY SECTION BITOLA-KREMENICA

Durability analysis considering the environmental conditions and the in-built concrete quality was performed on a newly built reinforced concrete bridge. The subject bridge is a part of Bitola-Kremenica railway section on the Corridor X. Its location is specific for the high concentration of the aggressive carbon dioxide CO_2 in the ground water that evaporates in the air.

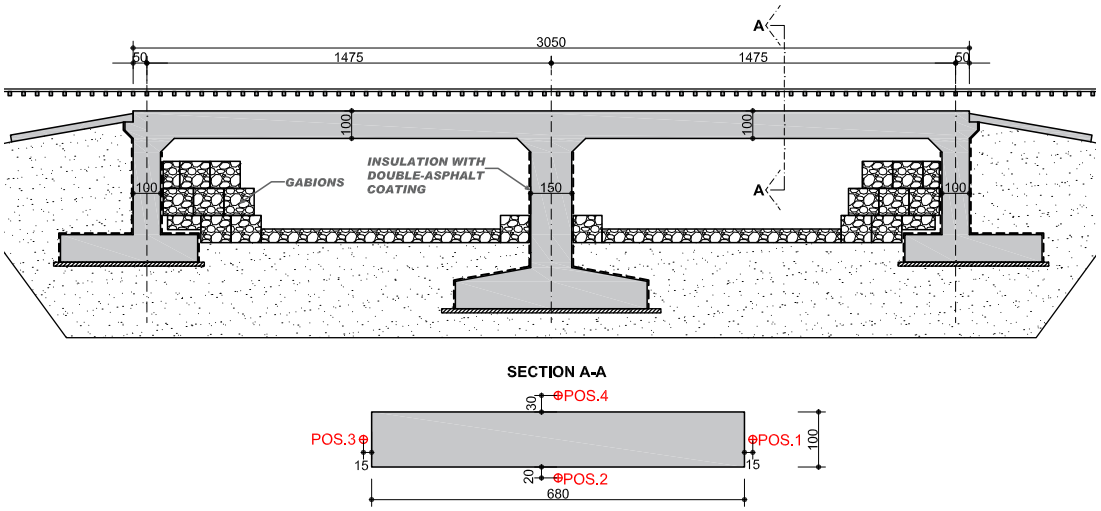


Fig. 1. Longitudinal section of the subject bridge (Bridge B7)

The bridge is a two-span frame (14.75m+14.75m) with a total length of 30.50m. The 100 cm-thick solid slab is rigidly connected to the pier and the abutments (Fig.1). In situ obtained concrete strength corresponds to a concrete class C30/37.
Since the substructure of the bridge is covered by double-layered insulation (type RB200 – BIM Sv. Nikole) and partly with gabions, the focus in the analysis is mainly placed on the directly exposed superstructure.
Two main preconditions for initiation of carbonation process in concrete are:

- Presence of CO_2 in the atmosphere
- Variable relative humidity in the range of 50-70%.

Given that the subject bridge is located in CO_2 rich environment permanently exposed to variable humidity (unsheltered structure), the possibility of initiation and development of carbonation process is very likely to occur. Consequently, carbonation-induced corrosion of reinforcement may start and shorten the design service life of the bridge.
Thus, in-depth durability analysis was performed to examine if the recently built bridge meets the durability requirements. It means that the target service life from carbonation resistance point of view should be 100 years. To predict the service life of the bridge, several input parameters specific for the bridge location, material properties and construction details, were required:

1. Environmental data
    - Data from the nearest weather station (daily and monthly average relative humidity, number of days with rainfall equal or higher than 2.5 mm per year, probability of rain simultaneously with strong wind etc.)
    - Actual CO_2 concentration in the atmosphere and, if exists, additional emission of CO_2
2. Data related to bridge construction
    - Duration of the curing period (curing with any method which disables water evaporation from concrete surface)
    - Existence of any insulation applied on exposed concrete surface (coatings, overlayers, etc.)
    - Exact nominal concrete cover
3. Properties of installed concrete
    - Carbonation resistance of concrete
    - Exact concrete strength, type of binder, w/c ratio, entrained air, etc.

Part of these parameters were obtained by collection of data from the Contractor+ (duration of the curing period, type of coatings, exact nominal cover, etc.) and the nearest weather station (average humidity, rainy days, etc.). However, other part of the parameters requires additional investigations and measurements to be organized and performed:

- On-site measurement of CO_2 concentration in the air
- Determination of concrete carbonation resistance
- Compressive tests on concrete cores

On-site measurements of CO_2 concentration were performed by Pharmachem-Laboratory for environment. For this purpose, device that works on infrared absorption principle (TESTO 535) was used. The measurements were performed in October 2018 in five positions acknowledged in Fig.1:

- Pos.1 – 15 cm apart from the right side of the bridge deck
- Pos.2 – 20 cm below the bridge deck
- Pos.3 – 15 cm apart from the left side of the bridge deck
- Pos.4 – 30 cm above the bridge deck
- Pos.5 – 1000 cm apart from the bridge

In young concrete structures (like considered bridge), measurement of a carbonation depth with a mostly used direct phenolphthalein test is not recommended since the carbonation process is probably not initiated yet [6]. Even if it is, the carbonation depth did not achieve precisely measurable value. Therefore, the results of inverse carbonation resistance of concrete obtained through ACC-test (Accelerated carbonation test) were preferable. Detailed explanation of the test along with the interpretation of its results are provided in Section 3.

3. ACCELERATED CARBONATION TEST (ACC TEST)

In order to get information on carbonation resistance of the installed concrete in the bridge B7, a series of accelerated carbonation tests and calculations based on the results collected in this way were performed. The testing was finished on December the 13th 2018.

3.1. Experimental details

The delivered concrete core samples (diameter 93 mm and length app. 250 mm) were extracted from the bridge B7 on the railway line Bitola - Kremenica in Macedonia. In the Laboratory for materials, Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, the samples were classified for testing of compressive strength and carbonation resistance. After that, the testing specimens with dimensions Ø93x100 mm were cut off from the delivered core samples. Using phenolphthalein method [7], the initial carbonation depth of delivered samples before placing in the chamber was determined. It was concluded that the samples were carbonated prior to testing, i.e. they had visible carbonation depth (Fig. 2). Average carbonation depth of Sample 1 was 1.70 mm and of Sample 2 was 1.90 mm (Fig. 2).

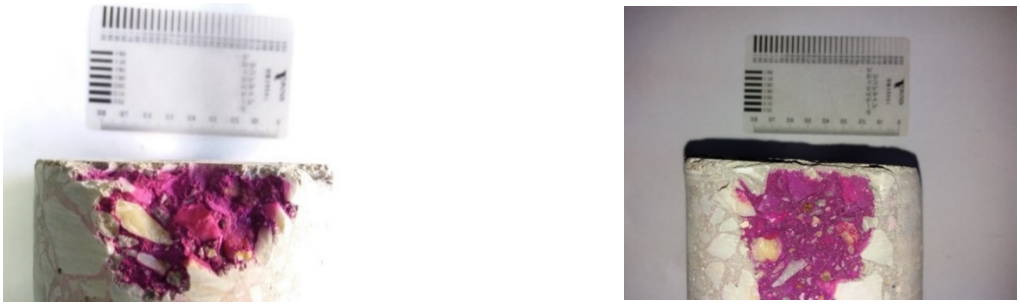


Fig. 2. Natural carbonation of a) sample 1 and b) sample 2

In order to determine the carbonation resistance, the carbonation chamber type MEMMERT ICH 260C (Fig. 3) was used. Compressive strength tests were performed using the hydraulic compression machine “MATEST” with capacity of 2000 kN. The mass of samples was measured using scale "Kern" (range 24100 g and accuracy 0.1 g).



Fig. 3. Carbonation chamber with controlled CO2, temperature and relative humidity

3.1.1 Testing of compressive strength

Compressive strength test was performed using SRPS ISO 4012 [8]. Individual and average results of compressive strength testing are given in Table 1. All samples were prepared for testing by applying a layer of special alumina cement mortar with thickness ≤ 2 mm, on both cylinder bases, in order to obtain parallel and flat surfaces (in accordance with the provisions of the applied standards).
Compressive strength of cube with dimensions of 15 cm ($f_{c,15}$), was calculated by multiplying the strength of test cylinder (f_{co}) with coefficient of 1.02/0.95 (which represents a reduction of results from cylinder of nominal diameter Ø100 mm to 15 cm cube, according to Table 2 of SRPS U.M1.048 [9]).

Compressive strength of cylinder Ø15x30 cm (f_{cm}), was calculated by multiplying the strength of test cylinder (f_{co}) with coefficient of 1.02/1.20 (which represents a reduction of results from cylinder of nominal diameter Ø100 mm to 15 cm cube, according to Table 2 of SRPS U.M1.048 [9]).

Table 1. Results of compressive strength testing

Sample label	Compressive strength f_{co} [MPa]	Compressive strength $f_{c,15}$ [MPa]	Compressive strength f_{cm} [MPa]
1	30.5	32.7	25.9
2	34.1	36.6	29.0

3.1.2 Testing of carbonation resistance

Prior to exposure to high CO_2 concentrations, the samples were pre-conditioned in the laboratory for a period of 9 days, until they reached a constant mass. Thereafter, the samples were placed in a carbonation chamber, and exposed to the CO_2 concentration of 2.0±0.5%, relative humidity 65±5% and temperature of 20±2°C for a period of 28 days. After 28 days in chamber, samples were broken along the longitudinal axis using splitting test method. The carbonation depth was determined by the phenolphthalein test, as already stated. A solution of 1% phenolphthalein in 70% ethanol was prepared and sprayed on freshly broken concrete surface. The carbonation depth was measured at every 1.0 cm per side, resulting in 14 (7 on each side) measurements for each different specimen (Fig. 4). Average carbonation depth of Sample 1 after 28 days of exposure under 2% CO_2 was 8.04 mm and of Sample 2 was 5.71 mm.

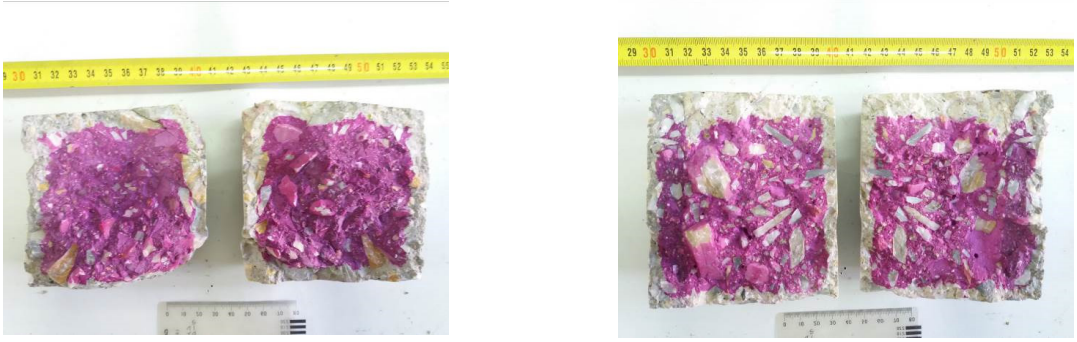


Fig. 4. Accelerated carbonation depth measurement on a) sample 1 and b) sample 2

3.2 Interpretation of the measured results

In order to quantify the measured values and estimate the carbonation resistance of tested concretes, the inverse effective carbonation resistance, R_{ACC}^{-1}, is calculated. This value is a qualitative measure of concrete carbonation resistance and a key parameter in the carbonation process model, given in the technical recommendations of the *fib*–Bulletin 34: *Model Code for Service Life Design* [4]. It is defined with the carbonation depth after 28 days at the CO_2 concentration of 2% like:

$$R_{ACC}^{-1} = \left(\frac{x_{c,2\%}}{420}\right)^2 = 36.64 \cdot 10^{-11} (m^2/s)/(kg/m^3) - \textit{Sample 1} \quad (1)$$

$$R_{ACC}^{-1} = \left(\frac{x_{c,2\%}}{420}\right)^2 = 18.48 \cdot 10^{-11} (m^2/s)/(kg/m^3) - \textit{Sample 2} \quad (2)$$

where, $x_{c,2\%}$ is carbonation depth after 28 days exposure to 2% CO_2.

If these values compared with the expected values given in the *fib*–Bulletin 34: *Model Code for Service Life Design* [4] (Table 2), it can be noted that the inverse effective carbonation resistance of this concretes is similar like expected values for concretes with w/c ≥ 0.55.

Value of R_{ACC}^{-1} should be converted into measurement units adaptable for use in technical recommendations:

$$R_{ACC}^{-1} = 11554.8 \cdot 10^{-11}(mm^2/year)/(kg/m^3) - \textit{Sample 1} \quad (3)$$

$$R_{ACC}^{-1} = 5827.9 \cdot 10^{-11}(mm^2/year)/(kg/m^3) - \textit{Sample 2} \quad (4)$$

The relationship between standard cylinder compressive strength and R_{ACC}^{-1} is defined as [10]:

$$R_{ACC}^{-1} = \frac{10^7 \cdot f_{cm}^{-2.1} - 315.5}{1.25} \quad (5)$$

where, f_{cm} is mean value of concrete cylinder compressive strength.

Table 2. Recommended values of inverse effective carbonation resistance

$R_{ACC,0}^{-1}$ [$(m^2/s)/(kg/m^3)$] / Cement type	w/c_{eqv} [1]					
	0.35	0.40	0.45	0.50	0.55	0.60
CEM I 42.5 R	n.d.[2]	3.1	5.2	6.8	9.8	13.4
CEM I 42.5 R + FA (k = 0.5)	n.d.[2]	0.3	1.9	2.4	6.5	8.3
CEM I 42.5 R + SF (k = 2.0)	3.5	5.5	n.d.[2]	n.d.[2]	16.5	n.d.[2]
CEM III/B 42.5	n.d.[2]	8.3	16.9	26.6	44.3	80.0

[1] equivalent water cement ratio, considering FA (fly ash) or SF (silica fume) with the respective k value (efficiency factor).

[2] n.d. – inverse effective carbonation resistance $R_{ACC,0}^{-1}$ has not been determined for these concrete mixes.

If this equation is applied, the values of R_{ACC}^{-1} obtained on the tested concretes correspond to the concrete compressive strengths of 22.3 MPa (Sample 1) and 30.6 MPa (Sample 2). These values can be considered as similar to values obtained by the compressive strength test (see Table 1, last column). However, obtained values for R_{ACC}^{-1} and calculated compressive strengths, suggest that there is a certain difference in compressive strength and carbonation resistance between these two samples. In smaller extent, this difference can be also found in results of measured compressive strengths on two samples (Table 1).

4. SERVICE LIFE PREDICTION

Two different methods given in the technical recommendations [4,11] were applied, partial factor and probabilistic method. First method enables a durability design for carbonation-induced corrosion considering all input parameters as deterministic. On the other hand, the second method considers the limit state of depassivation of the reinforcement through computation of reliability index for SLS. In reliability analysis, some input parameters have to be considered as random variables described by their probability distribution functions.

4.1 Probabilistic method

4.1.1 According to *fib*–Bulletin 34

The technical recommendation includes numerical model which is used for predicting the structure service life, in this particular case – the period of concrete cover carbonation and reinforcement depassivation. This model has been applied in order to give an additional assessment of the tested concrete quality. The carbonation depth, $x_c(t)$, is calculated using the expression:

$$x_c(\mathrm{t}) = \sqrt{2 \cdot k_e \cdot k_c \cdot \left(k_t \cdot R_{ACC,0}^{-1} + \varepsilon_t\right) \cdot C_s} \cdot \sqrt{t} \cdot W(t) \quad (6)$$

where,

$x_c(t)$ – carbonation depth at the time t [mm],

k_e – environmental function [-],

k_c – execution transfer parameter [-],

k_t – regression parameter [-], average value: 1.25,

R_{ACC}^{-1} – inverse effective carbonation resistance of concrete [(mm^2/year)/(kg/m^3)],

ε_t – error term [(mm^2/year)/(kg/^{m3})], average value: 315.5,

C_s – CO_2 concentration [kg/m^3],

W(t) – weather function [-].

The following limit state function needs to be fulfilled:

$$p\{\ \ \} = p_{dep} = p\{a - x_c(t_{SL}) < 0\} < p_f \quad (7)$$

where, p_f is target failure probability, i.e. situations where the carbonation depth, $x_c(t_{SL})$, is higher than the concrete cover (a).

The CO_2 concentration values, C_s, measured on-site are shown in Table 3. These values will be used for calculation as input data.

Table 3. CO_2 concentrations on the field (Cs)

Position	Measured [ppm]	m [ppm]	s [ppm]
1	560	532	33
2	530		
3	489		
4	568		
5	513		

Value of C_s should be converted into measurement units adaptable for use in numerical model:

$$C_s = 1.63 \cdot 532/10^6 (kg/m^3) \quad (8)$$

For some of the model parameters, constant values have been adopted, while some of the parameters are represented by the distribution functions, as given in Table 4.

According to the Contractor's statement, concrete was cured 7 days after casting. For weather function value 1 is adopted (sheltered from rain), since the surface from which the cores were taken is vertical. This will give the maximum value of the carbonation depth, and all surfaces unsheltered from rain will have smaller carbonation depths. For the adopted data set and with varying concrete cover and service life, using the FORM analysis the failure probability (p_f) and reliability index (β) were calculated, as shown in Table 5 (Sample 1) and Table 6 (Sample 2). Concrete cover depth was used as a variable in this analysis as the exact value was not known.

Results presented in Tables 5 and 6 give the relation between the concrete cover depth (a), time of exposure to carbonation (t) and reliability index (β). As the bridge structures belong to the reliability class RC3, which is related to the consequences class of CC3 ("major consequences due to loss of human life, great economic and social consequences") and the reinforcement corrosion caused by carbonation is considered to be the serviceability limit state (SLS), the required minimum reliability index (β) is 1.3. For certain concrete cover depth, the reliability index drops as the time of exposure increases.

The concrete cover depths and times of exposure for which the target reliability index of 1.3 is achieved are given as bolded values (rows) in Table 5 and Table 6. Having in mind the type of the analysed structure - bridge, a period of 100 years should be adopted for the service life. According to the Table 6 (Sample 2), the required reliability index (β) for 100 years of exposure to carbonation

could be achieved if the concrete cover depth is 60 mm, but the results for Sample 1 show that the 60 mm of concrete cover depth could be enough for only 65 years of exposure to carbonation.

Table 4. Adopted values for limit state function parameters

Variable	Index	Distribution	m	s	Unit
CO_2 concentration	C_s	normal	$8.7 \cdot 10^{-4}$ (1)	$0.5 \cdot 10^{-4}$	[kg/m^3]
Error term	ε_t	normal	315.5	48.0	[$(mm^2/year)/(kg/m^3)$]
Inverse effective carbonation resistance	R_{acc}^{-1}	deterministic	11554.8 (2) 5827.9 (3)	-	[$(mm^2/year)/(kg/m^3)$]
Weather function	W	deterministic	1.0	-	[-]
Concrete cover	a	normal	20÷60 (4)	10	[mm]
Exponent of regression	b_c	deterministic	-0.567		[-]
Regression parameter	k_t	normal	1.250	0.350	[-]
Real relative humidity	RH_{real}	beta	40.0 (a=2.333)	100.0 (b=4.667)	[$\%$]
Referent rel. humidity	RH_{ref}	deterministic	65.0	-	[$\%$]
Service life	t	deterministic	10-100 (4)	-	[$year$]
Period of curing	t_c	deterministic	7	-	[$days$]

[1] calculate value based on measured values, Table 3
[2] referred to sample 1
[3] referred to sample 2
[4] variables for probabilistic calculation

Table 5. Failure probability (pf) and reliability index (β) in function of concrete cover depth (a) and service life (t) for Sample 1

Parameter	p_f	β
a=20mm, t=1.6 years	**0.096**	**1.30**
a=20mm, t=10 years	0.395	0.27
a=30mm, t=9 years	**0.093**	**1.32**
a=30mm, t=10 years	0.108	1.23
a=40mm, t=10 years	0.014	2.20
a=40mm, t=23 years	**0.098**	**1.29**
a=50mm, t=10 years	$7.0*10^{-4}$	3.18
a=50mm, t=30 years	0.033	1.84
a=50mm, t=40 years	**0.083**	**1.38**
a=50mm, t=50 years	0.160	0.99
a=60mm, t=10 years	$1.7*10^{-5}$	4.15
a=60mm, t=30 years	0.003	2.76
a=60mm, t=50 years	0.031	1.87
a=60mm, t=65 years	**0.089**	**1.35**

Table 6. Failure probability (pf) and reliability index (β) in function of concrete cover depth (a) and service life (t) for Sample 2

Parameter	p_f	β
a=20mm, t=3 years	**0.094**	**1.32**
a=20mm, t=10 years	0.227	0.75
a=30mm, t=10 years	0.042	1.73
a=30mm, t=18 years	**0.097**	**1.30**
a=30mm, t=30 years	0.207	0.82
a=40mm, t=10 years	0.003	2.72
a=40mm, t=30 years	0.038	1.77
a=40mm, t=45 years	**0.100**	**1.28**
a=40mm, t=50 years	0.127	1.14
a=50mm, t=10 years	$1.1*10^{-4}$	3.7
a=50mm, t=30 years	0.003	2.73
a=50mm, t=50 years	0.019	2.07
a=50mm, t=80 years	**0.091**	**1.34**
a=50mm, t=100 years	0.173	0.94
a=60mm, t=10 years	$1.4*10^{-6}$	4.69
a=60mm, t=30 years	$1.1*10^{-4}$	3.69
a=60mm, t=50 years	0.001	3.01
a=60mm, t=100 years	**0.035**	**1.82**

4.1.2 According to Rilem Report 14 of TC 130-CSL

In this section, the time-related carbonation process (S) and the constant concrete cover (R) are considered as normally distributed quantities. It allows the probability of failure to be determined through a reliability index:

$$\beta = \frac{\mu[R]-\mu[S,t]}{\sqrt{\sigma^2[R]+\sigma^2[S,t]}} \tag{9}$$

with μ mean value and σ standard deviation.
The time-related function was approximated by a degradation model – carbonation induced corrosion. This process was assumed to be related to the square root of time [11]:

$$d = k_c\sqrt{t} = c_{env} \cdot c_{air} \cdot a \cdot (f_{ck} + 8)^b \cdot \sqrt{t} \tag{10}$$

where:

k_c – the carbonation rate factor [mm/year$^{1/2}$]

t – exposure time [years]

c_{env} – environmental coefficient: 1.0 for elements sheltered from rain

c_{air} – the coefficient of air content: 1.0 for not air entrained

f_{ck} – characteristic cubic compressive strength of concrete [MPa] ($f_{ck,1}$ =32.70 MPa (Sample 1); $f_{ck,2}$ =36.60 MPa (Sample 2)).

a, b – constants depending on the binding agent: a=1800; $b = -1.70$ for Portland cement.

The coefficient of variance of the carbonation depth was assumed to be constant and is taken as suggested in the literature (COV=0.60) [11]. The mean values of the carbonation depth were calculated as:

$$\mu_1[D] = k_c\sqrt{t} = c_{env} \cdot c_{air} \cdot a \cdot \left(f_{ck,1} + 8\right)^b \cdot \sqrt{t} = 3.303 \cdot \sqrt{t} \quad (11)$$

$$\mu_2[D] = k_c\sqrt{t} = c_{env} \cdot c_{air} \cdot a \cdot \left(f_{ck,2} + 8\right)^b \cdot \sqrt{t} = 2.828 \cdot \sqrt{t} \quad (12)$$

The standard deviations are consequently:

$$\sigma_1[D] = COV \cdot \mu_1[D] = 0.6 \cdot 3.303 \cdot \sqrt{t} = 1.98 \cdot \sqrt{t} \quad (13)$$

$$\sigma_2[D] = COV \cdot \mu_2[D] = 0.6 \cdot 2.828 \cdot \sqrt{t} = 1.70 \cdot \sqrt{t} \quad (14)$$

The thickness of the concrete cover was also assumed to be a stochastic quantity with the coefficient of variance COV=0.20 and the mean value equal to the design concrete cover $a_d = a_{nom} - \Delta a$.
The required concrete cover for a target service life of 100 years and 10% probability of failure (which corresponds to $\beta = 1.30$) is:

$$1.30 = \frac{\mathrm{X} - 3.303 \cdot \sqrt{100}}{\sqrt{(0.20 \cdot \mathrm{X})^2 + (1.98 \cdot \sqrt{100})^2}};\ \mathrm{X} = a_d = 63.82mm;\ a_{nom} = 73.82mm \text{ - } \textit{Specimen 1} \quad (15)$$

$$1.30 = \frac{\mathrm{X} - 2.828 \cdot \sqrt{100}}{\sqrt{(0.20 \cdot \mathrm{X})^2 + (1.70 \cdot \sqrt{100})^2}};\ \mathrm{X} = a_d = 54.54mm;\ a_{nom} = 64.54mm \text{ - } \textit{Specimen 2} \quad (16)$$

In the case of both specimens, concrete cover greater than 60 mm is required for a service life of 100 years and reliability index of 1.30.

4.2 Partial factor method

Very often engineers are interested in simple calculations without consideration of the probabilistic distributions of the input parameters. In such a case, a partial factor method can be used which enables a durability analysis for carbonation induced corrosion without additional consideration of the parameters' randomness (as in Subsection 4.1).
According to *fib*–Bulltein 34: *Model Code for Service Life Design* [4], all parameters in Eq.6 except the governing ones (real relative humidity RH_{real}, inverse carbonation resistance $R_{ACC,0}^{-1}$ and concrete cover a) can be taken with their mean values. Partial factors only for the key parameters should be introduced.
Here, factors given in *fib*–Bulletin 34 were applied that are linked to a service life of 50 years and to a reliability index of 1.30. For more precise calculations, they should be modified for 100-year service life according to ISO 2394 [12].
Doing so, the design value of the carbonation depth $x_{c,d}$ at a time t_{SL} can be calculated using the Eq.17:

$$x_{c,d}(t_{SL}) = \sqrt{2 \cdot k_{e,d} \cdot k_{c,d} \cdot \left(k_{t,d} \cdot R_{ACC,0,k}^{-1} \cdot \gamma_R + \varepsilon_{t,d}\right) \cdot C_{s,d}} \cdot \sqrt{t_{SL}} \cdot W(t_{SL}) \quad (17)$$

Where:
$k_{e,d}$ – design value of the environmental function (Eq.18)

$$k_{e,d} = \left(\frac{1 - \left(\frac{RH_{real,k}}{\gamma_{RH} \cdot 100}\right)^{fe}}{1 - \left(\frac{RH_{ref}}{100}\right)^{fe}} \right)^{g_e} \quad (18)$$

γ_{RH} – partial safety factor for the relative humidity RH_{real} (taken 1.30)

$RH_{real,k}$ – characteristic value of relative humidity of the carbonated layer [%], calculated based on data from the nearest weather station (in this case from Bitola weather station 66%)

$k_{c,d}$ – design value of the execution transfer parameter in a function of the curing period t_c (Table 7)

γ_R – partial safety factor for the inverse carbonation resistance of concrete $R^{-1}_{ACC,0,k}$ (taken 1.50)

Table 7. Execution transfer parameter $k_{c,d}$ for different curing periods t_c

t_c	1	2	3	4	5	6	**7**	8	9	10	11	12	13	14
$k_{c,d}$	3.00	2.03	1.61	1.37	1.20	1.09	**1.00**	0.92	0.86	0.81	0.77	0.73	0.70	0.67

Other parameters in Eq.17 are already explained within the subsection 4.1.
Using the tested carbonation resistance of concrete sample 1 and 2, the required nominal concrete covers were obtained for various values of time (Fig.5).

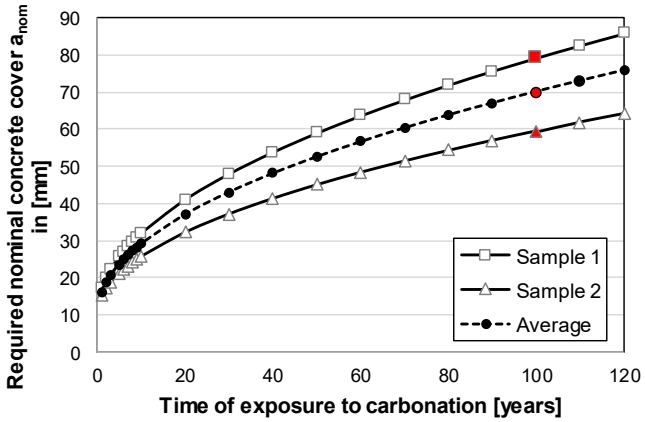


Fig. 5. Required nominal concrete cover anom

From the results in Fig.5, it can be seen that the required concrete cover ($a_{nom}=a_d+\Delta a$) for a design service life of 100 years is around 79 mm in the case of sample 1 and 59 mm in the case of sample 2.
It is interesting that these values are significantly higher than the designed concrete cover according to Eurocode 2 (50 mm).

5. CONCLUSIONS

In-depth durability analysis was performed on the recently built RC bridge B7 on the railway section Bitola-Kremenica (Corridor X). The purpose of this study was to check if the subject bridge can achieve the target service life taking into account the environmental conditions and the in-built concrete quality. Based on the conducted measurements and performed analysis, the authors arrived at the following conclusions:

- The installed concrete in the subject bridge represented by the tested samples, can be classified as low to moderate in terms of carbonation resistance.
- From the resistance to carbonation point of view, the service life of 100 years targeted by the technical codes can be reached in case of relatively thick concrete cover (at least 60 mm).
- Since the subject structure is already built, a hundred-year service life can be reached by minimizing and slowing down the carbonation process by application of waterproof and vapor-permeable concrete coatings on the exposed concrete surfaces.

REFERENCES

[1] Papadakis V. G., Fardis M. N. (1989). A reaction engineering approach to the problem of concrete carbonation. Am. Inst. Chem. Eng., vol. 35, no. 10, pp. 1639–1651.

[2] Tam V. W. Y., Wang K., Tam C. M. (2008). Assessing relationships among properties of demolished concrete, recycled aggregate and recycled aggregate concrete using regression analysis. J. Hazard. Mater., vol. 152, no. 2, pp. 703–714.

[3] Cui H., Tang W., Liu W., Dong Z., Xing F. (2015). Experimental study on effects of CO_2 concentrations on concrete carbonation and diffusion mechanisms. Constr. Build. Mater., vol. 93, pp. 522–527.

[4] International Federation for Structural Concrete (fib). (2006). fib-Bulletin 34-Model Code for Service Life Design. 1st ed. Lausanne, Switzerland.

[5] Carević V., Ignjatović I. (2017). Carbonation resistance of high volume fly ash concrete with accelerated tests (in Serbian). in XXVII Congress and International Symposium on Research and Application of Contemporary Achievements in Civil Engineering in the Field of Materials and Structures, pp. 211–220.

[6] Radić J. et al. (2010). Betonske konstrukcie 4 – Sanacije. Zagreb, Croatia.

[7] European Committee for Standardization - CEN. (2006). EN 14630 - Products and systems for the protection and repair of concrete structures - Test methods - Determination of carbonation depth in hardened concrete by the phenolphthalein method. Brussels, Belgium.

[8] SRPS ISO 4012 (2000). Beton, Odredjivanje cvrstoce epruveta pri pritisku.

[9] SRPS U.M1.048 (1985). Beton - Naknadno utvrđivanje pritisne čvrstoće ugradenog betona.

[10] Guiglia M., Taliano M. (2013). Comparison of carbonation depths measured on in-field exposed existing r.c. structures with predictions made using fib-Model Code 2010. Cem. Concr. Compos., vol. 38, pp. 92–108.

[11] Sarja A., Vesikari E. (1996). Report of RILEM Technical Committee 130-CSL: Durability design of concrete structures. E&FN SPON, London.

[12] ISO 2394 (2015). General principles on reliability for structures.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

MT - 19

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

A COMPUTATIONAL ANALYSIS OF OLD RC STRUCTURES STRENGTHENED BY TIES UNDER REMOVAL OF MEMBERS

A. LIOLIOS[1], G. HATZIGEORGIOU[2], K. LIOLIOS [3], D. PARTOV [4] and B. FOLIC [5]

ABSTRACT

In existing old reinforced concrete (RC) buildings, some structural element-members, e.g. columns, are sometimes removed due to various reasons. These reasons can concern changes of serviceability and requirements, or environmental effects, e.g. corrosion, earthquakes, which cause strength degradation etc. In such cases, a modification of the structural response and a redistribution of internal actions can result to a requirement for strengthening the remaining structure. The present study deals with such a case, which concerns the computational analysis of framed RC structures under the removal of some columns and the so-induced requirement of a strengthening by cable-ties (tension only elements). These cable-ties can undertake tension but buckle and become slack and structurally ineffective when subjected to a sufficiently large compressive force. Thus the problem governing conditions take an equality as well as an inequality form and the problem becomes a high non-linear one. The problem of structures containing as above cable-like members belongs to the so-called Inequality Problems of Mechanics, as their governing conditions are of both, equality and inequality type. A realistic numerical treatment of such problems can be obtained by mathematical programming methods (optimization algorithms). Here, and taking into account all the non-linearities concerning the cable and the RC elements behavior, a computational approach based on an incremental problem formulation is appropriately applied. Finally, an application is presented for a simple typical example of an industrial RC frame strengthened by bracing ties after the removal of some ground floor columns.

Keywords: *Old RC structures; computational structural mechanics; removal of columns; strengthening by ties.*

[1] Democritus University of Thrace, Dept. Civil Engineering, Xanthi, Greece, e-mail: aliolios@civil.duth.gr.
[2] Hellenic Open University, School of Science and Technology, Patra, Greece, e-mail: hatzigeorgiou@eap.gr.
[3] Institute of Information and Communication Technologies, Bulgarian Academy of Sciences (BAS), Sofia, Bulgaria, e-mail: kostisliolios@gmail.com.
[4] University of Structural Engineering & Architecture "Lyuben Karavelov" (VSU), Sofia, Bulgaria, e-mail: partov@vsu.bg.
[5] University of Belgrade, Fac. of Mech. Enging, Belgrade, Serbia, e-mail: boris.folic@gmail.com.

1. INTRODUCTION

Existing old reinforced concrete (RC) structures are subjected to various environmental actions, e.g. corrosion, earthquakes etc., which can often cause significant damages. A main such defect is the strength degradation, resulting into a reduction of the loads bearing capacity of some structural elements. For some of such degraded elements is sometimes obligatory to be removed, and so a further reduction of the whole structure capacity is caused, which can lead to progressive collapse.

To overcome such defects, strengthening of the remaining structure is suggested, mainly after structural assessment. Among the available strengthening methods [1-4], cable-like members (tension-only tie-elements) can be used as a first strengthening and repairing procedure [5]. Cables can undertake tension but buckle and become slack and structurally ineffective when subjected to a sufficiently large compressive force. Thus the governing conditions take an equality as well as an inequality form and the problem becomes a high non-linear one. So, the problem of structures containing as above cable-like members belongs to the so-called Inequality Problems of Mechanics, as their governing conditions are of both, equality and inequality type [6-10]. A realistic numerical treatment of such problems can be obtained by mathematical programming methods (optimization algorithms).

The aim of this paper is to deal with a numerical approach for the analysis of existing old industrial framed RC buildings, which are strengthened by cable elements in order to overcome capacity reduction after the obligatory removal of some degraded structural elements. The computational approach is based on an incremental problem formulation. Finally, an application is presented for a simple typical example of an industrial RC frame strengthened by bracing ties after the removal of some ground floor columns.

2. METHOD OF ANALYSIS

A reinforced concrete (RC) framed structure containing cable-like members is considered. For the general analysis of such a structure, see details as described in [5]. Generally, a double discretization is applied: in space by finite elements and in time by a direct time-integration method. The RC structure is discretized to frame elements with generally non-linear behavior. For the cables, pin-jointed bar elements with unilateral behavior are used. The rigorous mathematical investigation of the problem can be obtained by using the variational or hemivariational inequality concept, see Panagiotopoulos [9,10]. So, the behavior of the cables and the generally non-linear behavior of RC elements, including loosening, elastoplastic or/and elastoplastic-softening-fracturing and unloading - reloading effects, can be expressed mathematically by the subdifferential relation:

$$s_i\,(d_i) \;\in\; \hat{\partial}\, S_i(d_i) \tag{1}$$

Here, for the example case of a typical i-th cable element, s_i and d_i are the (tensile) force and the deformation (elongation), respectively, $\hat{\partial}$ is the generalized gradient and S_i is the superpotential function [9,10].

For the numerical treatment of practical inequality problems, a piece-wise linearization is usually applied to relation (1), see e.g. [5-8]. So, for the case of cables, the unilateral behavior of the i-th cable-element (i = 1,…,N) is expressed by the following relations [5]:

$$e_i \;=\; F_{0i}\,.\,s_i \;+\; e_{i0} \;-\; v_i, \tag{2a}$$

$$s_i \;\geq\; 0\,, \quad v_i \;\geq\; 0\,, \quad s_i\, v_i \;=\; 0. \tag{2b}$$

Here e_i , F_{0i}, s_i, e_{i0} and v_i denote the strain (elongation), “natural” flexibility constant, stress (tension), initial strain and slackness, respectively. Relations (2b) consist the Linear Complementarity Conditions (LCC) and express that either a non-negative stress (tension) or a non- negative slackness exists on cables at every time-moment. The above considerations lead to formulate the problem and to solve it at every time-moment as a Linear Complementarity Problem (LCP). The numerical treatment of this LCP is obtained by using optimization methods [5-10].

In an alternative approach, the incremental dynamic equilibrium for the assembled structural system with cables is expressed in matrix form by the equation:

$$\underline{M}.\Delta\ddot{\underline{u}}(t) + \underline{C}.\Delta\dot{\underline{u}}(t) + \underline{K}_T.\Delta\underline{u}(t) = \Delta\underline{p}(t) + \underline{T}.\Delta\underline{s}(t) \quad (3)$$

Here $\underline{u}(t)$ and $\underline{p}(t)$ are the time dependent displacement and the given load vectors, respectively. $\underline{C}$ and $\underline{K}_T(\underline{u})$, are the damping and the time dependent tangent stiffness matrix, respectively. Dots over symbols denote derivatives with respect to time. $\underline{T}$ is a transformation matrix. By $\underline{s}(t)$ is denoted the time dependent cable stress vector with elements satisfying the relations (1)-(2).

The above matrix equation combined with the initial conditions consist the problem formulation, where, for given $\underline{p}(t)$, the vectors $\underline{u}(t)$ and $\underline{s}(t)$ are to be computed. For the numerical treatment of the above problem, the structural analysis software Ruaumoko [11] is herewith used, as described in [5]. When the static case of the problem is only to be investigated, a Dynamic Relaxation approach [12] is appropriately used.

3. NUMERICAL EXAMPLE

The RC plane frame structure of Fig. 1 had been initially constructed with two more internal columns in the ground floor, which are shown as dashed lines and have been removed due to degradation caused by environmental actions. The axial loads, which were initially undertaken by these two columns, are now shown as the two applied vertical concentrated loads of 180 kN and 220 kN.

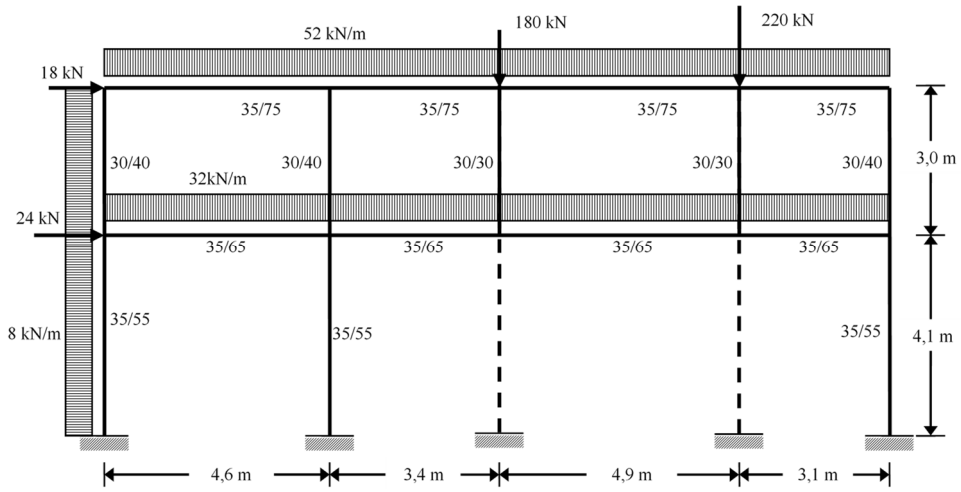


Fig. 1. The initial RC frame F0.

Due to removal of the above two columns, and after structural assessment [15] and in order to prevent a progressive collapse, the initial RC frame F0 of Fig. 1 is strengthened by ten (10) steel cables (tension-only tie-elements) as shown in Fig. 2. In the so formulated system, it is wanted to be computed which of the cables are activated and which are not, under the considered static loading of Fig. 1.

Using Ruaumoko software [11], the columns and the beams of the frame are modeled by prismatic frame RC elements. The concrete class is estimated to be C12/15. The effects of cracking on columns and beams are estimated by applying the guidelines of [1-4, 13]. So, the stiffness reduction due to cracking results to effective stiffness with mean values of 0.60 I_g for the external columns, 0.80 I_g for the internal columns and 0.40 I_g for the beams, where I_g is the gross inertia moment of their cross-section.

Nonlinearity at the two ends of the RC frame structural elements is idealized by using one-component plastic hinge models, following the Takeda hysteresis rule [11]. Concerning the constitutive diagram of plastic hinges, a typical normalized moment- normalized rotation backbone [14] is shown in Fig. 3.

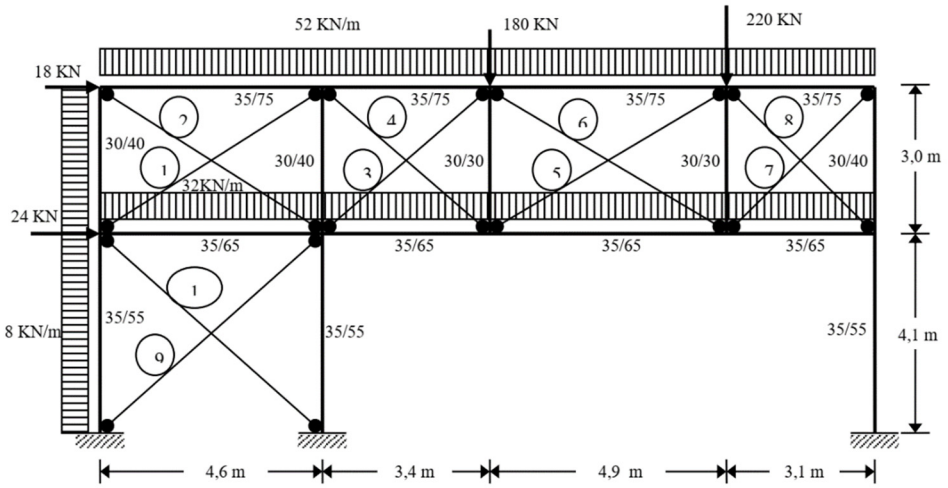


Fig. 2. The RC frame F1 (or F2) strengthened by 10 cables.

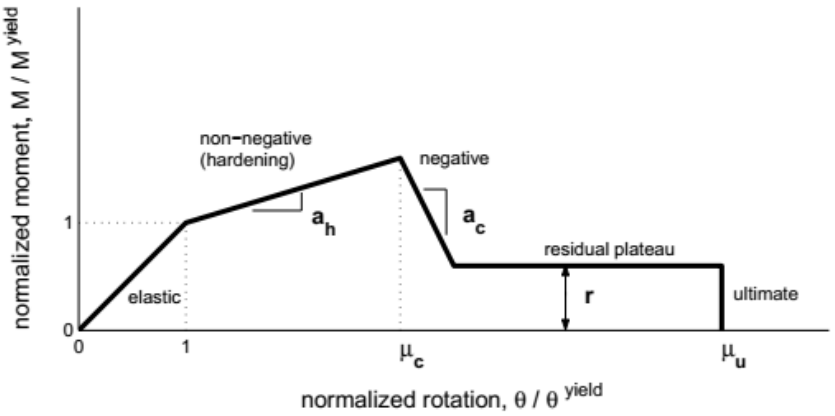


Fig. 3. Constitutive backbone diagramme for normalized moment - normalized rotation in plastic hinges [14].

The strengthening cable members have a cross-sectional area F_r = 8 cm^2 and are of steel class S1400/1600 with elasticity modulus E_s = 210 GPa. The cable constitutive law concerning the unilateral (slackness), hysteretic, fracturing, unloading-reloading etc. hysteretic behavior, has the diagram depicted in Fig. 4.

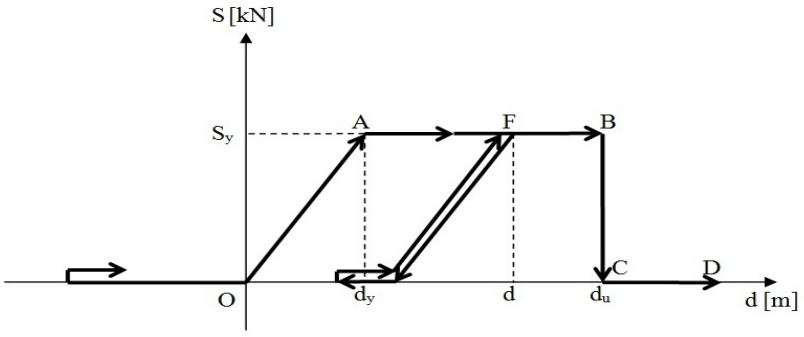


Fig. 4. Constitutive law of the cable-elements.

The application of the proposed numerical procedure by using a pseudo Dynamic Relaxation approach [12] gives the following results for the cable-elements:

a. The values of the slackness of the no activated cable-elements are:

   $v_1 = 0.848*10^{-3}$ m, $v_3 = 10.321*10^{-3}$ m, $v_5 = 1.082*10^{-3}$ m,

   $v_8 = 9.564*10^{-3}$ m, $v_{10} = 1.652*10^{-3}$ m.

b. The elements of the stress vector $\underline{s}$, where: $\underline{s} = [S_1, S_2, \ldots, S_{10}]^T$, are computed to have the following stress-values (in kN) for the non-active cables:

   $S_1 = S_3 = S_5 = S_8 = S_{10} = 0.0$,

   whereas for the active cables, the tension-values are:

   $S_2 = 10.17$ kN, $S_4 = 346.04$ kN, $S_6 = 18.84$ kN,

   $S_7 = 342.08$ kN, $S_9 = 25.81$ kN.

Thus, cables 2,4,6,7 and 9 are the only ones which have been activated, appearing non-zero tension. The other cables 1,3,5,8 and 10 cannot contribute to the system resistance under the given loads of Fig. 1.

Obviously, by parametric investigation of the characteristics of the cable-element (sectional area, elasticity modulus etc.), a parametric upgrading investigation of the strengthened structure can be obtained. Such a parametric investigation is shown indicatively in the Table 1. This investigation concerns the response of the initial frame-structure F0 without cables ($F_r = 0$ cm^2) and when it is strengthened by cable members having a cross-sectional area either $F_r = 5$ cm^2 (frame F1) or $F_r = 10$ cm^2 (frame F2). By U_{y180} and U_{y220} are denoted the node vertical displacements under the single concentrated loads of 180 kN and 220 kN, respectively, (see Fig.1). M_1 and M_2 are the maximum bending moments of the first and the second floor-beams, respectively, between the deleted columns.

Table 1. Comparison of response representative values of the initial frame F0 and the strengthened frames F1 and F2.

Frame	Cables cross-section	S_4 [kN]	S_7 [kN]	U_{y180} [cm]	U_{y220} [cm]	M_1 [kNm]	M_2 [kNm]
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
F0	$F_r = 0\ cm^2$	0.00	0.00	-2.46	-2.59	307.91	402.64
F1	$F_r = 5\ cm^2$	272.11	268.65	-1.67	-1.70	218.22	290.98
F2	$F_r = 10\ cm^2$	401.30	412.89	-1.26	-1.27	174.59	236.37

4. CONCLUDING REMARKS

The proposed computational approach can be effectively used for the numerical investigation concerning the inelastic behaviour of existing RC framed-structures, which are subjected to removal of some degraded structural elements and strengthened by cable elements. By parametric investigation of the characteristics of the cable-elements (sectional area, elasticity modulus etc.), the required upgrading of the remaining structure can be obtained.

REFERENCES

[1] Penelis, G., Penelis, Gr. (2014). *Concrete Buildings in Seismic Regions*. CRC Press, Taylor and Francis Group Ltd, London.

[2] Penelis, G., Kappos, A. (2010). *Earthquake Resistant Concrete Structures*. CRC Press, London.

[3] Fardis, M.N. (2009). *Seismic design, assessment and retrofitting of concrete buildings: based on EN-Eurocode 8*. Springer, Berlin.

[4] Dritsos, S.E. (2017). *Repair and strengthening of reinforced concrete structures*, (in greek). University of Patras, Greece.

[5] Liolios, A., Liolios, Ast., and Hatzigeorgiou, G., (2013). *A Numerical Approach for Estimating the Effects of Multiple Earthquakes to Seismic Response of Structures Strengthened by Cable-Elements*. Journal of Theoretical and Applied Mechanics, Vol.43, No. 3, pp. 21-32, 2013.

[6] Nitsiotas, G., (1971). *Die Berechnung statisch unbestimmter Tragwerke mit einseitigen Bindungen*, Ingenieur-Archiv, vol. 41, pp. 46-60.

[7] Maier, G., (1968). *A Quadratic Programming Approach for Certain Classes of Non-linear Structural Problems*. Meccanica , Vol. 3, pp. 121-130,.

[8] Cottle, R.W. (1979). *Fundamentals of Quadratic Programming and Linear Complementarity*, in M.Z. Cohn, D.E. Grierson and G. Maier (Eds.), *Engineering Plasticity by Mathematical Programming*, Pergamon Press, Oxford.

[9] Panagiotopoulos, P. (1993). *Hemivariational Inequalities. Applications in Mechanics and Engineering*. Springer Verlag, Berlin.

[10] Mistakidis, E.S. and Stavroulakis, G.E. (, 1998). *Nonconvex optimization in mechanics. Smooth and nonsmooth algorithmes, heuristic and engineering applications*. Kluwer, London.

[11] Carr, A.J. (2008). *RUAUMOKO - Inelastic Dynamic Analysis Program*. Dep. of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.

[12] Papadrakakis, M. (1981). *A method for the automatic evaluation of the dynamic relaxation parameters*. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, *25*(1), 35-48.

[13] Pauley T. and Priestley, M.J.N., (1992). *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. Wiley, New York.

[14] Vamvatsikos, D., & Fragiadakis, M. (2010). *Incremental dynamic analysis for estimating seismic performance sensitivity and uncertainty*. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, vol. 39(2), pp. 141-163.

[15] Strauss, A., Hoffmann, S., Wendner, R., & Bergmeister, K. (2009). *Structural assessment and reliability analysis for existing engineering structures, applications for real structures*. Structure and Infrastructure Engineering, 2009, vol. 5(4), pp. 277-286.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

MT - 20

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

PROOF LOADING TEST OF STRENGTHENED REINFORCED CONCRETE ARCH BRIDGE

Goran MARKOVSKI[1], Toni ARANGJELOVSKI[2], Darko NAKOV[3], Marija DOCEVSKA[4], Evgenija STOJKOSKA[5], Dejan JANEV[6]

ABSTRACT

This paper presents the results obtained by the proof loading test performed on a strengthened reinforced concrete arch bridge over river Sushica on the road A3, section Kocani-Border with the Republic of Bulgaria on km. 272+649. The total length of the bridge is 102.8m, while the span of the arch is 74.82m. Static loading test was performed with four identical trucks applied in pre-defined positions. For the dynamic loading test, one truck, moving with different velocities, was used. Purpose of the loading test was to assess the quality of the strengthened bridge by comparing the real behaviour of the structure with the theoretical assumptions in the structural design.

Deflections, as well as strains, were measured at several measurement points of characteristic cross-sections. The measurement was performed by deflect meters and for some sections with survey equipment. Strains were measured with strain gauges for concrete and reinforcement and with data acquisition units DATALOG8. The measurement of the deflections for the dynamic loading test was performed by digital deflect meters. Estimation of the dynamic amplification factor (DAF) was the primary purpose of the dynamic loading test.

Prior to the testing, structural finite element analysis of the bridge, using the actual loading test schemes, geometry and material data, was performed. This analysis defines the intensity of the gross-weight of the vehicles in order to obtain threshold values of internal forces and deflections within limits of 50 to 100% from the designed values. Analysis of the results shows good agreement between measured performance and numerically calculated values.

Keywords: *Proof loading test; Arch bridge; Static test; Dynamic test*

[1] Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University Ss. "Cyril and Methodius", Skopje, Republic of North Macedonia, markovski@gf.ukim.edu.mk
[2] Assoc. Prof., PhD, FCE, University Ss. "Cyril and Methodius", Skopje, Republic of North Macedonia, arangelovskitoni@gf.ukim.edu.mk
[3] Assoc. Prof., PhD, FCE, University Ss. "Cyril and Methodius", Skopje, Republic of North Macedonia, nakov@gf.ukim.edu.mk
[4] Associate, MSc, FCE, University Ss. "Cyril and Methodius", Skopje, Republic of North Macedonia, docevska@gf.ukim.edu.mk
[5] Associate, MSc, FCE, University Ss. "Cyril and Methodius", Skopje, Republic of North Macedonia, stojkoska@gf.ukim.edu.mk
[6] Associate, MSc, FCE, University Ss. "Cyril and Methodius", Skopje, Republic of North Macedonia, janev@gf.ukim.edu.mk

1. INTRODUCTION

The proof loading test in the Republic of North Macedonia is obligatory not only for the new bridges [1], but also for the repaired and strengthened one. The procedure of testing is implemented in the standard MKS 1019:2018 [2]. Worldwide, this type of loading test is not unified. In some countries, like Switzerland [3] and Italy [4], such tests are still required prior to opening [5]. However, in other countries, these tests are not required, but there are many differences between the codes and guidelines provided in this field in each country [6], [7].

The loading test of the bridge, as well as the structural analysis needed for the assessment of the bridge, was performed by the University "Ss. Cyril and Methodius", Faculty of Civil Engineering – Skopje, Chair of concrete and timber structures. The testing was made for the needs of the Client "Keding" dooel - Skopje, as a contractor of the strengthening of the bridge.

2. GENERAL DATA

Due to the reconstruction of the road A3, section Kocani-Border with the Republic of Bulgaria, the reinforced concrete arch bridge over river Sushica on km. 272+649 also needed to be strengthened and reconstructed.

The total length of the bridge is 102.8m, while the span of the arch is 74.82m with rise of 7.48m. The width of the bridge before reconstruction was 6.7m. After the widening of the superstructure during the reconstruction, the width is 8.6m. The superstructure consists of cast in situ slab and beams with 18 spans, which transfer the load to the arch by spandrel walls set on a distance of 5.35m. The thickness of the slab before strengthening was 15cm and during the strengthening it was increased to 25cm. The horizontal beams have cross-section of 42/155cm. The spandrel walls are with thickness 20cm and width of 450cm. The arch cross-section is 500/40cm, while near the foundations is 700/40cm. The arch was strengthened in the first spans from both sides with turned beams over the arch with cross-section 67/60cm.

The cross-section after strengthening is presented in Fig.1, while the longitudinal section is presented in Fig.2.

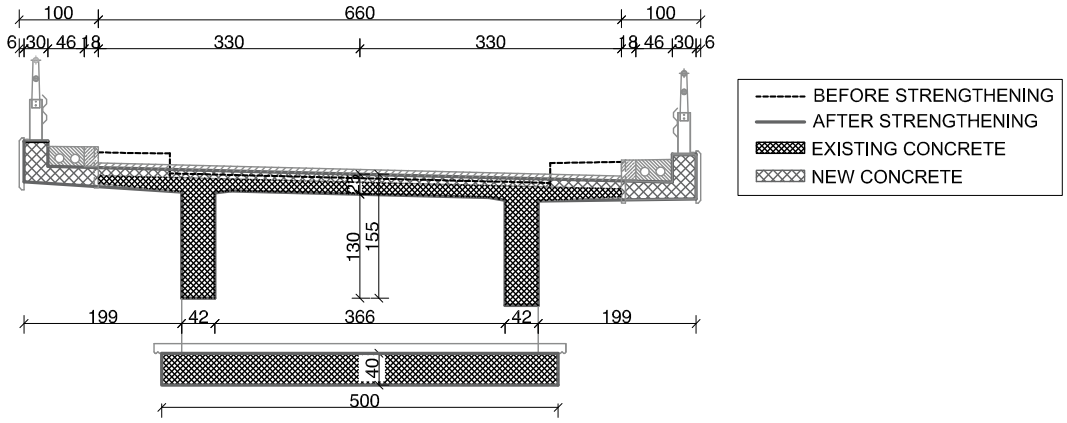


Fig. 1. Cross section

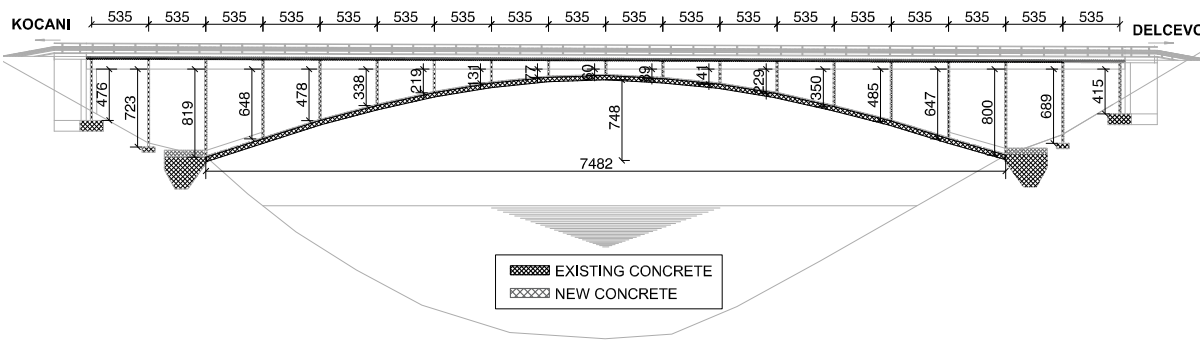


Fig. 2. Longitudinal section

In all structural elements during the strengthening, concrete strength MB40 was used, while as main ribbed reinforcement RA400/500-2, while for the stirrups smooth reinforcement GA 240/360 was used.

3. PROOF LOADING TEST

For the static loading test, four "MAN" trucks were used as trial traffic load, each of them by single gross-weight of 303.5kN. During the loading test, trucks were set in the four most critical symmetrical positions (phases), due to the minimal differences with the asymmetrical positions, one shown in Fig. 3. One figure from the loading test is shown in Fig. 4.

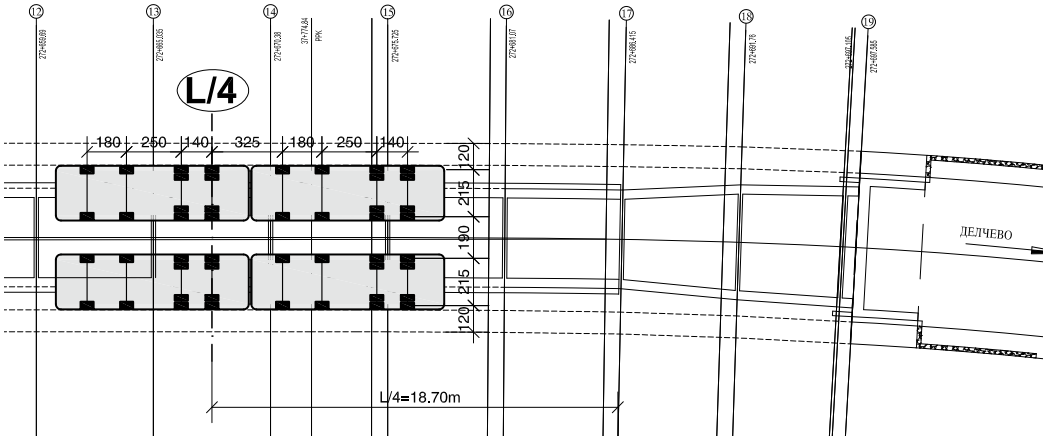


Fig. 3. Symmetrical position of the load



Fig. 4. Symmetrical position of the load

The measurements of the deflections were done in 1/4th, 1/2 and 3/4th of the arch span, as well as at the beginning (L0) and the end (L1) of the arch span and few more sections with deflection meters type "CONTROLS" (accuracy of 1/100mm). For the sections where these measurements were not possible, survey measurements were performed.

Strain gauges type Kyowa with a length of 120mm and accuracy of 1/1000mm were used for strain measurements in concrete and reinforcement in the section near the foundation.

Measurement points of deflections and strain are presented in longitudinal section in Fig.5.

The dynamic loading test was performed with one truck moving through the bridge with four different truck velocities: V=10 / 20 / 30 / 40 [km/h].

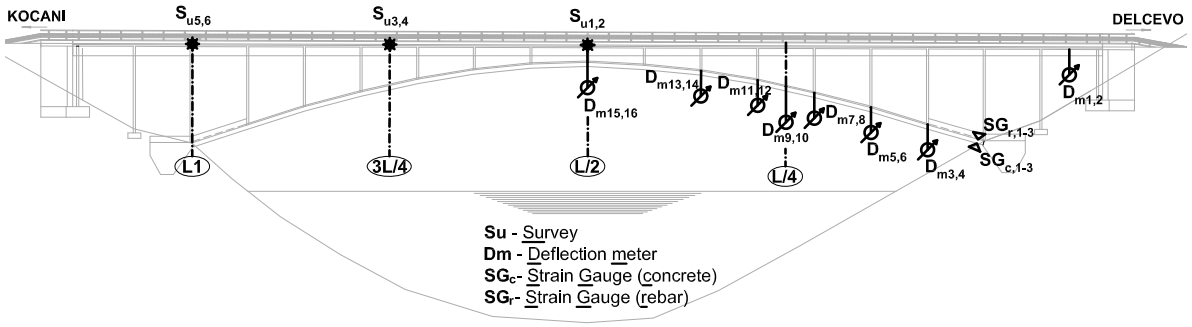


Fig. 5. Measurement points for deflections and strain

3.1. Deflections

For the static loading test, the deflections are presented for measurements in 1/4th (Fig. 6) and 1/2 (Fig. 7) of the arch span.

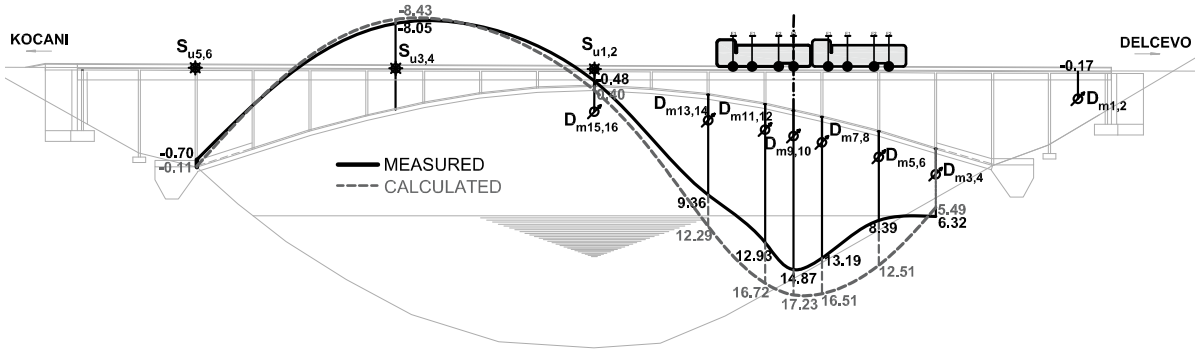


Fig. 6. Measured vs calculated deflections in 1/4th of the arch span

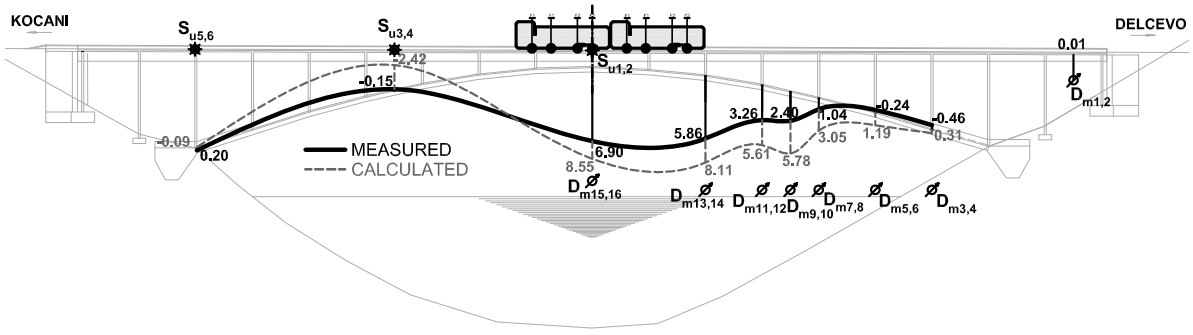


Fig. 7. Measured vs calculated deflections in 1/2 of the arch span

For each phase of loading, deflections were measured with above – mentioned deflect meters. They are defined as the difference between the readings of the loaded and unloaded phase. Table 1 presents a comparison between measured and calculated deflections.

Table 1. Comparison between measured and calculated deflections.

Nu.	Load position	Measurement points	Deflections	
			measured	calculated
1	L/4	Dm9	14.34	17.25
		Dm10	15.40	17.21
2	L/2	Dm15	6.19	8.54
		Dm16	6.19	8.56

3.2. Strains

The stresses in concrete and reinforcement are determined as the product of the measured strains and the corresponding modulus of elasticity (Eq. 1) (for reinforcement steel: Ea = 210000 MPa and for concrete MB40: Eb = 34000 MPa).

$$\sigma_{s(c)(calc.)} = \varepsilon_{s(c)(meas.)} \cdot E_{s(c)} \; [MPa] \tag{1}$$

Due to the way of repairing, no cracks have been initiated from the test load at the cross-sections, so the stresses in the reinforcement steel and concrete are determined according to the following equations (Eq. 2 and 3):

$$\sigma_{s(calc.)} = n \cdot \left[\left({}^{M_p}\!/_{W_{x,s}} \right) \pm \left(\frac{N_p}{A_c} \right) \right] \; [MPa] \tag{2}$$

$$\sigma_{c(calc.)} = \left[\left({}^{M_p}\!/_{W_{x,s}} \right) \pm \left(N_p / A_c \right) \right] \; [MPa] \tag{3}$$

Table 2 presents the comparison between measured and calculated stresses in the reinforcement steel.

Table 3. Comparison of measured and calculated stresses in reinforcement steel

Load position	Measuring points				Stress	
	SG1_s	SG2_s	SG3_s	SG_s_mean		
	Strains	Strains	Strains	Strains		
	ε (με)	ε (με)	ε (με)	ε (με)	σ (MPa)	
	measured	measured	measured	measured	measured	calculated
L/4	-120	-115	-100	-111	-23.31	-23.59
L/2	36	38	34	36	7.56	24.13

Table 3 presents the comparison between measured and calculated stresses in the concrete.

Table 3. Comparison of measured and calculated stresses in concrete

Load position	Measuring points				Stress	
	SG1_c	SG2_c	SG3_c	SG_c_mean		
	Strains	Strains	Strains	Strains		
	ε (με)	ε (με)	ε (με)	ε (με)	σ (MPa)	
	measured	measured	measured	measured	measured	calculated
L/4	76.5	68	79	74.5	2.53	5.74
L/2	13	14	12	13	0.44	1.18

3.3. Dynamic amplification factor

The dynamic amplification factor (DAF) is defined as the ratio between the maximum values of the dynamic and static response (Eq. 4) at a specific critical section of the bridge [8].

$$DAF = 1 + \frac{R_{d,max} - R_{s,max}}{R_{s,max}} \tag{4}$$

The maximum value of the dynamic response is obtained by subtracting the same from the measured data from the dynamic proof load test. The maximum value of the static response is determined by filtering the measured dynamic response with a low-pass filter to eliminate the dynamic components of the signal [8].

The range of the first natural frequency of the construction is identified by applying the Fast Fourier Transform (FFT) algorithms (Fig. 8). This frequency is a good indicator for further determination of the stop band frequencies required to filter the dynamic data records.

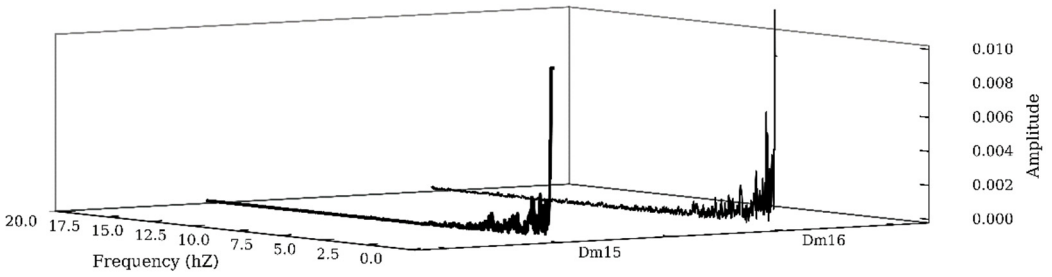


Fig. 8. Range of the first natural frequency of the bridge structure obtained using FFT

Table 4 shows a comparison of the obtained and calculated fundamental frequencies of the bridge structure.

Table 4. First natural frequencies of the bridge structure

Nu.	Measurement points	Frequency [Hz]	
		measured	calculated
1	Dm15	1.2141	1.7343
2	Dm16	1.2357	1.7343

The dynamic components of the records are removed by applying a low-pass filter with a cutoff frequency of 1.0Hz. Table 5 presents the maximum values of static and dynamic response recorded during the measurement, as well as the value of the dynamic amplification factor.

Table 3. Maximal static and dynamic response and calculated DAF

Nu.	Response	Measurement points	Vehicle speed [km/h]			
			10	20	30	40
1	Static [mm]	Dm15	1.5006	1.4785	1.2445	1.2600
		Dm16	1.4257	1.7713	1.7053	1.7102
2	Dynamic [mm]	Dm15	1.5193	2.1253	1.5352	1.5350
		Dm16	1.4339	1.9944	1.8150	1.8907
3	DAF	Dm15	1.0125	1.4374	1.2336	1.2183
		Dm16	1.0058	1.1259	1.0643	1.1056

Figure 9 shows the dynamic response (black), the static response (red) and the removed dynamic signal component (blue) as the difference between the dynamic and static response. Fig.9 a), represents 10km/h velocity, while Fig. 9 d) represents 40km/h velocity of the test vehicle.

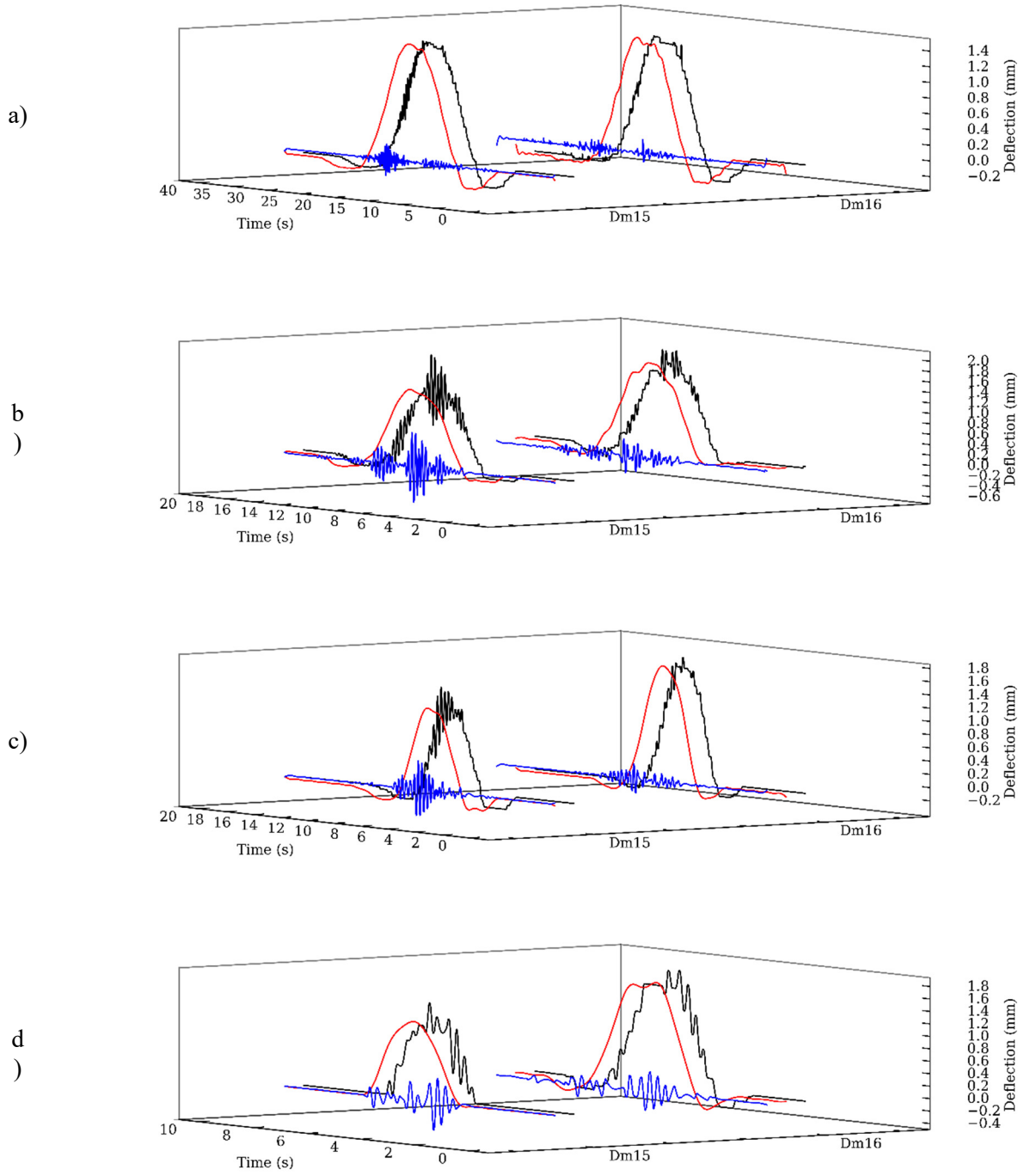


Fig. 9. Dynamic (black) and static (red) response data for DAF estimation

The maximum experimentally obtained DAF for this bridge was 1.44, estimated for 20km/h velocity of the test vehicle.

4. CONCLUSIONS

As a conclusion from the presented results, the following can be addressed:

- Measured deflections, as well as stresses in concrete and reinforcement in the critical sections are less than the calculated ones.

- Residual deflections and strains after unloading are less than 25% of the maximum measured, a value prescribed in the current standard for testing of reinforced concrete bridges.
- Estimated maximum dynamic amplification factor is in good agreement with the calculated dynamic factor (Φ) used in the Main design.

Based on the results from the performed proof loading test and the theoretical results from the analysis, it can be concluded that the strengthening of the reinforced concrete arch bridge over river Sushica on the road A3, section Kocani-Border with the Republic of Bulgaria on km. 272+649, was constructed successfully and is fulfilling the safety and bearing design capacity criteria.

REFERENCES

[1] Arangjelovski T, Nakov D, Bogoevska S, Docevska M, Tsiknias T, Markovski G, (2019). Assesment of bridges on the "Demir Kapija-Smokvica" motorway section on Pan-European Corridor X using loading test, 4th Joint International Symposium on Deformation Monitoring (JISDM), Athens, Greece

[2] MKS 1019:2018 (2018). Load test of bridges, Standardization Institute of the Republic of North Macedonia

[3] Moses F, Lebet JP, Bez R. (1994). Application of field testing to bridge evolution. J Struct Eng ASCE 120:1745-62

[4] Veneziano D, Galeota D, Giammatteo MM. (1984): Analysis of bridge proof load data I: model and statistical procedures. Struct Saf:91-104

[5] Lantsoght EOL, van der Veen C, de Boer A, Hordijk Dick A. (2017). State-of-the-art on load testing of concrete bridges. Engineering Structures 150: pp.231-241-80

[6] ACI Committee 437 (2013). Code Requirements for Load Testing of Existing Concrete Structures (ACI 437.2M-13) and Commentary Farmington Hills, MI, USA.

[7] DAfStb-Guideline, (2000). Load test on concrete structures, Deutscher Ausschuss fuer Stahlbeton (in German), Berlin, Germany

[8] Paultre, P., Chaallal, O., Proulx, J. (1992). Bridge dynamics and dynamic amplification factors - a review of analytical and experimental findings. Canadian Journal of Civil Engineering, pp. 260-278

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

MT - 21

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

ПРОТОКОЛ ЗА ПРОЦЕНКА НА ДИНАМИЧКИ КАРАКТЕРИСТИКИ НА ПОСТОЕЧКИ КОНСТРУКЦИИ

Стефан МИЦЕВСКИ[1], Сергеј ЧУРИЛОВ[2], Елена ДУМОВА-ЈОВАНОСКА [3]

АПСТРАКТ

Истражувањето презентирано во рамките на овој труд е насочено кон дефинирање на протоколарна проценка на динамички карактеристики на постоечки конструкции преку тестови со амбиентални вибрации. Протоколот дефиниран во овој труд е детално претставен преку практична примена на една реална конструкција.

Пресметковните алатки за спроведување на неопходните анализи се базирани на сопствен Matlab код. Протоколот е поделен на три главни целини, од кои секоја одделно се состои од повеќе чекори. На овој начин се покриваат сите фази потребни за успешно експериментално одредување на динамичките карактеристики на една постоечка конструкција. Во трудот се опфатени сите чекори поврзани со подготовката, спроведувањето и анализата на резултатите добиени од тестови со амбиентални вибрации.

Важно е да се напомене дека предложениот протокол претставува организирана низа од разни препораки кои се базирани на личното искуство на авторите и најразлични примери од литературата.

Клучни зборови: *Тестови со амбиентални вибрации (АВТ), Оперативна анализа со тонови форми (ОМА), Декомпозиција во фреквентниот домен (FDD)*

[1] Докторанд, Градежен факултет, Универзитет “Св. Кирил и Методиј”, Скопје, Република Северна Македонија, micevski@gf.ukim.edu.mk

[2] Вон. Проф. д-р, Градежен факултет, Универзитет “Св. Кирил и Методиј”, Скопје, Република Северна Македонија, dumova@gf.ukim.edu.mk

[3] Проф. д-р, Градежен факултет, Универзитет “Св. Кирил и Методиј”, Скопје, Република Северна Македонија, churilov@gf.ukim.edu.mk

1. ВОВЕД

Се почесто користена постапка во инженерската пракса, особено при анализа на значајни постоечки конструкции, е постапката за проценка на динамички карактеристики преку побуда од амбиентални вибрации. Актуелноста на овој пристап кулминира во последнава деценија како резултат на големиот технолошки напредок на расположливата мерна опрема. Како резултат се побројна е литературата која содржи информации за теоретската позадина на овие експериментални постапки за анализа на градежните конструкции [1] и [2]. Постојат и доста стручни трудови од домашни ([3], [4]) и странски автори ([5], [6]) каде се применува пристапот со побуда од амбиентални вибрации за проценка на динамичките карактеристики. Но, она што ретко се среќава во постоечката литература е чекор по чекор постапка за спроведување на овие тестови.

Во тој контекст, овој труд претставува сублимација на искуствата претставени во стручната светска и домашна литература, како и искуствата на авторите, со цел да се добие постепен протокол за утврдување на динамички карактеристики преку АВТ.

2. ПРОТОКОЛ ЗА ПРОЦЕНКА НА ДИНАМИЧКИ КАРАКТЕРИСТИКИ НА ПОСТОЕЧКИ КОНСТРУКЦИИ ПРЕКУ АВТ

Протоколот за проценка на динамички карактеристики на постоечки конструкции предложен во овој труд се базира на анализа на снимен одговор на конструкцијата под дејство на побуда од амбиентални вибрации. Одговорот на конструкцијата се снима во избрани точки во кои се поставуваат сензори за мерење на забрзување, поместување или брзина. Одговорот е потребно да се добие во форма на дигитален сигнал кој потоа може да се анализира со помош на компјутерски алатки. Крајната цел е од измерениот одговор да се “извлечат” динамичките карактеристики на разгледуваната конструкција.

Протоколот се состои од три дела кои се одвиваат по хронолошки ред. Истите се:

- Дел 1: Подготовка на АВТ
- Дел 2: Спроведување на АВТ
- Дел 3: Проценка на динамичките карактеристики од резултатите добиени со АВТ

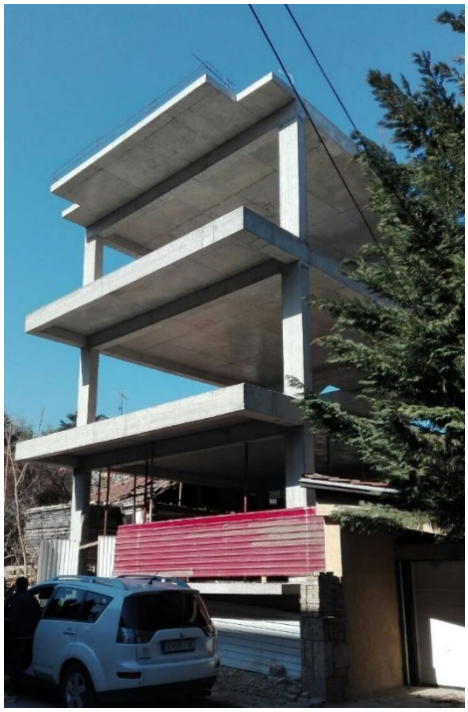
Во продолжение на овој труд сите делови од протоколот се прикажани преку примена на постоечка конструкција. Избраниот објект се наоѓа во Скопје на ул. Антон Панов бр.7. Истиот е со катност По+Пр+2+Пк, а при спроведувањето на тестот со амбиентални вибрации објектот е во фаза карабина. На Сл. 1 може да се види геометријата на објектот непосредно пред спроведување на АВТ.

2.1. Подготовка на АВТ

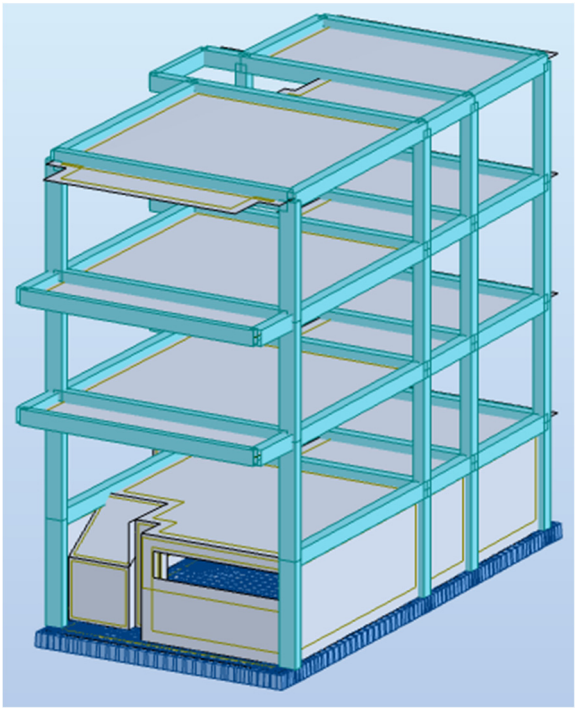
Подготовката на АВТ е процес кој подразбира изработка на план за снимање според кој ќе се одвива тестот. Планот за снимање е документ во кој се дефинираат клучни параметри на АВТ кои се од суштинско значење за овозможување на соодветен квалитет во сите следни фази од протоколот. Параметрите кои се дефинираат во овој документ се:

- Фреквенцијата на запишување и фреквентниот опсег на мерењето ($f_{sampl.}$)
- Временски интервал во кој ќе се снима одговорот во секоја серија (T_{series})
- Избор на мерни точки (позициите на сензорите на конструкцијата)
- Поставеност на сензорите по серии

Најпрво, пред да се почне со дефинирањето на гореспоменатите параметри потребно е да се изготви математички модел со КЕ кој ќе биде најблиска можна апроксимација на конструктивниот систем на разгледуваниот објект. Прелиминарно, за потребите на презентираниот математички модел, Сл. 2, обезбедена е проектната документација за објектот. Понатаму, извршена е теренска посета при која се проверени димензиите на конструктивните елементи и утврдена е нивната диспозиција во изведена состојба, Сл. 3. Сите измени кои се направени при изведбата на објектот се евидентирани и моделот со КЕ е прилагоден на актуелната изведена состојба, Сл. 2. Математичкиот модел е изработен така што врската помеѓу



Сл. 1. Геометрија на разгледуваниот објект



Сл. 2. Математички модел со КЕ

темелната конструкција и почвата е моделирана како апсолутно вклештена. Динамичките карактеристики на конструкцијата се определени за динамичка маса која одговара само на 100% сопствена тежина на конструкцијата, табела 1. Вака пресметаните динамички карактеристики се користат како прелиминарни вредности за дефинирање на останатите параметри потребни за подготвување на планот за снимање.

2.1.1. Фреквенцијата на запишување ($f_{sampl.}$) и фреквентниот опсег на снимањето

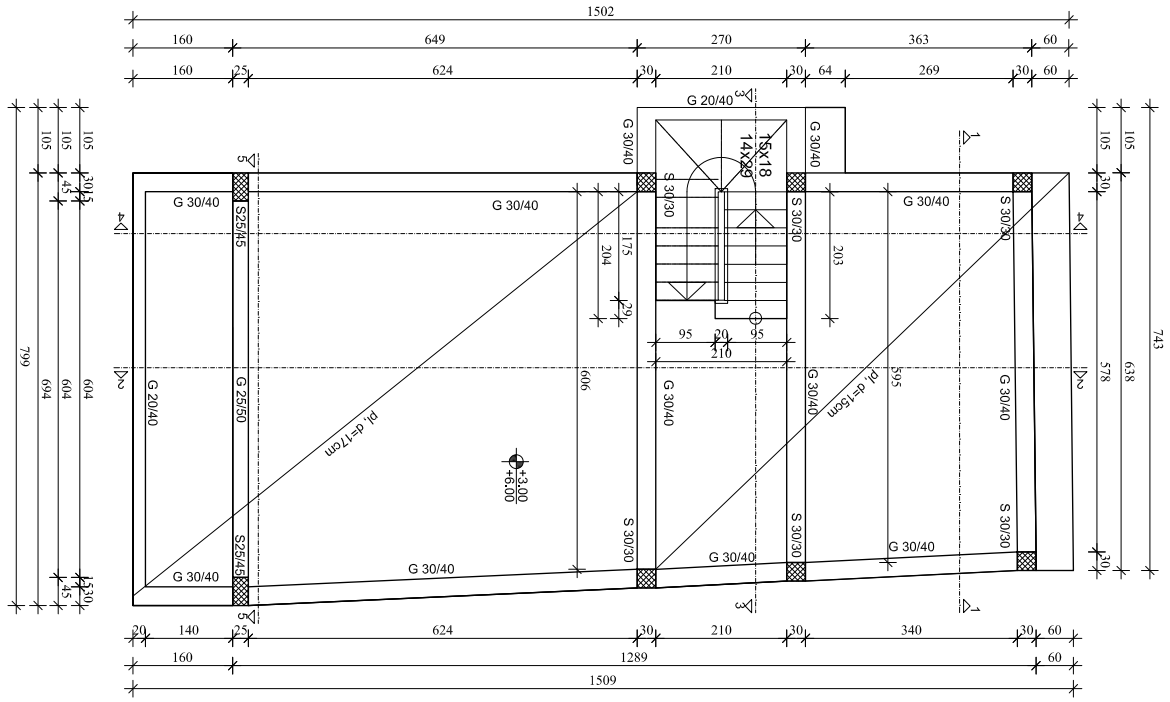
Во принцип, фреквентниот опсег се дефинира од потребите за кои се спроведува тестот. Во овој случај од интерес се првата и втората тонова форма на конструкцијата. Од резултатите во табела 1 може да се види дека првата и втората тонова форма имаат фреквенции на осцилирање помеѓу 2 Hz и 9 Hz па фреквентниот опсег кој е од интерес за овој АВТ е 0-10 Hz. На тој начин, избраната фреквенција на запишување која ќе овозможи сигнали со оптимална големина во овој случај би требало да биде 20 Hz (двојно повисока од највисоката фреквенција која е од интерес). Авторите во [1] препорачуваат избор на $f_{sampl.}$ така што $f_{sampl.}$ е 2.4 пати повисока од фреквенцијата од интерес на тестот. Така за конкретниот случај најниската вредност на $f_{sampl.}$ би изнесувала 24Hz.

2.1.2. Временски интервал во кој ќе се снима одговорот во секоја серија (T_{series})

Интервалот T_{series} е должината на снимениот временски одговорот во секоја серија од снимањето. Неправилниот избор на вредноста на овој параметар е најчестата причина за добивање на неквалитетни резултати од АВТ.

Табела 1. Фреквенции на тоновите форми од математичкиот модел со КЕ

Тонова форма	1. X + ротација	1. Y + ротација	1. XY	2.Y + ротација	2.X + ротација	2.XY
Фреквенција	2.376 Hz	2.643 Hz	2.950 Hz	7.304 Hz	8.010 Hz	8.787 Hz



Сл. 3. Основа на карактеристичен кат

Во литературата може да се сретнат различни препораки за усвојувањето на T_{series}. Во [1] авторите предложуваат минималната вредност на T_{series} да се определи според Рав. 1, а во [2] според Рав. 2:

$$T_{series} = \frac{10}{\xi f_{min}} \ [s] \tag{1}$$

$$T_{series} = 1000 - 2000 * T_{max} \ [s] \tag{2}$$

Каде што f_{min} е фреквенцијата, ξ е придушувањето, а T_{max} е периодата на очекуваната прва тонова форма. За T_{series} во овој случај е избрано времетраење од 600s кое ги задоволува минималните вредности дадени со Рав. 1 и 2.

2.1.3. Избор на мерни точки

Изборот на мерните точки може да се направи следејќи го обликот на тоновите форми од математичкиот модел со КЕ кој правилно ја симулира состојбата на конструкцијата. Имено, за да успешно се проценат сите тонови форми кои се од интерес на тестот треба да се предвидат позиции на сензорите кои одговараат на обликот на посакуваните тонови форми. Односно, да се изберат точки од конструкцијата во кои векторот на тоновите форми има екстремни вредности. Особено внимание треба да се обрати да при изборот на точките не се избере точка која е јазолна (нулта) точка на одредена тонова форма која е од интерес на тестот. Во тој случај сензорот поставен во таа точка нема да придонесе со информации за таа тонова форма. Исто така, при изборот на мерните точки треба да се води сметка за должината на каблите со кои сензорите се поврзуваат со DAQ системот. За потребите на ова истражување избрани се позиции до крајните столбови на конструкцијата, по четири мерни точки на секој кат, Сл. 5.

2.1.4. Поставеност на сензорите по серии – план за снимање

По избирањето на мерните точки, во зависност од бројот на сензори кои се на располагање, се преминува кон изработка на планот на снимање. Бидејќи бројот на расположливи сензори е најчесто помал од бројот на потребни мерни точки наместо одговорот на конструкцијата да се сними во еден чекор се преминува кон снимање во повеќе чекори, односно серии на снимање на одговорот. Притоа еден сензор, наречен референтен, е фиксиран во една мерна точка во секоја

серија од снимањето и се користи за поврзување на одговорите снимени во различните серии. Од тука станува јасно дека позицијата на овој сензор е важна, и истата не треба да биде јазолна точка на ниедна од тоновите форми кои се од интерес. Останатите сензори ја менуваат својата местоположба од серија во серија, се додека не се сними одговорот во сите предвидени мерни точки.

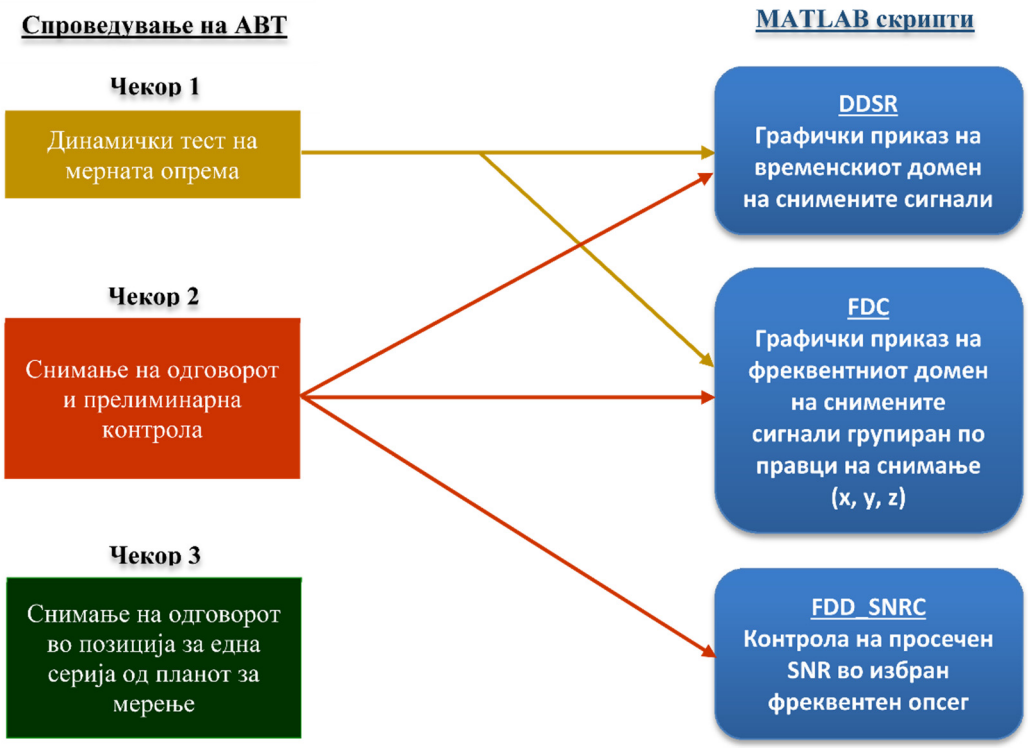
Снимањето за актуелниот пример е спроведено со мерна опрема од компанијата DIGITEXX, при што се користени три триаксијални акцелерометри D110-T, а системот за собирање на податоци е DIGITEXX PDAQ Premium кој е составен од вграден компјутер кој овозможува приказ на одговорот кој се снима во реално време. Истиот располага со 16 канали и 24 битен дигитализатор со вградена фреквенција на запишување од 200 Hz, која ги задоволува критериумите дефинирани во 2.1.1. На Сл. 5 е даден распоредот на сензорите во секоја серија од мерењето, како и сите податоци кои се важни во планот за снимање.

Единствениот недостаток на вака дефинираниот план за снимање е тоа што референтниот сензор е позициониран на нивото 300, додека најголемите пикови во векторите на тоновите форми се очекуваат на нивото 400. Овој план на снимање е производ на неповолните временски услови затекнати во моментот кога е вршено снимањето и соодветна заштита на опремата.

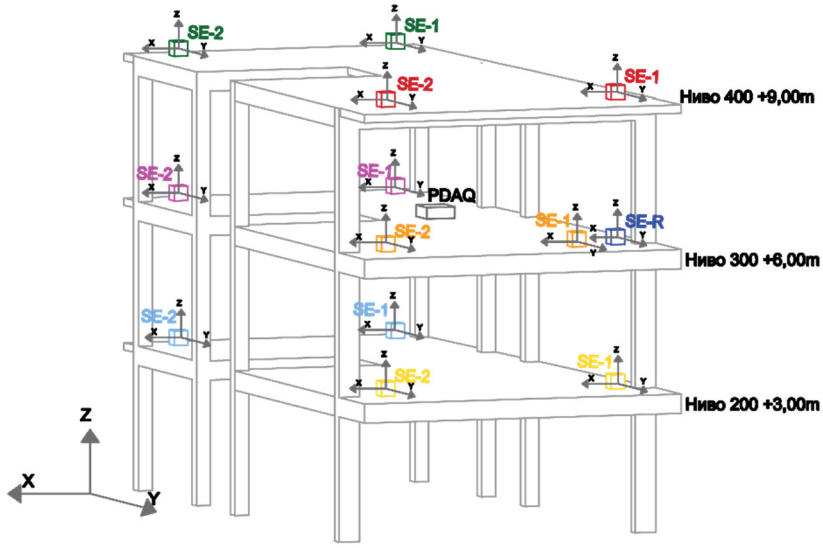
2.2. Спроведување на АВТ

Спроведувањето на АВТ се врши со параметрите утврдени во претходниот дел од протоколот, но за успешно извршување на снимањето на одговорот на конструкцијата, покрај системот за мерење потребни се и пресметковни алатки. Во рамките на овој протокол се предлагаат MATLAB скрипти изработени за потребите на магистерскиот труд [7]. Во истиот може да се најдат детални упатства за користење и целосна примена на скриптите. За спроведување на АВТ се извршуваат чекорите преку соодветните скрипти, шематски прикажани на Сл.4.

Првиот чекор од АВТ се спроведува така што сите сензори се поврзуваат со DAQ системот и се поставуваат на најблиско можно растојание. Потоа одговорот снимен со вака поставените сензори се анализира во временски и фреквентен домен преку скриптите DDSR и FDC соодветно. Она што се очекува како резултат е тоа да сензорите, по правци на снимање (x, y и z), имаат приближно ист временски и фреквентен домен.



Сл. 4. Шематски приказ за спроведувањето на АВТ со користење на предложените скрипти



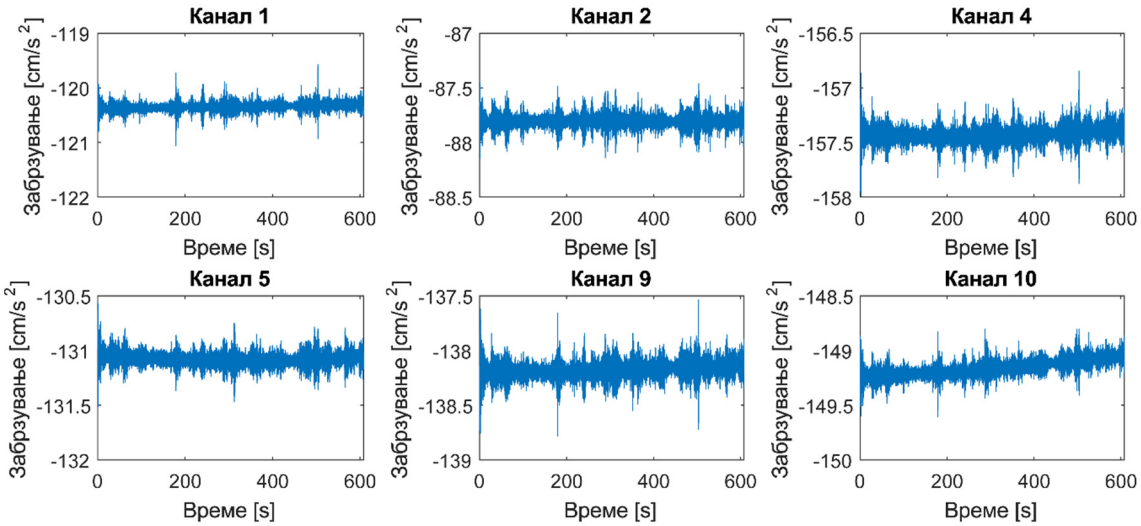
Серија	Сензори кои снимаат во серијата	T	f_{sampl}
Прва серија	SE-R, SE-1 (ниво 400), SE-2 (ниво 400)	600s	200Hz
Втора серија	SE-R, SE-1 (ниво 400), SE-2 (ниво 400)	600s	200Hz
Трета серија	SE-R SE-1 (ниво 300), SE-2 (ниво 300)	600s	200Hz
Четврта серија	SE-R, SE-1 (ниво 300), SE-2 (ниво 300)	600s	200Hz
Петта серија	SE-R, SE-1 (ниво 200), SE-2 (ниво 200)	600s	200Hz
Шеста серија	SE-R, SE-1 (ниво 200), S2 (ниво 200)	600s	200Hz

Поврзување на сензорите со системот за запишување на податоците

Сензор SE-R	Правец x – Канал 1	Правец y – Канал 2	Правец z – Канал 3
Сензор SE-1	Правец x – Канал 4	Правец y – Канал 5	Правец z – Канал 6
Сензор SE-2	Правец x – Канал 9	Правец y – Канал 10	Правец z – Канал 11

Сл. 5. План за снимање за разгледуваната конструкција

По спроведувањето на првиот чекор, односно динамичкиот тест на опремата, се преминува кон спроведување на планот за снимање. Снимениот одговор со времетраење од 600s е проконтролиран преку скриптата DDSR каде се прегледуваат сигналите во временски домен, Сл. 6. Притоа не се забележани некои од стандардните нерегуларности кои се детектираат во временски домен, (4.2.4.2 од [7]).



Сл. 6. Сигнали кои го претставуваат одговорот снимен во првата серија од планот за снимање

Измерените сигнали се проконтролирани и во фреквентен домен преку скриптата FDC. При анализа на фреквентните спектри е забележано дека во фреквентниот спектар нема придушување од големи пикови (повеќе во поглавје 4.2.4.2 од [7]), а и дека се јавуваат пикови на фреквенции блиски на оние добиени со математичкиот модел со КЕ, Сл. 7. Тоа што се јавуваат пикови и во x и во y правец на истите фреквенции покажува присуство на торзија во тоновите форми, што е добиено и со моделот со КЕ.

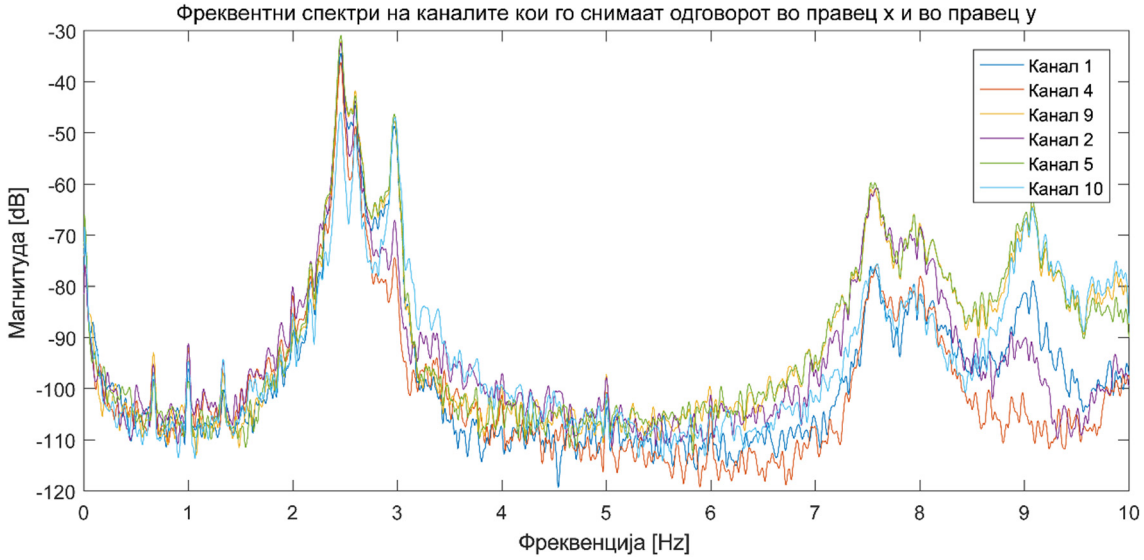
За одговорот снимен во сите серии од мерењето направена е контрола на односот сигнал / шум (Signal to Noise Ratio – SNR). Потребата за контрола на овој параметар произлегува од типот на побудата која се користи при ОМА. Бидејќи побудата е со доста мал интензитет, постои ризик снимениот одговор да претставува само шум генериран од мерната опрема и околината, а во истиот да не фигурира вистинскиот одговор на конструкцијата. Еден начин за одредување на SNR во снимениот сигнал е предложен во [1], каде авторите препорачуваат неговата вредност да се движи над 30-40dB. Контролата за SNR преку скриптата FDD_SNRC за сигналите од оваа серија е направена за двата фреквентни опсега во кои се јавува концентрација на пикови: од 2.5 Hz до 3 Hz и од 7.5 Hz до 9.5 Hz, Сл.9. Утврдено е дека во првиот опсег SNR е над 30dB, а во вториот SNR е 22dB со што не е задоволен минималниот критериум препорачан во [1].

2.3. Проценка на динамичките карактеристики од резултатите добиени со АВТ

Во рамките на овој протокол, проценката на динамичките карактеристики (фреквенции и облик на тоновите форми) се врши преку техниката на декомпозиција во фреквентен домен FDD [8]. За потребите на овој дел од протоколот предложени се четири MATLAB скрипти изработени за потребите на [7], и истите се применуваат по методологијата шематски прикажана на Сл. 8.

Како прв чекор извршено е отстранување на трендот од сите сигналите добиени во секоја серија од планот за снимање, а преку скриптата DDSR се анализирани сигналите со отстранет тренд. На тој начин е утврдено дека полином од трет ред дава квалитетни сигнали за понатамошна обработка. Литературата препорачува детрендирање со полином чиј ред не треба да биде поголем од 3 [9].

Како што е прикажано на Сл. 8, следен чекор е преку интеракција со скриптата FDD_MSE да се изврши декомпозиција во фреквентниот домен на детрендираните сигнали. Од графичкиот приказ на просечните сингуларни вредности од сите серии на мерењето се избрани пикови на фреквенции блиски со оние од математичкиот модел со КЕ, Сл. 9. За избраните фреквенции програмската алатка автоматски го запишува векторот на тоновата форма.



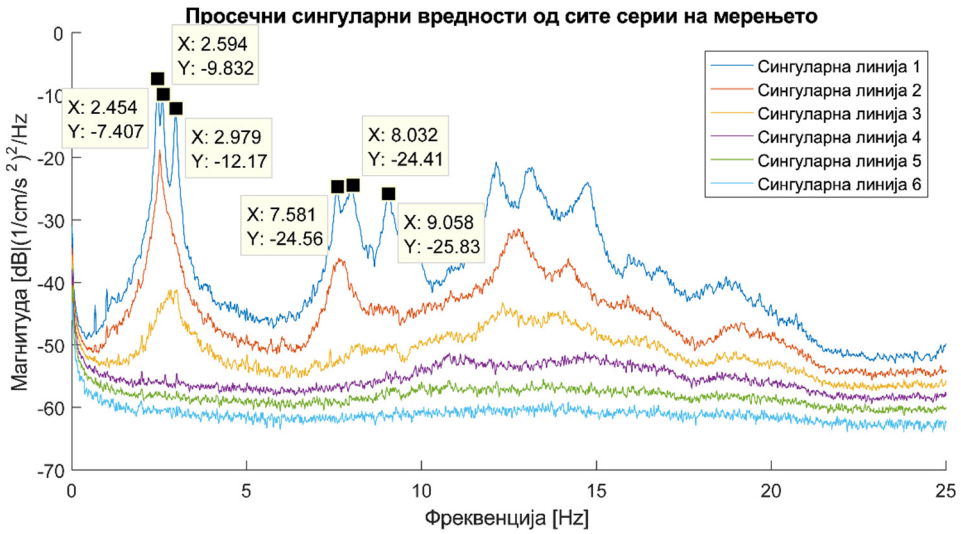
Сл. 7. Сигнали кои го претставуваат одговорот снимен во првата серија од планот за снимање



Сл. 8. Шематски приказ на процесот за проценка на динамичките карактеристики

Вака дефинираните вектори од секоја серија на мерењето се повикуваат во скриптата MODS со цел да се изврши нормализирање на векторите од различните серии на мерењето. Скриптата MODS е базирана на методот на PoSER [10] каде за нормализирање се користат вредностите за векторот на тоновата форма од референтниот сензор во секоја серија од снимањето. Во случај кога снимањето се врши само во една серија нема потреба од користење на скриптата MODS.

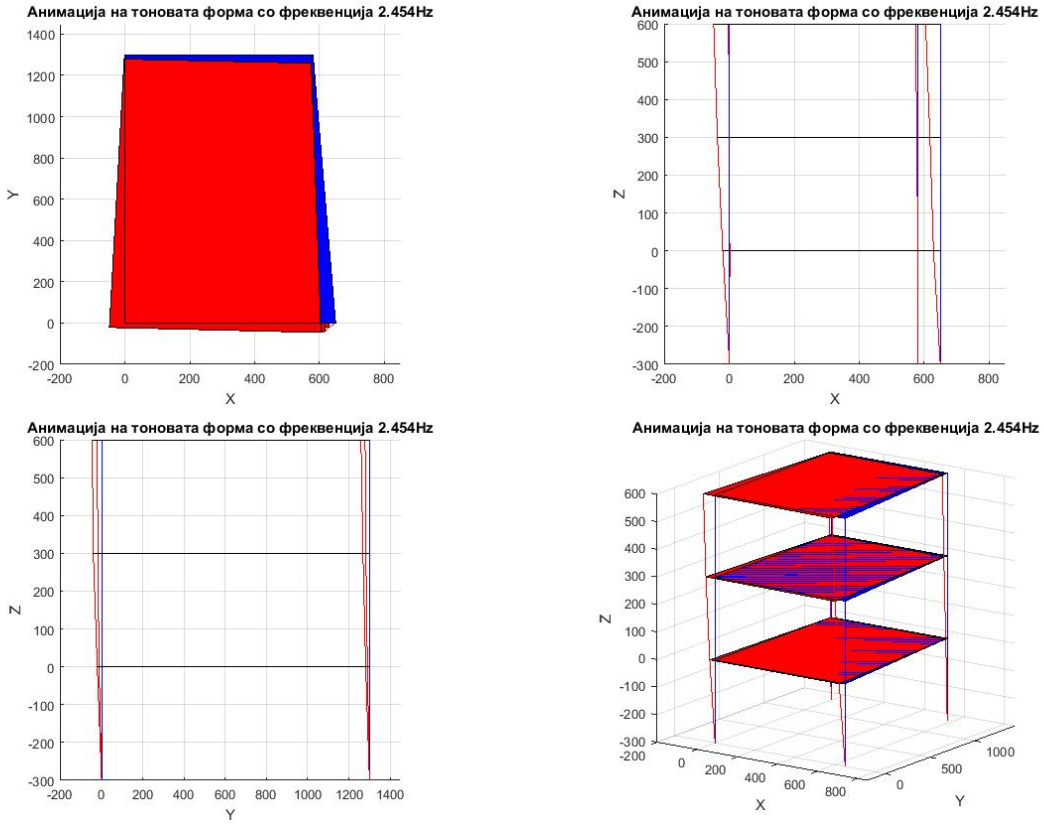
Во следниот чекор (PODS) преку анимација се прикажани проценетите и нормализирани тонови форми. Резултатите од спроведената анализа се дадени во табела 2, а графички приказ на првата тонова форма е даден на Сл. 10. Со визуелизацијата на проценетите тонови форми, заклучено е дека поради нелогичниот облик на осцилирање на тоновата форма со фреквенција еднаква на 7.851 Hz, истата не може да се смета за тонова форма на конструкцијата.



Сл.9. Избрани пикови од просечните сингуларни вредности

Табела 2. Фреквенции на тоновите форми добиени со TAB

Тонова форма	1. X + ротација	1. Y + ротација	1. XY	X	2.X + ротација	2.XY
Фреквенција	2.454 Hz	2.588 Hz	2.979 Hz	7.851 Hz	8.032 Hz	9.058 Hz



Сл.10. Приказ на првата тонова форма

Во табела 3 се дадени сумарните резултати од анализата. Она што може да се забележи е дека со протоколот се проценети 5 тонови форми кои одговараат на оние од математичкиот модел во вредноста на фреквенцијата и обликот на осцилирање. Високите MAC вредности може да се земат со одредена резерва бидејќи во анализата се споредувани само 8 точки од конструкцијата со 8 точки од математичкиот модел. За попрецизна пресметка на MAC би било потребно да се сними одговорот во повеќе точки од конструкцијата. Исто така, вредно за коментар е и тоа дека за успешноста на тестот значително допринесува состојбата на конструкцијата врз која истиот се спроведува.

3. ЗАКЛУЧОК

Во трудот е предложен протокол во три фази за определување на динамички карактеристики на постоечки конструкции со помош на тестови со амбиентални вибрации. Предложената методологија ги опфаќа сите чекори за квалитетно спроведување на тестирањето, и правилна примена на автоматизирани пресметковни алатки за анализа на измерените временски истории. Протоколот е успешно тестиран и потврден преку пример на една реална конструкција.

Табела 3. Фреквенции на тоновите форми добиени со ТАВ

Тонова форма	Правец на осцилирање	FDD_MSE f [Hz]	Модел со КЕ f [Hz]	Разлика (%)	MAC
1	1. X + ротација	2.454	2.376	3.02	0.81
2	1. Y + ротација	2.588	2.643	1.97	0.89
3	1. XY	2.979	2.950	0.97	0.91
4	2.X + ротација	8.032	8.010	0.27	0.85
5	2.XY	9.058	8.787	2.96	0.89

ЛИТЕРАТУРА

[1] Brincker, R., & Ventura, C. (2015). Introduction to operational modal analysis. John Wiley & Sons.

[2] Rainieri, C., & Fabbrocino, G. (2014). Operational modal analysis of civil engineering structures. Springer, New York, 142, 143.

[3] Bogoevska, S., Dumova-Jovanoska E., Höffer R., (2016). Response based modal identification of a real steel chimney, Scientific Journal of Civil Engineering, ISSN 1857-839X

[4] Churilov, S. et al. (2014). System Identification of Industrial Steel Building Based on Ambient Vibration Measurements and Short Time Monitoring. In Seismic Design of Industrial Facilities (pp. 369-380). Springer Vieweg, Wiesbaden.

[5] Zhou, Y. et al. (2017). Structural identification of a concrete-filled steel tubular arch bridge via ambient vibration test data. Journal of Bridge Engineering, 22(8), 04017049.

[6] Sabamehr, A., Lim, C., & Bagchi, A. (2018). System identification and model updating of highway bridges using ambient vibration tests. Journal of Civil Structural Health Monitoring, 8(5), 755-771.

[7] Мицевски С. (2018). Процедура за утврдување пресметковен модел на постоечки конструкции со амбиентални вибрации, Магистерски труд, Универзитет „Св. Кирил и Методиј“ во Скопје, Градежен Факултет

[8] Brincker, R., Zhang, L., & Andersen, P. (2000, September). Output-only modal analysis by frequency domain decomposition. In Proceedings of the ISMA25 noise and vibration engineering (Vol. 11, pp. 717-723).

[9] Smith, S. (2013). Digital signal processing: a practical guide for engineers and scientists. Elsevier.

[10] Magalhães, F. M. R. L. D. (2010). Operational modal analysis for testing and monitoring of bridges and special structures.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

MT - 22

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

СОСТОЈБА НА БЕТОНСКИТЕ ПОВРШИНИ НА ПРЕЛИВНИТЕ ОРГАНИ НА БРАНИТЕ „ГЛОБОЧИЦА“ И „ШПИЛЈЕ“

Славко МИЛЕВСКИ[1]

АПСТРАКТ

За потребите на производство на електрична енергија изградени се браните „Глобочица“ и „Шпилје“ и „Глобочица“ . Браната „Глобочица“ е изградена во 1965 година, а браната „Шпилје“ е изградена во 1969 година и од тогаш се во редовна употреба. Како составен дел на браните, за одведување на големите води низводно од браните, изградени се преливни шахта, со преливни тунели и слапишта. Капацитетот на преливната шахта на браната „Глобоочица“ е 1100 м^3/с, а капацитетот на преливната шахта на браната „Шпилје“ е 2200 м^3/с.

Во рамките на редовното одржување се вршат редовни визуелни контроли на овие објекти со цел пратење на состојбата. Повремено вакви контроли се прават и со надворешни консултанти.

Во претходната година извршени се подетални контроли на внатрешноста на овие објекти со алпинистички екипи и земање на примероци од бетон заради контрола на физичко механичките параметри. На преливната шахта на браната „Глобочица“од внтрешната страна имаше голема обраснатост со дрвја, треви и алги, при што е извршено комплетно чистење. На двата преливи и преливните тунели има пробиви на вода и влажнење на споеви од бетонирање, како е сегрегација на оделни делови од бетонските површини.

Во трудот ќе бидат прикажани резултатите од ови детални испитување на состојба, кои понатака ќе служат за припрема за санациони решенија.

Клучни зборови: *брана, преливна шахта,бетон, прегледи, испитување, санација*

[1] Раководтиел на Служба за градежно одржување во АД „Електрани на Северна Македонија“, ХЕС „Црн Дрим“, Струга, Република Северна Македонија, slavko.milevski@elem.com.mk

1. ПРЕЛИВНИ ОРГАНИ НА БРАНАТА „ГЛОБОЧИЦА“

1.1. Општи податоци

Евакуационите органи на ХЕЦ “Глобочица” ги сочинуваат шахтниот прелив со коленото, преливниот туннел и брзотокот кој завршува со одскок во вид на кашика.

Шахтниот прелив на браната “Глобочица” е со окружен облик и неговата намена е прифаќање на големите води и нивно безбедно одведување.

Неговиот капацитет е 1100 м3/с.

Поради близината на браната и брегот на езерото усвоен е кружен тип на шахтен прелив со преливна ивица од 3/4 должина од вкупната должина на горната ивица на шахтот.

Со ваквото решение обезбедено е елиминирање на вртлогот и стварање на услови за обезбедување на пристапен пат до влезниот објект на доводниот тунел.

Шахтниот прелив има 11 дефлектори распоредени по обимот на преливниот дел. Со нив преливниот млаз се разбива на повеќе млазови одвоени од површината на преливот.

Према моделските испитувања, коефициентот на преливање изнесува 0.49 и преливот е оспособен да обезбеди евакуација на 1150 м3/с вода без потопување на шахтот.

Заради обезбедувањето на шахтното колено од делувањето на млазот поставена е заштитна облога од челичен лим од кота 668.50 до 653.59 м.н.в. по целиот обем на коленото.

Шахтниот прелив е изграден во текот на 1963 и 1964 година. Облогта на шахтата е изведена од хидротехнички водонепропусен бетон МБ22. Во слојот на бетонската облога со дебелина од сса 1.0 м вградена е арматурна мрежа ф 18 мм на растојание е=20цм, која е прицврстена со анкери ф 14 мм на растојание е=60цм.

1.2. Состојба

Во текот на работата на ХЕЦ “Глобочица”, неколку пати бил во функција, односно имало прелевање на водата, од кои најголем бил преливот во 2010 година кога изнесувал 55.70 м3/с.

На внатрешната страна од преливот на бетонската површина, во текот на целиот период се забележува обрастување на вегетација (трева, мов), како и дрвја.

Во 1986 година е извршена комплетна санација на бетонскиот дел од преливната шахта од внатрешниот дел над челичната облога.

Од 1986 година до сега поново е израсната вегетација со дрвја чии корења ја оштетуваат бетонската облога, што може да предизвика сериозни оштетувања на овој витален обејкт.

Во текот на 2017 година се направени увиди во состојбата на преливната шахта и преливниот тунел и при тоа е констатирано дека има одредени оштетувања и обраснатост со вегетатација (Сл. 1). Се работи за оштетувања на бетонската облога кои се вообичаени за хидротехнички тунели и шахтни преливници, кои се изградени пред околу пет децении. Воедно, не се детектирани геотехнички појави во околната карпеста средина, кои би можеле да ги предизвикаат оштетувањата на облогата. Меѓутоа, ваквата состојба може да се влошува во следниот период и да ја загрози функцијата на преливникот, кој е сигурносен објект на хидројазелот Глобочица. Оштетувањата не се алармантни но дека има потреба од ургентни мерки за чстење на израснатата вегетација пред се дрвја.

Со цел санирање и детектирање на состојбата на преливните органи во март 2019 година од страна на Градежен институт „Македонија“ од Скопје, по претходна изведена тендерска постапака, започнато е со чистење, санирање, вадење на кернови, преглед и документирање на состојбата на преливната шахта на браната „Глобочица“ и изработка на Елаборат за состојбата на преливната шахта на бранта „Глобочца“, врз основа на кој е предвидено изработка на Проект за детална санација на преливните органи

Пред започнување на работите затекнатата состојба на преливната шахта беше фотодокументирана. По целокупниот обод на преливната шахта на делот под секое крило, имаше обраснато со мов и поголеми растенија, дрва и грмушки кои ја деградираа бетонската површина.



Сл. 1. Почетна состојба на преливната шахта



Сл. 2. Обраснатост со вегетација (дрвја)

На повеќе позиции може да се забележи помало и поголемо протекување на вода (Сл. 3). Водата во најголем дел протекува низ споеви на бетонирање по цела должина. На одредени локалитети водата тече под притисок низ концентрирани отвори.

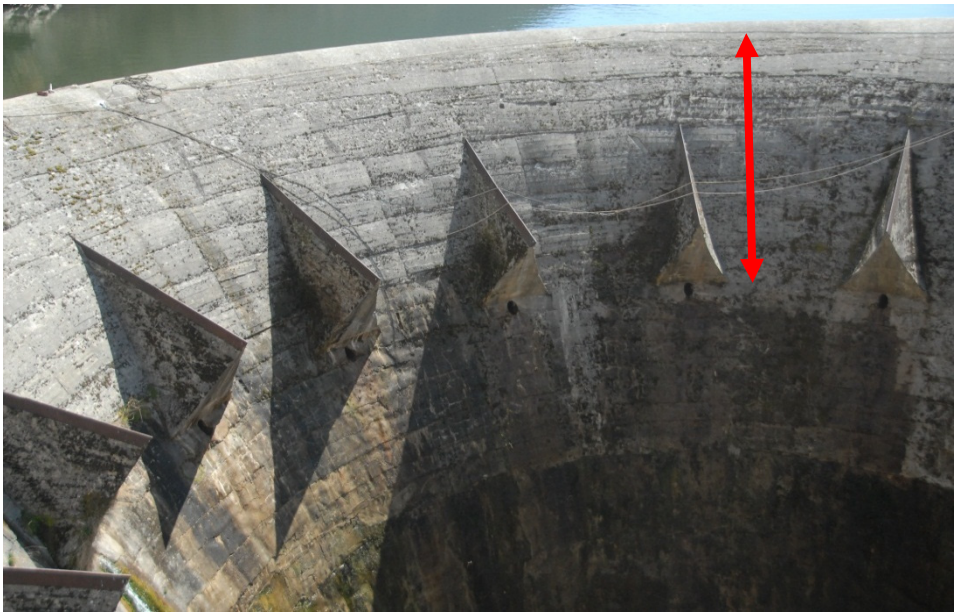


Сл. 3. Протекување на вода (дрвја) и Обраснатост со мов и алги

На локалитетите каде водата пролизгува по бетонската површина се имаше создадено поголеми налепи од алги и мов по цела висина на преливната шахта (Сл.3).

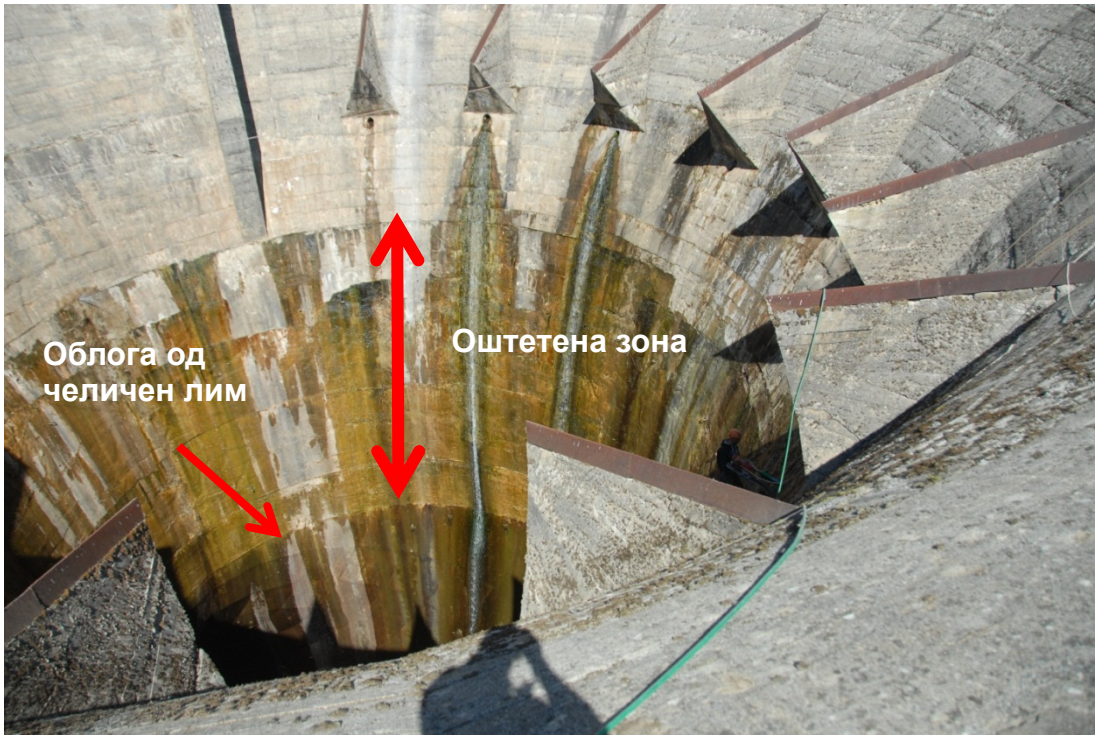
Поголеми оштетувања на бетонската облога не беа евидентирани, единствено може да се констатира деградација и сегрегирани места, површинско оштетување од временски надворешни влијанија на споеви и прекини на бетонирање.

При вршењето на самите работи во преливната шахта извршен е визуелен преглед на целокупните бетонски површини и евидентирани се сите аномалии и недостатоци на преливната шахта.



Сл. 4. Сува зона од преливната шахта каде може да се забележи површинска ерозија и помало оштетување на прекини на бетонирање

Во горна зона на преливната шахта кота 0 до кота надолу 7м до под самите крила нема значителни оштетувања на бетонските површини, евидентирано е значителна појава на површинска ерозија на бетонот и делумно деградирани и деструирани споеви на бетонирање. Нема појава на протекување на вода и целокупната површина се наоѓа во сува состојба. (Сл. 4).



Сл. 5. Зона од оштетен спој на бетонирање до челичен лим на колено 12- 20 м, површинска ерозија, оштетени споеви и поголем број на прекини на бетонирање низ кои има зголемено течење на вода по должина на спојот

Во делот од под крилата од 5м па се надолу до 12м (Сл. 5) низ кој тече вода може да се констатира следново:

-По повеќе споеви појавено помало и поголемо провлажнување на вода која по бетонската површина создава услови за создавање на алги и мовови кои го деградираат бетонот, евидентирани се суви и оштетени споеви со помали или поголеми каверни кои во текот на работите беа санирани со репаратур малтер.

-Евидентирани се одредени делови низ кои има концентрирано протекување на вода под притисок а во поголем дел од работните споеви има пролизгување на вода.

-Дел од 12 м па се до челичен лим се наоѓа целосно во влажна состојба со тоа што низ голем дел од споевите на бетонирање има пролизгување на вода и по цела бетонска површина има создадено калсификати кои ја имаат покриено цела бетонска површина и не може точно да се изврши визуелен преглед на тој дел.

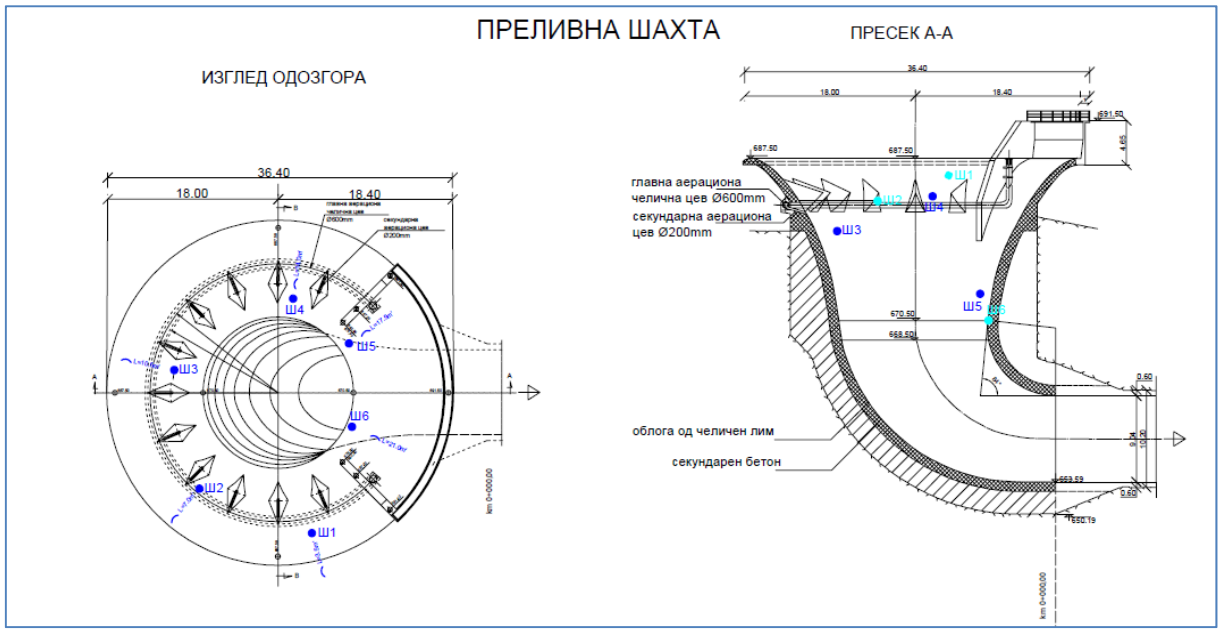
-Единствено може да се констатира дека споевите на бетонирање се во оштетена состојба како резултат на пролизгувањето на вода.

1.3. Испитување на состојбата на вградениот бетон

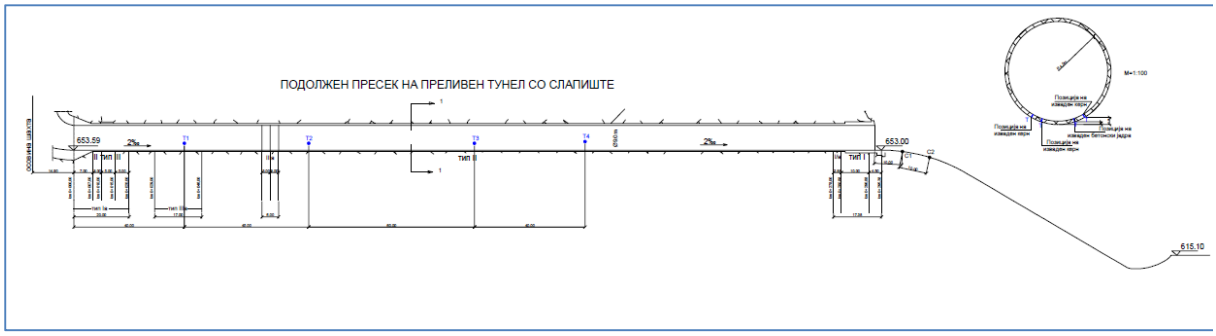
Со цел да се утврдат јакосните карактеристики на вградениот бетон извадени се и испитани шест бетонски јадра од преливната шахта (Сл.6) и шест бетонски јадра од преливниот тунел (Сл. 7).

Локацијата на извадените јадра е утврдена со цел да се добие репрезентативна слика за квалитет на вградениот бетон. За таа цел бетонските јадра беа извадени од различни локалитети и тоа по ободот на целата преливна шахта од горна кота (Сл. 8) па се до спојот со челичното колено.

Теренските работи се извршени со мобилна опрема, машина за јадровање и подолу се наведени фотографии од овие работи.



Сл. 6. Местоположба на извадени примероци од преливната шахта заради испитување на квалитетот на бетонот



Сл. 7. Местоположба на извадени примероци од преливен тунел заради испитување на квалитетот на бетонот



Сл. 8. Вадење на кернови од преливна шахта

По вадењето на керновите отворите исто така беа соодветно затворени со репаратур малтер.

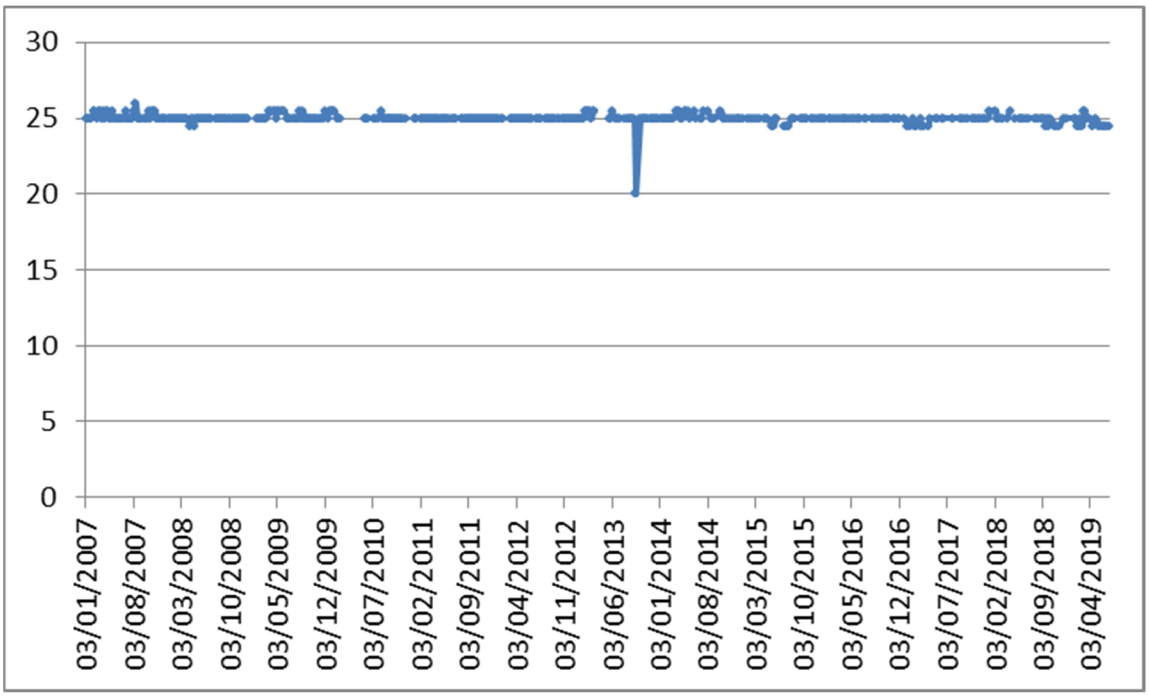
Постапката за вадење на бетонски јадра и лабораториски испитувања е извршена според стандардот МКС У.М1.048. Резултатите од испитувањата се дадени во соодветен извештај.

Од добиените резултати може да заклучиме, конструкцијата на бетонската шахта е изведена со бетон од високо уедначен квалитет со осцилација во резултатите од 36,88 MPa до 49,44 MPa . Кај тунелот приметена е осцилација во резултатите од 40,87 MPa до 25,43 MPa, а кај слапиштето од 25,51 MPa и 21,11 MPa.

1.4. Мерење на протекување на вода во преливните органи

Заради пратење на состојбата со количината на вода која продира низ бетонската облога се врши мерење на вкупната количина на вода. Мерењето се врши на мерен профил формиран на крајната ивица од преливната лажица (Сл. 9).

Количината на вода е сса 26,5 л/с или вкупно годишно 835704 м^3. Ова количина на вода е доволна за производство на 194349 кWh енергија во ХЕЦ „Глобочица“ или претворено в пари 8100 Еуро.



Сл. 9. График на вкупни количини на провирни води во преливни органи

1.5. Заклучоци

Врз основа на горенаведеното може да се заклучи следното за состојбата на преливните органи на браната „Глобочица“



Сл. 10. Преливна шахта по извршено чистење на вегетација

- Со извршената интеревенција, објектот Преливна шахта со тунел на брана „Глобочица“ е целосно исчистена од наслаги на мов, алги и растенија, а потоа отворите соодветно репарирани. Сл.10
- Извршено е вадење на 12 бетонски јадра: 6 од преливна шахта, 4 од тунел и 2 од слапиште. Резултатите од испитувањата укажуваат на постигнати јакости на бетонот од шахтата, тунелот и слапиштето, ќе бидат искористени за споредба со проектираните и изработка на детално санационо решение
- Бетонската површина на шахтата ја карактеризираат површински оштетувања, воглавно предизвикани од начинот на изведба и изложеноста на објектот-ерозија од временските прилики (влажнење, мрзнење) во изминатиот период. Мрежести пукнатини, сегрегирани места, површинска сегрегација, сегрегирани места во прекин на бетонирање, пробив на вода и влажнење во споеви од прекин на бетонирање, налепи од алги и мов и поединечна ерозија од „насадени“ растенија.
- Челичната конструкција на коленото содржи површински калцификати и други седименти, локално појави на мов и точкаста корозија со лушпење.
- Бетонската површина на тунелот ја карактеризира слична слика од шахтата со тоа што манифесацијата на појавите е во вертикалните споеви на бетонирање. Спојот колено-тунел содржи повеќе пробиви на вода. Делот од слапиштето пројавува поголема состојба на површинска ерозија.
- Од извршениот увид, не се забележани појави и оштетувања на бетонска конструкција како значајни пукнатини и нивно деливелирање и појави кои укажуваат на проблеми во состојбата од геотехнички аспект.
- Врз основа на горенаведеното е предвидено изработка на техничка документација за изработка на основен проект за санација на преливната шахта, челичната облога, тунелот и слапиштето. Со проектот ќе да бидат опфатени мерки за спречување на водопробивање, површинска репарација на целата бетонска површина на објектот и примена на превентивни геотехнички мерки- реинјектирање на дадени зони и елементи од објектот.
- Со изведување на активностите предвидени со проектот за санација ќе се обезбеди натамошна функциналност овие значајни објекти за сигурноста на браната, а енергијат произведена со запирање на загубите на вода на долг временски период ќе ја исплатата самата санација

2. ПРЕЛИВНИ ОРГАНИ НА БРАНАТА „ШПИЛЈЕ“

2.1. Општи податоци

Евакуационите органи на ХЕЦ “Шпилје” ги сочинуваат шахтниот прелив со коленото, преливниот туннел и ски одскок со гасител на енергија.

Шахтниот прелив на браната “Шпилје” е со окружен облик и неговата намена е прифаќање на големите води и нивно безбедно одведување.

Во склоп на ХЕЦ “Шпилје” на реката Црн Дрим, изградена е брана со градежна висина од 112 м, од типот насипна од чакал со глинено јадро,

Во склоп на браната „Шпилје” , изградени се евакуациони органи кои што се состојат од преливна шахта, преливен тунел и ски отскок со гасител на енергија.

Шахтниот прелвник е со дијаметар од 40.00 м на круната и капацитет од 2200 м3/с . Завршува со преливен тунел со дијаметар до 7.00 м

Во досегашниот експлоатационен период на браната со придружните објекти, низ евакуационите органи, поголеми преливања се регистрирани во текот на 1970, 1971, 1974, 1978, 1981, 1986, 1991, 2004, 2006, 2010, 2011, 2013 година. Максимален прелив е регистриран во текот на 2010 година, во количина од 166 м3/с.

Карактеристично е што излезот на темелниот испуст се наоѓа во преливниот тунел.

Пред крајот на градбата во 1970 година, во услови кога не била завршена комплетната изведба на коленото на преливната шахта, започнато е со полнење на акумулацијата „Шпилје”. Поради енормниот дотек на вода во акумулацијата што се случило и можноста за преливање преку преливната шахта која не била комплетирана активиран е темелниот испуст со полн капацитет од 600 м3/ с. При неколку часовна работа дојдено е до кавитација на бетонската облога на темелниот испуст при што целосно е откорната бетонската облога. После тоа извршено е комплетно облагање на темелниот испуст со челик кај спојот со преливниот тунел, при што е смален капацитетот на темелниот испуст од 600 на 440 м3/с.

Во периодот на експлоатација на преливниот тунел се забележуваат прскање на вода од одредени места, откорнати бетонски површини со видлива арматура.

2.2. Состојба

Со цел детектирање на состојбата на преливните органи во август 2018 година од страна на Градежен институт „Македонија“ од Скопје, по претходна изведена тендерска постапака, започна со изработк ана проект за санација на преливните органи на браната „Шпилје“. Во рамките на овој проект како претходна активност е извршено преглед и документирање на состојбата на преливната шахта и преливниот тунел на браната „Шпилје“.

Пред започнување на работите затекнатата состојба на преливната шахта беше фотодокументирана.

По целкупната должина преливниот тунел има продори на вода од избиени дупнатини од инектирање, како и сегрегирани места на кои се гледа арматура (Сл. 10).

На преливната шахта (Сл. 11) има линење на вода и неколку концентрирани продори на вода од кои еден е значителен низ кој се проценува дека проира околу 80 % од провирните води кои се мерат во преливната шахта и преливниот тунел. Не е забележана обраснатост со вегетација.

Коленото на преливната шахта е со доста нерамнини кои потекнуваат уште од самата градба.

Во текот на досегаш експлоатационен перидо од завршувањето на градбата нема извршено никакви интервенции на прливната шахта и пеливниот тунел.



Сл. 10. Отскриена арматура и продори на вода низ облога од преливен тунел



Сл. 11. Концентрирани продор на вода во преливна шахта

2.3. Испитување на состојбата на вградениот бетон и агресивноста на водат од акумулацијата

Со цел да се утврдат јакосните карактеристики на вградениот бетон со деструктивна метода, извадени се и испитани 1 бетонско јадро од преливната шахта и 4 бетонски јадра од преливен тунел. Испитувањата се направени согласно со стандардот МКС У.М1.048. Добиени се јакости на бетонот од 35.6 MPa до 51.38 MPa.

Направени се и 20 недеструтивни исшитувања на површинската јакост на бетонот од преливната шахта и преливниот тунел со склерометар со гласно со стандардот МКС У.М1.041. Добиени се јакости на бетонот од 17 MPa до 41 MPa.

Со огледе дека во околината на акумулацијата „Шпилје“ се наоѓаат големи наслаги од гипс, со цел да се испита потенцијалната агресивност на водата врз бетонот, земени се примероци од вода од 5 позиции: акумулација, извор 6, излез од преливен тунел, темелен испуст и колено. Примероците на вода се искористени за испитување на потенцијална агресивност на вода врз бето согласно со стандардот МКС EN 206:2013+A1:2016. Испитани се растворенеиот силициум, манган, калциум , натриум како и pH вредноста на водата. Сите параметри се во дозволоени граници.

2.4. Мерење на протекување на вода во преливните органи

Заради пратење на состојбата со количината на вода која продира низ бетонската облога се врши мерење на вкупната количина на вода. Мерењето се врши на мерен профил формиран на отвор од од ски отскот.

Количината на вода е сса 20 л/с или вкупно годишно 630720 м^3. Ова количина на вода е доволна за годишно производство на 140160 кWh енергија во ХЕЦ „Глобочица“ или претворено в пари 5788 Еуро.

2.5. Заклучоци

Врз основа на горенаведеното може да се заклучи следното за состојбата на преливните органи на браната „Шпилје“:

- Извршено е вадење на 5 бетонски јадра: 1 од преливна шахта, 4 од преливен. Резултатите од испитувањата укажуваат на постигнати јакости на бетонот од шахтата, тунелот и слапиштето, ќе бидат искористени за изработка на детално санационо решение
- Бетонската површина на шахтата ја карактеризираат површински оштетувања, воглавно предизвикани од начинот на изведба и изложеноста на објектот-ерозија од временските прилики (влажнење, мрзнење) во изминатиот период. Мрежести пукнатини, сегрегирани места, површинска сегрегација, сегрегирани места во прекин на бетонирање, пробив на вода и влажнење во споеви од прекин на бетонирање.
- На коленото на преливната шахта има големи нерамнини на бетонот кои потекнуваат уште од фазата на градба.
- Бетонската површина на тунелот ја карактеризира појава на влажнење во вертикалните споеви на бетонирање. Спојот колено-тунел содржи повеќе пробиви на вода.
- Од извршениот увид, не се забележани појави и оштетувања на бетонска конструкција како значајни пукнатини и нивно деливелирање и појави кои укажуваат на проблеми во состојбата од геотехнички аспект.
- Врз основа на горенаведеното е предвидено изработка на техничка документација за изработка на основен проект за санација на преливната шахта, коленото, тунелот и ски отскокот. Со проектот ќе да бидат опфатени мерки за спречување на водопробивање, површинска репарација на целата бетонска површина на објектот и примена на превентивни геотехнички мерки- реинјектирање на дадени зони и елементи од објектот.
- Со изведување на активностите предвидени со проектот за санација ќе се обезбеди натамошна функциналност овие значајни објекти за сигурноста на браната, а енергијат произведена со запирање на загубите на вода на долг временски период ќе ја исплатата самата санација

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

MT - 23

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

SHORT-TERM MONITORING OF TURBINE SUPPORTING STRUCTURE IN AMBIENT AND IN-OPERATION CONDITIONS

Zoran MIŠKOVIĆ[1], Marko POPOVIĆ[2], Ljiljana MIŠKOVIĆ[3]

ABSTRACT

Paper presents research of short-term monitoring of vibration response of turbine table top foundation structure in Power Plant *Nikola Tesla - A: unit A4* in Obrenovac – Republic of Serbia.

Research included short-term monitoring of vibration of the structure in ambient and in-operation condition, numerical modelling of the structure according to available information of masses and stiffness of structural elements, as well as extraction of mode shapes and operational deflection shapes.

Measurement of vibrations, during in and out of operating conditions, carried at the same set of points on the upper slab of foundation supporting structure using sensitive accelerometers in frequency range of 0 - 300 Hz, while acquisition carried out using 24-bits acquisition system.

Extraction of modes, frequencies and shapes, carried out using state of the art software package *ARTeMIS*. The same extraction procedure applied for extraction of deflection shapes according to acquired acceleration data during in-operation conditions.

Numerical modelling performed using *SAP2000* software package for structural static and dynamic analysis, with application of beam elements and additional masses with eccentricity from top level of the foundation structure. Additional masses, according to available data of weights of turbines, turbo-generator and other installed equipment, are taken into account.

Finally, during analysis and comparison of experimental and numerical results, find out quite good matches of mode shapes and operational deflection shapes, which clearly have been discussed in conclusion.

Keywords: *Vibration monitoring; Mode shapes; Operational deflection shapes; Turbine foundation;*

[1] Prof. PhD Civ.Eng., Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Belgrade, Republic of Serbia, zoran.miskovic@gmail.com
[2] Associate, MSc.Civ.Eng., Institute for testing of materials - IMS jsc., Bulevar Vojvode Mišića 43, 11000 Belgrade, Republic of Serbia, marko.popovic@institutims.rs
[3] Head of Department of Structural Engineering, B.Sc.Civ.Eng., Institute of Transportation CIP, Nemanjina 6/IV, Belgrade, Republic of Serbia, ljiljana.miskovic@sicip.co.rs

1. INTRODUCTION

For the purpose of analysis of condition of the table-top foundation supporting structure of *unit-A4* in Thermal Power Plant *Nikola Tesla - A* in Obrenovac (Republic of Serbia), carried out short-term vibration monitoring of the structure.



Fig. 1. Table-top supporting foundation structure of *unit-A4* of Thermal Power Plant *Nikola Tesla – A* in Obrenovac with installed equipment after modernization

The structure is placed in main machine room of Thermal Power Plant *Nikola Tesla -A*, Fig. 1, and ambient and forced vibration monitoring of the supporting structure of the turbine and generator of *unit-A4* was carried out with analysis of dynamic response Thermal Power Plant *Nikola Tesla - A* machine room in Obrenovac.

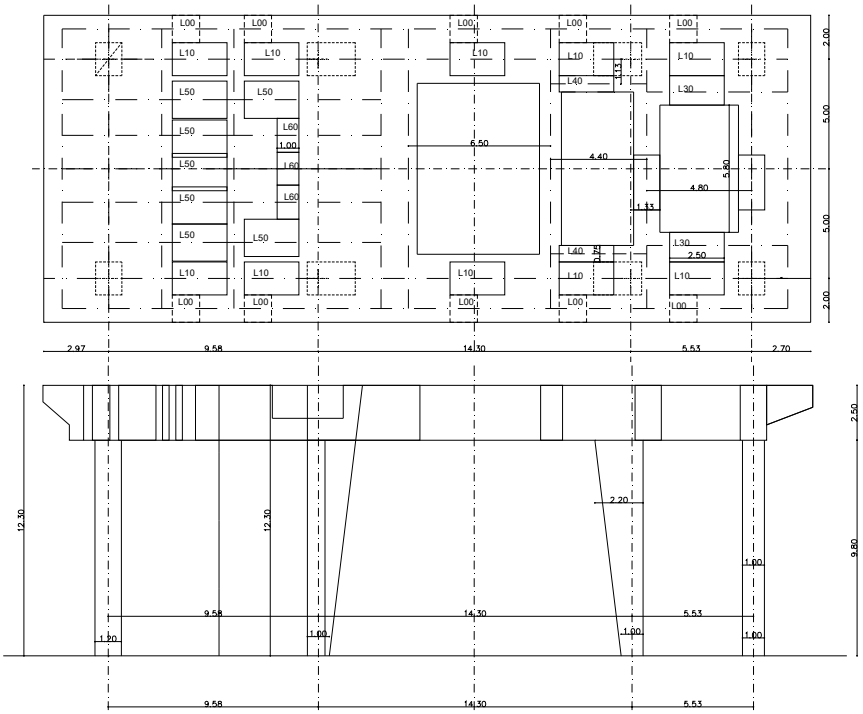


Fig. 2. Layout of table-top supporting foundation structure of *unit-A4* of Thermal Power Plant *Nikola Tesla – A* in Obrenovac

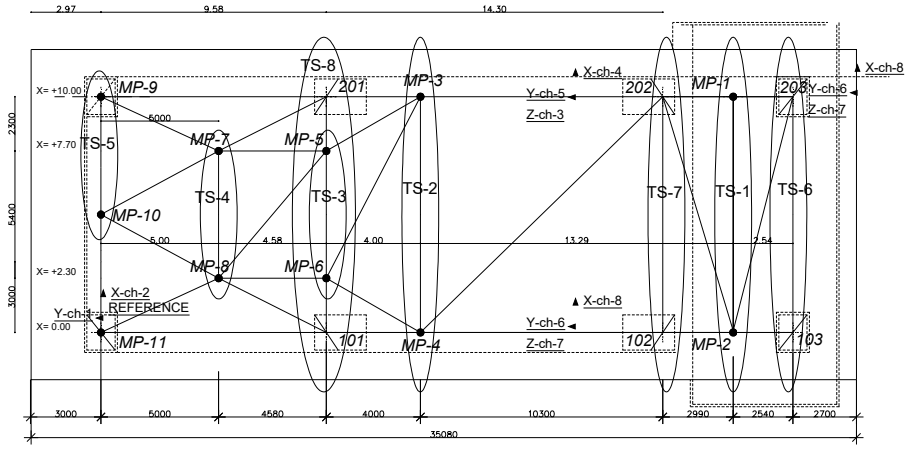
Turbine and turbo-generator supporting structure, so-called table-top supporting foundation structure, of *unit-A4* is designed as frame reinforced concrete structure, Fig. 2, with the top level at elevation of + 9.00m. The upper slab, with hidden beams in the slab, is 2.50m thick. The end columns are a constant cross-section with dimensions of W/H=1.50m / 1.00m, while the mid columns are variable height 1.00-2.20m and constant width of 1.50m. The foundation of the structure is erected as RC slab 3.20m thick, with an upper face at -5.00m. Foundation is isolated from other parts of foundation by the layer impregnated wooden boards placed between foundation slab and the surrounding concrete bathtub with 20 cm thick walls.

The procedure of monitoring and analysis of the vibration response of the structure included:

- Measurement of structural vibration response under ambient excitation at set of points on the top face of upper slab of the structure (*unit-A4* was out of operation while other units were in operation), with appropriate analysis to determine structural modes (modal frequencies and shapes).
- Measurement of forced structural vibration response at set of points on the top face of upper slab of the structure (*unit-A4* was in-operation), with appropriate analysis to determine structural operational deflection shapes (frequencies and shapes).
- Numerical modeling of turbine supporting structure with installed equipment after modernization and determination of dynamic properties (modal frequencies and shapes).
- Analysis of all measurements, numerically predicted dynamic properties with appropriate conclusions.

2. SHORT-TERM MONITORING OF STRUCTURAL VIBRATION RESPONSE

Monitoring of vibration response of the structure under ambient and forced excitation, while the *unit-A4* was out of and in-operation, the same layout of test points was applied, Fig. 3. Measurement carried out at 17 test points with measurement in three directions at each point, longitudinal (Y), transverse (X) and vertical direction (Z).



Case / file	A-acc. X, Y	B-acc. X, Y, Z	C-acc. X, Y, Z
TS-1	*MP-11*	*MP-2*	*MP-1*
TS-2	*MP-11*	*MP-4*	*MP-3*
TS-3	*MP-11*	*MP-6*	*MP-5*
TS-4	*MP-11*	*MP-8*	*MP-7*
TS-5	*MP-11*	*MP-10*	*MP-9*
TS-6	*MP-11*	*MP-103*	*MP-203*
TS-7	*MP-11*	*MP-102*	*MP-202*
TS-8	*MP-11*	*MP-101*	*MP-201*

Fig. 3. Layout of table-top supporting foundation structure of *unit-A4* of Thermal Power Plant *Nikola Tesla – A* in Obrenovac

Vibration response carried out by acceleration measurement using high-sensitive accelerometers *model-2240* produced by the company Silicon Designs with measuring range ± 2g. Data acquisition was performed with multichannel measuring system *QUANTUM-840A*, produced by *Hottinger Baldwin Mestechnik – HBM* with 24-bit resolution and simultaneously sampling.

Measurement carried out with sampling frequency of 600Hz during time period of 15 minutes for each set of measurement and application of adequate filtering of signals. Monitoring performed in eight swaps, which connected by the reference acceleration measurements at point *MP-11* in X and Y direction, which were presents in all swaps during monitoring of vibration response.

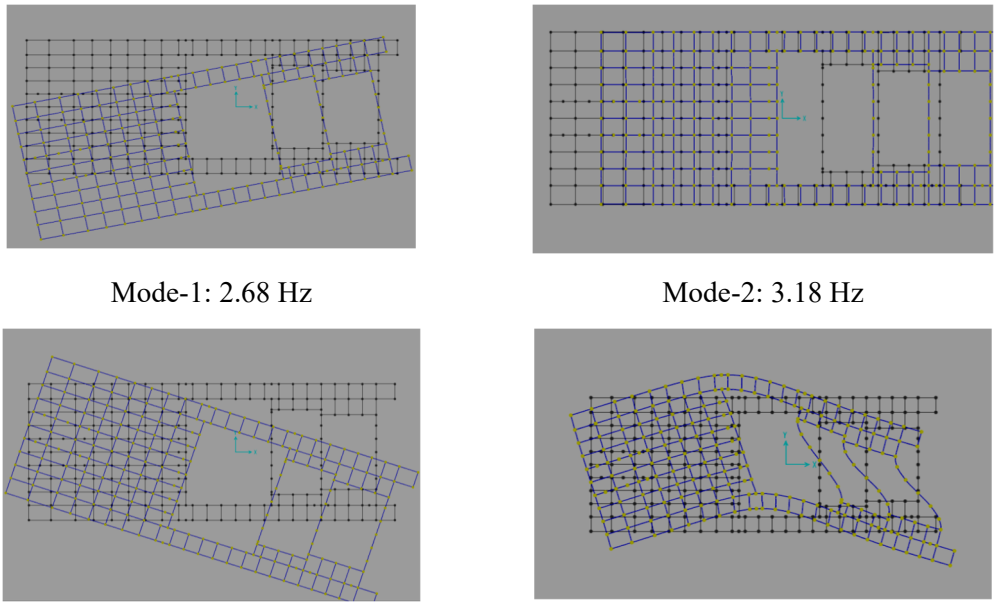
3. NUMERICAL MODELLING

Computation of modal properties, frequencies and shapes, perform modelling of the turbine foundation supporting structure in software package SAP2000. It includes real geometry with openings in the upper slab, real masses of turbines (low / mid and high pressure), turbo-generator and additional masses of pipelines and steamers. Table 1 shows modal frequencies and mode shapes character of mode shapes with dominant motion of upper slab of the structure.

Table 1. Computed modes of table-top supporting structure

Mode no.	Frequency [Hz]	Dominant mode character
Mode - 1	2.68	X – translation (transverse)
Mode - 2	3.18	Y – translation (longitudinal)
Mode - 3	3.63	Torsion
Mode - 4	17.54	Bending in horizontal plane

Fig. 4 shows first four computed dominant mode shapes. Respect of modes of translation and torsion of upper slab of the structure, one of dominant mode shape includes bending of the upper slab in horizontal plane, which is consequence of openings in the slab and distribution of the masses of mechanical equipment installed on the slab.



Mode-1: 2.68 Hz Mode-2: 3.18 Hz

Mode-3: 3.63 Hz Mode-4: 17.54 Hz

Fig. 4. Computed mode shapes with dominant motion of table-top slab of turbine supporting structure of *unit-A4* in the Power Plant *Nikola Tesla – A*

Computed mode shapes proved to be very contouring in the further analyzes, and were taken into consideration during comparison with the experimentally determined mode shapes and operational deflection shapes determined based on measurement while the *unit-A4* was in operation.

4. ANALYSIS OF VIBRATION MEASUREMENT RESULTS

After conducted measurements of ambient and forced vibrations (acceleration) at set points on the upper slab of the structure, as it described in the section 2, a detailed analysis of the test results using modern techniques was carried out, both to distinguish dominant structural modes, as well as operating deflection shapes which occurs while the untit-A4 is in operation.

During preliminary analysis of experimentally recorded structural dynamic response was found that the recorded vibration level in the vertical (Z) direction is many times lower respect to the vibration levels in the two horizontal orthogonal directions, transverse - (X) and longitudinal - (Y). So, was assumed that the vibrations in vertical direction is practically negligible, and because of the small levels of such signals it is not possible to distinguish the modes which includes vertical vibrations. For this reason, further analysis included only the determination of modes with dominant movement in the horizontal (XY) plane. Also, during this first phase of data reduction of recorded dynamic response, find out that the main components of vibrations occur in the frequency range up to 25 Hz (1,500 rpm), and the recorded vibration signals analyzes up to the specified frequency up to 25 Hz (1,500 rpm), and they were presented.

The extraction of modal frequencies and shapes was performed using the software package for vibration measurement analysis - *ARTeMIS*, and the corresponding FFT (*Fast Fourier Transformation*) analyzes of the recorded accelerations were performed in order to obtain preliminary spectra in the represented range frequencies of interest. Also, to confirm the uniqueness of the modal shapes at extracted modal frequencies, mode shapes were compared using so-called MAC (*Modal Assurance Criteria*) procedure.

Analysis of recorded acceleration data has been implemented in several ways, independent analyzes of the registered accelerations in the longitudinal, transverse direction, as well as the simultaneous analysis of the longitudinal and transverse registered vibrations.

4.1. Analysis ambient vibration measurements

Based on registered ambient vibrations in all eight swaps during measurements, i.e. at all 17 measuring points in two orthogonal directions (transverse X-direction, longitudinal Y-direction while the vertical Z-direction were excluded from consideration due to the low level of vibration), an extensive analysis of the results was carried out.

The extraction of modal frequencies and shapes was performed using standard FFT analyzes and application of software package for vibration measurement analysis - *ARTeMIS*, in the range 0 - 25 Hz, as shown in Table 2.

Table 2. Extracted mode shapes of table-top foundation supported structure based on ambient vibration measurement (during out of operation of *unit-A4*)

Mode no.	Frequency [Hz]	Dominant mode character
Mode - 1	2.637	X – translation (transverse)
Mode - 2	4.102	Torsion
Mode - 3	10.84	Bending in horizontal plane

Fig. 5 shows a graphical representation of the so-called MAC (*Modal Assurance Criteria*) matrix, which confirms the adequacy of the different eigenmodes of the structure, given that the diagonal coefficients of the MAC matrix are ~ 1.0 while the out of diagonal coefficients are ~ 0.0, which confirms the orthogonality of the modal shapes.

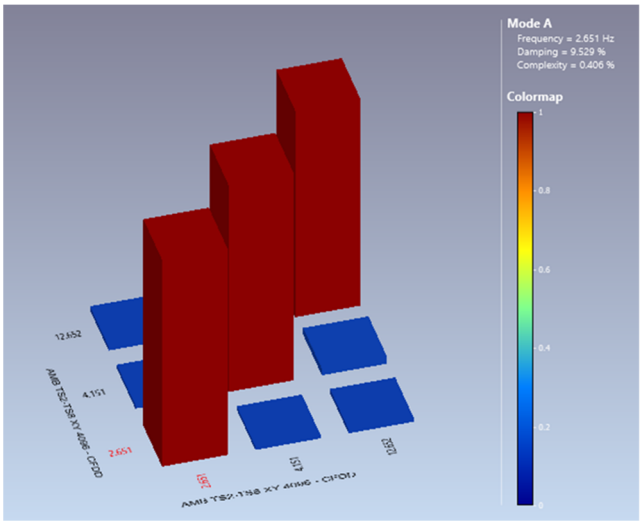


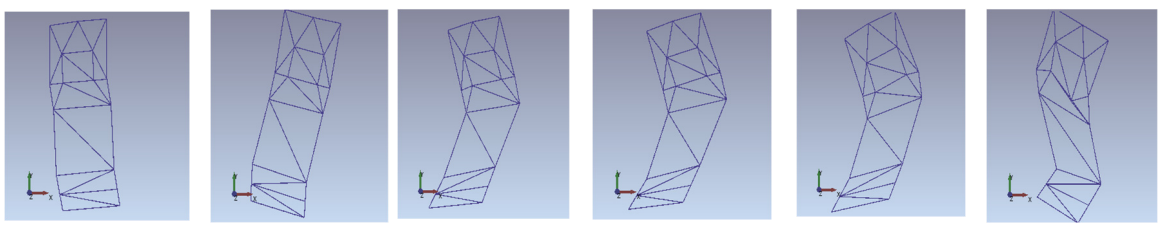
Fig. 5. MAC (*Modal Assurance Criteria*) matrix of extracted modes based on ambient vibration measurements on table-top foundation supporting structure of *unit-A4*

For extraction was applied two procedures / methods, so-called *FDD* (Frequency Domain Decomposition) and *CFDD* (Curve-fit Frequency Domain Decomposition). The adequacy of extracted modes confirmed by the corresponding MAC matrix of extracted modes using both procedures, as it is shown in Table 3, were is evident pairing of extracted modes in both ways, with close frequencies.

Table 3. MAC (*Modal Assurance Criteria*) matrix of extracted modes based on ambient vibration measurements by application *FDD*-method and CFDD-method

			***FDD* method**					
			Mode-1	Mode-2	Mode-3	Mode-4	Mode-5	Mode-6
***CFDD* method**	Mode no.	Freq. [Hz]	**2.637**	**4.10**	**10.84**	**11.426**	**12.817**	**14.063**
	Mode-1	**2.651**	***0.999***	0.032	0.12	0.061	0.034	0.032
	Mode-2	**4.151**	0.015	***0.993***	0.226	0.147	0.051	0.244
	Mode-3	**12.652**	0.018	0.027	0.732	0.849	***0.944***	0.182

Fig. 6 shows the mode shapes of the corresponding eigen-modes extracted using the FDD-method. It is evident that mode shapes in the frequency range 10.8-12.8 Hz have practically the same character - bending in the horizontal plane. A modal form with a frequency of 14.1 Hz (horizontal double bending shape) was not extracted using the CFDD method and therefore was not possible to claimed it to be the real modal shape.



2.6 Hz 4.1 Hz 10.8 Hz 11.4 Hz 12.8 Hz 14.1 Hz

Fig. 6. Extracted mode shapes based on ambient vibration measurements and extraction by application of FDD-method

During the analysis, the presence of forms excitation due to operation of the surrounding machinery, (ascertained by detailed verification) with frequencies of 8.3 and 9.2 Hz and their possible harmonics - "multiplications" (approximately 16.6 and 24.9 Hz, and approximately 18.4 and 24.6 Hz, respectively) was detected.

4.2. Analysis of forced vibration measurements

Forced vibrations were recorded in the same way as in the case of ambient excitation, during eight measuring swaps, at total of 17 measuring points in three directions (transverse X-direction, longitudinal Y-direction and vertical Z-direction, while the last one was excluded from consideration due to the low vibration level), and also, an extensive analysis of the results were carried out as well.

Extraction of dominant operating frequencies and deflection shapes was performed using software package – *ARTeMIS* as well as using standard FFT analyzes procedure in the range 0 Hz - 25 Hz. Results of extracted frequencies of operational deflection shapes (ODS) are shown in Table 3.

Table 3. Extracted dominant frequencies of operational deflection shapes of table-top foundation structure turbo-generator of unit-A4 based on forced vibration measurements

Operational deflection shape no.	Frequency [Hz]	Deflection shape character
ODS - 1	2.802	X – translation (transverse)
ODS - 2	3.149	Y – translation (longitudinal)
ODS - 3	4.742	Torsion
ODS - 4	10.803	Bending in horizontal plane

Fig. 7 shows a graphical representation of the comparison of operational deflection shapes, for which do not obligated to be orthogonal, but the shows similar interplay like modal forms. Probably it is consequence that operational dominant frequencies are realized close to modal frequencies of the system, as it discussed in the previous section.

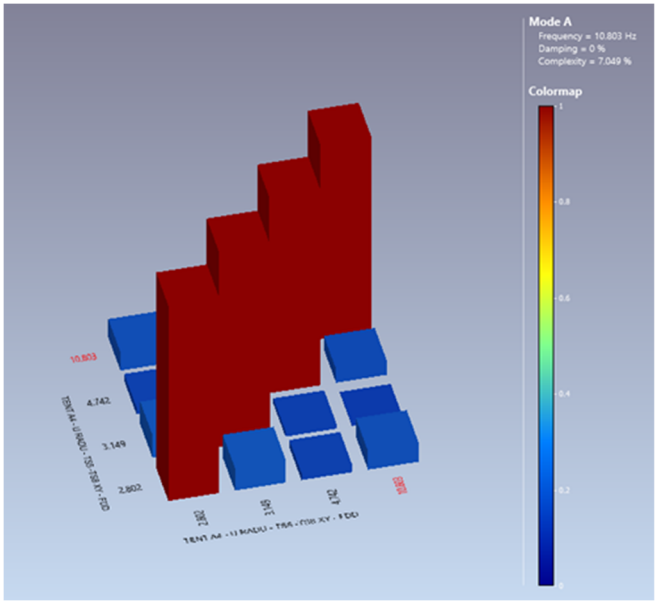


Fig. 7. Comparison of normalized operational deflection shapes extracted based on forced vibration measurements on table-top of supporting structure during operation of the unit A4

4.3. Comparative analysis of extracted results based on recorded ambient and forced vibrations

During the last stage of analysis of the results, a comparison of extracted modes and operational deflection shapes with corresponding frequencies was done. Table 4 shows results of comparison of orthogonality between the shapes extracted based on ambient and forced vibration measurements, in the form of corresponding matrix (similar to so-called *MAC* matrix).

Table 4. Comparison of extracted modes and operational deflection shapes based on ambient and forced vibration measurements on table-top foundation supporting structure of *unit-A4*

	Extracted mode shapes - ambient vibrations						
Extracted operational deflection shapes - forced vibrations	Freq. [Hz]	**2.637**	**2.783**	**4.102**	**10.840**	**11.792**	**12.744**
	2.802	0.954	0.014	0.027	0.162	0.106	0.076
	3.149	0.035	0.900	0.028	0.003	0.003	0.011
	4.742	0.031	0.000	0.979	0.132	0.027	0.021
	10.803	0.09	0.007	0.121	0.931	0.959	0.897

It is evident that there is a high degree of similarity between the realized main forms of oscillation based on the measurements carried out during two scenarios excitation of the structure. Also, in Fig. 8 is shown graphical representation of comparison of main normalized realized shapes according to Table 4.

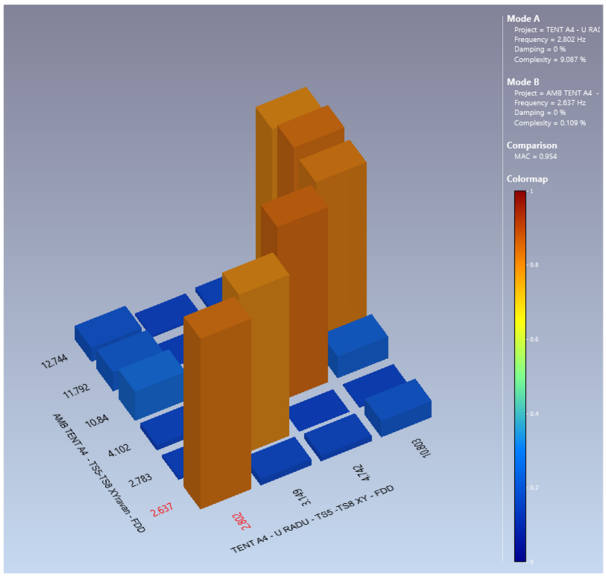
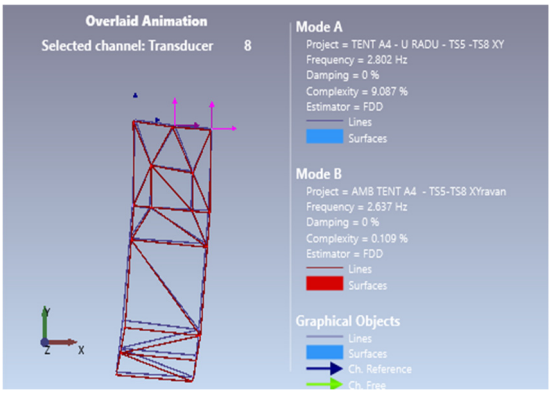


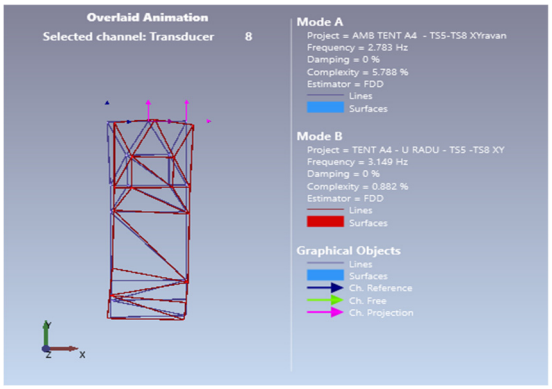
Fig. 8. Graphical representation of similarity of realized shapes extracted based on ambient and forced vibration measurements on table-top foundation turbo-generator supporting structure of *unit-A4*

Finally, to illustrate similarity of realized main forms of oscillation, shapes which realized during in / out of operation of *unit-A4*, could be displayed mutually overlapped corresponding forms with frequencies, Fig. 9.

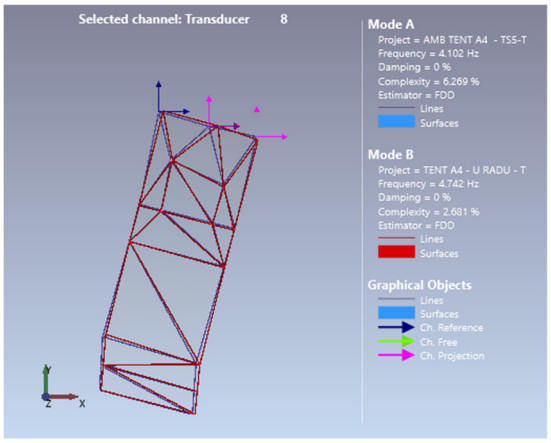
So, after comparison of the results of analyzed recorded data, could be find out:



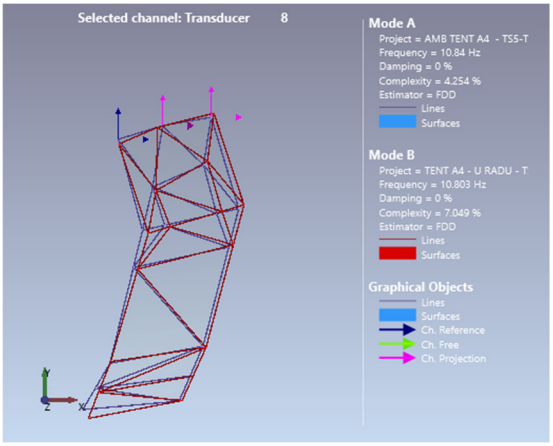
Shape-1 at: 2.6 Hz / 2.8 Hz



Shape-2: 2.8 Hz / 3.1 Hz



Shape-3: 4.1 Hz / 4.7 Hz



Shape-4: 10.8 Hz – 12.7 / 10.8 Hz

Fig. 9. Mutually overlapped corresponding forms of turbo-generator table-top foundation supporting structure oscillation during in/out of operation of the *unit-A4*

- High similarity of modal/deflection forms and closeness of frequencies, with slightly higher frequencies extracted from vibration measurements in the case when the plant was in operation.
- The modal forms with dominant movement along longitudinal Y-direction is hardly noticeable due to poor excitation during ambient vibration measurements, while it is significantly recognize in the data records during forced vibration (when the *unit-A4* was in operation).
- Modes with predominantly translational forms in the longitudinal and transverse directions are very close and therefore difficult to detect / distinguish. This is also consistent with the relatively close stiffens of the structure for both major directions.
- Due to the asymmetry of masses and stiffens of the structure respect to the X axis, all detected shapes have torsion admixtures, even those with dominant motion in one of two directions.

5. CONCLUSION

Based on the investigation of ambient and forced vibrations of the turbo-generator foundation supporting structure of the *unit-A4* of Thermal Power Plant *Nikola Tesla – A* in Obrenovac, with analysis of structural dynamic response as it presented in previous sections, concludes:

- According to analysis of results of ambient and forced vibration measurements, as well as numerical computation of dynamic properties of the structure, frequencies of eigen-modes / operational shapes are established as it is shown in Table 5.
- A high degree of agreement of extracted frequencies of analyzed structural responses in all studied cases has been established. The significant deviation of the frequency value for the mode-4 between extracted value from ambient measurement records and computational value probably is

consequence of inability to adequately modeling supporting of equipment on the structure, as well as inaccurate data of masses of equipment.

- During the operation of the unit-A4, all extracted modal forms are excited, but they are realized at slightly higher frequencies. In addition to the modal shapes shown, occurred some forms of oscillations with higher frequencies, which are consequence of the influence of the operation of other mechanical parts of the whole plant consists of six units.
- It is concluded that the structure of turbine-generator table-top foundation of supporting structure has dynamic characteristics in accordance with the design, and the response of the structure in operation of the unit-A4 is adequate.

Table 5. Experimentally and numerically estimated modal frequencies with corresponding operational modal frequencies of turbine-generator table-top foundation supporting structure of the *unit-A4* of Thermal Power Plant *Nikola Tesla – A* in Obrenovac

Mode shape / Operational deflection shape No.	Expereimental mode frequency [Hz]	Computed mode frequency [Hz]	Operational shape frequency [Hz]	Corresponding shape character
Shape - 1	2.64	2.68	2.80	X - translation
Shape - 2	2.78	3.18	3.15	Y – translation
Shape - 3	4.10	3.63	4.74	Torsion
Shape - 4	10.80	17.54	10.80	Bending in horizontal plane

ACKNOWLEDGEMENTS (OPTIONAL HEADING STYLE)

Research presented in the paper is part of investigation within the research project TR-36048: *Research on condition assessment and improvement methods of civil engineering structures in view of their serviceability, load-bearing capacity, cost effectiveness and maintenance*, financed by the Ministry of Education, Science and Technological Development of the Republic of Serbia. The authors express their gratitude to the Ministry of Education, Science and Technological Development of the Republic of Serbia for partial financial support within the Technological Development Project TR-36048.

REFERENCES

[1] ARTeMIS Extractor – www.svibs.com

[2] Rainieri C., Fabbrocino G. (2014). Operational Modal Analysis of Civil Engineering Structures: An Introduction and Guide for Applications. Springer-Verlag New York, USA

[3] Inman D.J. (2014). Engineering Vibration. Pearson Education, New Jersey, USA

[4] Grosel J., Pakos W., Sawicki W. (2015). Experimental Measurements as the Basis for Determination of the Source of Pumps' Excessive Vibration, Procedia Engineering, 111: 269–276

[5] Wójcicki, Z. et al. (2015). Experimental (OMA) and Numerical (FEM) Modal Analysis of Ball Mill Foundations. Procedia Engineering, 111: 858-863

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

MT - 24

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

SPECIFIC ASPECTS OF THE REHABILITATION DESIGN OF HIGH VIADUCTS IN BULGARIA

Peter NIKOLOV[1], Kostadin TOPUROV[2]

ABSTRACT

During the inspection of high viaducts in Bulgaria, after approximately 40 years of operation, certain damages on the structure have been identified due to various reasons. In some cases, the defects were so immense that they practically led to a pre-emergency condition and require immediate repairs.

This paper analyzes the problems related to the rehabilitation design of bridges in Bulgaria, built 30-40 years ago. The peculiarities concerning the onsite practical implementation of the design are also shared. The typical defects are summarized and a brief analysis of the major causes that led to the condition of the viaducts is made. Some shortcomings of the partial repairs of the elements of the viaducts' construction are examined, and relevant conclusions and instructions for future repairs are made. Instructions are also provided regarding the design of new bridges, as well as instructions for bridges maintenance and rehabilitation in order to minimize the identified defects during future exploitation.

Keywords: *Rehabilitation of bridges, Maintenance of bridges*

[1] Assoc. prof. PhD, University of Architecture, Civil engineering and Geodesy, Sofia, Bulgaria, nikolov_fte@uacg.bg
[2] Prof. PhD, University of Architecture, Civil engineering and Geodesy, Sofia, Bulgaria, topurov@mail.bg

1. INTRODUCTION

At present, three highways have been built and are in operation in Bulgaria and two other highways have been partially completed. In certain areas on two of the highways, which have been completed in the 1970s and 1980s, very high viaducts are to be found, built due to the intersection of mountain ranges. The heights of these viaducts vary between 20 and 120 m.

During the inspections, after approximately 40 years of operation, certain damages on the structure have been identified due to various reasons. In some cases, the defects are so immense that they practically led to a pre-emergency condition and require immediate repairs.

At a previous conference [1], the problems related to the repair of one of the viaducts along the Hemus Highway with relatively high support were described. The purpose of this paper is to provide a generalised analysis of the condition of the bridges along-the Hemus and the Thrakia highways. The typical defects will be summarized and a brief analysis of the major causes that have led to the condition of the viaducts will be made.

In addition, some shortcomings of the previous partial repairs on the elements of the viaducts' construction will be examined, and relevant conclusions and instructions for future repairs will be made. The peculiarities concerning the onsite practical implementation of the design will be also discussed. Instructions regarding the design of new bridges will also be provided, as well as their maintenance and rehabilitation in order to minimize the identified defects during future operation. These conclusions are also intended to be reflected in a future regulatory framework in Bulgaria related to the maintenance, design and execution of repairs, with the aim of making their results sustainable.

Although a few specific structures are considered in this paper, some of their elements are identical with the elements of other bridges that were constructed in various periods in the near and more distant past. That's way the problems of their maintenance are common with those of the bridges discussed here.

Taking into account the fact that in the future the maintenance and reconstruction problems related to highway bridges will increase, it is necessary to educate (instruct) future engineers not only how to design new bridges, but also how to properly maintain and renovate existing ones. The same applies to the experts who currently manage the processes in the road administration and those who design and execute repair projects.

At the University of Architecture, Civil Engineer and Geodesy, Sofia, a special lecture course on bridge maintenance and repair works has been taught by the authors for more than 15 years. Despite of being academics, the authors also have the necessary hands-on experience, as they have been involved in inspections and the design of reconstruction works of existing bridges. However, the information analyzed and summarized in this paper is not limited to the authors' experience.

2. DESCRIPTION OF THE CHARACTERISTIC OF STRUCTURAL SYSTEMS, DESIGN AND CONSTRUCTION

At the considered two highways sections, each of which has an approximate length of 50-60 km, the viaducts were constructed in the 70s and 80s of the last century. Their structures have the following common characteristics:

- Temperature-continuous systems of simple supported precast pre-stressed concrete beams, joined with a in-situ concrete slab;
- The beams are supported on elastomeric or steel roller bearings;
- Due to the height of the substructure (up to 120 m), most of the piers were designed as a single column with a hollow core cross-section. The cap beams have different geometry.
- Commonly spread footing foundations were used. In some of the cases, a well foundation was executed in order to reach proper soil.

The prestressed beams are approximately 20 m, 27.39 m and 58 m long and they have a weight from 18 up to about 240 tons respectively. The 20-meter long beams were designed either as post tensioned or as reinforced concrete ones. All prestressed beams were designed as post-tensioned in two different systems. The concrete slabs were executed mostly in-situ.

The bridges with the 20-meter beams, due to the smaller distances between them, has a road deck of prefabricated slab with in-situ concrete topping. The slabs of some of the other viaducts were made entirely of precast elements with in-situ concrete only in the zones above the beams to order to provide the connection between these elements and the beams.

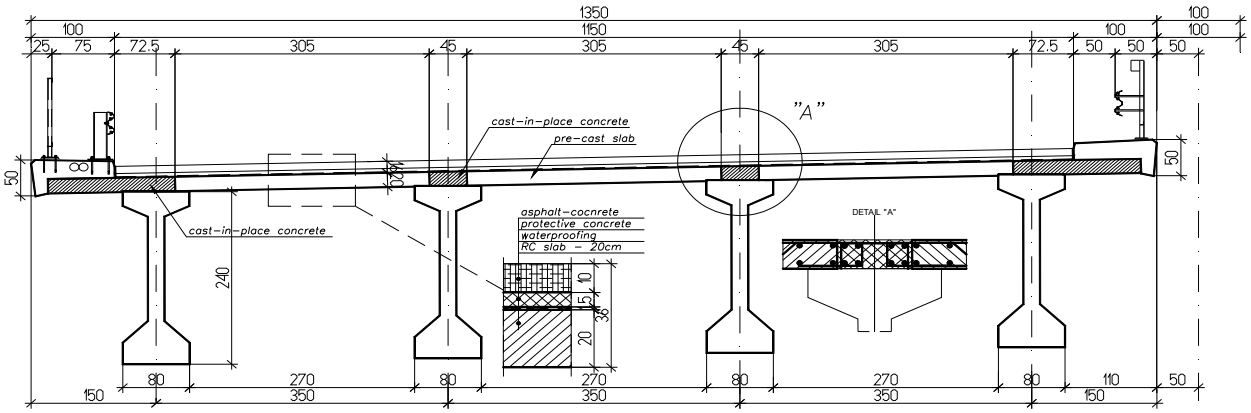


Fig. 1. Cross section of the road deck made of precast elements with in-situ concrete only in the zone above the beams

Due to the heavy self-weight and the height of the viaducts, the assembly of most of the beams (with a few exceptions) was executed with a truss type beam launcher. Similar assembly systems have been used in other European countries. In most cases, the implementation of the high columns was done using the sliding formwork method.

The design of these viaducts is based on current Bulgarian regulations for the design of reinforced concrete bridges as well as on the corresponding standard for moving loads. These regulations are based on the method of "allowable stresses".

Basically these regulations are similar with the DIN1045 in one of its variants from the 50s and 60s of the last century. Due to the lack of Bulgarian codes, DIN4227 was used directly for pre-stressed beams in the version at the time of designing these structures.

The entire territory of Bulgaria is an area of high seismic hazard. The regulations on seismic design during the period in which these viaducts were designed were not at the level of world practice. Therefore many of the bridges may not fulfill the current requirements of the BDS EN 1998-1 and BDS EN 1998-2.

Functionally, there are separate structures for each direction, consisting of two lanes and a hard shoulder. The cross slope of the straight highway segments is directed towards the shoulder. In case of a curve, the cross slope can be directed towards the fast lane. The longitudinal slopes are 4.5% max and the transversal slopes at straight highway segments are 2%. The drainage system of the viaducts is consists of drains at a distance of a maximum of 30 meter. The water is discharged directly above the terrain.

3. MAIN GROUPS OF DEFECTS AND CAUSES OF THEIR OCCURRENCE

From the inspections of the viaducts, intended to establish their condition in order to design their renovation, the defects can be classified by elements as follows:

- Functional elements;
- Deck slab including continuous slab;
- Main girders (beams);
- Piles and cap beams.

During the 35-40 years of operation, some of the functional elements have been partially or completely renovated. The repair works have involved mainly the replacement of the pavement of the carriageways, elements of the drainage system, traffic barriers, guard-rails and expansion joints.

One of the main reasons for pavement deterioration is the specific feature designed for protecting the waterproofing of the asphalt concrete. The implementation of a protective reinforced concrete layer with a small thickness has led to the appearance of defects. That was also the reason for the partial damage of the waterproofing. The defects on traffic barriers and guard-rails are mostly associated with corrosion and vehicle collision. The lack of maintenance of the expansion joints, especially those with elastomeric profile, is the reason of their damage. The problem zones of the metal expansion joints are their connection to the structure. The sidewalks, which were executed with concrete with poor weather and chemicals resistance characteristics, have been repaired many times. The main defects of the draining systems are due to the poor construction design of the inlets.

The main damage to the deck slab and continuous slabs can be summarized as follows:

- Corrosion of the concrete and/or reinforcement in some places;
- Corrosion in the area of the expansion joints;
- Interrupted concrete coverage at the lower surface in certain sections;
- Partial or complete destruction of parts of the slab.

The main causes of the above defects are as follows:

- Damaged waterproofing and the contact with the aggressive salts from the anti-icing agents in winter;
- Water leakages between the slab and the precast beam by the entirely precast decks;
- Poor construction design of the outlets;
- Waterproofing damages at the zones of the expansion joints;
- Due to improper design concepts and poor execution there are many slab damages including full depth destruction. This has occurred where the deck slab is composed of prefabricated plate with in-situ concrete topping. The thickness of the precast elements of the deck slab is not sufficient to ensure the strength of the structure and especially the shear force taking into consideration that the slab is directly loaded by traffic. This type of deck is not in use in Bulgaria any more.

The damage to the main girders can be summarized as follows:

- Concrete and reinforcement corrosion at the web and the bottom flange of the beams. The main reason is water leakages due to inadequate design and maintenance of the draining system. These defects can be observed especially close to the precast deck slabs;
- The reinforced concrete beams of a length of 20 m have many inclined cracks in the stem. This is associated with the improper design, which has been proven by numerical checks.

The severe corrosion of the stem of some beams has led to a reduction in their shear force resistance. Moreover, this corrosion has affected more than 50% of the pos-tensioned cables at some beams[1]. These defects of the beams require an urgent renovation and are to be replaced with new ones.

The main damage to the substructure is as follows:

- Corrosion of the concrete and reinforcement of the cap beams;
- Corrosion of the concrete and reinforcement and also interrupted concrete coverage of the outside surface of the columns. As a rule, the condition of the inside surface is good;
- Corrosion of the steel roller bearings;

The main reasons of these defects can be listed as folllows:

- Water leakages in the area of the expansion joints due to their poor maintenance;
- Corrosion of the cap beams and piers from outlet water and atmospheric wetness;
- Insufficient concrete coverage.

By summarizing those aspects, it is obviously that the poor maintenance of the drainage system and the leaks at the expansion joints are the main reason for the defects.



Fig. 2. Damage on a viaduct



Fig. 3. Damaged precast post-tensioned beam

During the design period of those viaducts, the current building codes required very thick concrete coverage. However, the implementation of the sliding formwork method for the execution of columns makes the control of the exact position of the reinforcement difficult. Therefore, at some places the reinforcement was in contact with the formwork and in these areas the concrete coverage is actually missing. The insufficient concrete coverage and the aggressive water penetration induced as well as longitudinal and horizontal cracks due to volume increase of the rust. It should be noted that most of the viaduct columns along the considered highway sections were executed using this method of formwork.

The reason for the damage caused by water, even with a properly executed and functioning drainage system, is related to the location of the outlets.

The viaducts are located over deep valleys, and even in the absence of wind there is a permanent strong air flow. Therefore the main column defects are from the wind side.

Another important issue related to renovations is the condition regarding the seismic resistance of existing bridges in Bulgaria and in particular the high viaducts discussed in this paper.

The highways are situated, according to the current code, in regions with a design ground acceleration of a_g= 0.23g and 0.15g. Taking into account that according to the Bulgarian National Annex to BDS EN 1998 the importance factor for all highway bridges is 1.4, the design acceleration becomes 0.322g, respectively 0.21g.

Moreover, considering their static systems, these bridges have limited ductile behavior. Summarizing these aspects and the seismic design at that period, it is obvious that the seismic resistance of those viaducts is highly uncertain. Further information on this topic can be found in detail in the studies given in [2] and [3].

In some cases, depending on the requirements of the contracting authority, the assessment of the viaduct is needed during the repairs, in compliance with current Bulgarian seismic codes.

The authors' practical experience with viaducts with piers up to 120m high (the highest in Bulgaria) had lead to the conclusion that the increase of seismic resistance can be achieved at a minimal additional cost in comparison with the cost of other repair works.

This analysis cannot be made for all structures. For example, for another viaduct with piers up to 50 m high and a girder superstructure of 20-meter precast beams, for the seismic retrofit it was necessary to implement high damping bearings. Moreover, an increase of the spread footing foundation and an additional reinforced concrete jacket of the pier at the expansion joint zone were needed.



Fig. 4. A renovated viaduct at Hemus highway

4. SOME GUIDELINES FOR THE DESIGN AND EXECUTION OF REPAIRS AND FOR THE DESIGN OF NEW BRIDGES

During the inspections it was found that the improperly executed previous partial repairs have even had a negative effect on stopping the processes of deterioration of the concrete and reinforcement. Shotcrete or other silicate-based coatings were applied at the damaged areas of the main beams, road slabs and piers. Over time these solutions have lost their adhesion to the base material and the corrosion processes have expanded in depth. One of the reasons for the described moderate damage to the precast post tensioned beams is the improper repair works they have undergone.

When designing and implementing the rehabilitation to facilities of the type considered in this paper, particular attention should be paid to the following elements, which, among other things, were built in compliance with different design requirements:

- The guardrails should be installed in accordance with current requirements;
- The drainage systems should be designed in order not to allow water leakages on the structural elements. The detail design of inlets is also of primary importance;
- The replacement of waterproofing of an appropriate thickness is obligatory;
- It is necessary to provide waterproofing of expansion joins, which in most cases requires the replacement of the existing joints;
- The material of the sidewalks should have an extended service life in order to withstand aggressive agents;
- The damaged concrete covering should be repaired. For the superstructure, where over 20 mm carbonation of the concrete is to be expected, The restoration of the protective function of the concrete covering is required.

In order to achieve good repair results of the damaged concrete covering and corroded reinforcements, it is necessary to follow this exemplary sequence:

- First, the concrete parts on the surface that have no adhesion with the structure must be mechanically removed. The same applies for parts of the concrete which have cracked due to the increase in the volume of the corroded reinforcement.

- Then the surface of the exposed corroded reinforcement must be treated in a suitable manner till the corrosion has been entirely removed. For instance, sandblasting or appropriate chemicals can be used;
- After that a new concrete coverage can be applied. For small volumes, silicate-based materials that are relatively inexpensive can be used for this purpose. For larger areas and depths, it is reasonable to apply a concrete mixture with appropriate aggregate size;
- Where the usage of the concrete mixture is intended, the minimum thickness of the layer should be 4 or even 5 cm. The reinforcement mesh should have reinforcement bars of a small diameter (5mm) and small cell sizes 10/10 cm fixed with anchors. The concrete mix must be applied using the shut concrete method on both vertical and horizontal surfaces;
- In the case of concrete coverage with deep carbonation which prevents its protective function, the concrete surface must be treated with suitable substances.

When using carbon fibers in order to increase the flexural strength, shear forces resistance or to provide confined concrete, it should be borne in mind that this also improves the corrosion protection of the reinforcement. For the implementation of this strengthening method, it is of great importance to pay attention to the adhesion of the concrete covering to the structure. When the adhesion is improper, the concrete covering must be removed and replaced with a suitable substance in order to obtain good adhesion between the carbon fibers, the additional covering and the structure concrete. Other strengthening methods are discussed in [4],[10].

Taking into consideration the discussed bridge renovation in [1] shows that for relatively thin precast deck slabs an additional concrete topping of minimum of 8 cm should be applied over the entire surface over which the waterproofing is to be laid. The top reinforcement can be laid over this concrete in order to increase the shear and load bearing capacity of the deck. The bond between the new concrete and the precast elements must be provided in a proper way.

In order not to increase the dead load after the additional deck topping is executed, the thickness of the asphalt pavement can be reduced from 10 to 8 cm. These bridges were designed with 4-centimeter protection waterproofing concrete, which is not in use at present.

There are two possibilities for the deck renovation of viaducts with precast 20-meter concrete beams with prefabricated elements and an in-situ concrete topping. In cases where the beams are generally in good condition and their replacement is not necessary, the load-bearing capacity of the slab must be increased by using an additional concrete topping applied via the method described above. In case of a replacement of the whole superstructure, the deck shall be designed according to the current codes. The implementation of fully precast road decks is not appropriate due to their many disadvantages.

In the renovation design of bridges, it is important to take into account that these are existing structures and their assessment should be different from that of new bridges [5],[6],[7].

5. CONCLUSION

The service live of bridges and of any construction equipment depends on three interrelated factors, as follows:

- Quality of the design;
- Quality of construction;
- Quality of operation and maintenance.

The viaducts described in this paper have problems with both the quality of the design and the quality of construction. The problems with the design are related to the Bulgarian codes of the time, as well as to some design solutions. The usage of the sliding formwork method for the erection of the piers combined with the concrete coverage requirements has led to immense disadvantages.

Even in cases of good design and construction quality, poor maintenance always leads to a reduction in service life. This applies to both current maintenance and ongoing repairs. For instance, the lack of maintenance of expansion joints has led to the early rupture of the elastomeric profile. This is the main reason for the aggressive penetration of water, leading to corrosion of the structural elements in the affected areas. Combined with the lack of repair of these joints, this is the main reason that some cup

beams and piers of the viaducts are in a severe pre-emergency condition. The cost savings realized from not maintaining or carrying out repairs of the functional elements of the viaducts will lead to the expenditure of huge financial resource on repairing the structures in the future.

In order to minimize the costs of repairs and to assist engineers in the design and implementation of renovations, the introduction of special codes for the assessment of existing bridges needs to be established [8],[9].

REFERENCES

[1] Topurova I., Nikolov P., Topurov K. (2016) . Highway Viaduct Renovation, Bridges in Danube Basin 2016 – New trends in bridge engineering and efficient solution for large and medium span bridges, Volume 156, 2016, pp. 499-506.

[2] Топуров, К. (1999). Състояние на сеизмичното осигуряване на мостовете в България ; сп. Пътища бр. 5.

[3] Ivanchev I., Topurov K. (1999). Problems Regarding the earthquake resistance of reinforced concrete bridges according to the Bulgarian code- 8th International Symposium -Ohrid, Republic Macedonia

[4] Бошнаков С., Топуров К. (2015). Различни начини за усилване на стоманобетонни елементи и конструкции на пътни мостове. Четвърти симпозиум по транспортни съоръжения, Sofia. том XLVII.

[5] Ив. Топурова; К. Гайслер: Оценка на съществуващи пътни мостове, Международна научна конференция УАСГ 2012, 12-17 Ноември 2012- 20/2т

[6] Топурова Ив.; Гайслер К., Грассе В. (2007). Оценка на носимоспособността на съществуващите пътни мостове,

[7] Topurova I., Geissler K., Grasse W. (2006) Prinzipien zur Beurteilung bestehender stählerner Brücken, 65 Юбилейна Международна научна конференция , Sofia

[8] Топурова Ив. (2015): Нормативи за съществуващи мостове, Четвърти симпозиум по транспротни съоръжения "Транспортните съоръжения: ключов елемент на инфраструктурата" - Sofia

[9] Topurova I. (2006). Tragfähigkeits- und Restnutzungsdaueranalyse stählerner Straßenbrücken unter detaillierter Berücksichtigung der Verkehrsbeanspruchung, Diss. TU Berlin, ISBN 978-3-8440-3619-0, Shaker Verlag, Aachen

[10] Георгиев Л. (2005). Съвременни материали и технологии за усилване на стоманени елементи", Годишник на Университета по архитектура, строителство и геодезия – София, том XL. св.VI. 2004-2005р, Sofia

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

MT - 25

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

SEISMIC ASSESSMENT OF A STORAGE HERITAGE BUILDING – A CASE STUDY

Doncho PARTOV[1], Ivan IVANCHEV[2] , Marina TRAYKOVA[3]

ABSTRACT

The contemporary trends in the construction sector include the increasing rate of reuse of existing structures compared with construction of new structures. The rehabilitation and strengthening of these structures represent one very significant part of the process of their adaptation and modernization considering the principles of the sustainable design. The heritage buildings as a specific group need a special procedures preserving their historic and cultural value. Heritage structures are particularly vulnerable to disasters because they are usually deteriorated and damaged.

The assessment and the diagnosis of heritage buildings in seismic areas require an extensive knowledge on their structural typologies and actual conditions. The main cause of the inappropriate choices of intervention techniques is due to the lack of knowledge on the material properties and the behavior of the peculiar type of structure.

Modeling the performance of the structure is particularly important for the decision concerning the preservation of the structure. The paper presents the seismic assessment of a storage heritage building in the city of Kyustendil, Bulgaria. The building is a former storage building for tobacco. The building is a masterpiece of the industrial architecture in the thirties of XX century. The original design is the work of the Austrian architect Rudolf Fischer. The construction of the building is realized in the period 1924-1925. The combination of different construction materials: masonry, reinforced concrete and timber, gives a unique structure. The investigation in the presented paper aims to analyze the performance of the building under seismic actions and to find the vulnerable details of the structure. The modeling and the final conclusions are basic for the decision concerning the possible interventions in the building and the possibility to extend the service life of the structure. Finally, some more general conclusions are given for the assessment and the decision-making in the design of the preservation of heritage structures.

Keywords: *heritage structures, assessment, seismic vulnerability, preservation*

[1] Prof. PhD, University of Structural Engineering and Architecture, Sofia, Bulgaria, partov@vsu.bg
[2] Assist. Prof. PhD, University of Architecture, Civil Engineering and Geodesy, Sofia, Bulgaria, iivanchev@mail.bg
[3] Prof. PhD, University of Architecture, Civil Engineering and Geodesy, Sofia, Bulgaria, marina5261@abv.bg

1. INTRODUCTION

Modeling the performance and the seismic assessment of heritage structures are relevant for the preservation project [1]. Using specific investigations and checks, the best retrofit method can be chosen [2,3,4,5]. Based on the conclusions from the assessment the structural engineer can propose and justify the schemes for final repair and strengthening [6,7,8]. The assessment and the diagnosis of heritage buildings in seismic areas require an extensive knowledge on the structural typologies and behaviour of heritage buildings. Adequate and realistic computer modeling of heritage structures requires significant designers' expertise [9,10,11].

The research in the paper presents the seismic assessment of a storage heritage building in the city of Kyustendil, Bulgaria (Fig.1-a, b). The building is a former storage building for tobacco. The building is a masterpiece of the industrial architecture in the thirties of XX century. The original design is the work of the Austrian architect Rudolf Fischer. The construction of the building is realized in the period 1924-1925. The combination of different construction materials: masonry, reinforced concrete and timber, gives a unique structure.



a)



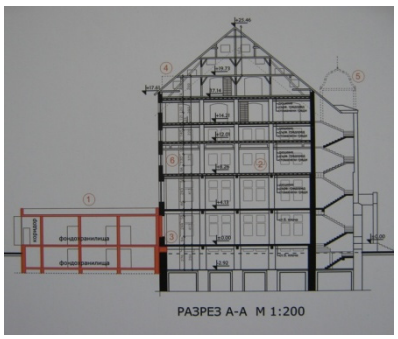
b)

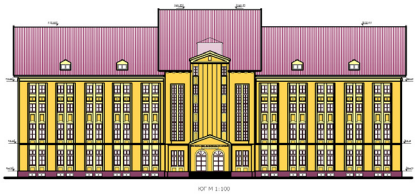
Fig. 1-a, b. General view of the building (personal archive-D. Partov and Y.Farkov-with permission)

2. GENERAL DESCRIPTION OF THE BUILDING

The building is designed as one main volume, with a rectangular base 18.10 x 59.79 m and six main floors, basement and attic floor with total built up area of 7200 m^2. In the transverse direction, the columns of the building are arranged in the following spans: 4.60 /4.00 /4.00 /4.60 m. In the longitudinal direction, in the first section the columns are arranged as follows: 5.00 /4.40 /4.40 /4.40 /4.10 m (Fig. 2-a, b).

The structure of the building is massive with exterior brick walls 80 cm thick in the basement, 60 cm on the first and second floor, 45 cm on the third and fourth floor, 40 cm on the fifth and sixth floor(Fig.2-a). The columns are from reinforced concrete in the basement and first floor and from brick masonry for the upper floors and they have the following size: 78/78 cm in the basement, 64/64 cm on the first and second floor, 50/50 cm on the third and fourth floor, 45/45 cm on the fifth and sixth floor. Floor structures (Fig.3-a) of elevation: 0,00 (slab above basement) and elevation: +4,13 m (slab above first floor) are beam system with monolithic reinforced concrete slabs and beams lying on columns (Fig.3-a).





a) **b)**

Fig. 2- a, b. Cross section and general view of the building (personal archive-D. Partov and Y.Farkov - with permission)





a) b)

Fig. 3-a, b. General view of the building (personal archive-D. Partov and Y.Farkov-with permission)

At elevation 8.26m (slab above the second floor), as well as elevations +12.01 (slab above third floor) and + 14.21m (slab above fourth floor), the structures is timber (Fig.3-b).





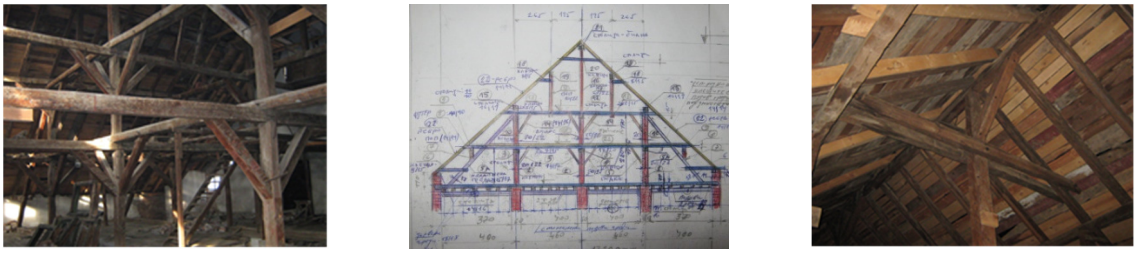
a) b)

Fig. 4-a,b Typical structural detailing of the floors (personal archive-D. Partov)

The timber beams are oriented in the longitudinal direction of the building and supported in the transverse axes of the building on steel double T beams (Fig.4-a, b). The timber beams have different

sizes ranging in size: 16/18, 18/20, 17/17, 20/20, 17/18, 18/18. The beams are located 7 pieces at the ends and 5 pieces at the intermediate axes of the building. The steel beams of the second floor are steel profiles №30 and in the third and fourth are №22 and №24 (Fig.4-a, b).

The floors are made of wooden flooring, mounted on a beam - grid structure. Floor structure at elevation: + 17,14m (ceiling slab) is also made of timber on steel beams, located in the transverse axes of the building. The roof structure (Fig.5-a, b, c) is made entirely of wood - shaped timber. The roof is double sloped covered with tiles.



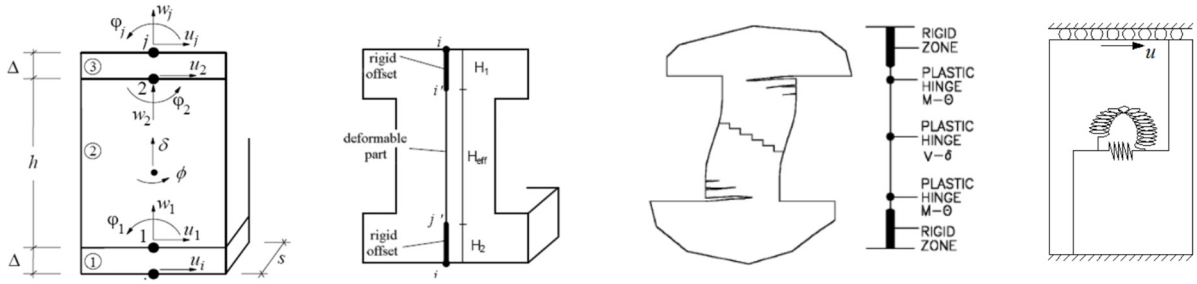
a) b) c)

Fig.5-a,b,c Timber roof structure and Structural details (personal archive-D. Partov)

3. NUMERICAL MODELING AND ASSESSMENT OF THE STRUCTURE

3.1. Brief review of some recent application of different numerical models

According [2], modern masonry buildings usually adopt solutions for the slabs that provide considerable in-plane stiffness. This is done by using monolithic systems for the floors, in concrete and steel, and also by establishing an effective connection between slabs and walls. Moreover, many existing buildings constructed with timber floors (as in our case) originally are capable of providing diaphragmatic actions or have been rehabilitated by stiffening the floors and by providing adequate connections. The effect of floor diaphragms combined with the in-plane response of structural walls provides box behavior to the building, which usually leads to good performance of the structure when subjected to earthquakes. The first assessment method for seismic analysis of masonry buildings was developed under this simple hypothesis. This early attempt was then the seed for more sophisticated methods recently developed. Several methods based on macro-elements have been developed, particularly in Italy. These methods seem the most appropriate for design and assessment of masonry buildings, given their widespread in commercial software, the simplicity of modeling, the straightforward interpretation of results and the accuracy demonstrated in different validations. For a correct simulation of the masonry panels failure mechanism and their behavior different types of macro-elements have been developed, such as the formulations proposed by: [3] and [4], shown on Figure 6, which are incorporated in the 3Muri [www.stadata.com] and ANDILWall/SAM II [www.crsoft.it/andilwall] computer codes, respectively. While the 3Muri formulation is based on the kinematic equilibrium of the macro-elements according to the panel degrees of freedom, the SAM II creates an equivalent frame idealization for a global analysis. The 3Muri and SAM II computer codes perform the safety verification by a nonlinear static (pushover) analysis (Fig. 7) that simulates the evolution of the structural condition during the earthquake, through application of incremental horizontal forces until collapse. The behavior of the structure is represented by the so-called “capacity curve”, which represents the value of the base shear versus the displacement of a control point (usually the mass centroid of the roof slab). Recently, [11] carried out a benchmarking process and different codes were compared. Good agreement of the results was obtained for a pushover analysis on two buildings. An alternative general purpose software for pushover analysis is SAP2000 [www.csiberkeley.com], based on a frame idealization. In this case, it is necessary to define the possible locations and types of plastic hinges that might develop along each element, to describe possible failure mechanisms (flexural or shear), as shown in Fig. 6-c [14]. In addition to 3Muri, SAM II and 3DMacro [112], RAN [2] is another Italian macro-element method, which can be programmed in a worksheet. RAN allows a global nonlinear analysis of collapse (Fig. 6-d).



a) b) c) d)

Fig. 6. Macro-element in different methods [16]: a) 3Muri [3]; b) SAM II [4]; c) SAP2000 [14]; d) RAN [2]

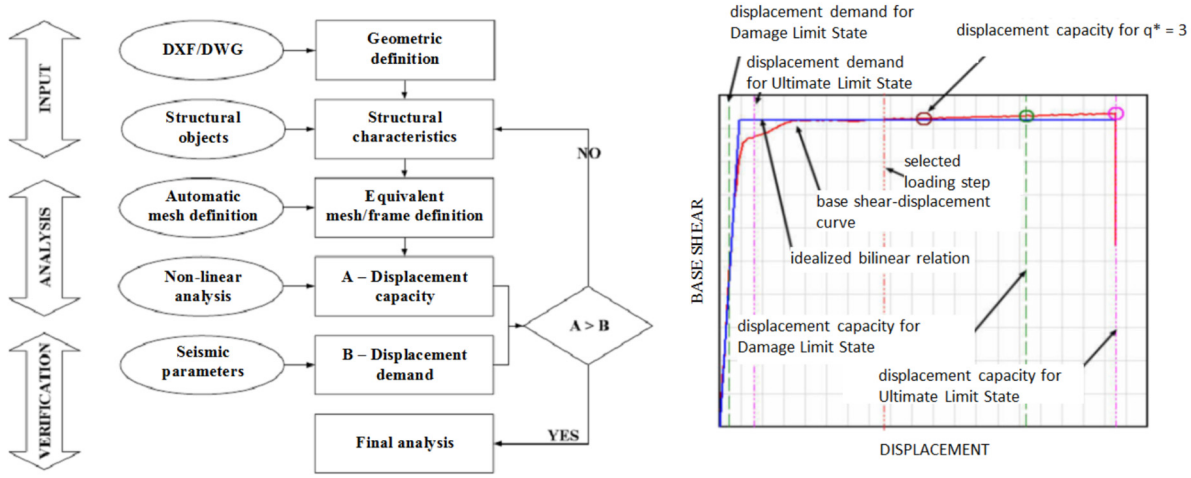


Fig.7. Seismic verification by nonlinear analysis: flowchart and capacity curve [16]

3.2. Numerical modeling using SAP2000 for initial seismic assessment of the storage heritage building

The presented in the paper case study for initial seismic assessment is based on a relatively simple numerical model but taking into account the specific structural features of the building. The provided assessment aims to give a preliminary conclusion concerning the seismic performance of the structure. The results are necessary for the elaboration of the basic concept for the future of the historical building. The modeling of the structure is performed on SAP2000 v.15 [15] software product that uses the Finite Element Method (Fig. 8). It is user-friendly and widely used by civil engineers for seismic analysis of buildings and facilities.

The following construction materials characteristics are defined in the software SAP 2000 for modeling the former storage building for tobacco:

- Reinforce concrete – Modulus of elasticity E = 25 000 MPa; Weight per unit volume = 25 kN/m^3; Poisson's ratio = 0,2;
- Structural steel – Modulus of elasticity E = 206 000 MPa; Weight per unit volume = 78,5 kN/m^3; Poisson's ratio = 0,3;
- Timber – Modulus of elasticity E = 7 000 MPa; Weight per unit volume = 7 kN/m^3; Poisson's ratio = 0,2;
- Masonry – Modulus of elasticity E = 5500 MPa; Weight per unit volume = 18 kN/m^3; Poisson's ratio = 0,2.

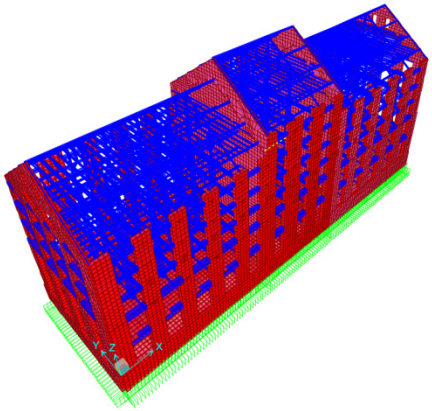


Fig.8. FEM 3D model of the storage building for tobacco in SAP 2000 software

For modeling the structural elements are used the finite elements Frame and Shell of SAP 2000 software program. The Frame element is a one-dimensional finite element with 2 nodes and 12 degrees of freedom in spatial definition (3 translations and 3 rotations in each node). It is used for modeling the RC and masonry columns, steel and timber beams of floor slabs, as well as for the timber roof trusses. The Shell element is a two-dimensional finite element with 4 nodes and 24 degrees of freedom in spatial definition (3 translations and 3 rotations in each node). It is used for modeling the exterior brick walls and monolithic reinforced concrete slabs at elevation 0,00 and +4,13 m.

In the modeling is taken into account the self-weight of the structural elements and the weight of the other permanent actions (non-structural elements). The variable action according to the Construction - Police Regulations in Bulgaria from 1924 for storage building is accepted to be 5 kN/m^2. The snow load according to the same regulations is accepted with value of 0,75 kN/m^2.

A modal analysis of the structure of the building has been performed. The following mass participation factors for seismic impact have been accepted - 1,0 for permanent actions, 1.0 for variable action (storage structures) and 0.8 for snow. The first mode of oscillation of the structure is rotation and is with period 2,3477 s (Fig. 9). The second mode of oscillation of the structure is axis Y translation and is with period 2,3434 s. The difference in the periods of the first two modes is 0.2%.

For the spectrum analysis the soil is accepted to be type C. The behavior factor R according to former Bulgarian regulations is accepted to be R=1/q=0,67. Serviceability Limit State and Seismic combinations have been performed.

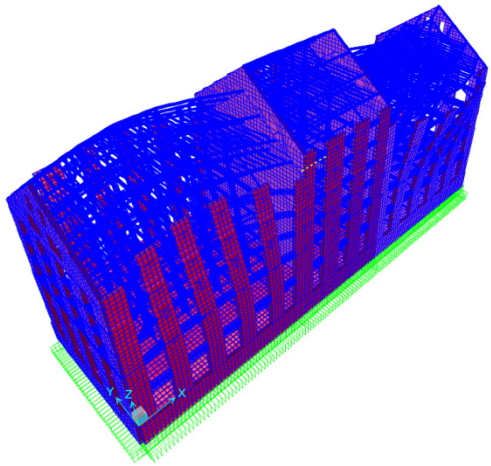


Fig. 9. First mode of oscillation of the structure (T_1=2,3477 s)

A check for the inter-storey drift for X and Y direction was done (Table 1). For all the storeys, the check at axis X is satisfied, while for 4 of the storeys the check for inter-storey drift at axis Y is not satisfied. This is caused by the lack of stiffness of building at Y axis.

Table 1. Inter-storey drift.

Elevation	Storey height	$d_{ex,i}$	$d_{ex,i}-d_{ex,i-1}$	$d_{ey,i}$	$d_{ey,i}-d_{ey,i-1}$	$d_{e,lim}$	Check X	Check Y
[m]	[m]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[-]	[-]
19.94	2.8	5.66	1.29	14.70	0.21	1.4	ok	ok
17.14	2.93	4.37	1.09	14.49	3.99	1.465	ok	not ok
14.21	2.2	3.28	0.78	10.50	4.47	1.1	ok	not ok
12.01	3.75	2.50	1.18	6.03	3.72	1.875	ok	not ok
8.26	4.13	1.32	0.90	2.31	2.16	2.065	ok	not ok
4.13	4.13	0.42	0.42	0.15	0.15	2.065	ok	ok
0								

4. CONCLUSIONS AND RECOMMENDATIONS

1. The preservation of the heritage buildings requires a deep knowledge in the different types of historical structures.

2. Structural engineers have to face increasing challenges from practice at different projects for interventions on heritage structures – specific old construction materials, complex geometries, typical structural schemes, existing damages etc.

3. We need to find the appropriate structural modeling in order to evaluate the behavior of the structure, to find the vulnerable details and to reduce the risk in terms of extending the life of the heritage structures and their preservation for the future generations.

4. Usually is better to start with the simplest realistic model and then, if necessary, develop a model that reflects more structural features and complexity.

5. The societal requirements for safety increase and the decision making for the interventions becomes very complicated because of big amount of new construction materials and technological solutions.

6. Based on the initial seismic assessment of the heritage building a specific structural solution for the seismic performance is required. The relatively low stiffness shows that is necessary in the future project to design adequate braces increasing the capacity of the structure for seismic actions.

7. Specific investigation and design for the foundations should be included in the project for strengthening of the structure.

REFERENCES

[1] Tomaževič, M., (1999). Earthquake – Resistance Design of masonry building, Imperial College Press, pp. 282.

[2] Augenti, N. (2004). Seismic design of masonry buildings, UTET Libreria (in Italian).

[3] Danieli M., J. Bloch, J.,(2012). Principle, Practice and Experience of Rehabilitation of the Historical Buildings in Seismic Regions, Proceedings WCEE, Lisboa, pp.1-9.

[4] Gambarotta, L. and Lagomarsino, S., (1996). On the dynamic response of masonry walls, Proc. National Congress "La Meccanica delle Murature tra Teoria e Progetto", Messina, (in Italian).

[5] Gocevski, Vl., (2013). Seismic Analysis of Existing Masonry Structures**,** Proceedings 15th International Symposium MASE, Struga, Macedonia, TP-5, pp.1-19.

[6] RESIN PROGET,(2008). Historical Buildings, San Giovani, Italy, pp.26.

[7] STBA, Sustainable Traditional Building Alliance,(2012). A Report an Existing Research and Guidance with Recommendations, September, pp.133.

[8] Hafez Keypour,H., Fahjan, Y. M., Ali Bayraktar, A., (2007). Analysis and Strengthening Methods for Historical Masonry Structures, IIEES, SEE 5., Tehran, Iran.

[9] Lourenço, B.P., Zucchini, A., Milani, G., Tralli, A., (2006). Homogenisation Approaches for Structural Analysis of Masonry Buildings, Proceedings of Int. Conference, Structural Analysis of Historical Constructions, New Delhi, pp.1-18.

[10] Lubojanski, S. M., (2011). IGNACY-mixed use complex, Adaption of historical mine complex, Ignacy in Rybnik, Poland, Aalborg University, pp.144.

[11] Marques, R. and Lourenço, P.B., (2011). Possibilities and comparison of structural component models for the seismic assessment of masonry buildings, Computers and Structures, 89 (21-22), pp. 2079-2091.

[12] Caliò, I., Marletta, M., Pantò, B., (2012).A new discrete element model for the evaluation of the seismic behaviour of unreinforced masonry buildings, Engineering Structures, 40(7)pp. 327–338.

[13] Magenes, G. and Della Fontana, A., (1998). Simplified non-linear seismic analysis of masonry buildings, Proc. of the British Masonry Society, 8, pp. 190-195.

[14] Pasticier, L., Amadio, C. and Fragiacomo, M., (2008). Non-linear seismic analysis and vulnerability evaluation of a masonry building by means of the SAP2000 V.10 code, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 37(3), pp. 467-485.

[15] CSI Analysis Reference Manual for SAP 2000.

[16] P. Lourenço, G. Vasconcelos, L. Ávila, (2013). Development and Experimental Validation of Building Systems for Masonry Housing in Seismic Areas, VI Congreco National Ingenieria Sismika, Bucaramanga, pp. 32-53.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

MT - 26

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

STRENGTHENING OF RC CONTINUOUS BEAMS USING CARBON FIBER REINFORCED POLYMER (CFRP) MATERIALS

Žarko PETROVIĆ[1], Bojan MILOŠEVIĆ[2], Slobodan RANKOVIĆ[3], Marina MIJALKOVIĆ[4]

ABSTRACT

This paper presents an experimental program conducted to study the behavior of RC two-span beams strengthened with carbon fiber reinforced polymer (CFRP) materials. Strengthening was performed by bonding of the CFRP laminate on the surface of the concrete - EB method and installation of reinforcing bars of CFRP materials in a protective layer of concrete - NSM method. The program consists of a total of three continuous beams with overall dimensions equal to 200×120×3200 mm. The beams were tested during which the deformations of beams and the strains in steel were recorded until failure under monotonically increased loading. The test results showed that using the CFRP materials for strengthening the continuous RC beams lead to significantly increase of bearing capacity, regardless of the type of strengthening method.

Keywords: *strengthening, carbon fiber reinforced polymer, continuous beams, EB method, NSM method*

[1] Ass. Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering and Architecture, University of Niš, Republic of Serbia, zarko.petrovic@gaf.ni.a.c.rs
[2] Prof. PhD, College of Applied Studies in Civil Engineering and Geodesy, University of Belgrade, Republic of Serbia, prodic_80@yahoo.com
[3] Assistant Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering and Architecture, University of Niš, Republic of Serbia, slobodan.rankovic@gaf.ni.a.c.rs
[4] Full Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering and Architecture, University of Niš, Republic of Serbia, marina.mijlkovic@gaf.ni.a.c.rs

1. INTRODUCTION

Strengthening of civil engineering infrastructure has gained significant attention due to deterioration problems of structures and meeting up-to-date design requirements (Bilotta et al., 2011). Given the state of the existing concrete infrastructure in both Europe and the United States and Japan, there is a strong interest in the use of Fiber Reinforced Polymer (FRP) materials in the strengthening of concrete structures.

One of the basic factors that caused the unsatisfactory condition of the existing infrastructure is corrosion of reinforced steel in concrete (Fig. 1.), which causes damage of concrete, loss of reinforcing steel and in some cases failure of constructions (ISIS, 2006).



Fig. 1. Corrosion of reinforcing steel (ISIS Educational module 2, 2006)

As their name suggests, FRP materials are made up of high-strength fibers embedded in a polymer matrix. Depending on whether aramid, carbon or glass fibers are used for reinforcing the composite material, there are AFRP (Aramid Fiber Reinforced Polymer), CFRP (Carbon Fiber Reinforced Polymer) and GFRP (Glass Fiber Reinforced Polymer) materials (Fib bulletin 14, 2001).

Although there are several studies that deal with the strengthening of continuous reinforced concrete (RC) beams, nevertheless most research deals with simple beams. In addition, most of the regulations regarding the strengthening of RC beams refer to simple beams strengthened with FRP laminates. Existing studies on the strengthening of continuous RC beams indicate that the strengthening of the negative moment zone alone has a significant effect on increasing the bearing capacity of such beams (Sakr et al., 2014).

The experimental studies observed in the literature compared the behavior of RC continuous beams strengthened with FRP reinforcement with a control non-strengthened beam. The conclusions of all the studies indicate both an increase in the load-bearing capacity of reinforced beams and a reduction in deformation in these beams.

Aiello et al. (Aiello et al., 2007) compare the behavior of continuous RC beams strengthened with CFRP strips placed in the zones of positive and negative moments. It was observed that in the case of simultaneous strengthening both in the field as well as over the support, the carrying capacity of the beams is the highest, with a percentage of redistribution of bending moments of about 20%.

Soumya Subhashree (Soumya S., 2012) examined 14 symmetric continuous beams grouped into two series. One beam from each series was control, while the other beams were strengthened in different ways by bonding glass FRP strips externally. The study showed that the beam reinforced with U-wrap anchored by steel strips and bolts had the highest load capacity, with a percentage increase in load capacity of 61.92%, which indicated that the use of steel strips and bolts was an effective method of preventing failure by debonding.

Ranković (Ranković, 2010) compared load capacity of a control unstrengthened beam with beams strengthened with GFRP and CFRP bars and strips using EB and NSM method, as well as the possibility of continuing the FRP reinforcement with an innovative "bypass" method. The load capacity of the beam strengthened with GFRP bars was 73% higher than the load carrying capacity of the control beam.

Two basic methods most commonly used in strengthening of RC structures with FRP materials are: strengthening by bonding of the FRP laminate on the surface of the concrete - EB method and installation of reinforcing rods or strips of FRP materials in a protective layer of concrete - NSM method.

While most available research suggests that NSM method, in particular NSM method with strips, are able to take advantage of the higher strength of FRP material compared to EB method, several comparative studies have indicated that NSM is a non-economic solution (Quattlebaum et al. 2005; Aidoo et al. 2006; Rosenboom and Rizkalla, 2007). The main cost increase in the NSM method is related to the workforce for cutting the slits, as well as factors such as the large amount of necessary glue filler and high material costs can make the NSM method more expensive compared to the EB method.

The subject of this paper is an analysis of the possible applications of the CFRP reinforcement in strengthening an RC continuous beam made of self-compacting concrete. The research was conducted in order to determine the possibilities of application the EB method using CFRP strips as well as the possibilities of application of the NSM method using CFRP bars.

2. STRENGTHENING OF RC BEAMS USING EB AND NSM METHOD

There are many different ways to strengthen existing structures, such as sprayed concrete, various types of concrete coatings or overlays, pre-stressed cables placed on the outside of the structure.

The method of strengthening that has been used extensively since the mid-1970s is the bonding of steel plates and it has been revived over the last few decadew but this time as the bonding of FRP plates. This method called Externally Bonded (EB) method can be described as one in which a composite material of relatively small thickness is bonded with epoxy adhesive in most cases to a concrete structure to improve its structural behavior and load-bearing capacity. Strips, laminates and canvases do not require too much space and provide joint action between the adherents. Extensive research and laboratory testing have been conducted around the world and have shown that the method is very effective and that significant strengthening can be achieved.

The advantage of this method is that restoration can be performed without disturbing the use of the structure, as well as their cost-effectiveness compared to other methods of strengthening. The first examples of strengthening by the EB method occur in South Africa and France (Fleming and King, 1967; Bresson, 1971). Since then, numerous studies have been carried out so that this type of strengthening is used today in many types of structures (Baker and Chester, 1992; Mays and Hutchinson, 1992; Allanand Bird, 1986).

The NSM method is based on a technique in which the FRP reinforcement in the form of bars or strips is installed in the longitudinal slots filled with epoxy or cement glues in a protective layer of concrete, thus achieving adhesion with concrete and providing anchoring (Rankovic et al. 2008).

The NSM method consists of the following steps (Täljsten et al. 2003):

Cutting the slots in the protective layer of concrete, depending on its thickness and the dimensions of the FRP reinforcement. In the case of the CFRP bars the slots were 20 × 20 mm (Fig. 2 (a));

Carefully cleaning the slots using air or water pressure to remove all traces of cutting the slots. If epoxy adhesive is used the slot must be dry before installation. If cement-based adhesive is using the slot surface should be wet at the time of his installation;

In the process of installing the FRP reinforcement three sides of the slot are coated by two component primer;

The next step is filling half the depth of the slot with two component epoxy adhesive and placing of the FRP bar (Fig. 2 (b));

Finally, the rest of slot is filled with epoxy adhesive, and then the excess of adhesive is removed (Fig. 2 (c) and (d)).

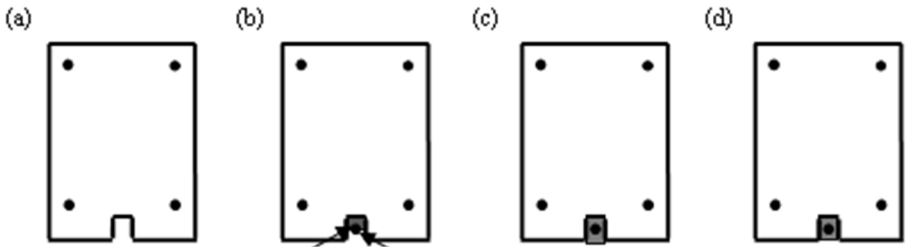


Fig. 2. Procedure of beam strengthening using NSM method

3. EXPERIMENTAL INVESTIGATION

3.1. Experimental setup and test program

The test program consists of a total of three continuous beams with overall dimensions equal to 200×120×3200 mm. Self-compacting concrete was made from CEM I 42.5 R cement manufactured by HOLCIM. Rock powder used was obtained by milling limestone, and for making mixtures was used MC PowerFlow 1102, hyperplasticizer admixture. The girders are reinforced using ribbed reinforcement RA 400/500–2, and the designed class of self-compacting concrete was C 30/37.

Strengthening of RC beams using EB and NSM method was carried out on a total of two beams. The CFRP laminates „CarboDur S512“ of the Swiss company SIKA were used in EB method, while, the FRP bars (C-rod) of the Italian company MAPEI and the corresponding epoxy adhesives (Adesilex PG1) for their installation were used in NSM method. The laminates „CarboDur S512“ were tailored to dimensions with the same axial stiffness as a 8 mm diameter C-rod carbon bar.

The load is applied with a hydraulic device, whereby the force from the piston of the test machine is transferred to the beam in the form of two concentrated forces, which act in the middle of the two spans (Fig. 3.). Application load had "timed mode", i.e. a constant increase of deflection as a function of time to failure. The rate of loading was 0.02 mm / s (1.2 mm / min).

The values of the measured values due to the effects of static loads, were read quasi-dynamically (every second), and then processed in Excel and Catman. The output results are shown in a diagram from which it is possible to monitor the measured parameters most understandable as a function of the applied load.

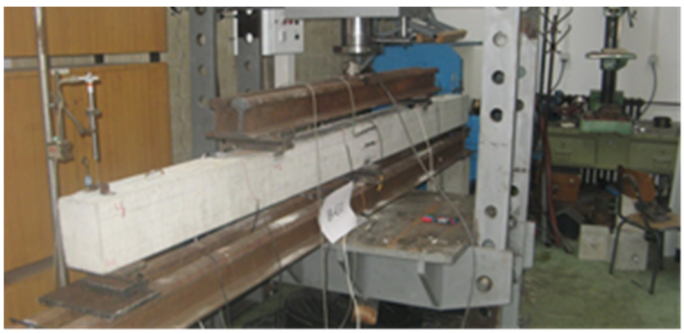


Fig. 3. Experimental setup of the tested beams

The following beams were studied:

Control **B-con** beam without additional FRP reinforcement,

B-C beam strengthened with a CFRP reinforcing bar (l=1400 mm) set in the upper zone above the middle support and with two CFRP reinforcement bars (l=1400 mm) placed in the lower zone in both beam spans (Fig. 4.) and

B-EC beam strengthened with a CFRP laminate (l=1400 mm) set in the upper zone above the middle support and with two CFRP laminates (l=1400 mm) placed in the lower zone in both beam spans (Fig. 4.).

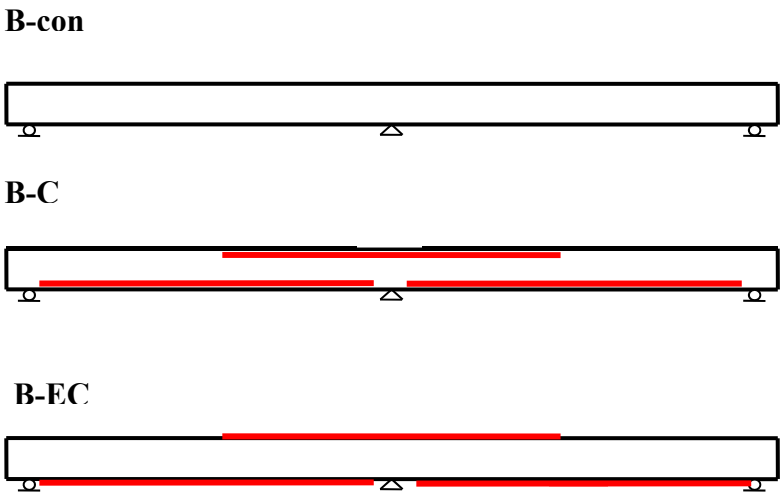


Fig. 4. Position of the FRP bars and laminates at the strengthened beams

3.2. Experimental results

The dominant position in the conducted experimental research is occupied by the results obtained by testing continuous beams under the influence of short-term static load.

One of the most important indicators of behavior of testing beams under the influence of the load is deflection, which is why special attention in this study is paid to its analysis. The value of deflection is an integral value that combines the load range and the stiffness of the beam, and therefore its analysis provides the most complete picture of the behavior of the beam. Measurement of deflection is performed by linear variable displacement transducers (LVDT), wherein values were read with MGC plus acquisition system, using the appropriate software (Catman).

A comparative analysis of deflections of strengthened beams was carried out in relation to the control, unstrengthen beam, whereby the steel reinforcement in all the beams was identical. The curves dependencies between load and deflection for the cross-section in the middle of the span of the control beam and strengthened beams are shown in Fig. 5.

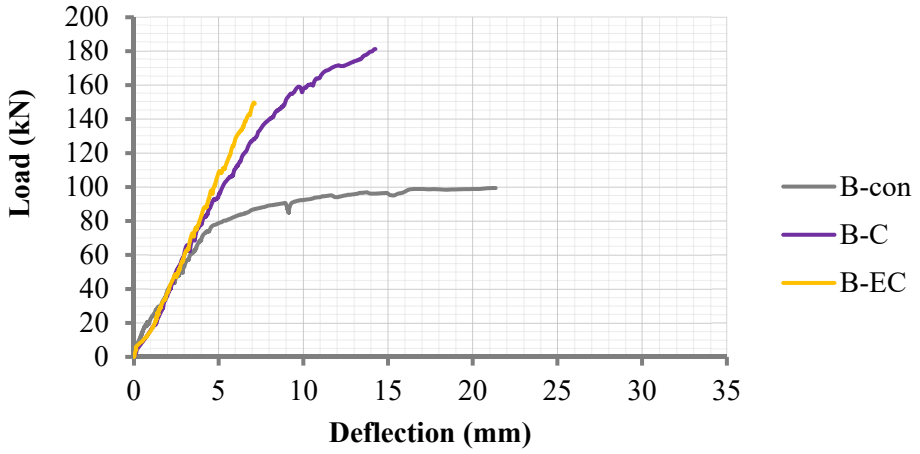


Fig. 5. Load-deflection diagram for cross section in the middle of span

Maximum observed deflection of the B-EC beam was 7 mm, which is 67% less deflection in relation to the maximum deflection of the control beam (21 mm), while the maximum deflection of the B-C beam was 14 mm, which is 33% less deflection in relation to the deflection of the control beam.

The increase of the load at which yielding of steel reinforcement (yielding load) starts was 50% compared to the control beam in the case of B-C beam. In the case of the B-EC beam reinforced with CFRP laminates no yielding of tension steel reinforcement was observed.

The increase of the bearing capacity of the strengthened beams was:

- 80% compared to the control beam in the case of B-C beam,
- 50% compared to the control beam in the case of B-EC beam.

3.3. Failure modes

Fig. 6. shows the failure pattern of a CFRP reinforced beam. The failure occurs due to the separation at the junction of epoxy and concrete and the separation of the protective layer of concrete (Fig. 6.). Although the load-bearing capacity of this beam is 82% higher than that of the control beam, the deformability is extremely small so that failure occurs suddenly with great damage to the beam.



Fig. 6. Failure of B-C beam

The behavior of the beam strengthened externally with bonded laminates (EB method) until the peeling of the laminate is similar to the behavior of the beam reinforced by the NSM method. The failure is due to the abrupt separation of the laminate due to the loss of bond at the interface of the concrete and the epoxy adhesive (Fig.7.), followed by separation of the concrete. An earlier failure of this system with respect to the NSM method is observed, which reduces the effectiveness of the procedure. The maximum load is 50% higher than that of the control beam but the deformability of the beam is not at a satisfactory level.



Fig. 7. Failure of B-EC beam

4. CONCLUSION

Composite materials in construction become the materials of the future. Application of the NSM method provides great opportunities in rehabilitation and strengthening of the RC structures thus extending their service life (Ranković et al. 2008).

Application of the FRP reinforcement for strengthening the RC continuous beams, even with a small amount of additional reinforcement can significantly increase their load bearing capacity. This was confirmed by experimental testing, conducted at the Faculty of Civil Engineering and Architecture, University of Niš, Serbia (Petrović, 2016).

Strengthening a continuous girder with carbon bars and laminates produces an increase of bearing capacity of 50-80% compared to the control beam. Although the reduction of maximum deformations is evident, a significant drawback of the use of carbon FRP reinforcement is the reduced deformability, that is, the ductility of strengthened beams in the case of a larger amount of additional reinforcement.

Compared to the EB method, the NSM method has many advantages that has been identified through the conducted research such as:

The debonding of FRP reinforcement as one of the most common failure mode of strengthen beam is significantly less when reinforcement is installed near the surface compared to externally bonded reinforcement;

The FRP reinforcement in NSM method is protected by a concrete layer so that it is less exposed to mechanical damage or fire and vandalism and the appearance of the reinforced structure remains unchanged.

The minimum slot size required to install an FRP reinforcement, which should be at least 1.5 times the diameter of the reinforcement, is often the basic limiting factor for the application of the NSM method. In addition, the amount of slit fill (usually epoxy resin) is much higher than in the EB method, and therefore the cost of reinforcement by the NSM method is higher, which is to some extent eliminated by the use of narrow reinforcement strips that require smaller slots.

ACKNOWLEDGEMENT

This research is supported by The Ministry of Education, Science and technological development of the Republic of Serbia, within the framework of the projects Development and improvement of methods for analyses of soil-structure interaction based on theoretical and experimental research (TR 36028) and Development and implementation of a comprehensive approach to the design of new structures and safety evaluation of existing structures in order to reduce seismic risk in Serbia (TR 35043**)** for the period 2011-2019.

REFERENCES

[1] Aidoo, J., Harries, K. A., and Petrou, M. F. (2006). Full-scale experimental investigation of repair of reinforced concrete interstate bridgeusing CFRP materials. Journal Bridge Engineering, 11(3), pp. 350–358.

[2] Akbarzadeh, H. and Maghsoudi, A.: Experimental and analytical investigation of reinforced high strength concrete continuous beams strengthened with fiber reinforced polymer, Materials & Design, 31(3), 2010, pp.1130-1147.

[3] Barret, P. (2013). How to Model Concrete using Finite Elements. [blog] Engineering advantage. Available at: https://caeai.com/blog/how-model-concrete-using-finite-elements [Accessed 7 Sep. 2015]

[4] Bilotta, A., Ceroni, F., di Ludovico, M., Nigro, E., Pecce, M., Manfredi, G.: Bond efficiency of EBR and NSM systems for strengthening concrete members. J. Compos. Constr. 2011, 15, 757-772,

[5] Burke, P. J. (2008). Low and High Temperature Performance of Near Surface Mounted FRP Strengthened Concrete Slabs. Msc thesis. Queen's University, Kingston, Ontario, Canada. 193 pp.

[6] Fib, bulletinn.14 (Task group 9.3), (2001). Externally bonded FRP reinforcement for RC structures. Technical report on the design and use of externally bonded fibre reinforced polymer reinforcement (FRP EBR) for reinforced concrete structures. International Federation for Structural Concrete, Lausanne.

[7] Hosen M.A., Alengram, U.J., Jumaat, M.Z., Sulong, N.H.R. and Darain, K.M., Glass Fiber Reinforced Polymer (GFRP) Bars for Enhancing the Flexural Performance of RC Beams Using Side-NSM Technique, Polymers, 2017, 9, pp. 23.

[8] Kukaras, D. (2007). Eksperimentalno-teorijska analiza i računsko modeliranje ponašanja montažnih nosača spojenih visokovrednim zavrtnjevima. Doktorska disertacija. Građevinski fakultet Subotica.

[9] Petrović, Ž.: Experimental - theoretical analysis of limit states of continuous beams made of self-compacting concrete strengthened with fiber reinforced polymer (FRP), PhD dissertation, the Faculty of Civil Engineering and Architecture, University of Niš, Serbia, 2016.

[10] Quattlebaum, J. B., Harries, K. A., and Petrou, M. F. (2005). Comparison of three flexural retrofit systems under monotonic and fatigueloads. Journal Bridge Engineering, 10(6), pp. 731–740.

[11] Ranković, S., Folić, R. and Mijalković, M.: Ojačanje AB greda FRP armaturom postavljenom unutar zaštitnog sloja betona, Zbornik radova GAF Niš, 23, 2008, str. 39-47.

[12] Ranković, S.: Eksperimentalno-teorijska analiza graničnih stanja armiranobetonskih linijskih nosača ojačanih sprezanjem sa NSM vlaknastim kompozitima, Doktorska disertacija. Građevinsko-arhitektonski fakultet Niš, Univerzitet u Nišu, 2011.

[13] Reda, R.M., Sharaky, I.A., Ghanem, M., Seleem, M.H., Sallam, H.E.M. Flexural behavior of RC beams strengthened by NSM GFRP bars having different end conditions. Compos. Struct. 2016, 147, pp. 131-142.

[14] Rosenboom, O. A. and Rizkalla, S. (2007). Fatigue behavior of prestressed concrete bridge girders strengthened with various CFRP systems. *ASCE Journal of Composites for Construction*, pp. 764-776.

[14] Sakr, M., Khalifa, T.M., Mansour, W.N.: External Strengthening of RC Continuous Beams Using FRP Plates: Finite Element Model. Proc. Of the Second Int. Conf. on Advances in Civil, Structural and Mechanical Engineering, CSM 2014. ISBN:978-1-63248-054-5: doi:10.15224/978-1-63248-54-5-101.

[15] Tang, W., Balendran, R., Nadeem, A., Leung, H.: Flexural strengthening of reinforced lightweight polystyrene aggregate concrete beams with near-surface mounted GFRP bars. Build. Environ. 2006, 41, pp. 1381-1393.

[16] Täljsten, B., Carolin, A. and Nordin, H.: Concrete structures strengthened with near surface mounted reinforcement of CFRP. AN International Journal, 6(3), 2003, pp. 201-213.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

MT - 27

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

AMBIENT VIBRATION TESTING OF IRREGULAR MASONRY STRUCTURE AS AN INITIAL STEP FOR ITS STRENGHTENING

Angela POPOSKA[1], Filip MANOJLOVSKI[1], Antonio SHOKLAROVSKI[1], Lidija KRSTEVSKA[2], Aleksandra BOGDANOVIC[3], Nikola NAUMOVSKI[1]

ABSTRACT

Huge percent of the buildings in R.N. Macedonia are designed and built in the past, not taking into account the impact of earthquake. These structures are usually constructed of brittle materials, with high rigidity which limits the possibilities for ductile behavior. In the present time often these buildings are predisposed to some kind of strengthening and their actual state should be determined. Due to the relatively easy procedure allowing fully operational conditions, ambient vibration testing has become the main experimental method available for assessing the actual dynamic properties and dynamic behaviour of full-scale structures. In this paper presented are methodology and results from experimental definition of dynamic properties of an irregular masonry building in Bitola, Republic of N. Macedonia. Measurements were performed in both orthogonal directions using PCB Piezotronics accelerometers, National Instruments data acquisition system and personal computer. The acquired data were further processed and analyzed by ARTeMIS Modal software using the Enhanced Frequency Domain Decomposition and the Peak Picking technique. The natural frequencies as well as the shapes of vibration were clearly expressed representing very good and comprehensive base for verification of the numerical model of the structure using Radimpex Tower Software and further evaluation of their seismic behaviour and stability of this masonry structure. After the seismic stability of the structure was determined, a project for strengthening of the building was made by the Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology.

Keywords: ambient vibrations; natural frequencies; mode shapes; dynamic characteristics

[1] MSc, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, North Macedonia, angela@iziis.ukim.edu.mk; filipmanojlovski@iziis.ukim.edu.mk; antonio@iziis.ukim.edu.mk
[2] Professor, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, North Macedonia, lidija@iziis.ukim.edu.mk;
[3] Assist. Prof., Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, North Macedonia, saska@iziis.ukim.edu.mk;

1. INTRODUCTION

The seismic response of new and existing structures mostly depends on the dynamic properties of the structural system of the building and the input properties of the ground acceleration time history. Taking into consideration that ground shaking is natural phenomena and its properties could not be controlled, in order to calculate the response of the structure and its capacity to resist seismic forces, the fundamental frequency, mode shapes and damping remain the essential input parameters that one must have. Ambient vibration experimental "in situ" testing methods have very wide range of application in the definition of the actual state of the structure in respect to its dynamic properties. The ambient vibration testing methodology is based on ambiental excitation such as wind or traffic. Sensitive accelerometers are used for measuring the produced vibrations which are of a random type, consisting of frequencies in a range sufficient to excite several modes of structural vibration. The advantages of this method are the light and simple equipment as well as the non-destructive procedure involving a minimum interference with the normal use of the structure. Furthermore, the implementation of Enhanced Frequency Domain Decomposition (EFDD) and the Peak Picking technique permits relatively easy and convenient identification method [2],[3],[4].

The structure under investigation was existing irregular framed masonry building. The specific L-shaped basis required significant number measuring points on the three levels, ground, first floor and roof.

2. DESCRIPTION OF THE STRUCTURE

The structure under investigation is a prison located in Bitola, N. Macedonia (figure 1) that is going to be reconstructed in a later stage. Hence the first step needed for its analysis was determination of dynamic characteristics. The building is a framed masonry structure consisting of ground and first floor with height of 3.40 m and 3.50 m, respectively. The L-shaped base has two similar perpendicular rectangular wings with dimensions 27.0 m x 12.3 m and 41.6 m x 10.1 m. Presented in figure 2 is the typical floor plan and a cross section. The wings are not separated and behave as one whole structure. The bearing walls are composed of stones in the ground level and clay bricks in the first floor laid in certain fashion, whereas the interstory slabs are built as cassette reinforced concrete system. On the peripheral walls, beams are constructed on the first and roof floor.



Fig. 1. Photograph of the tested building

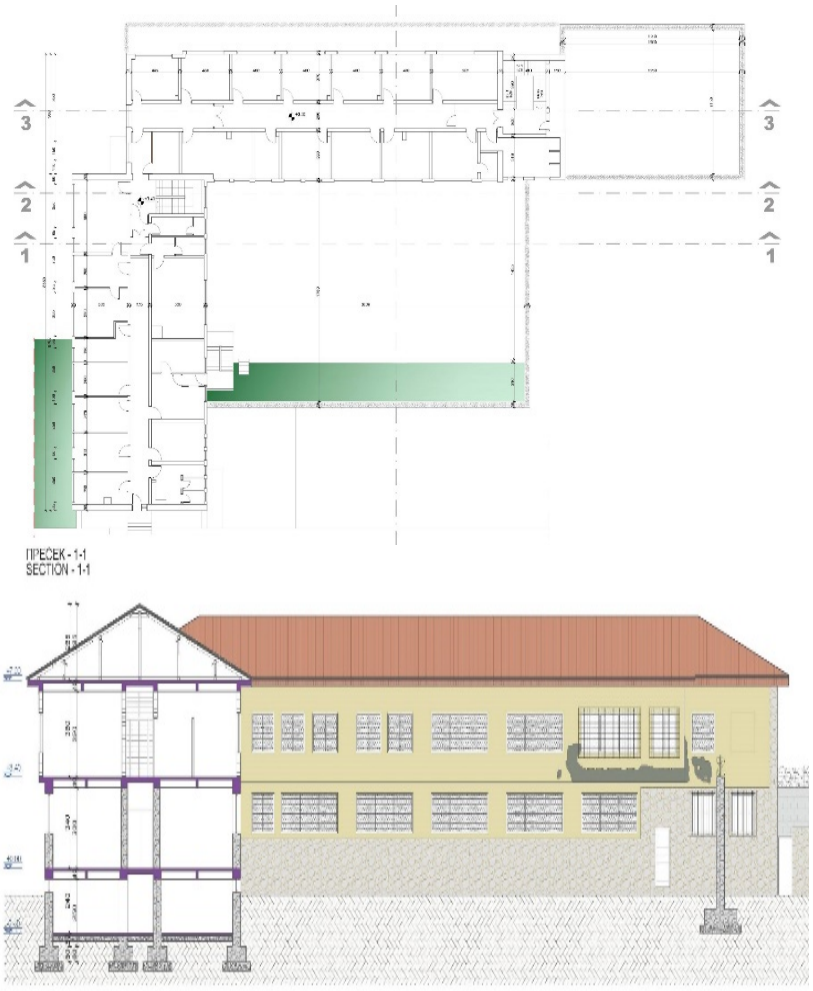


Fig. 2. Plan of the first floor and cross section 1

3. TESTING PROCEDURE AND USED EQUIPMENT

3.1. Ambient Vibration Testing Method

The ambient vibration testing procedure consists of real time recording of vibrations and processing of records in time and frequency domain. The initial test is the dynamic calibration test after which the accelerometers are placed at different levels and different points of the structure, but in the same direction, for simultaneous recording. This is necessary for obtaining the mode shapes of vibration. One point is chosen as a referent one, usually at the highest reachable level of the structure [3].

3.2. Equipment Used for the measurements

For measuring the ambient vibrations of the building, 6 accelerometers and data acquisition system with 3 modules were used. The amplified and filtered signals from the accelerometers were collected by a high-speed data acquisition system, which transforms the analogue signals into digital. PC and special software for on-line data processing has been used to plot the time history and Fourier amplitude spectra of the response at any recorded point.

4. TEST SET-UP

The testing started with the dynamic calibration test, in which all the sensors (accelerometers) were placed in the same position and in the same direction. The resonance frequencies of the structure can be preliminarily determined using this test, but the final determination of the own frequencies is possible after obtaining the mode shapes of vibration.

After the calibration test, accelerometers were placed at previously-defined measuring points at all available levels. The disposition of the measuring points was conceived in a way to get as many as significant and valid experimental results required to determine the dynamic characteristics of the structure. More in detail, accelerometers were placed on total of 51 points, 17 per one level in both transverse and longitudinal direction. The disposition of measuring points is shown on figures 3 and 4. Two sets of perpendicular paired accelerometers were used to measure the accelerations on selected points whereas one set was placed on the top level during all measurements as a referent point. All measurements, total of 28 tests were recorded as an acceleration time history with length of 100 sec and sampling frequency of 2000Hz [1]. For post-processing and analysis of the recorded vibrations at all measured points, the ARTeMIS software was used. This software is based on the Peak Picking technique and Frequency Domain decomposition and has the possibilities for good graphical presentation of the obtained data and simulations of the mode shapes of vibration. Three dimensional presentation of the measured points and modelled geometry in ARTeMIS software is given in figure 4.

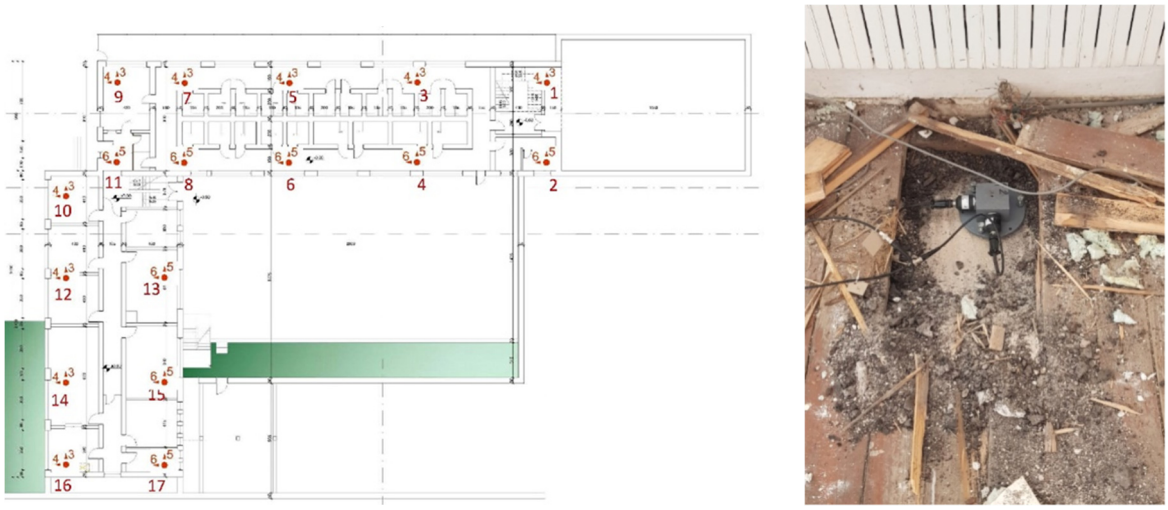


Fig. 3. Position of the accelerometers on second floor

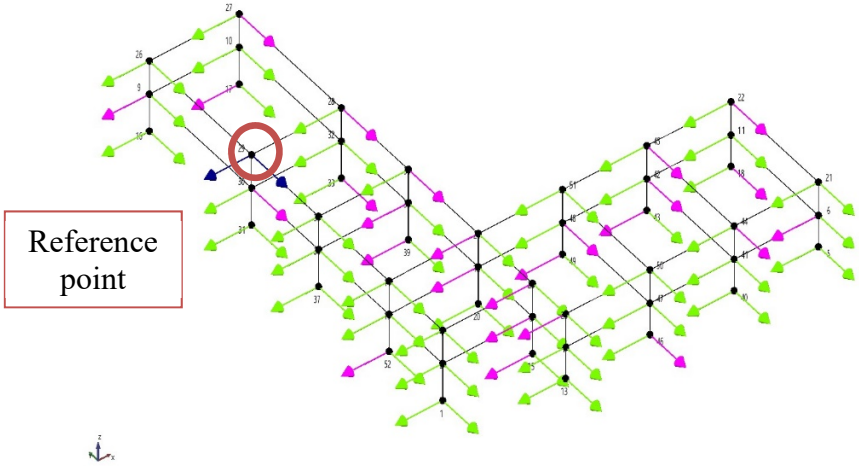


Fig. 4. Test set-up – all measured points including the reference one

5. EXPERIMENTAL RESULTS

Presented in figure 5 is the peak picking of the dominant frequencies from the estimated decomposed spectral densities singular values. The values are given in table 1, hence the dominant frequencies in X and Y direction and torsion are 7.1, 8.5 and 9.7 Hz respectively. The dominant frequencies are in the range of expected values compared to similar types of structures. The mode shapes confirmed the expectation where the long wing vibrating in the first mode shape has the lower frequency compared to

the shorter wing having higher eigen frequency due to stiffness characteristics. The figure 6 shows the mode shapes of estimated dominant frequencies.

Table 1: Dominant frequencies for the structure

Frequency [Hz]	Mode
7.1	First mode – X direction
8.5	First mode – Y direction
9.7	Torsion
11.1	Second mode longitudinal – X direction

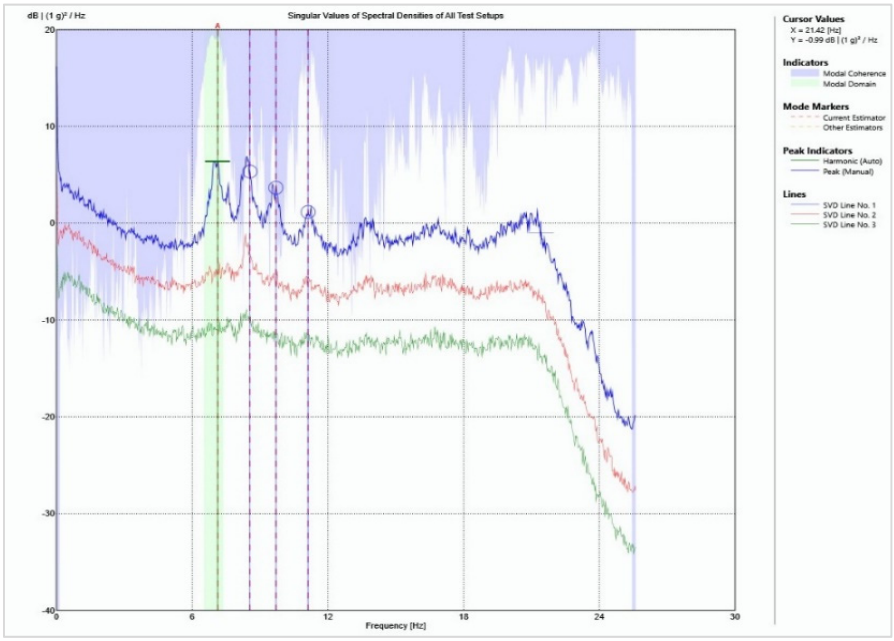
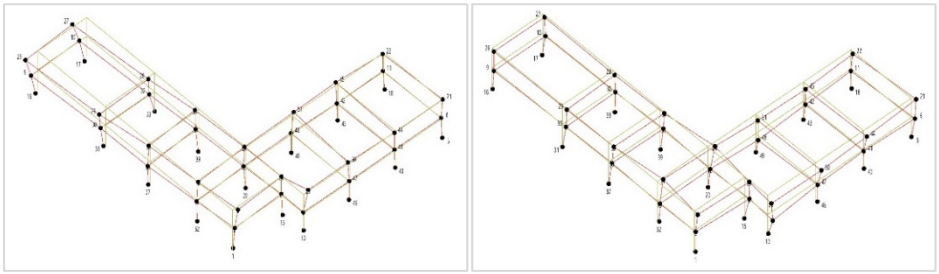
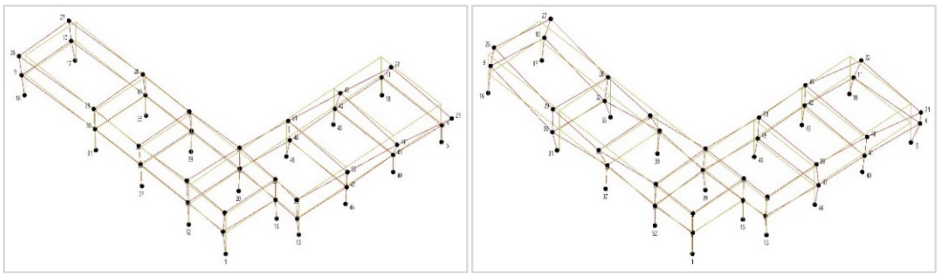


Figure 5. Spectral density curves and Peak Picking of dominant frequencies for the structure



First mode – X direction (7.1Hz) First mode – Y direction (8.5Hz)



Torsion (9.7Hz); Second mode longitudinal – X direction (11.1Hz)

Figure 6. Mode shapes of vibration

All results lead to conclusion that the structure behaves regularly and in the frequency range of interest the mode shapes are continuous. The results are valuable for the further analytical investigations and determination of seismic capacity of the measured building. Calibrating a mathematical model with the measured values of the natural frequencies of the building as input parameters leads to determination of the current condition of the building related to its dynamic characteristics.

6. CONCLUSION

This paper presents the results of the experimental tests for determination of the dynamic properties of an existing masonry building of the prison in Bitola applying ambient vibration testing method. The analyzes are performed in a frequency range from 0.5-25Hz which is a range of interest for this type of structures. After processing the experimentally obtained results, the following conclusions were reached:

- The dominant natural frequencies of vibration of the structure in first mode shape, in longitudinal direction (x-direction) and in transverse direction are 7.1 Hz and 8.5 Hz, respectively;
- The dominant natural frequency of vibration of the structure in torsion is 9.7 Hz;
- The frequencies of the structure are well expressed, with a continuous form of vibration in the corresponding directions.

REFERENCES

[1] L. Krstevska, F. Manojlovski, A. Poposka, A Shoklarovski, N. Naumovski, "Determination of the dynamic characteristics of the prison bulding in Bitola by ambient vibration method", Report IZIIS 2019-24

[2] L. Krstevska, M. Kustura, and L. A. Tashkov, “Experimental in-Situ Testing of Reconsructed Old Bridge in Mostar” 14 th World Conf. Earthq. Eng. Innov. Pract. Saf., pp. 0–7, 2008.

[3] M. D. A. Hasan, Z. A. B. Ahmad, M. S. Leong, and L. M. Hee, “Enhanced frequency domain decomposition algorithm: A review of a recent development for unbiased damping ratio estimates” J. Vibroengineering, vol. 20, no. 5, pp. 1919–1936, 2018.

[4] S. S. Ivanovic, M. D. Trifunac, and M. I. Todorovska, “Ambient Vibration Tests of Structure-A Review” Journal of earthquake Tecknology, vol. 37, no. 4. pp. 165–197, 2000.

[5] Structural Vibration Solutions, User Manual SVS

[6] J. S. Bendat and A. G. Piersol, Random data. 2010.

[7] R. Brincker, L. Zhang, and P. Andersen, “Modal Identification from Ambient Responses using Frequency Domain Decomposition” 18o Int.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

MT - 28

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

ASSESSMENT AND REPAIR OF EXTERIOR FACADES

Predrag POPOVIC[1], Dunja VLA[2]

ABSTRACT

Claddings on modern multi-story buildings usually include a combination of various materials. They include aluminum, concrete (cast-in-place, precast walls, panels), glass, masonry, mortar (joints), sealant (joints), steel and stone (granite, limestone, marble). Most of the older building facades were built by with brick masonry, terra cotta, granite and limestone.

Unlike the floor structure of the building which is usually never exposed to its full design live load, cladding on buildings will most likely be exposed to the wind load, rain, and temperature ranges for which they were designed. Consequently, the cladding on a multi-story building has a greater potential to fail if it is not properly designed or constructed to meet design conditions.

Common problems in exterior facades include water infiltration, lack of proper details to accommodate volumetric changes of the façade materials and to accommodate differential movement between facade elements and the building structural system, improperly designed or built connections, deterioration of anchors and connections, material flaws and durability, and use of thinner than traditional wall systems.

Safety issues during the assessment and repairs are briefly described. Methods and examples of repairs for brick masonry, granite, limestone and concrete facades are presented. Examples of retrofit of the precast concrete facade panel connections and recladding of building facades are shown.

Keywords: *Exterior Facades; Facade Panels; Granite; Limestone; Brick; Concrete*

[1] Senior Principal and Vice President, Wiss, Janney, Elstner Associates, Inc., Northbrook, IL, USA, ppopovic@wje.com
[2] Senior Associate, Wiss, Janney, Elstner Associates, Inc., Northbrook, IL, USA, dvla@wje.com

1. INTRODUCTION

Common problems in exterior facades include water leakage, condensation at the interior of the building, cracking, displacement, fracturing, bowing and/or dislocation of facade elements.

Claddings on modern multi-story buildings usually include a combination of various materials. They include aluminum, concrete (cast-in-place, precast walls, panels), glass, masonry, mortar (joints), sealant (joints), steel and stone (granite, limestone, marble). Most of the older building facades were built by with brick masonry, terra cotta, granite and limestone. Unlike the floor structure of the building which is usually never exposed to its full design live load, cladding on buildings will most likely be exposed to the wind load, rain, and temperature ranges for which they were designed. Consequently, the cladding on a multi-story building has a greater potential to fail if it is not properly designed or constructed to meet design conditions.

The major causes of problems and failures in exterior facades include:

- Inadequate provisions for prevention of water leakage into the interior of the building
- Lack of proper details to accommodate volumetric changes of the facade materials
- Lack of proper details to accommodate differential movement between the facade and the building structure
- Improper connections and improper construction methods
- Material flaws and durability
- Use of thinner than traditional wall systems

Sometimes, corrosion of metal elements embedded in the cladding system can present a problem. Several examples of facade problems are shown in Figs. 1 through 4.



Fig. 1 - Moisture expansion of brick



Fig. 2 - Collapse of brick veneer

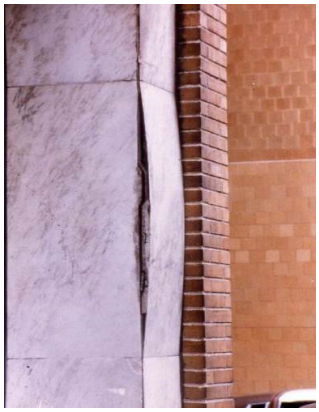


Fig. 3 - Bowed marble panel due to confined permanent expansion



Fig. 4 - Crack in brick masonry caused by excessive deflection of floor structure

2. SAFETY ISSUES IN FAÇADE REPAIRS

During the assessment of conditions and repair of exterior facades, access and personal safety were major issues. To access the facade, there is a need to install a suspended scaffold system which needs to be properly supported at the top of the building (Figs. 5 and 6). In addition to the support, the scaffold needs to be tied to a different point at the building in case of failure of the supports. Special safety requirements exist for personal safety which includes a personal safety harness which is tied to a safety line tied to a different pont at the building than the lines for the scaffold (Fig. 7).

In the course of the investigation and repair, additional safety issues can arise. They can include finding cracks or expensive spalls that indicate structural distress in elements of the facade. That may require installing shoring before proceeding with a repair program (Fig. 8).



Fig. 5 - Suspended scaffolds on the side of the building



Fig. 6 - Supports for suspended scaffold



Fig. 7 - Personal harness and safety line



Fig. 8 - Severely deteriorated balcony requires shoring

3. BRICK MASONRY CLADDING

Brick masonry cladding is usually installed over the building's concrete and steel framing with common brick masonry backing. Corrodible metal shelf angles and window and door steel lintels were used as a support for brick cladding. Moisture intrusion behind the brick masonry cladding have caused the corrosion of steel shelf and lintel angles. Cracking, spalling of brick masonry, as well as bowing out of sections brick clad walls above window openings and at parapet walls were common distress due to corrosion of embedded steel.

Staining in a form of efflorescence, atmospheric deposits, staining from various causes, and other contaminants are often present at the exterior walls, and façade cleaning is usually part of the restoration project in order to improve the appearance of the building.

3.1. Types of Distress in Brick Masonry Cladding

The most common distress observed at the exterior walls clad with brick masonry consists of deteriorated mortar joints; spalled brick and bowed out wall sections due to corrosion of embedded steel shelf angles and steel window and door lintels (Fig. 9); cracks observed at building corners, and sections of walls that cannot accommodate movements; displaced wall sections due to inadequate or missing

anchorage to the backing wall; deteriorated sealant in expansion joints; soiled walls; freeze-thaw damaged brick and deteriorated bricks due to applied unbreathable paint coatings over them.

In most of the cases during the investigation work, it is challenging to determine the condition of the embedded steel angles. The best practice would be to make exploratory openings during that time. The openings should be made in several distressed areas to determine the extent and severity of deterioration. This will ultimately determine the repair approach.



Fig. 9 - Distressed section of brick masonry wall before and after removal of brick to expose embedded steel lintel

3.2. Types of Repairs in Brick Masonry Cladding

Repointing of mortar joints: includes grinding out deteriorated or cracked mortar joints, and installation of new mortar in order to prevent water infiltration into the building (Fig. 10); replacement of damaged brick with new; installation of repair anchors to stabilize/secure the movement of displaced section of the brick wall; and repair/replacement of shelf angle/lintel includes removal of brick above the shelf angle/lintel as needed to expose the corroded portion of the embedded steel and repair/replace it based on percentage of section loss (Fig. 11).

Additional type of repairs include resealing / repointing of crack; creating a new expansion joint; as repaired facade may also be cleaned. The type of cleaning solution to be used will depend on condition of brick, level of soil, efflorescence staining, atmospheric deposits, and other contaminants.



Fig. 10 - Repointed mortar joints, rebuilt brick masonry above window openings and cleaned brick masonry



Fig. 11 - Repaired steel lintel with installed flashing over it

4. STONE MASONRY CLADDING

Stone masonry cladding is usually installed over the building concrete and steel framing. The limestone cladding was typically 10 cm (4 in.) thick and was supported or attached to a backing wall with corrodible angles and straps. The limestone pieces above the window openings are supported by steel angles. No flashing was installed over the steel window lintels typically. Granite panels 3 cm (1.2 in.) thick were supported with non-corrodible angles and brackets.

Moisture intrusion behind the limestone cladding caused the corrosion of concealed corrodible metal

straps, dowels and shelf angles. Cracking, spalling, and displacement of limestone panels were typical forms of distress observed. Displacement of granite panels was found to be typical distress due to the inability of connections to accommodate movement of the panels, and failed epoxy adhesives. Sealant between granite panels was generally deteriorated.

4.1 Type of Distress in Limestone Cladding

Distress observed at the exterior limestone walls (Figs. 12 and 13) consist of deteriorated mortar joints between limestone panels; spalled limestone due to corrosion of embedded strap anchors; spalled limestone due to corrosion of embedded shelf angles; cracks observed along the building corners; displaced wall sections with spalled limestone.

At locations of displaced and cracked limestone panels steel lintels, dowels and straps behind them were severely corroded. The expansion of corrosion build-up creates large expansion forces causing pressure on adjacent stone, which caused displacement and cracking of the limestone blocks at their back portion. Typical observed distress is shown in Fig. 14.

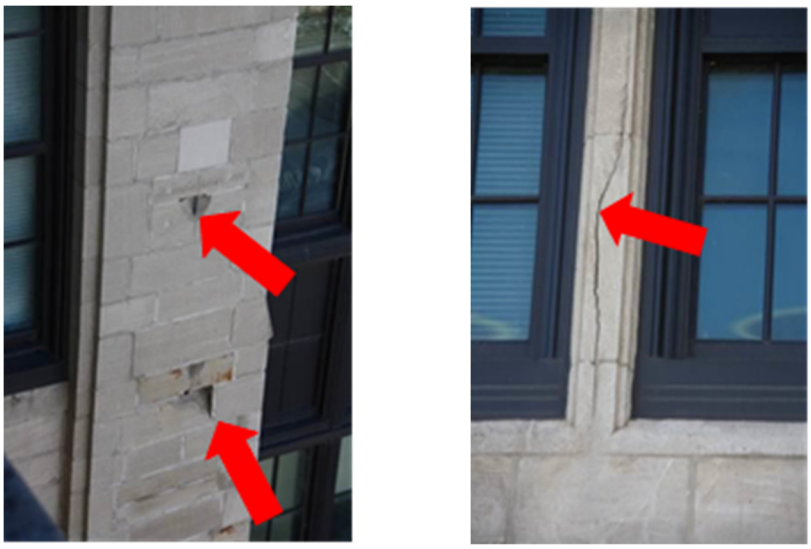


Fig. 12 - Spalled and cracked limestone due to corrosion of embedded steel strap anchors and dowels



Fig. 13 - Cracked and spalled window mullions and rosettes



Fig. 14 - Severely corroded steel shelf angle and cracked and spalled limestone block due to corrosion

4.2 Types of Distress at Granite Cladding

Displacement of granite panels was found to be typical distress due to the inability of connections to accommodate movement of the panels, and failed epoxy adhesives. At those instances connections installed to support granite panels were inadequate and different from designed (Fig. 15). Instead of using metal clips at the bottom and top of the panels to provide for gravity and lateral support, panels were connected with wires glued with epoxy adhesive to the back of the panels and attached with anchors to the backing wall.

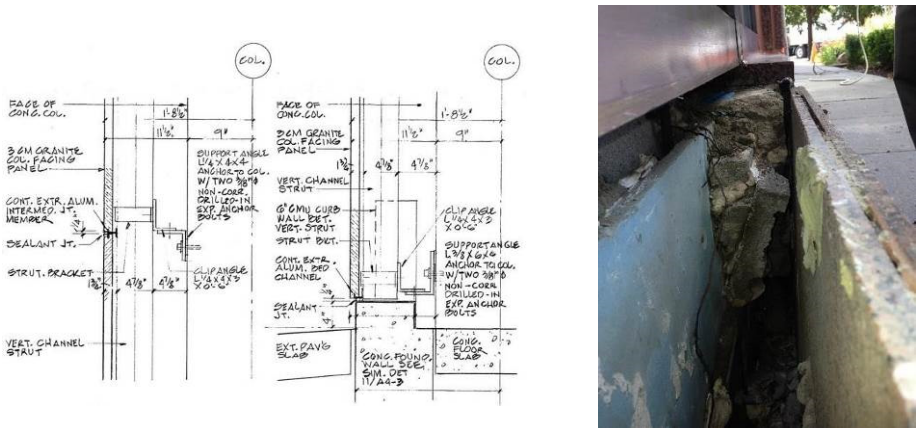


Fig. 15 - Details of designed connections and as-built connections for granite panels are completely different

In case where epoxy was used as an attachment adhesive, is was discovered that granite inserts embedded into granite panels were debonded from the backing material, as shown in Figs. 16 and 17.



Fig. 16 - Granite inserts attached with epoxy adhesive that has failed

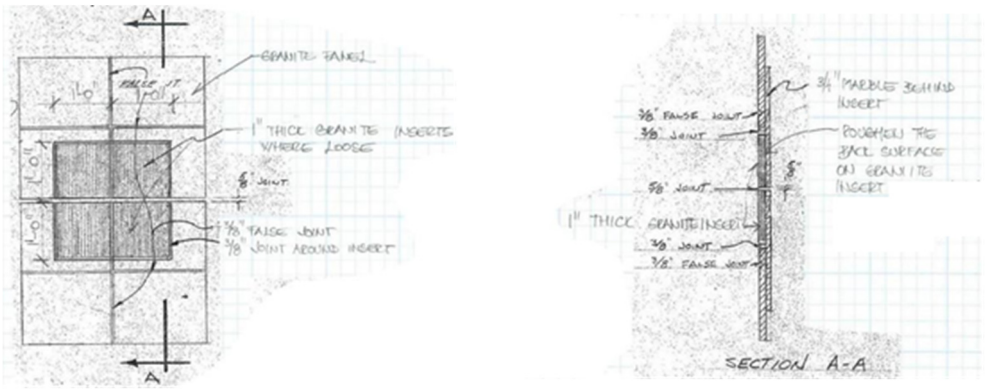


Fig. 17 - As-built conditions are different than designed

4.3 Types of Repairs for Stone Cladding

Repointing of mortar joints: includes grinding out deteriorated or cracked mortar joints and installation of new mortar; patching of spalled limestone with a hand-placed mortar patch, as shown in Fig. 18.

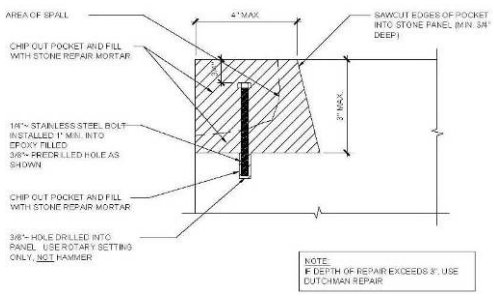


Fig. 18 - Limestone patch

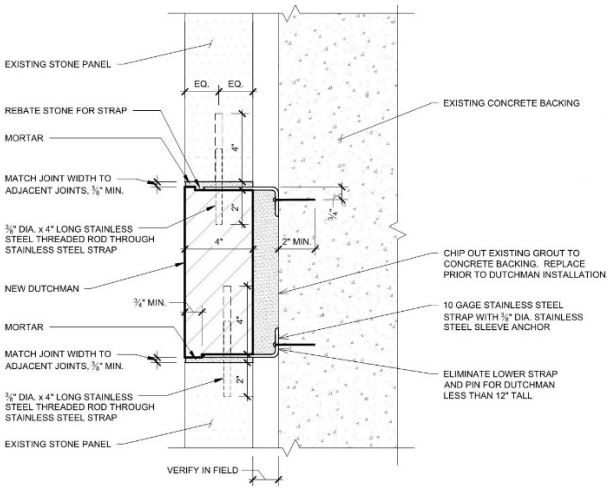


Fig. 19 - Dutchman limestone repair

Dutchman repair includes removal of sections of deteriorated or damaged limestone and repairing the removed area with limestone dutchman held in place with strap anchors and/or stainless steel pins, as shown in Fig. 19.

Repair option also included replacement of damaged limestone with new; installation of repair anchor to stabilize/secure the movement of displaced stones; repair of shelf angle/lintel. Based on the percentage of section loss it is determined is shelf angle/steel lintel would be repaired or replaced; installation of flashing with a drip edge over steel lintels (Fig. 20).



Fig. 20 - Repair of steel shelf angle/window lintel

Other repairs included replacement of deteriorated sealant in joints between stone panels; replacement of inadequate connections at granite panels included installation of new stainless steel angles anchored into the backing wall and reattaching granite panels to them; and reattaching of granite inserts using epoxy adhesives included removal of existing failed adhesives and backing material and installation of new

5. PRECAST CONCRETE PANELS AND THEIR CONNECTIONS

The controlled manufacturing environment allows the facade panels to meet exacting tolerances for dimensions and anchorage placement that are generally not attainable in the structural frame to which they are being attached. Consequently, the facade panel connections must allow not only for structural load transfer, creep, shrinkage and thermal movement of the facade elements and the structural frame, but also for field variation in connection location and alignment. The installers of the panels often try to overcome these alignment difficulties by adding supplemental shims or by field welding or bolting supplemental connection plates to make up for poorly matched connectors. However, these field installed connectors do not perform well because the field installers do not fully understand the design and implications of varying the connection.



Fig. 21 - Failure of facade panel connection

The most often observed cause of exterior facade panel failures was the improper construction of panel connections to the building frame. Construction deficiencies included using the originally designed connections for connecting the panel to the building frame even though the frame connections were not located at the intended elevation and location; improper placement of the connection plates, bolts or welds; misalignment of panel; using erection shims and bolts as permanent connection; and welding connection plates when they were intended to be bolted to allow for volume changes. Most of these problems could have been easily and inexpensively solved if the erector, after realizing that the connections did not fit the as-built frame, would have alerted the design engineer or had his own engineer modify the connections with due consideration to the forces and the actual dimensions involved.



Fig. 22 - Inadequate bearing of facade panels

The design deficiencies in the exterior facade panel connections involve the lack of adjustable connections that may be required for panel erection even for a building frame and facade panels built to the design tolerances, not providing for volume changes in the panels and building frame (welding both ends of a long panel, for example), and not considering the full extent of eccentricities in the connection plates and bolts.



Fig. 23 - Typical gravity load

connection repair

The retrofit design for typical gravity connection included welding fairly thin steel plates on each side of the haunch flange and to the steel bearing plate, as shown in Fig. 23. This connection provided transfer of gravity load, restrained out-of-plane movement of the panel, and allowed for the volume change movements along the length of the panel through flexibility of thin steel plates. The interesting aspect of this repair project was that the repairs had to be performed without interruption of the hospital operations. Up to three patient rooms were emptied each day, the inspection openings were cut in the wall finishes to expose and inspect the as-built connections, the connection repair was designed based on the condition found, and the repair contractor performed required retrofit.

Another example of improperly built connections were the supports for 10 m high facade panels of a four-story police/jail facility. These very heavy panels had the type of the panel built as a haunch which rested on the roof slab of the building. Unfortunately, all the panels were rigidly connected to each other by steel connection plats welded to adjacent supports. This prevented normal volume change movements and caused all panels to crack at and around their bearing supports (Fig. 24). The repair included attaching supplemental steel brackets to the panels away from the original supports and transferring through them the weight of the panels to the roof (Fig. 25).



Fig. 24 - Cracking of panel bearing



Fig. 25 - Connection retrofit with steel bracket

6. CONCRETE FACADE

Inadequate concrete cover over the reinforcing bars can result in moisture from the rain penetrating to the steel rebars which will begin to corrode. Expansion forces of the corrosion by-product (rust) will result in cracking and spalling of concrete (Fig. 26). Standard concrete repair techniques include chipping deteriorated concrete around corroded rebar, sandblasting rebar and concrete surfaces, epoxy painting the rebar and pouring or hand applying concrete patches. It is recommended to install stainless steel wire anchored in the concrete substrate to help hold the patch in place if the bond between the substrate and patch weakens (Fig. 27). Similar repairs are used for exposed slab edges.

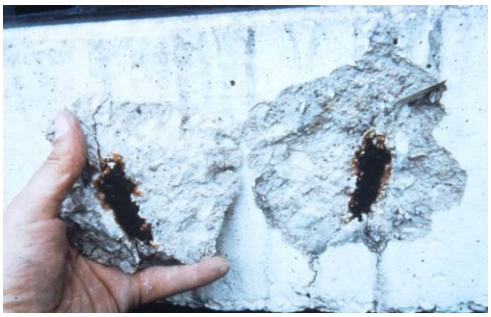
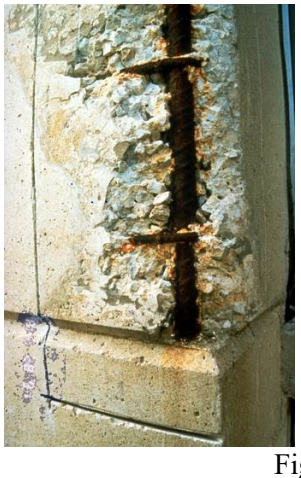




Fig. 26 - Spalling and cracking of the concrete facade

Concrete balcony slabs usually have additional deterioration due to the presence of steel railing posts embedded in the concrete slab. The deterioration of balcony slabs is accelerated if there is carpet present on the balcony (Fig. 28). Painting the repaired facade with a breathable acrylic paint will improve the appearance and durability of the repair.



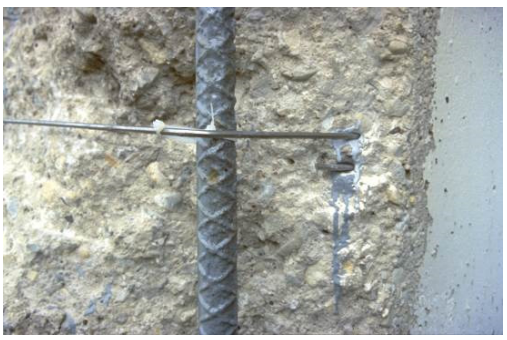


Fig. 27 - Facade patch repair




Fig. 28 - Deterioration of concrete balcony

7. RECLADDING OF FACADES

In the latter part of the last century, new, thinner facade systems were developed. They included thin composite panel systems where traditional materials like marble or limestone were reinforced to make them thinner. Also, traditional materials were used thinner than before. Using a rational design, the thickness of the non-load bearing wall was reduced down to 4-10 cm.

Currently, in order to reduce the weight and cost of the exterior façade veneer, the thickness of the veneer systems has been reduced down to 2.5 cm. and non-load bearing walls to 4 cm. A reduction of the thickness of the exterior façade cladding resulted in some new problems. In some instances, composite panel systems experienced failures due to unexpected interaction of different materials. Connections of thinner marble and granite façade panels to the structural system of the building had smaller safety factors and cracks were occurring in the stone at locations of the connections.



Fig. 29 - Outward bowing of thin brick bonded to cement board



Fig. 30. Bowing of new marble panels on Finlandia Hall, 2005

As the facades with thin marble panels were beginning to age, bowing of the panels as shown in Fig. 32, and failure of their connections were observed. Loss of flexural strength due to exposure to heat from the weather became evident. While this loss of strength was not affecting the performance of the thicker marble panels in the past, now with thin marble panels it became a major factor in their performance. It also became evident that details and connections for the panels that worked well in the past with thicker panels needed to be revised to accommodate the behavior of the thinner stone panels.

These conditions required removal of the existing cladding, and the design and installation of the completely new different façade system. The new system and connections should be tested with mock-ups before proceeding with the project. Fig. 31 shows recladding of the tallest marble clad building in the world.

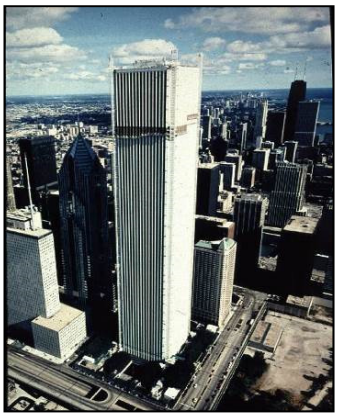


Fig. 31 - Recladding of the 82-story tall marble clad Amoco building



Fig. 32 - Bowing of panels

8. CONCLUSIONS AND ACKNOWLEDGEMENTS

The common causes of failures of exterior facades on multi-story buildings are: lack of provisions to prevent water leakage into the interior of the building, lack of proper details to accommodate volumetric changes of the façade materials and to accommodate differential movement between the façade and the building structure. Improperly designed or built connections, and use of thinner than traditional wall systems. Guidance on how to repair these conditions is presented.

The case histories of structures described here were investigated by architects and engineers from the author's firm and their contribution is gratefully acknowledged.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

MT - 29

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

СНИМАЊЕ НА СОСТОЈБА, ЛАБОРАТОРИСКИ ИСПИТУВАЊА И САНАЦИОНО РЕШЕНИЕ ЗА ИНЕКЦИОНАТА ГАЛЕРИЈА НА БРАНА ГЛОБОЧИЦА

Гоце ПРАНГОВСКИ[1], Горан ЃОШЕВСКИ [2] , Ѓорѓи ГОШЕВ [3]

АПСТРАКТ

Во склоп на проектната задача за изработка на Основен проект за санација на инекционата галерија на браната Глобочица, предвидено е утврдување на состојбата во која се наоѓа инекционата галерија од браната, како и изработка на Основен проект за санација на истата. Потребата од ваков тип на интервенција од страна на Инвеститорот доаѓа како резултат на појавата на протекување на вода од фугите на галеријата и на други делови од истата, како и појава на сегрегација на постоечките бетонски површини. За таа цел Градежниот Институт Македонија, А.Д. Скопје беше ангажиран за извршување на лабораториски испитувања, снимање на постоечката состојба и подготовка на санационо решение за инекционата галерија на браната Глобочица. Согласно резултатите од извршените лабораториски испитувања со деструктивна и недеструктивна метода на бетонот во конструктивниот систем на инекционата галерија, може да се констатира дека јакосните карактеристики на вградениот бетон ги задоволуваат проектните барања за постигнување на квалитет МБ 22 (МБ 220, согласно постари прописи) што соодветсвува на марка бетон МБ 20, согласно прописите на сегашната постоечка регулатива. Генерално, настанатите оштетувања на бетонската облога не се последица од намалена носивост и стабилност на конструктивниот систем на објектот, туку причина за нивната појава се пробивите на вода од надворешната страна на истиот. Констатирани типови на оштетувања и тоа: пробиви на вода низ подната плоча во средната галерија, плитки површински сегрегации на бетонските површини, точкасти продори на вода и мали хоризонтални пукнатини со траги од седимент како последица од карбонизацијата на бетонот и попречни пукнатини кои се простираат скоро по целата должина по ѕидовите и калотата од попречните пресеци од бетонскиот цевковод, ќе бидат санирани согласно санационите решенија за секој тип на оштетување поодделно.

Клучни зборови: *брана, бетон, санација, инекциона галерија, лабораториски испитувања.*

[1] Заменик Директор во завод Лабораторија, Г.И. Македонија А.Д. Скопје ул.Дрезденска бр.52, goce.prangovski@gim.mk
[2] Одговорен Инженер во Завод Лабораторија, Г.И. Македонија А.Д. Скопје ул.Дрезденска бр.52, goran.gjosevski@gim.com.mk
[3] Директор во Завод Лабораторија, Г.И. Македонија А.Д. Скопје ул.Дрезденска бр.52, gorgi.gosev@gim.mk

1. ВОВЕД

Браната Глобочица претставува насипна брана изградена во шеесетите години на минатиот век и од тогаш истата е во континуирана употреба. Во периодот на нејзиното експлоатационо работење извршени се соодветни интервенции како на телото на браната така и на инекционата завеса.

Во склоп на проектната задача за изработка на Основен проект за рехабилитација на инекционата галерија на браната Глобочица, предвидено е утврдување на состојбата во која се наоѓа инекционата галерија од браната, како и изработка на Основен проект за санација на истата. Со цел утврдувањето на состојбата на инекционата галерија беше подготвена програма за работа, и тоа:

- Детално "снимање" на постоечката состојба на објектот и евиденција на настанати оштетувања на конструктивните системи од инекционата галерија, типот и обемот на оштетувања и локации на истите.
- Утврдување на квалитетот на вграденият бетон во конструктивниот систем на инекционата галерија со деструктивна метода: обележување, вадење, обработка и испитување на бетонските јадра согласно стандардот МКС У.М1.048.
- Утврдување на квалитетот на вграденият бетон во конструктивниот систем на инекционата галерија со недеструктивна метода: обележување и испитување со склерометар согласно стандардот МКС У.М1.041.
- Ултразвучно прозрачување на пукнатини на одделни делови на бетонската облога согласно стандардот ASTM D 2845.



Сл. 1. Фотографија од брана Глобочица и Глобочичко езеро

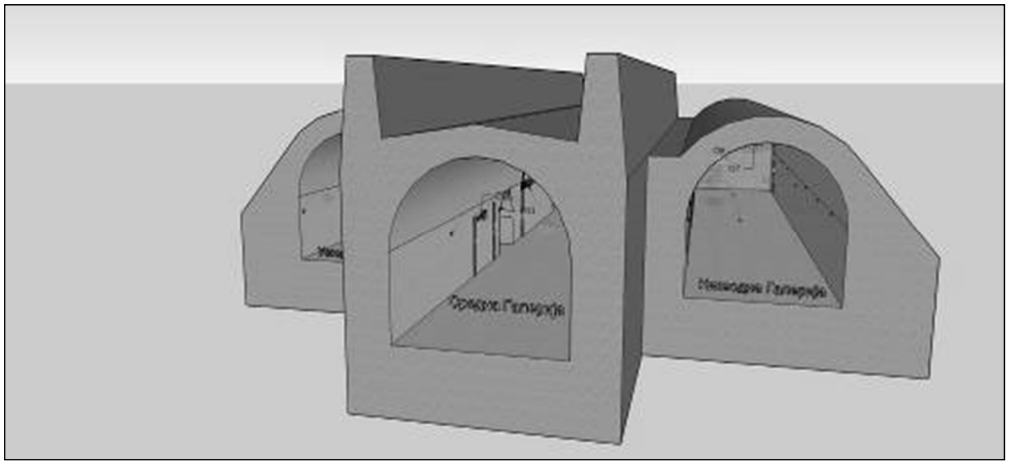
При извршената теренска посета на браната Глобочица, Струга претходно подготвената програма за работа беше во целост исполнета.

2. ОСНОВНИ ПОДАТОЦИ ЗА ОБЈЕКТОТ

2.1. Опис на конструкцијата

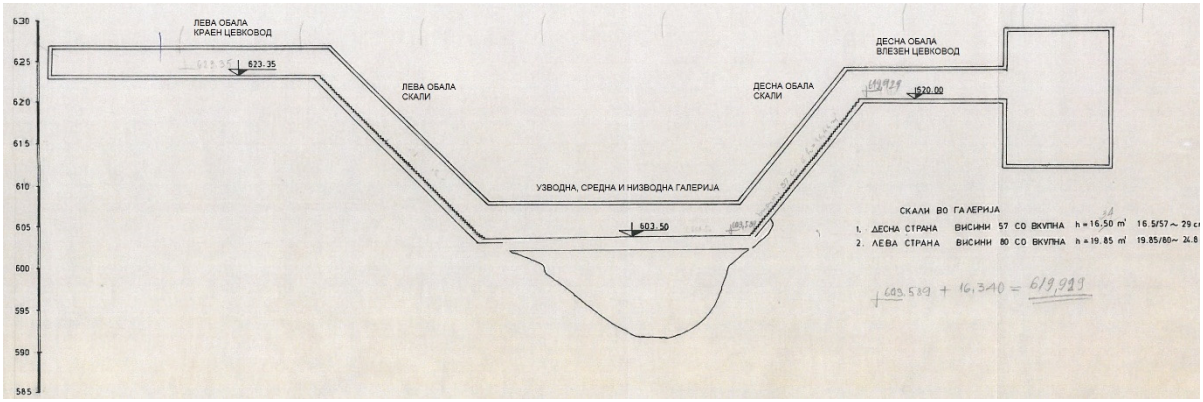
Објектот, инекциона галерија е бетонска цеваста конструкција и се наоѓа во централниот дел на насипаната брана на длабочина, односно кота 603,50 m (согласно податоците од доставениот надолжен профил на браната). На овој дел има три галерии и тоа средна со должина од 26,75 m, узводна со должина од 21,70 m, и низводна со должина од 23,20 m. Во попречен пресек трите галерии поставени се на исто ниво и се споени (прилепени) една до друга. Комуникацијата помеѓу галериите се извршува преку три прелази со висина 1,80 m и ширина 1,80 m. Трите галерии се со ист отвор во попречен пресек, со ширина од 3,72 m, и висина (кај калота) од 3,70

m. Темелните плочи се со дебелина 1,50 m, а средните ѕидови (на средна галерија и прилепените од узводна и низводна галерија) се со ширина од 1,0 m. Димензијата на крајните ѕидови е поголема и изнесува 1,35 m. Дебелината на калотата изнесува 0,6 m.



Сл. 2. 3Д изглед на инекционата галерија

Согласно доставената документација може да се согледа дека кај средната галерија е евидентирано присуство на арматура, додека пак узводната и низводната галерија се неармирани. Средната галерија во правец на лева и десна обала продолжува со коси бетонски цевководи во кои се вградени бетонски скали, кои се искачуваат на ниво (кота) 620,0 m на влезниот цевковод и на ниво (кота) 623,35 m на крајниот цевковод према левата обала. Скалите према десната обала се со должина од 21,0 m, а влезниот цевковод е со должина од 30,0 m. Во правец на левата обала, скалите се со должина од 25,0 m, а должината на крајниот цевковод изнесува 30 m.



Сл. 3. Надолжен профил на инекционата галерија со крајниот и влезниот цевовод

2.2. Снимање на оштетување на бетонската конструкција

При извршената теренска посета на браната Глобочица, се изврши детално “снимање” на постоечката состојба на објектот. Од увидот се регистрирани настанати оштетувања на конструктивните системи од инекционата галерија, типот и обемот на оштетувања и локации на истите. Сите оштетувања се подкрепени со соодветни фотографии. Извршено е и премерување и обележување на галериите со цел изготвување на развиен профил на истите. Постоечката состојба на галериите (објектите) е евидентирана согласно претходно доставената документација, односно разгледувани се трите галерии. Воедно опфатени се пристапните скали од левата и десната обала, како и влезниот и излезниот цевковод од левата и десната обала.



Сл. 4. Изглед на сегрегирано место на бетонска облога кај узводна галерија



Сл. 5. Изглед на пукнатина на бетонска облога кај средна галерија

Оштетувањата на бетонската облога кај објектите опфатени со овај увид беа од двојна природа. Односно оштетувањата на бетонската облога се јавуваат во форма на: сегрегирани гнезда и пукнатини на бетонска облога со појава на седимент.

Појавата на сегрегирани гнезда на бетонската облога е карактеристична за трите галерии (узводна, низводна и средна). Појавата е забележана на повеќе локации со поголеми и помали размери, истите изнесуваат: Узводна галерија -2,0 m²; Низводна галерија - 1,0 m²; Средна галерија - 6,0 m².

Појавата на пукнатини на бетонската облога окарактеризирани со седимент е почеста појава на оштетувања застапена кај сите објекти. Појавата е забележана на повеќе локации во галериите, како и кај цевководите и скалите. Пукнатините се од најразличен размер, и истите изнесуваат: Узводна галерија -1,2 m²; Низводна галерија - 0,9 m²; Средна галерија - 1,7 m²; Скали десна обала - 5,0 m²; Скали лева обала - 6,0 m²; Цевковод лева обала - 10,0 m²; Цевковод десна обала - 5,0 m².



Сл. 6. Изглед на краен цевковод



Сл. 7. Изглед на скали десна обала

3. КВАЛИТЕТ НА ВГРАДЕН БЕТОН

За утврдување на квалитетот на вградениот бетон во конструктивниот систем на инекционата галерија, која го вршеше специјализирана стручна екипа од Градежниот институт "Македонија" А.Д. Скопје, користени се:

- Деструктивна метода: обележување, вадење, обработка и испитување на бетонските јадра на дигитална преса Матест согласно стандардот МКС У.М1.048.
- Недеструктивна метода: обележување и испитување со склерометар тип Матест со сериски број 1Q0638 согласно стандардот МКС У.М1.041.
- Ултразвучно прозрачување на пукнатини на одделни делови на бетонската облога согласно стандардот ASTM D 2845

Лабораториските испитувања се извршени во согласност со препораките во стандардите и со соодветна лабораториска опрема.

3.1. Резултати од испитување на бетонски јадра согласно МКС У.М1.048

По извршениот увид на локација и обележување се предвидени 3 места за испитување на квалитетот на оцврснат бетон на бетонска облога со деструктивна метода – вадење на бетонски јадра од бетонската облога. Јадрата беа обележани, евидентирани и пренесени со цел подготовка за контролно испитување на јакост на притисок.

Табела 1 Табеларен приказ на испитани бетонски јадра од инекционата галерија

Р. број	Обележување	Локација			Јакост на притисок	Фотографија
/	/	Објект	Профил	Делница	[Mpa]	/
1	J1	Низводна галерија	IV	B	26	
2	J2	Средна галерија	I	/	36.5	
3	J3	Узводна галерија	XII	A	29.6	

Согласно добиените резултати од извршените лабораториски испитувања со деструктивна метода на бетонот во конструкција може да се констатира следното:

- По извршениот увид на локација и обележување на објектите беа одредени 3 локации за вадење на бетонски јадра по едно од средната, узводната и низводната галерија.
- Од извршените испитувања на бетонот со деструктивна метода во конструкција со вадење на бетонски јадра согласно стандардот МКС У.М1.048 се констатирани јакосни карактеристики на бетонските јадра кои се движат во границите 26-36,5 Мра.
- Кај бетонските јадра е забележана рамномерна распределеност на крупните зрна како и добра прионливост на цементната паста околу зрната од агрегат.

3.2. Резултати од испитување со склерометар согласно МКС У.М1.041

По извршениот увид на локација и обележување се предвидени 52 места за испитување на квалитетот на оцврснат бетон на бетонска облога со недеструктивна метода – склерометар.



Сл. 8. Склерометарско место бр.1

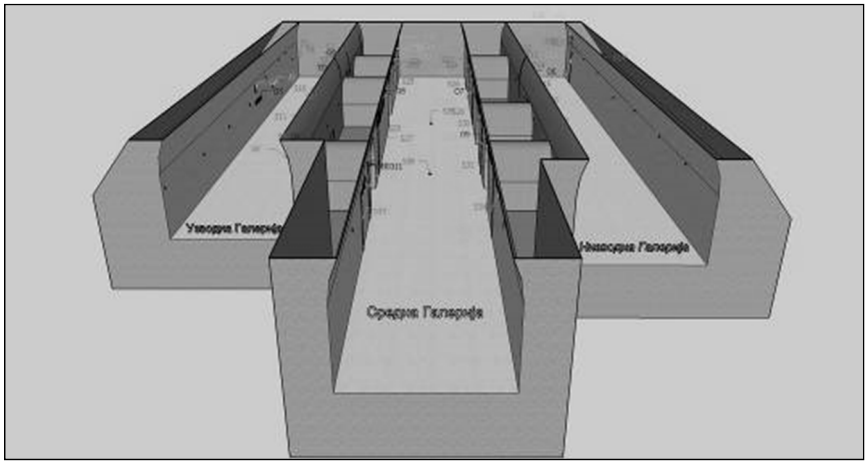


Сл. 9. Склерометарско место бр.26

Согласно добиените резултати од извршените лабораториски испитувања со недеструктивна метода на бетонот во конструкција може да се констатира следното:

- По извршениот увид на локација и обележување на објектите беа одредени 52 склерометарски места за средната, узводната и низводната галерија.
- Од извршените испитувања на бетонот со недеструктивна метода во конструкција со уред склерометар согласно стандардот МКС У.М1.041 се констатирани склерометарските места со јакосни карактеристики кои се движат во границите 18-41 Мра.

Сите лабораториски испитувања извршени во инекционата галерија беа претставени во 3Д приказ со цел подетален увид во квалитетот на вграден бетон во бетонската облога.



Сл. 10. 3Д приказ на извршените лабораториски испитувања на бетонската облога

3.3. Ултразвучно прозрачување на пукнатини на бетонска облога

Методата на ултразвук подразбира употреба на апаратура која емитува ултразвучни импулси и се регистрира времето на нивно патување низ материјата. Со помош на уредот Pundit PL-200 беше извршено ултразвучно прозрачување на одделни делови на бетонската облога кај кои беа забележани пукнатини и кои беа достапни за испитување.

Извршените мерења укажуваат на пукнатини од мал размер односно истите не се продлабочуваат подлабоко по целата бетонска облога. Кај голем дел од пукнатините е забележан и седимент како резултат на контактот на бетонот со воздух и влага, односно настанат е процес на карбонизација.



Сл. 11. Ултразвучно прозрачување на пукнатини на бетонската облога

4. КОМЕНТАР ЗА КВАЛИТЕТОТ НА ВГРАДЕН БЕТОН

Согласно резултатите од извршените лабораториски испитувања со деструктивна и недеструктивна метода на бетонот во конструктивниот систем на инекционата галерија, може да се констатира дека јакосните карактеристики на вградениот бетон ги задоволуваат проектните барања за постигнување на квалитет МБ 22 (МБ 220, согласно постари прописи) што соодветсвува на марка бетон МБ 20, согласно прописите на сегашната постоечка регулатива.

Генерално може да се каже дека настанатите оштетувања на бетонската облога не се последица од намалена носивост и стабилност на конструктивниот систем на објектот, туку причина за нивната појава се пробивите на вода од надворешната страна на истиот.

5. САНАЦИОНО РЕШЕНИЕ

Врз основа на сознанијата од претходно извршените истражни и испитувачки работи и анализи, изработени се санациони решенија за оштетените делови од бетонската конструкција на објектот. Во претходните анализи констатирани се неколку типови на оштетувања и тоа: пробиви на вода низ подната плоча во средната галерија, плитки површински сегрегации на бетонските површини, точкасти продори на вода и мали хоризонтални пукнатини со траги од седимент како последица од карбонизацијата на бетонот и попречни пукнатини кои се простираат скоро по целата должина по ѕидовите и калотата од попречните пресеци од бетонскиот цевковод.

5.1. Санација на армиранобетонска подна плоча во инекциона галерија (узводна, средна и низводна)

Со санационото решение треба да се изврши запирање на пробивот на вода од долната страна на подната плоча и инектирање на пукнатините кои се појавени, особено во централниот дел од средната инекциона галерија.

За таа цел неопходно е да се изврши контактно инектирање по целата долна површина на подната плоча кај трите галерии (узводна, средна и низводна). Инектирањето ќе се изврши на длабочина од 1,5-2 m, во алувиумот од долната страна на плочата преку избушени отвори во истата. Бушотините треба да бидат по три во пресек, а ќе бидат обработени сите пресеци на растојание од 1,5 m по целата должина на галериите. Инектирањето ќе се врши фазно со цементна емулзија со притисок од 3 бари. Секаде каде ќе се појави продирање на цементната емулзија по пукнатини од горна страна на подната армиранобетонска плоча, пукнатината се затвора со “забрзувачи” се додека не стврдне, а потоа се продолжува понатаму со процесот на инектирање.

Контактното инектирање треба да се изврши и на делот од крајниот цевковод каде од горната страна продира вода. Постои можност со ваков начин на интервенција да се запре продорот на вода од надворешната страна на овој дел на објектот.

5.2. Санација (репарација) на оштетени бетонски површини

Предложената технологија на работа се применува на места оштетени со површинска (плитка) сегрегација, корозија, лупење на бетонската површина и слични оштетувања предизвикани од продори на вода, мрзнење, сол и т.н. без видлива кородирана арматура.

Неопходно е најпрвин механички да се отстрани оштетениот бетон. Кај плитката (површинска) сегрегација и лупење се применува чистење со користење на челична четка или постапка на пескарење, се до комплетно отстранување на оштетената бетонска маса, односно на слој до дебелина од 10 mm од површината на бетонот.

Изведбата на санациониот заштитен зафат кај површински оштетувања на бетонските елементи се спроведува со премаз од “репаратурен малтер” со гранулација до φ 0.5 mm.

Пред да се почне со нанесување на заштитниот премаз, потребно е бетонската површина добро да се накваси, за да се избегне наглото одземање на водата од смесата.

5.3. Санација на пукнатини со δ=1-3 mm

Начинот на санација на пукнатините ќе зависи од тоа дали пукнатината е сува или по неа протекува вода. Потребно е најпрвин механички да се отстранат излачувањата како последица од карбонизацијата на бетонот и да се отстрани евентуалниот оштетен бетон по целата должина на пукнатината. Чистењето може да се изврши со шпакла и челична четка или со пескарење, се до комплетно отстранување на оштетениот дел од бетонската површина.

5.3.1. Санирање на пукнатини во суво

Во првата фаза, се поставуваат бренери по пукнатината од едната страна на носачот на растојание од 20-25 cm. Фиксирањето на бренерите е со епоксиден малтер. Потоа пукнатината по целата должина се штема во шлиц со ширина од 1 cm и длабочина од 1 cm. Овој шлиц се исполнува со епоксиден малтер. После тоа се приоѓа на инектирање со цементна емулзија по принцил одоздола нагоре. Кога ќе потече цементната емулизја од следниот бренер, претходниот се затвора и инектирањето продолжува од тој бенер.

Инектирањето се извршува под притисок од 0.5-1 Атм. Кога ќе се заврши со инектирање, по три дена се вадат бренерите, а површината се израмнува со шмиргл шајбна.

5.3.2. Санирање на пукнатини во влага (проток на вода)

Во првата фаза, се поставуваат бренери и се врши штемање на шлиц по целата должина на пукнатината и исполнување со епоксиден малтер, исто како при санирање на пукнатина во суво. Потоа се врши инектирање со двокомпонентна инекциона емулзија од полиуретанска смола која е идеална за хидроизолација и пополнување на пукнатини и споеви на бетонските површини како и за ефективно запирање на проток на вода.

Инектирањето се врши под притисок од 1 бар и се почнува од најдолниот бренер.

Кога инекционата смеса ќе излезе од погорниот бренер, претходниот се затвора и се преминува на погорната позиција. Истата операција се повторува се додека не се исполни целата пукнатина.

ЛИТЕРАТУРА:

[1] Мурављов, Михаило: „Основи на теорија и технологија на бетон”, Белград, 1991.

[2] Правилник за бетон и армиран бетон, Белград, 1987..

[3] Енерго Проект: „Проект за санација на инекционата завеса на Брана Глобочица”, Белград, 1971.

[4] Стандардизација, Американски комитет за испитување и материјали., D 2845, ASTM, ,Пенсилванија, САД, 2014.

[5] Фуранџич, Божидар: „Основа на технологија на бетон”.

[6] ЕЛЕМ, www.elem.com.mk

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

MT - 30

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

PROPERTIES OF THE MORTAR AND STONE FROM CHURCH ST. PAUL IN KOTOR

Željka RADOVANOVIĆ[1]

ABSTRACT

The results of testing mortar and stone samples is presented in this paper. The samples were taken from the walls of the church St. Paul in the old town Kotor during the church rehabilitation.

The church St. Paul is made 1263, but its todays form is from XVI century. It is part of the protected site of the Old Town of Kotor and is one of its most important monuments. Church of St. Paul is a single nave with a semicircular apse and nave which is vaulted with cross ceiling. It is gothic form despite subsequent numerous enlargements. In the earthquake in 1979, which hit the coastal and central parts of Montenegro, church St. Paul was damaged.

Two large samples of the mortar were taken during the period of the church rehabilitation. The following analysis were done with aim to determinate the mortar properties: XRF spectrometry, X-ray analysis, physical-mechanical properties and chemical analysis. X-ray analysis was performed to determine the mineralogical-petrographic composition.

During the examination of the mortar taken from the walls of the church of St. Paul were registered compressive strength of 8.2MPa on the first and 5.2 MPa on the second sample. The mortar tested consists of a mixture of aggregates and binders in an estimated ratio of 30%: 70% in the first sample and 40%: 60% in the second sample.

Also, during the church rehabilitation the six samples of stone was taken. The average strength on five representative stone samples was 58.6 MPa.

Such high values of registered compressive strength in the mortar and stone indicate that stone walls in the church St. Paul was constructed from extremely good materials and thanks to this, this church survives for centuries despite being exposed to powerful earthquakes.

Keywords: *old mortar, stone, compressive strength, mechanical properties, chemical properties*

[1] PhD in civ.eng, Assistant professor, Građevinski fakultet Univerziteta Crne Gore, Džordža Vašingtona b.b, 81000 Podgorica, Crna Gora, radovanovic@t-com.me

1. INTRODUCTION

Kotor is historical town in south of Montenegro in the Boka Kotorska bay. It was inhabited in ancient Roman times and in the historical material is known with name Ascrivium. In the period from 1042 to 1078 it is part of the principality of Zeta, and from 1078 to 1371 it is part of the principality of Raska. From 1391 to 1420 Kotor is independent city. Kotor and its surroundings belonged to Venice between 1420-1797. From 1797 to 1918 he was under the Austro-Hungarian rule. From 1805 to 1813 the city was occupied by the Napoelon's French. All of this hystorical events have influence on city architecture.

The town is located under the slopes of Mount Lovcen and is surrounded by well-preserved city walls. Old Town is bounded by two strong springs of Lovcen syncholes. From the north river Škurda and from the south Gurdic. The surrounding area of Kotor is rich in stone and sand, and it is assumed that the city is made of materials from the surrounding sites.

The church St. Paul is made 1263, but its todays form is from XVI century. It is part of the protected site of the Old Town of Kotor and is one of its most important monuments.

Church of St. Paul is a single nave with a semicircular apse and nave which is vaulted with cross ceiling. It is gothic form despite subsequent numerous enlargements. Seriously alterations were made in the nineteenth century when it was converted into a military facility. In the earthquake in 1979, which hit the coastal and central parts of Montenegro, church St. Paul was damaged and from that time this building has not been used.

The thickness of the church walls is 75 cm and 60 cm in annex. Length of the church with apse, without the annex, is 24 m and the width is 8.1 m. The total church width with the addition behind is about 16m, and the length is about 23m.

The structure is on the declining ground therefore the heights in the structure follow the terrain. Based on the submitted documentation we conclude that the church height at the top of the arch is 10m, and that the annex walls on the street are about 14m high. The part of the church, up the hill, according to what is observed in the field, is founded on the rock.

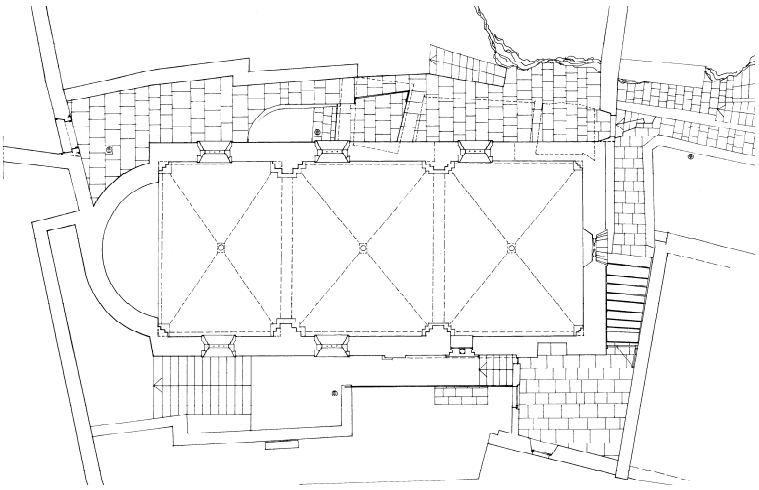


Fig. 1. Base of the church St. Pavle



Fig. 2. Cross section

Republic Institute for Protection of Cultural Monuments of Serbia, [1], designed the project of rehabilitation for the church in 1986, but the rehabilitation works, according to this project, started in 2009.

The church rehabilitation project was made in 1986, but the rehabilitation work under this project began only in 2009. After many years of interruption, they were completed in 2015 when the facility opened to visitors.

The church was largely repaired in accordance with project from 1986, and then the supervisory authority noted deficiencies in the rehabilitation project, as well as significant damage to the part of the annexes that had not been registered with the original rehabilitation project.

On the figures: 3, 4 and 5 is possible to look some of the damages that are registered on the church St. Pauel in Kotor.



Fig. 3. Annex wall



Fig.4. Crack in the Annex wall



Fig. 5. Crack in the vault

Figure 3, the annex wall, facing the street, came out of its plane, and in some of the early remedial works it was "tied" to the wall of the church by vertical and horizontal ties. On the wall are also visible the zone of rebuilding. The damages are visible on the longitudinal wall in the zone of contact with the Annex, the vertical cracks located in the upper part of the Annex's walls are especially pronounced, figure 4. Cracks in the vault, figure 5, marks that Annex has not good connection with church and the wooden roof ceiling does not sufficiently stiffen the annex walls.

In order to overcome problems, additional testing of the materials was conducted and project of checking the seismic stability of the church St. Paul, [2] was done.

2. TEST PERFORMED

Two large samples of the mortar were taken during the period of the church rehabilitation. The first sample was taken from the walls of the Annex, the side to the house Pavla B. The second sample was taken from the wall in the side to the portal.

The following analysis were done with aim to determinate the mortar properties: XRF spectrometry, X-ray analysis, physical-mechanical properties and chemical analysis. X-ray analysis was performed to determine the mineralogical-petrographic composition.

There is no equipment in Montenegro for this type of material analysis and mortar samples were analyzed at the Institute for Materials of Serbia, [3] and [4].

Also, during the work on the church rehabilitation the six samples of the stone where taken from the north longitudinal wall of the church. The testing of the stone samples on the compression were done in the laboratory of Faculty of Civil Engineering.

3. TESTING OF MORTAR SAMPLES

Determination of mechanical properties of mortars sampled from existing masonry is usually very difficult and sometimes when not impossible. Joints are usually so thin that it is impossible to apply the traditional codified tests that are carried out on new mortars produced in laboratory. In the case of mortar testing presented in this paper, the lucky circumstance was that it was possible to take mortar samples from the inner, open part of the walls, between two faces of the wall.

Furthermore, it is important to characterise the masonry as a whole rather than as single components. Masonry is a composite material that is frequently inhomogeneous. A relationship between the components and the masonry itself usually does not exist. But when researchers do not have the equipment to examine the wall as a whole the tested characteristics of the components of the wall, stone and mortar can indicate about the quality of the wall as a whole.

Nevertheless, a mechanical characterisation of the original mortar can be useful to inform the choice of mortar for repair.

The mortars were disaggregated with care so as to avoid breaking the existing aggregates. During disaggregation, it was observed that all mortars exhibited high mechanical resistance.

3.1. Results of the testing first sample of the mortar

3.1.1. Macroscopic appearance

The first mortar sample was taken from an intermediate space between two faces of a stone wall at the entrance to the church, the walls of the Annex, the side to the house Pavla B. The test specimen is constructed of aggregates and binders. It is white-gray in color, with white aggregate grains of approximately uniform size. The grain sizes range from 2x1 mm to 1x1 mm, thick to sub-rounded.



Fig. 6. Photo of the first sample, [3]



Fig. 7. Photo of the first sample, [3]

The appearance of the aggregate indicates that it is crushed limestone. The sample also contains a significant amount of round piles, white, measuring from 25x15 mm to 2x2 mm. Viewed macroscopically, they act as part of aggregate grains. Touching these build-ups are soft, wearable and can be easily scratched with a fingernail. In contact with cold 5% HCl, the sample shows a violent reaction. The binder is of lime character. The aggregate to binder ratio is 30%: 70%.

3.1.2. Microscopic findings

Microscopic examination revealed that the sample was made of aggregate grains and binders. The aggregate grains are in size from about 0.1 to 0.2 mm, and are semi-angular to sub-rounded in shape. They are mostly carbonate rock, while quartz grains are present in a far smaller amount, about 1% of the aggregate total. The percentage is about 30% relative to the binder. In addition to these grains, lenticular and round accumulations of dimensions from 5 mm to 1 mm are also present. They are difficult to define and determine microscopically. They are most likely part of a non-homogeneous binder. It is a binder of lime composition and is present with about 70% of the aggregate.



Fig. 8. Sample under stereomicroscope, [3]

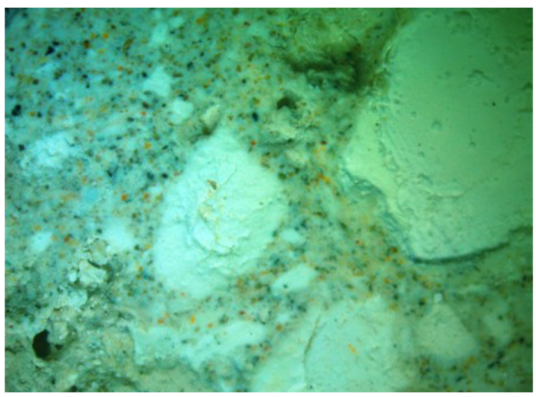


Fig. 9. Sample under stereomicroscope, [3]

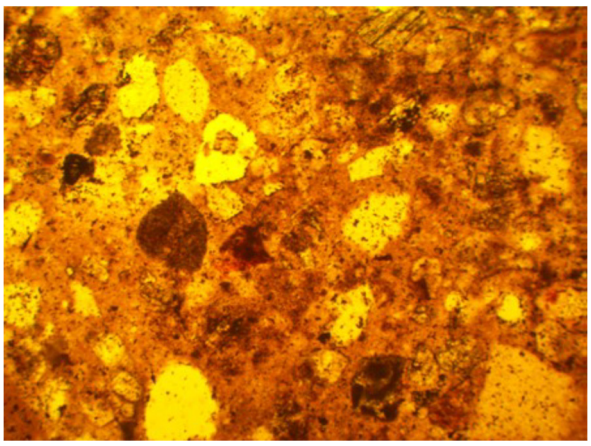


Fig. 10. Micro image of the sample- parallel Nicoli, [3]

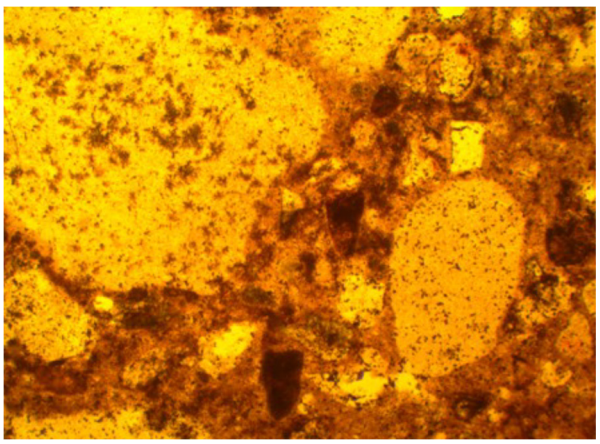


Fig. 11. Micro image of the sample- parallel Nicoli, [3]

3.1.3. Physical mechanical and chemical properties of mortar

After macroscopic and microscopic analysis, the physical-mechanical and chemical properties of the mortar were determined. The results of the physical and mechanical properties are shown in Table 1, and the result of the chemical analysis is given in Table 2.

Table 1. Physical mechanical properties, [3]

Property	Test metod	Measurement unit	Test results	
Volume mass	EN 1015-10	kg/m^3	1360	
Water absorption	EN 1015-18	%	26.10	
Compressive strength	EN 1015-11	MPa	7.80	8.20
			6.08	
			8.28	
			10.65	
			8.17	

Table 2. Chemical properties, [3]

Content of the main ingredients	Test results
G.Ž. na 950^{0}C %	33.67
SiO_2 %	3.56
Al_2O_3 %	0.43
Fe_2O_3 %	0.69
CaO %	59.15
MgO %	2.15
Na_2O %	0.00

3.1.4. X-ray analysis

The sample was tested on a PHILIPS PW 1710 powder diffractometer under the following conditions: radiation from a copper anticathode of CuKa wavelength = 1.54178 Å and a graphite monochromator were used. The operating voltage on the pipe is U = 40 kV, current I = 30 mA. The sample was tested in the range 3-50o 2θ with a step of 0.02o and a retention time of 0.5 s at each step. The obtained data of the position of the diffraction maxima 2θ (o) values of the interfacial distances d (Å), as well as the corresponding intensities I, are given graphically. Based on the obtained values of I and d by comparison with the literature data and JCPDS standards, the present crystalline phases were identified.

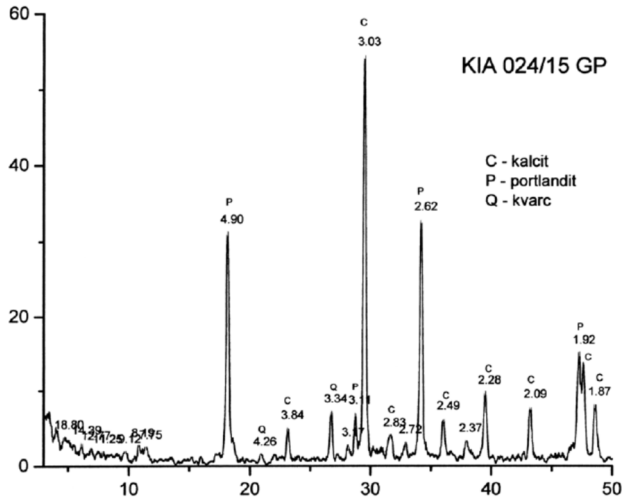


Fig. 12. Result of X-ray analysis, [3]

3.1.5. Conclusion after analyzing the test results of the first sample

The mortar tested consists of a mixture of aggregates and binders in an estimated ratio of 30%: 70%. These figures should be taken with reserve, since characteristic white circular accumulations of up to 25 mm in size appear in the sample along with the grains of crushed limestone, which, as mentioned, resemble an aggregate. These "grains" were very soft after receiving the sample, in contact with water during the preparation of the test bodies in some places, their partial or complete rinsing occurred, after which the round cavities remained in the mortar. The aggregate grain size is up to 2 mm.

Mineralogical and petrographic tests and chemical analysis revealed that crushed limestone was used as aggregate, to which a small amount of natural sand was added. An X-ray test confirmed this finding, but in the presence of calcite and quartz, a Portlandite mineral, Ca $(OH)_2$, was also detected. It is assumed that the slaked (live) lime, which was mixed with the aggregate and water during the masonry process itself, was used for the preparation of this mortar and that the pieces of undiluted lime, CaO, remained in the form of grains in the mortar. The reaction of lime and water resulted in the formation of Ca $(OH)_2$, which was diagnosed by X-ray analysis as a Portlandite mineral. This explains the high CaO content obtained by chemical testing, which is not accompanied by an adequate amount of CO_2. Based on the calculations made, we believe that portlandite is present in about 20% in the examined sample. The Portlandite grains were "sealed" in the mortar and could not bind the required amount of CO_2 from the air and the $CaCO_3$ superstructure. However, after sample preparation and contact with air, Ca $(OH)_2$ grains reacted with CO_2 and $CaCO_3$ emerged as the product. (Note that in the rest of the sample, these days, after preparation of the test bodies and the "opening" of the mortar, these "grains" had hardened. They could no longer be nailed and the reaction with HCl was violent.)

With the above assumption, the obtained values of compressive strength, which can be considered high, can also be correlated. According to modern standards, in accordance with EN 998-2, this mortar belongs to class M5. We believe that the relatively high values of this parameter are due to the presence of newly formed CaCO3, which has higher mechanical properties.

3.2. Results of the testing second sample of the mortar

3.2.1. Macroscopic appearance

The second sample was taken from the wall in the side to the portal, from the space between two faces of the stone wall.



Fig. 13. Photo of the second sample, [4]



Fig. 14. Photo of the second sample – after cutting, [4]

The test sample consists of two layers, which are made up of aggregates and binders. The aggregate and binder were homogeneously mixed in an approximate percentage ratio of 25%: 75%. The aggregate grains are of different colors, white, gray and brick red, they are semi-rounded to sub-angular in shape. The grain size is different, ranging from 2 mm to 20 mm. Grains between 2 and 5 mm in size make up about 99% of the aggregate total. The remaining 1% of the aggregate belongs to the grains, mostly of red brick and measuring from 10 mm to 20 mm. In contact with cold 5% HCl, the sample shows a violent reaction. The binder is a calcium carbonate composition. Numerous cavities and cracks are also present on the sample.

3.2.2. Microscopic findings

Microscopic examination revealed that the sample was made of aggregate grains and binders. Layer 1: Aggregate grains are 0.2 x 0.2mm to 3 x 2 mm in size, angular to semi-angular in shape. The percentage is about 25% relative to the binder. Based on the mineral composition of the grains, they belong to quartzite and the cornea. Based on appearance, composition, appearance and shape, the aggregate concludes that it is a natural river aggregate. The cavities are round and irregular and of varying sizes. Cracks are also noticeable, with irregular orientations and different thicknesses. It cannot be said for sure how they came about. The binder is of carbonate composition and is present with about 75% of the aggregate. Layer 2: The aggregate grains range in size from 1 mm to 2 mm and are compact to sub-rounded in shape. Based on the mineral composition of appearance, composition, appearance and shape, it is concluded that it is crushed limestone. The percentage is about 40% relative to the binder. It is a carbonate binder, present with about 60% of the aggregate.

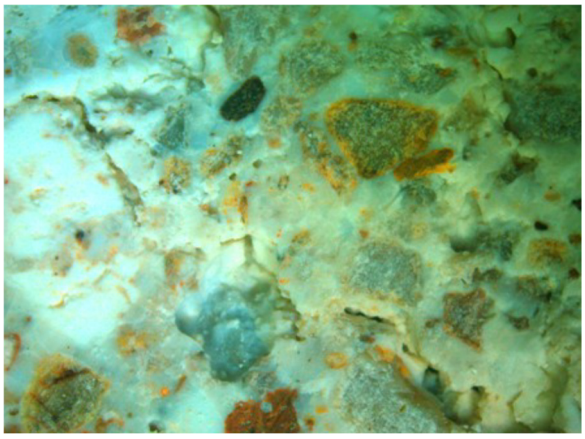


Fig. 15. Sample under stereomicroscope, [4]

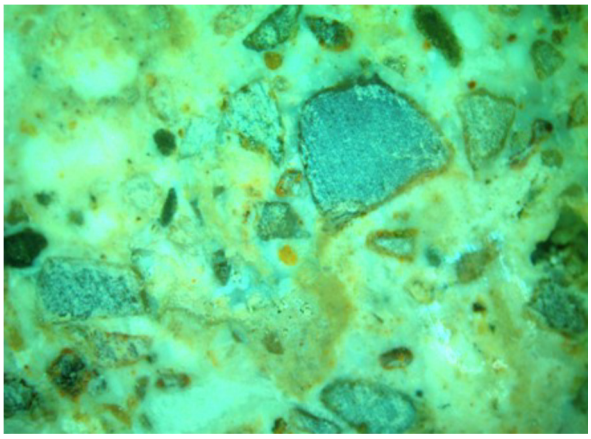


Fig. 16. Sample under stereomicroscope, [4]

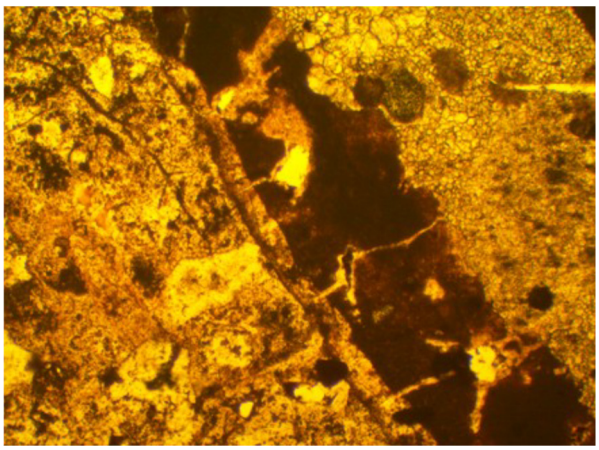


Fig. 17. Micro image of the sample- parallel Nicoli, [4]

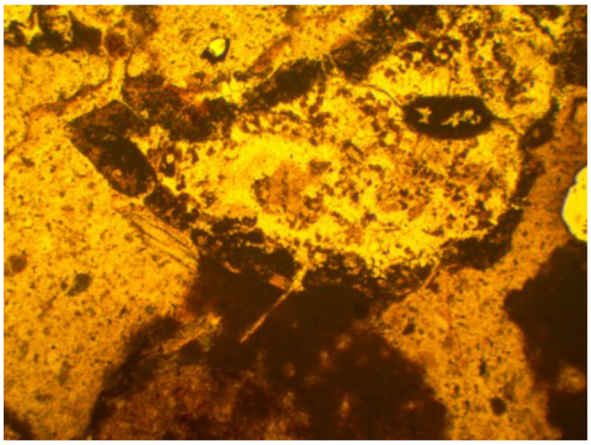


Fig. 18. Micro image of the sample- parallel Nicoli, [4]

3.2.3. Physical mechanical and chemical properties of mortar

After macroscopic and microscopic analysis, the physical-mechanical and chemical properties of the mortar were determined. The results of the physical and mechanical properties are shown in Table 3, and the result of the chemical analysis is given in Table 4.

Table 3. Physical mechanical properties, [4]

Property	Test metod	Measurement unit	Test results	
Volume mass	EN 1015-10	kg/m^3	1370	
Water absorption	EN 1015-18	%	23.74	
Compressive strength	EN 1015-11	MPa	4.60	5.20
			5.70	
			5.30	

Table 4. Chemical properties, [4]

Content of the main ingredients	Test results
G.Ž. na 950^{0}C %	23.54
SiO_2 %	24.46
Al_2O_3 %	0.48
Fe_2O_3 %	1.47
CaO %	49.26
MgO %	0.35
Na_2O %	0.00

3.2.4. X-ray analysis

The sample was tested on a PHILIPS PW 1710 powder diffractometer.

The test was performed under the following conditions: radiation from a copper anticathode of CuKa wavelength = 1.54178 Å and a graphite monochromator were used. The operating voltage on the pipe is U = 40 kV, current I = 30 mA. The sample was tested in the range 3-50o 2θ with a step of 0.02o and a retention time of 0.5 s at each step.

The obtained data of the position of the diffraction maxima 2θ (o) values of the interfacial distances d (Å), as well as the corresponding intensities I, are given graphically. Based on the obtained values of I and d by comparison with the literature data and JCPDS standards, the present crystalline phases were identified.

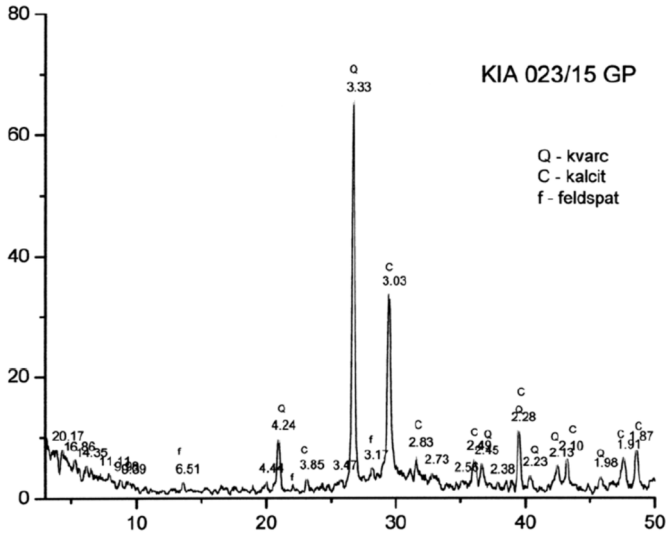


Fig.19. Result of X-ray analysis [4]

3.2.5. Conclusions after Second Sample Analysis

From the results of mortar testing it can be concluded that the test sample is made up of a mixture of binders and aggregates. The results obtained by optical microscopy are in agreement with those of the chemical composition and the results of X-ray analysis. Natural aggregate, that is, gravel sand, grain sizes up to 20 mm, was used as the aggregate. Grain sizes up to 5 mm are predominant in the granulometric composition (in the amount of about 99%). The mineralogical-petrographic composition of this mortar is dominated by grains of SiO_2 composition, namely quartzite, cornea and feldspar. The binder is $CaCO_3$ composition. Based on appearance, color and preparation, it can be assumed that the limestone is from a local site, since the existing quarries in the vicinity of Kotor are limestone of similar properties.

4. TESTING OF STONE SAMPLES

After separating the stone from the wall, the stone was worked into cubes of approximate edge length 5cm. Tensile strength testing was carried out in the laboratory of the Faculty of Civil Engineering. The registered results are shown in Table 5.

Table 5. Određivanje čvrstoće na pritisak, (MPa)

Sample	Sample weight (gr)	Dimensions (mm)	Breaking force (kN)	Compressive strength (MPa)	Average compressive strength (MPa)
1	374,1	52x52x53	164	60.6	58.6
2	365,4	52x52x52	159	58.8	
3	378,9	53x53x53	136	50.3	
4	377,4	52x52x52	111	41	
5	373	52x52x52	168	62.1	
6	375,9	52x52x52	165	61.0	

5. CONCLUSION

During the examination of the mortar taken from the walls of the church of St. Paul were registered compressive strength of 8.2MPa on the first and 5.2 MPa on the second sample. The mortar tested consists of a mixture of aggregates and binders in an estimated ratio of 30%: 70% in the first sample and 40%: 60% in the second sample.

For the first sample mineralogical and petrographic tests and chemical analysis revealed that crushed limestone was used as aggregate, to which a small amount of natural sand was added. An X-ray test confirmed this finding, but in the presence of calcite and quartz, a Portlandite mineral, $Ca(OH)_2$, was also detected. It is assumed that the slaked (live) lime, which was mixed with the aggregate and water during the masonry process itself, was used for the preparation of this mortar.

In the second sample, based on the mineral composition of the grains, they belong to quartzite and the cornea. Based on appearance, composition, appearance and shape, the aggregate concludes that it is a natural river aggregate. The binder is of carbonate composition.

Organic additives are not registered in the mortar.

The average strength on five representative stone samples was 58.6 MPa.

Such high values of registered compressive strength in the mortar and stone indicate that stone walls in the church St. Paul was constructed from extremely good materials and thanks to this, this church survives for centuries despite being exposed to powerful earthquakes.

REFERENCES

[1] Barišić, S. (1986). Projekat sanacije i konzervacije crkve Sv. Pavla u Kotoru, Republički zavod za zaštitu spomenika kulture Srbije, Beograd
[2] Radovanović, Ž. (2012). Projekat „Provjera seizmičke stabilnosti i rješenje konstrukcije aneksa crkve Sv. Pavla – Kotor, Stari grad“, Podgorica
[3] Institut IMS a.d. Beograd. (2015). Professional opinion Br. KIA 0024/15 – GP, First sample, pp.1-9
[4] Institut IMS a.d. Beograd. (2015). Professional opinion Br. KIA 0024/15 – GP, Second sample, pp.1-9
[5] Lalošević, I. (1994). Aseizmički pristup u tradicionalnom graditeljstvu Kotora, Godišnjak XLI-XLII Pomorskog muzeja, Kotor
[6] Ribnikar, S. (1986). Projekat statičke sanacije crkve Sv. Pavla u Kotoru, Ljubljana
[7] Pravilnik o tehničkim normativima za izgradnju objekata visokogradnje u seizmičkim područjima, Službeni list SFRJ br. 31, 5.VI 1981
[8] Jaramaz, R. (1988). Projekat statičke sanacije katedrale Sv. Tripuna u Kotoru, Kotor
[9] Eurocode 8: "Design Provisions for Earthuake Resistance of Structures", may 1994.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

MT - 31

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

TESTING OF BRICK BLOCKS WALLS STRENGTHENED WITH FRCM COMPOSITE SYSTEMS

Željka RADOVANOVIĆ[1]

ABSTRACT

FRCM composite systems are new, relatively inexpensive and easily applicable technology for strengthening of structures. The aim of research is to define mechanical properties of walls made of materials which are used traditionally for construction of masonry structures in Montenegro and predict cheap and easily method for recovery and strengthening of existing buildings with masonry structures. Testing of materials that are available in the market has been performed with aim to choose material which have corresponding compression and tension strength and good stickiness to masonry walls. Parallel with testing material for FRCM composite system we were testing compressive strength of: masonry units, mortars and wall's samples from brick block and concrete blocks. In this paper will be presented results of testing on the diagonal tension not strengthened brick block walls and walls strengthened with FRCM composites.

FRCM composite systems are consisted from matrix and some type of fibres. The total 60 coupons from the ten series of FRCM laminates have been tested in two stages of testing. Conduced first stage testing showed us the importance of the matrix for proper functionality, quality adhesion and adequate fracture mechanism of FRCM system. In order to eliminate the shortcomings that were identified in the first stage of FRCM laminate testing we done more series of mortars mix with aim to find adequate formulas for a new matrix.

The linings, made from new mortar matrix had excellent adhesion to the walls and the separation of lining from masonry walls has not registered during the testing. In the walls that have been strengthened with new FRCM system, shear strength has been increased 100% in relation to the shear strength of the corresponding not cracked wall. The results of researches that are presented in this paper show that FRCM systems can find successful application in building practice.

Keywords: *masonry structures, brick blocks, experiment, strengthening, FRCM composites*

[1] PhD in civ.eng, Assistant professor, Građevinski fakultet Univerziteta Crne Gore, Džordža Vašingtona b.b, 81000 Podgorica, Crna Gora, radovanovic@t-com.me

1. GENERAL PROPERTIES OF FRCM COMPOSITES

FRCM composites (Fiber Reinforced Cementitios Matrix) presented the first generations materials for external strengthening of the concrete and masonry walls. FRCM composites are consisted of polymer matrix and reinforced fibres. These materials find widespread using in strengthening of concrete structures, [5].

The second generation of composites for external strengthening of the concrete and masonry walls are TRC (Textile Reinforced Concrete) composites. Naaman, [3], it is defined as: „Concrete in which the matrix-based cement reinforced with multiple layers of 2D or 3D textiles, wherein at least one layer of textile is placed on two outbound sides of the structural elements. Textiles can be made from metal, synthetic materials, polymers, organic or other suitable materials. The fineness of the cement matrix and its composition should be compatible with the textile reinforcement which should included".

FRCM composites are one of subtype of TRC composites where "open" textile is used as reinforcement. It is setting in two orthogonal directions during the strengthening. FRCM composites are consisted of cement based matrix and one or more layers "open" mesh. Mesh is built from fibre: alkali-resistant glass, aramid, carbon, PBO (polyparaphenylene benzobisoxazole PBO) or hybrid structures. Mesh-textile with "open" structures allows larger contact areas fibres and matrix, and that provides better common behaviour of the material in the composite system. Size meshes should not be larger than 2 cm, [2].

Fibers are components of composites which role is to strengthen system and to take of tension force after the appearance of cracks in the matrix. The matrix has role that done distributing of force, that is due to external or internal action, on the fibres and at the same time to connect FRCM composite with elements that is strengthened, in this case, with masonry walls made of brick blocks.

The researchers say that in case "ideal" connection between cement base matrix and reinforced, when testing composites samples on the tension, diagram strain-stresses likes as one in the figure 1. In the stage I, without crakes, composites stay elastic and have a stiffness corresponding to the stiffness of matrix. After the formation of the first macro crack load is transferred to the fibers and fibers accept the load on reaching tensile strength. This failure mechanism is possible if it is ensured that the fibers and textiles are not "slipping" during the tests in tension.

The testing of covering samples, laminates, is done accordance with American standards, „AC434-13 Acceptance Criteria for Masonry and Concrete Strengthening Using Fabric-Reinforced Cementations Matrix (FRCM) Composite Systems. In the paper [1] testing of the different type of FRCM coverings and method for determination of working bilinear diagram is presented, figure 2.

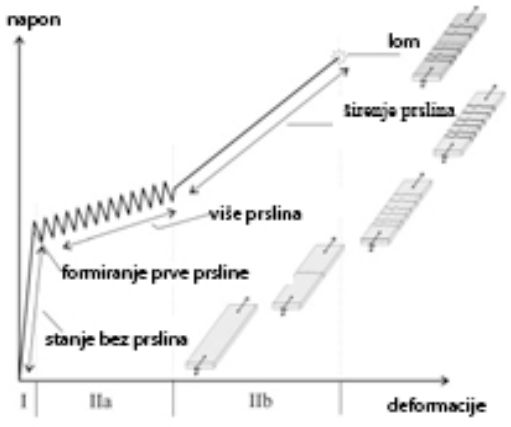


Fig. 1. Typical response to TRC composite on tensile test [2]

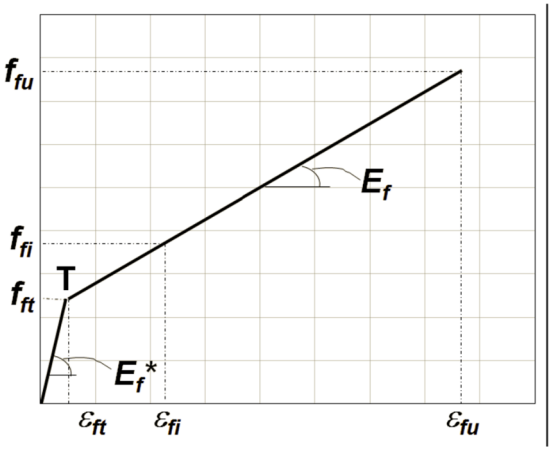


Fig. 2. The idealized work chart of FRCM laminate, [1]

FRCM systems for external strengthening and recovering of buildings are relatively new materials, and its researching is current nowadays. In the paper [2], [3], [7], it is pointed out expectation that these systems overcome some of the limitations of the FRP system especially in the scope of the better

behaviour in humid and chemically aggressive environments. Studies have proven the durability of alkali-resistant glass fibres in the cement matrix, now.

FRCM systems have better behaviour at the effect of elevated temperature, humidity, and ultraviolet radiation than FRP composite systems. Unlike the FRP system FRCM systems are non-flammable. The mechanical properties of the matrix based on polymer drastically degrade on the high temperatures, which in the FRCM system is not the case. FRCM systems are a good choice for the strengthening of the structural elements in which are required resistance to high temperatures because FRCM system has non-toxic and non-flammable properties.

2. MOTIVATION AND DESCRIPTION OF CONDUCED EXPERIMENTAL TESTING

Today, according to free estimate of the author, half of Montenegro population live in buildings with masonry structures made of brick blocks and rarely from concrete blocks. Currently situation of masonry structures in Montenegrin civil engineering is not encouraging. Very often the buildings are constructed with masonry units with inadequate mechanical properties, control of materials are worked rarely, and as a rule supervision of masonry buildings construction cannot be done. In destructive earthquake, which hit Montenegrin littoral 15 April 1979 with magnitude of 7.0 degree Richter scale, important devastation was registered in old urban cores of littoral towns and in rural settlements. Large number of masonry structures were damaged due to earthquake actions. Based on the experience gained after Montenegro earthquake and based on the data which have been presented in published paper after earthquakes, that were happened in last decade on the territory of Italy and Turkey, concluded that due to actions of future earthquakes the large numbers of human victims and great numbers of damages can be expected in buildings with masonry structures.

Motivated by these facts in the Faculty of Civil Engineering University of Montenegro, we performed researching in the field of masonry structures which have taken place in the framework of a national research project. The aim of research is to define mechanical properties of walls made of materials which are used traditionally for construction of masonry structures and predict cheap and easily method for recovery and strengthening of existing buildings with masonry structures. Testing of materials that are available in the market, which are easy to apply as FRCM composite system for external strengthening of masonry walls, has been performed with aim to choose material which have corresponding compression and tension strength and good stickiness to masonry walls. Parallel with testing material for FRCM composite system we were testing compressive strength of: masonry units, mortars and wall's samples from brick block and concrete blocks. In this paper will be presented results of testing on the diagonal tension not strengthened brick block walls and walls strengthened with FRCM composites.

3. SELECTION OF FRCM COMPOSITES SYSTEM FOR EXTERNAL STRENGTHENING OF THE WALLS

The total 60 coupons from the ten series of FRCM laminates have been tested in two stages of testing. Series marks the specific FRCM system, a combination of certain type of matrix and certain reinforcing fibres type.

Seven series of laminates samples were testing on the tension in the first stage of testing and three in the second stage.

The first stage of testing, from seven samples, served as the basis for defining the properties of the matrix and identification of the mutual interaction between the matrix and mesh in the composite. After analysis of results it has been selected combinations of matrix and mesh for FRCM composites which have been used as a lining for strengthening of cracked walls, later. Some of the tested laminates are shown in figure 3 and 4.



Fig. 3. Cracks in the coupons from Ytong's thin mortar



Fig. 4. Cracks in the coupons from Betonprotekt RT with one fibreglass mesh layer

3.1. First stage of testing FRCM composite systems

FRCM composite systems are consisted from matrix and some type of fibers.

In the first stage of testing two type of matrix were tested: Betonprotekt RT (mark as B) and Ytong's thin mortar (mark as Y). These materials can be easily purchased on the market and can be used as a dry mix.

Matrix have been reinforced with two type of fibera: fibre glass mesh, (125 gr/m^2, mark as G) or steel mesh (dimensions of openings 10mm x 10 mm, mark as C).

The seven types FRCM system have been tested on tension. The tested FRCM systems have been combined of one type of matrix which was reinforced with one or two mesh layers (the number of mesh layers in the FRCM system is marked by the number after the letters labels).

The following types of FRCM composite systems are tested in the first stage of testing:

YG1 – Ytong's thin mortar with one fibreglass mesh layer;

YG2 – Ytong's thin mortar with two fibreglass mesh layer;

BG1 – Betonprotekt RT with one fibreglass mesh layer;

BG2 – Betonprotekt RT with two fibreglass mesh layer;

BC1 – Betonprotekt RT with one steel mesh layer;

BC2 – Betonprotekt RT with two steel mesh layer;

BCG2 – Betonprotekt RT with one steel mesh layer and one glass mesh layer.

3.1.1. Testing of the matrix in the first stage of FRCM system testing

Testing of matrixes from Betonprotekt RT and Ytong's thin mortar, on the bending and on the compression, were conducted in accordance with standards: EN 1015-2: 2009 and EN 1015-11:2009. It was found that Betonprotekt RT has tensile strength due to bending of 7.1 MPa and compressive strength from 43.2 MPa. Ytong's thin mortar has tensile strength due to bending of 1.8 MPa and compressive strength from 4.8 MPa.

3.1.2. Testing of the laminates samples in the first stage of FRCM system testing

Accordance to American standards AC434-13, [1], definition of mechanical properties of FRCM system are done on minimal five rectangular laminates coupons that are obtained by cutting the panel from specific FRCM composite system.

The six coupons in each series were tested on tension from one FRCM system. One sample was used to determination of magnitude of the breaking force and five samples were used for registration of strains during the applied tension.

Figure 5, 6 and 7 shows the production of panels from specific FRCM system type, laminate cutting and testing laminate on tension.



Fig. 5. Production of the panel from one type of FRCM system



Fig. 6. The laminate cutting



Fig. 7. Coupon testing on tension

3.1.3. Tensile strength of different FRCM systems

After testing seven series laminates, with six samples in the series, the mean tensile stresses have been calculated in five samples of laminate from specific FRCM system types and their values are presented in the figure 8.

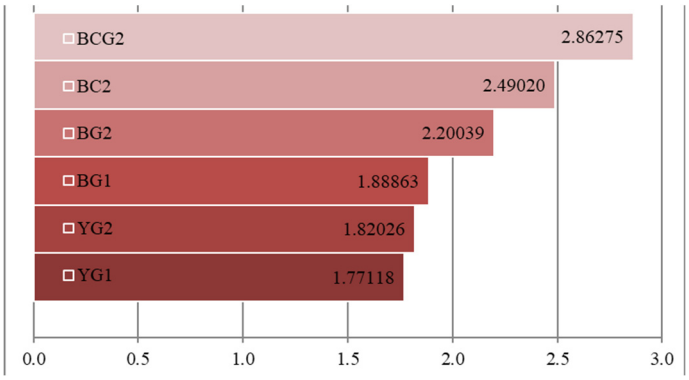


Fig. 8. Tensile strength of different FRCM composites systems, (MPa)

After testing the first series of FRCM composite system the following observation were registered:

- For samples with matrix from Ytong's thin mortar good connection are achieved between mesh and matrix, but the small tensile strength was reached. Fracture of samples with Ytong's matrix preceded the sliding of the mesh;
- For samples with a matrix of Betonprotekt a RT fracture is not announce. The fracture was brittle and a sudden;
- The fibreglass mesh, with mark of weight from 125 g/m^2 is not a good choice because the mesh has insufficient strength to tension, and it is necessary to use a stronger mesh in more layers;
- The steel mesh sliding between layers of matrix and is not able to accept the load after the appearance of the first cracks. Installation of this mesh is much more difficult than working with fibreglass mesh, and it is abandoned for further using;

- There is obviously a need to prepare a matrix of a material that will have a greater adhesion to the mesh, and the compressive and tension strength less than Betonprotekt RT.

3.2. Second stage of testing FRCM composite systems

Testing that were conducted in the first phase showed us the importance of the matrix for proper functioning, quality adhesion and adequate fracture mechanism of FRCM system. Matrix from Betonprotekt RT and Ytong's thin mortar are not quite adequate matrix for FRCM composites systems for external strengthening of masonry walls.

In order to eliminate the shortcomings that were identified in the matrix from Betonprotekt RT and Ytong's thin mortar it was approached to test of more series of mortars mix with aim to find adequate formulas for a new matrix.

The new matrix, built from mortar obtained by own recipes, was marked as SM matrix. It is consisted of: cement, hydrated lime, silica fume, fly ash, crushed brick, finely granulated sand (fraction less than 3mm) and water.

Mortar, mark as SM, which was used as matrix in one of FRCM system has following characteristics: volume weight is 1986 kg/m3, tensile strength due to bending is 5.7 MPa and the average compressive strength is 26.6 MPa.

When examining the matrix from Betonprotekt RT was found volume weight of 2149 kg/m3, tensile strength due to bending 6.5 MPa and average compressive strength from 50.8 MPa.

Figure 9. presented diagram strain – stresses, for six samples tested laminates made from matrix type SM. The total thickness of the laminate is 2 cm. The matrix was reinforced with three rows of glass fiber mesh, which weight is 160 gr/m^2. The mesh is placed in three positions: first row-horizontal, in the middle-diagonally and the third row-vertically. In this way, the laminates were simulated position of meshes in the walls, which were used as lining with the aim of strengthening cracked walls by FRCM composite system.

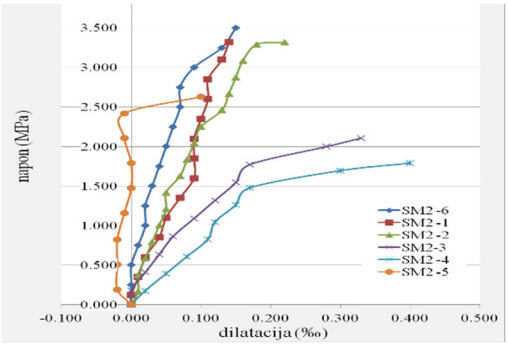


Fig. 9. Diagram "strains-tensile stresses" in laminates with SM matrix



Fig. 10. Cracks in laminates with SM matrix

4. SHEAR STRENGTH OF NOT STRENGTHENING WALLS

Investigations of different FRCM composites types, with different matrix and different reinforcement types are obtained in order to select FRCM composite system which is used as a lining for strengthening of cracked walls. Before strengthening the walls were previously tested for the diagonal compression.

The seismic forces which acting on the masonry structures with rigid floor structures in the moment of the structure failure caused shear which is presented by diagonal cracks in the walls on the ground floor. This failure mechanism in great numbers cases determinate seismic resistance of masonry structures. The characteristics failure mechanism with diagonal tension is presented in figure 11. It was registered in one building in Budva after acted of destructive earthquake, 1979 years.



Figure 11. Budva, 1979: Brick wall failure due to shear, [6]

In the shear mechanism, which is characterized by the formation of oblique - diagonal cracks, the cracks are the result of the main tensile stresses, which occur in the face of the wall are caused by shear due to the combined effects of loading on the compression and horizontal loads that acting in the plane of the wall. In the moment when main tension stress reaches the value, which is called the "strength of the wall in tension" the wall cracks in a diagonal direction, [6].

The European standard for the design of masonry structures, EN 1996-1-1:2005, does not recognize this failure mechanism of masonry walls and does not define the "strength of the wall in tension". The limit main tensile stresses in the masonry walls made of brick blocks, or shear strengths have been determinate after testing samples applying compressive force on the diagonal, in accordance with American standards, [1].

A total of 9 samples of walls made from brick block, dimensions 25x19x19 cm, in the three mortar types were tested. Average value of compressive strength of mortar were 11.6MPa for group of samples marked as IM 1 and 14.4 MPa for samples marked as IM 3 and 23.9 MPa for samples marked as IM 4.

Testing of walls with applying compressive forces on the diagonal direction of the samples are shown in figures 12 and 13.



Fig. 12. Wall tested on the shear

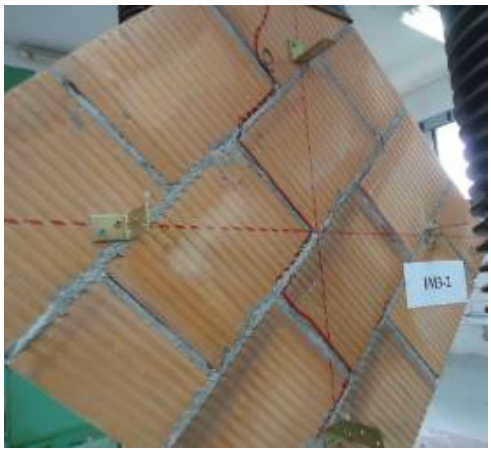


Fig. 13. Crak due to diagonal tension failure

The samples have been equipped with four measurement instrument for digital deformation registration (linear variable displacement transducers, LVDT), which have been set perpendicular, one to another, on both faces of the wall. After each application of compressive force deformations have been read on both horizontally and vertically setting measuring devices. The results have been processed in accordance with American standard ASTM E 519-02.

In the table 1. the results of shear strengths are presented, and in the figure 14. there is diagram of achieved shear strength due to diagonal tension for walls samples made of brick blocks which are built in three mortar types.

Labels of samples	Breaking force	τ_i
	kN	MPa
IM1	72.5	0.68
IM3	70.8	0.68
IM4	45.8	0.44

Table 1. Shear strengths of group of walls

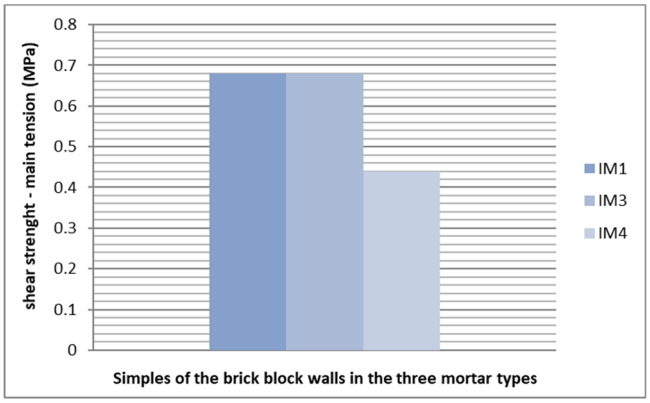


Fig. 14. Diagram of achieved shear strength due to diagonal tension failure

On the bases presented results generally it was concluded that increase of mortar class is not increased strength of shear walls, respectively values of main tension stresses. On the samples of walls made of brick blocks it is registered decrease of values of main tension stresses with increase class of mortar. This decrease in shear strength should be taken with caution because in one sample of the wall the force was entered with eccentric due to poor brickwork, and therefore small breaking force values has been measured.

5. SHEAR STRENGTH OF WALLS STRENGTHENED WITH FRCM COMPOSITE

5.1. Method of strengthening with three types of FRCM composite systems

After analysing the results of the first stage of testing seven types FRCM system, it is concluded that the selected cracked walls samples should be strengthened with three different FRCM composites system types.

The walls made of brick blocks, on which it was registered about the same shear strength, have been selected as samples. For the matrix reinforcing the glass mesh (weight 160 gr/m^2) was used. The walls have been strengthened with following types of FRCM systems:

- B 1.5 – matrix from Betonprotekt RT in three layers, total thickness 1.5 cm, strengthened with two fibreglass mesh;
- B 2- matrix from Betonprotekt RT in four layers, total thickness 2.0 cm, strengthened with three fibreglass mesh;
- SM 2, mortar by own recipes in four layers, total thickness 2.0 cm, strengthened with three fibreglass mesh.

Figure 15 presented external strengthening of cracked wall made of brick blocks by FRCM system which as matrix has SM mortar thickness 2.0 cm that is reinforced with three layers of fibreglass mesh.



Fig. 15. Strengthening of cracked walls with FRCM composite system, type SM2

6. TESTING RESULTS OF STRENGTHENED WALLS

Chosen cracked walls are after external strengthening by selected FRCM composite systems re-tested by applying the compressive force on the diagonal in order to register the shear strength of strengthened samples.

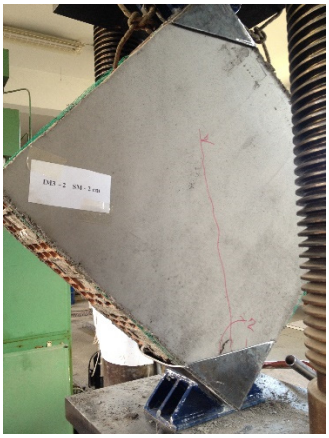


Fig. 16. Crack in the sample type SM2



Fig. 17. Crack in the sample type B 1.5



Fig. 18. Crack in the sample type B 2

Table 2. Shear strength of walls before and after strengthening with FRCM linings, (MPa)

Walls made from brick blocks	Shear strengths □i (MPa)
IM1-1	0.69
IM1-1 B 1.5	1.09
IM1-3	0.63
IM1-3 B 2	1.87
IM3-2	0.64
IM3-2 SM 2	1.26

Based on the registered value of breaking force on the tested walls it is calculated that with lining from Betonprotekt RT thickness 1.5 cm, system B 1.5, shear strength of strengthened cracked sample increased 50% compared to the shear strength of the not cracked wall sample. In the wall with lining from Betonprotekta RT thickness 2.0 cm, system B 2, shear strength are three times higher than strength of cracked wall sample. In the walls that have been strengthened by SM2 system, shear strength has been increased 100% relation to the shear strength of the corresponding not cracked wall.

Figure 19 shows a diagram of the shear strength of the brick block walls, dimensions 25x19x19, before strengthening and after strengthening with three different FRCM lining systems.

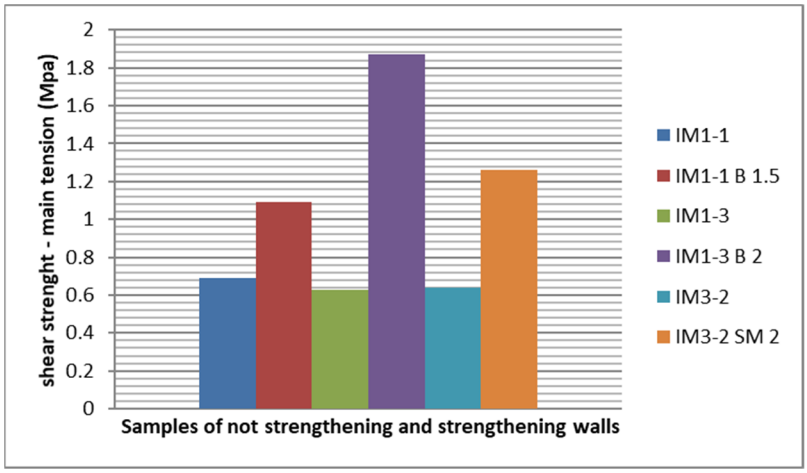


Fig. 19. Shear strength in the not strengthened and in the strengthened walls

7. CONCLUSION

FRCM composite systems are new, relatively inexpensive and easily applicable technology for shear strengthening of structures. Testing of FRCM composites, presented in this paper, indicate a high contribution of FRCM linings to shear capacity of the wall. The linings which had as matrix mortars mixture made during of this research, had a better adhesion between walls and linings than linings made from matrix of Betonprotekt RT.

The new matrix, built from mortar obtained by own recipes is consisted of: cement, hydrated lime, silica fume, fly ash, crushed brick, finely granulated sand (fraction less than 3mm) and water has the average compressive strength of 26.6 MPa. The linings had excellent adhesion to the walls and the separation of lining from wall has not registered during the testing. In the walls that have been strengthened with SM2 system, shear strength has been increased 100% in relation to the shear strength of the corresponding not cracked wall. In future researches it is needed to improve workability of mortar matrix. The results of researches that are presented in this paper show that FRCM systems can find successful application in building practice.

REFERENCES

[1] AC434-13 (2011). .Acceptance Criteria for Masonry and Concrete Strengthening Using Fabric-Reinforced Cementitious Matrix (FRCM) Composite Systems,

[2] Arboleda, D. (2014). Fabric Reinforced Cementitious Matrix (FRCM) Composites for Infrastructure Strengthening and Rehabilitation: Characterization Methods, A Dissertation, University of Miami

[3] Babaeidarabad S. (2013).Masonry Walls Strengthened with Fabric-Reinforced Cementitious Matrix Composite Subjected to In-Plane and Out-of-Plane Load, A Dissertation, University of Miami, Novembar

[4] Denić V. (2007). Zidane konstrukcije i novi evropski standardi, Materijali i konstrukcije br. 50, pp. 51-55

[5] Folić R., Glavardanov D. (2009) Mehanizami oštećenja, modeli održavanja i sanacija betonskih konstrukcija pojačanih FRP elementima, Materijali i konstrukcije vol. 52, pp. 63-73

[6] Tomaževič M. (2008) Introducing Eurocodes and the Calculation of Seismic Resistance of the Masonry Constructions, Materijali i konstrukcije vol. 51, pp. 3-24

[7] Tumialan G., De Luca A., FRCM Systems: „The Second Generation of Externally-Bonded Composite

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

MT - 32

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

DIAGNOSTICS OF THE CONDITION OF THE FAIR HALL STRUCTURE IN LESKOVAC

Slobodan RANKOVIĆ[1], Dragan ZLATKOV[2],
Predrag PETRONIJEVIĆ[3], Žarko PETROVIĆ[4]

ABSTRACT

The Fair Hall in Leskovac (Serbia) is to be reconstructed and undergo conversion, so it was necessary to perform an expertise of the condition of the roof structure, considering the age of the building and inadequate maintenance in the recent years.

It is a suspended roof structure with a span of 65 m, composed of suspension catenary cables and staying arc cables.

The original design documentation was made in 1958 by the famous designer, eng. Balgač, and only a small part of the design has been available. The build was built in 1961 and the design of the finished building has not been available.

For the purpose of diagnosing the current condition of the roof structure, testing load examination was performed, as well as measuring of global and local deformations, and measuring of permanent force in the cables.

The obtained results demonstrate a surprisingly good performance under the test load, of this very interesting and rare roof structure. The relation of design and measured deflections, residual deflections and local deformations are within permissible parameters.

Unfortunately, the adopted architectonic design for conversion of the building (shopping mall) will cause the loss of the basic structural characteristics and advantages of this structural design built in the middle of 20th century. Namely, visibility of ceiling structure and potential for usage of the entire space having a single-span diameter of 60 m were not sufficiently taken into account.

Keywords: *Suspended structure, catenary, testing*

[1] PhD, Ass. prof., University of Niš, Faculty of Civil Eng. and Architecture Niš, Niš, Serbia, slobodan.rankovic@gaf.ni.ac.rs
[2] PhD, Ass. prof., University of Niš, Faculty of Civil Eng. and Architecture Niš, Niš, Serbia, dragan.zlatkov@gaf.ni.ac.rs
[3] PhD, Ass. prof., University of Niš, Faculty of Civil Eng. and Architecture Niš, Serbia, predrag.petronijevic@gaf.ni.ac.rs
[4] PhD, Ass. prof., University of Niš, Faculty of Civil Eng. and Architecture Niš, Niš, Serbia, zarko.petrovic@gaf.ni.ac.rs

1. INTRODUCTION

1.1. Description of the hall roof structure

The roof structure of the Fair Hall in Leskovac [1], whose base is a circle of an approximate diameter of 65 m, is a suspended structure composed of suspension cables 8∅5 mm (two rows of 4∅5 mm), having a shape of a catenary and staying (auxiliary) cables 3∅5 mm (in one row), having an arc shape. Mutual spacing of the cables, suspension and staying, is 80 cm. the cables are made of cold-formed high-strength steel Č160/180. Suspension cables of maximum span of 60 m with a chord of 4.5 m are anchored into the cladding of the peripheral concrete supports prior to their concreting, and pre-stressing force was introduced into the staying cables using the mechanisms after concreting the peripheral supports. The roof cover is a slab cast in place, which on the lower side has a plaster lath and reinforcement Q mesh ∅6/20 cm. The original design planned for installing of prefabricated panels, 0,8x0,8 m x 3 cm into the eyelets of suspension and staying cables via the sheet-metal hooks. After construction of water-proofing, the external surface was clad in steel sheets. The roof structure is lined with hard boards on the wooden lath 2,5/5,0 cm base. Peripheral concrete supports in which cables are anchored have a parabolic shape, dimensions 3,0 m x 0,7 m, with an inclination of around 28°. Peripheral supports are resting on 12 columns founded at a depth of approximately 2.0 m, and the depth of foundation abutments of main arches is 6.0 m. The designed underground gallery was not built.

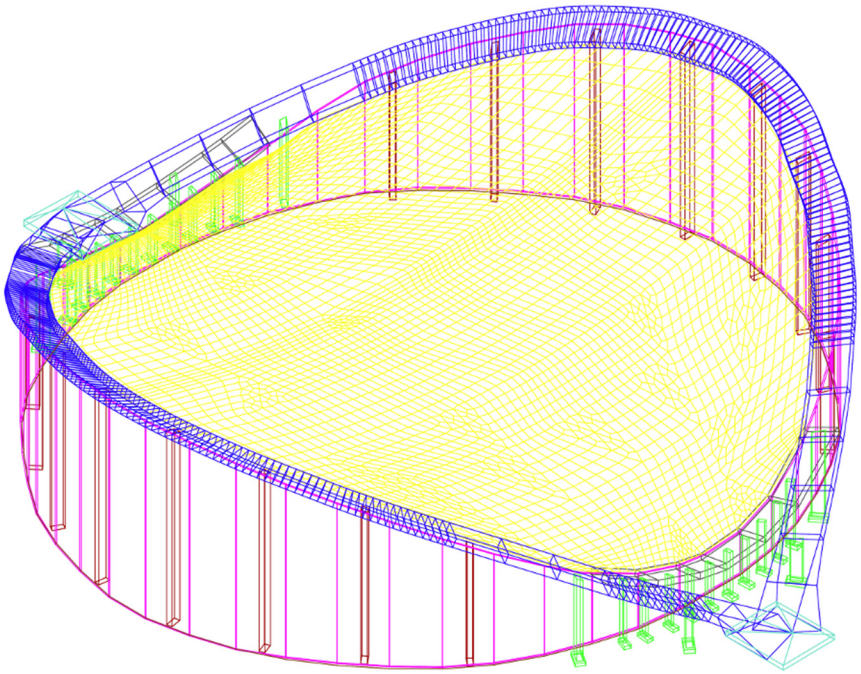


Fig. 1. Axonometric appearance of the hall

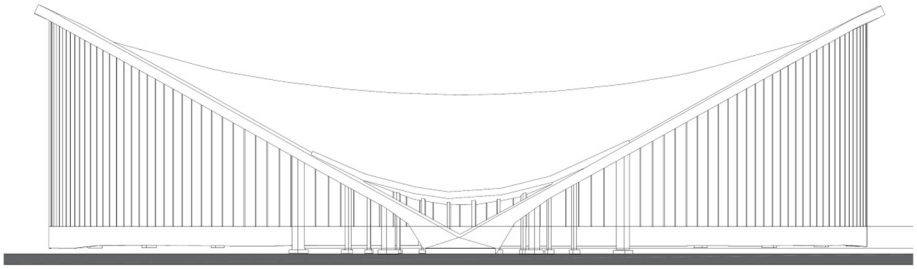


Fig. 2. Appearance of the hall

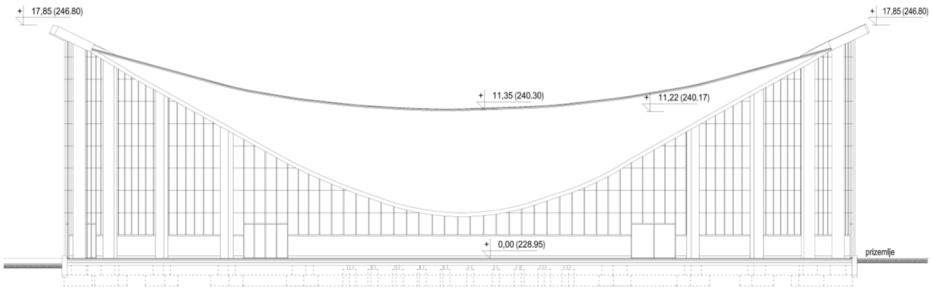


Fig. 3. Cross-section 1-a

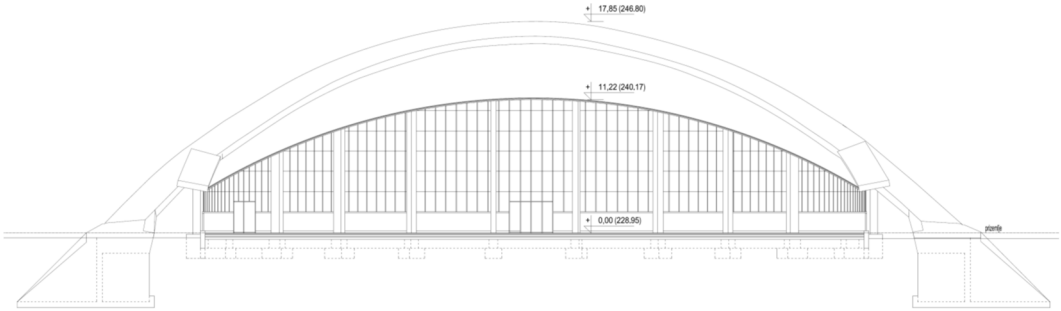


Fig. 4. Cross-section 2-a

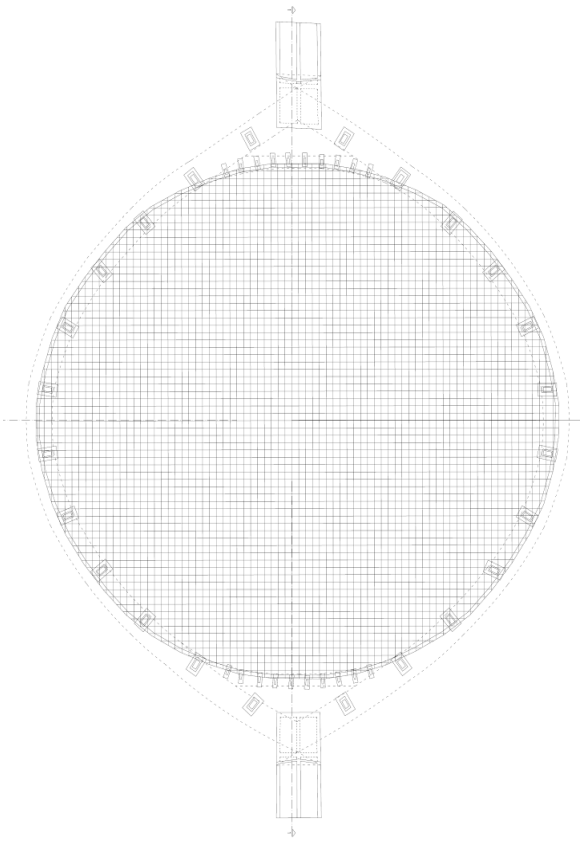


Fig. 5. Plan of the roof structure of the hall

2. STATIC LOAD TESTS

2.1. Test Program

For testing of the roof structure to the test load, the maximum suspension cable span – catenary (concave direction) and the span in perpendicular plane in the place of the staying cable (convex direction) were chosen (Figs. 6 and 7).

Testing the substituting test load was conducted in compliance with the regulations for this type of works SRPS U. M1. 047. The measurements were performed for the maximum of the static load (by phases) and dynamic load in multiple constellations.

The substituting static load from the temporary action (of snow and wind) acting on the roof structure with the maximum intensity of 100 daN/m^2 was applied. The substituting load were sand bags having individual weight Q=25 kg. What was tested were the symmetry and antimetry phases in the direction of the suspension cables and in the direction of the staying cables. The load was retained on the structure for 18 hours, after which the structure was unloaded, while reading the residual values on the instruments for the 4 hours during unloading. A total of applied load was 6100 kg (Fig. 11 b). The load was applied in phases (total of 12) evenly, with a step of 25 daN/m^2, from one quarter of the span to the middle of the roof support.

The arrangement of measuring instruments was in line with the static system and the principle of wrapping the cross-section with the instruments (Figures 6 and 7). The used equipment monitored global (general) and local deformations and stresses in the characteristic cross-sections where the maximum load are expected. Global deformations (deflections), were monitored using electronic displacement gauges (LVDT-displacement gauge), (Fig. 12a, 12b). Dilatations in the cables (suspension and staying) were monitored using electroresistant tension meters (strain gauges) by Hottinger LY 41 with the data 1×10^{-6} and the basis of 6 mm (Fig. 12 c). The sensors are connected to the measuring station using multi-channel measuring-acquisition systems MGCplus and connected to the personal computer (Fig 13 b). Reading the value of time deformations under full load, and of the values after unloading was performed in the time quasi-dynamical mode with the 10 minute period. Data processing was performed using original HBM software package CATMAN.

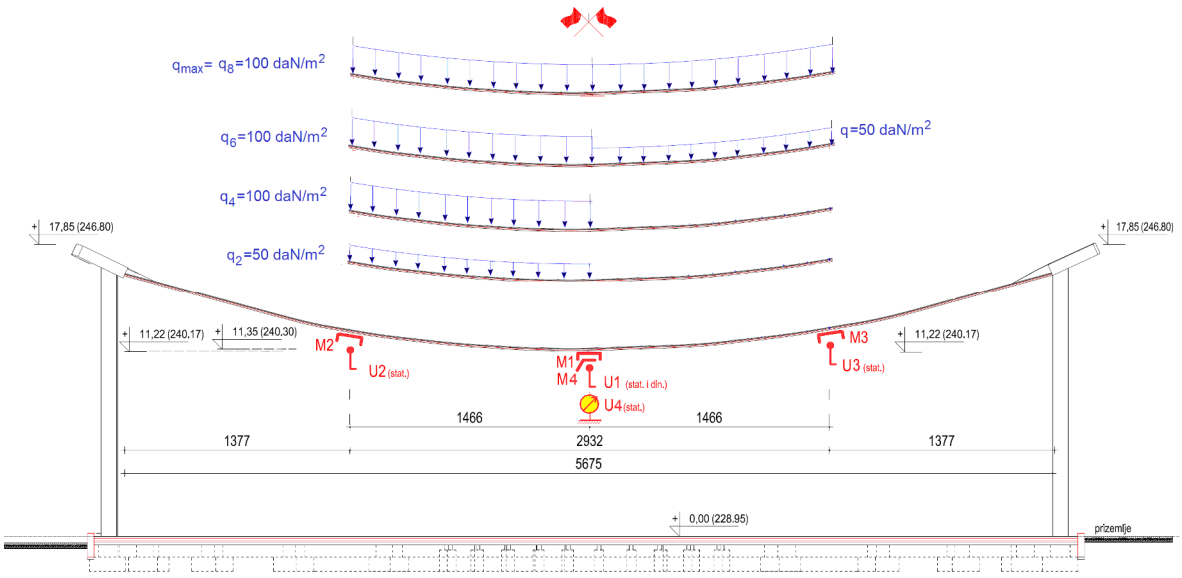


Fig. 6. Test load phases and arrangement of instruments (direction of suspension cables).

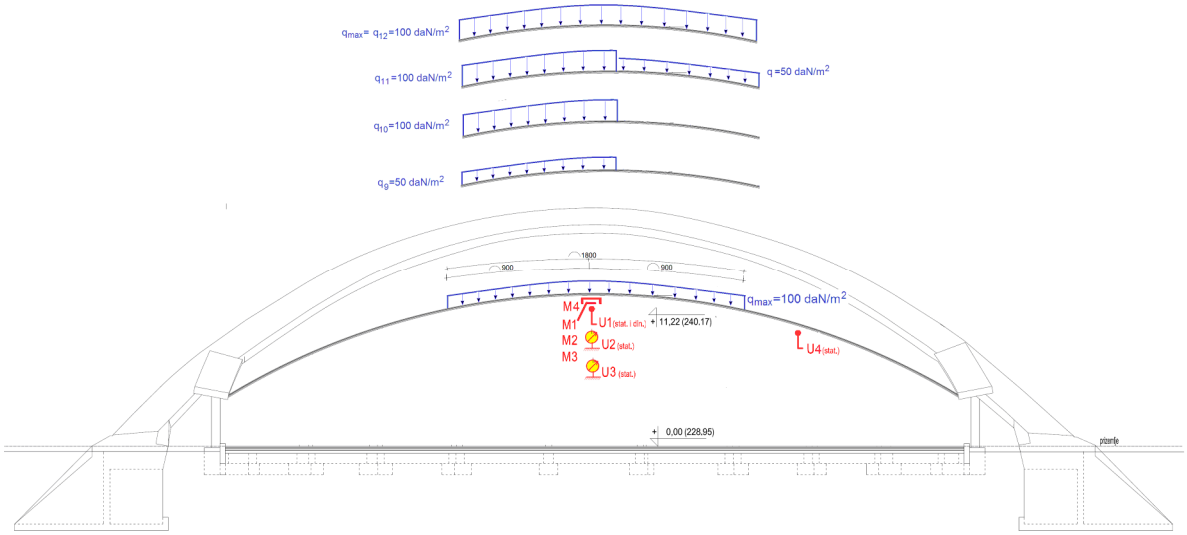


Fig. 7. Test load phases and arrangement of instruments (direction of staying cables)

2.2. Test results

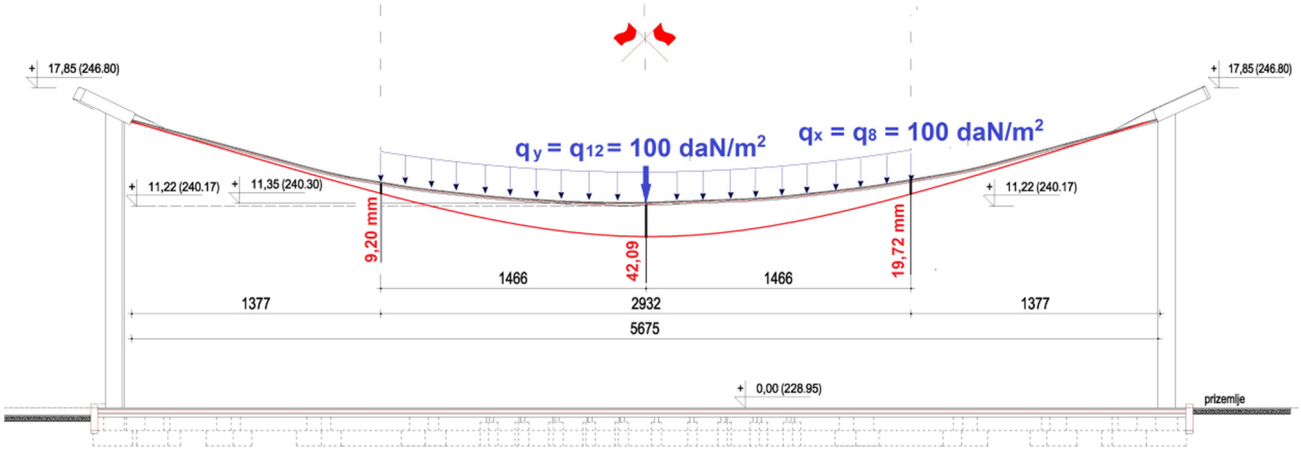


Fig. 8. Deformation in the direction of the suspension cable L/2 at symmetrical load.

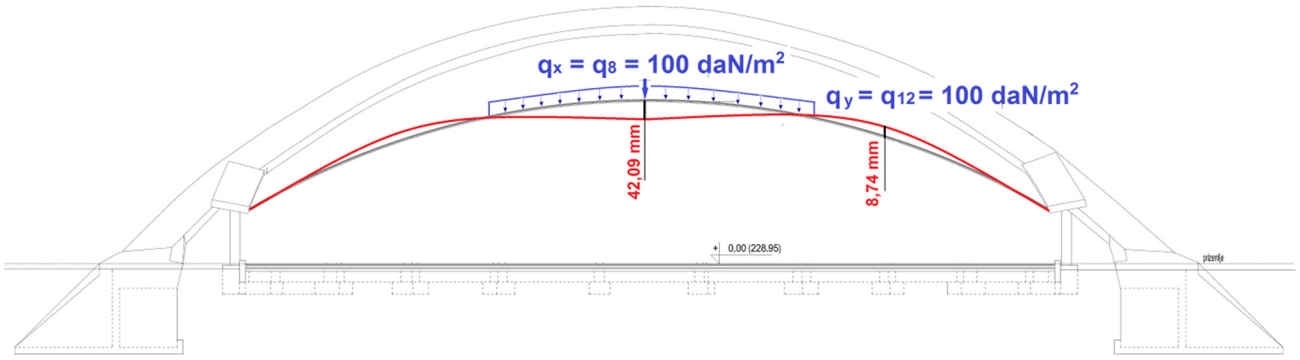


Fig. 9. Deformation in the direction of the staying cable L/2 at symmetrical load.

2.3. Measuring of prestressing permanent force in the cables

Determination of the permanent force in the suspension cables of the roof structure was performed by measuring the frequency using frequency meter and calculating using the Biot-Savart law (Fig. 12 a). The measured values were approximately N=60 kN.

3. DYNAMIC LOAD TESTS

3.1. Test Program

For recording the response of the roof structure to the action of dynamic load and for defining dynamic parameters (oscillation frequencies and logarithmic decrement of damping) the following dynamic load constellations were used:

- Structure unloaded by the static test load

- Jump at the mid span;
- Walk in the direction of the suspension cable at L/2;
- Walk in the direction of the staying cable at L/2;
- Swinging of the structure at mid span.

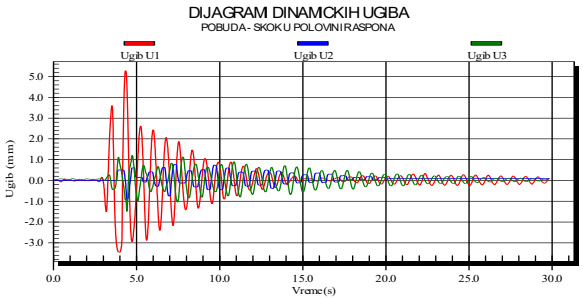
- Structure loaded with maximum test load q_{12}=100 daN/m^2

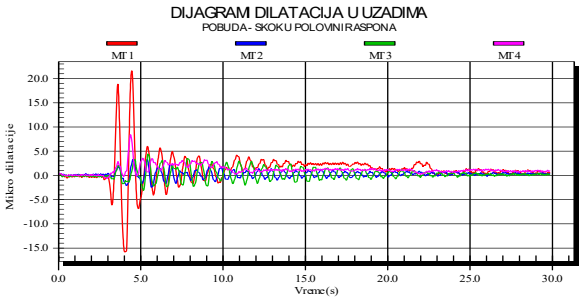
- Jump at the mid span;
- Swinging of the structure at mid span.

3.2. Test results

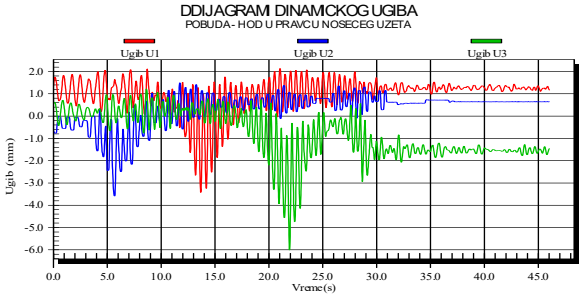
Because of the limited space, only some results are presented.

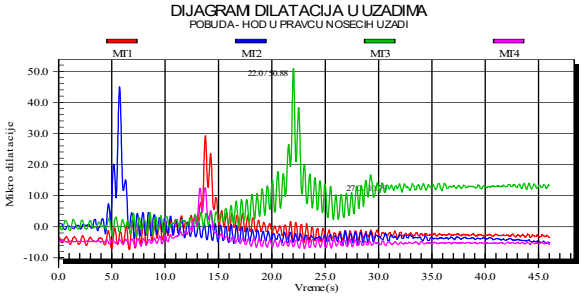
- Structure unloaded by the static test load



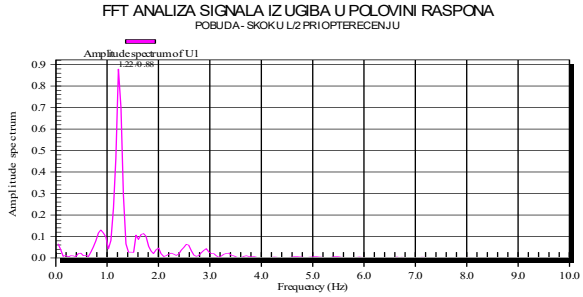


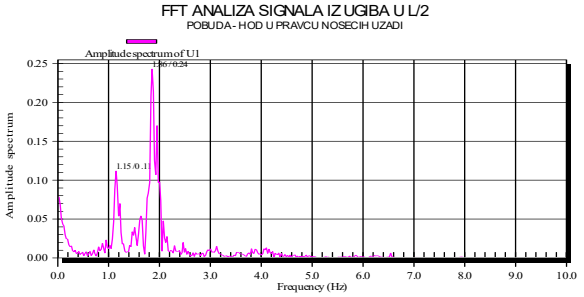
- Structure loaded with the maximum test load q_{12}=100 daN/m^2





- FFT signal analysis





4. CONCLUSIONS

Based on the conducted investigation works, control static calculation and tests to static and dynamic test load of the “suspended” roof structure of the building "Leskovac Fair " in Leskovac, the following conclusions are made:

1) Testing the substituting test load of maximum intensity q_{max}= 100 daN/m^2 in the direction of suspension cables and in the direction of staying cables, at the mid span, te maximum deflection at mid span of $y_{q,max}$=42,09 mm was measured. Together with the calculation deflection of own weight of y_{gmax}=116,3 mm it results in the maximum deflection of $y_{q,max}$+ $y_{g,max}$=158,39 mm. Considering the static span of L=5675 cm, the ratio y/L=1/358 was obtained, which is less than the (conservatively) permitted L/300.

2) The maximum design deflection for the applied test (substituting) load is $y_{q,rač}$=41,25 mm. The relation of the design and measured deflection is $y_{q,rač}/y_{p,mer}$=41,25/42,09≈1, which means that the there is a required safety coefficient, so the structure meets the standard regarding this criterion.

3) Maximum residual deflection is $y_{q,zaost}$=2,40 mm, and the ratio $y_{q,zaost}/y_{q,max}$ =(2,40/42,09)·100= 5,7% < 15%, so the condition is met regarding this criterion, too.

4) Measured dilatations, i.e. stresses in the most loaded suspension cables at mid span show values which are lower than permissible ones, so this criterion is met, too. The measured maximum stress from the test load in the longest suspension cable (8∅5 mm) at mid span (Strain gauge M1) is σ_{max}= +543 daN/cm^2, i.e. the maximum tension force from the test load is $N_{q,max}$= +852 daN, which, together with the measured impacts from the constant load $N_{g,max}$=+5990 daN yields N_{max}=6840 daN, which is less than the design force for the same load.

5) Based on the measured dilatations (Strain gauge M4) in the staying cable (3∅5 mm) due to the test load, a drop of the tension force of N=-73 daN is obtained. There is a sufficient force in the cable for the staying function of the cables.

6) Dynamic characteristic of the roof structure show satisfactory values and range within limits of the regular design values. The oscillation frequency of f=1,27 do f=2,1 is within design value L/100=1,7 Hz. The damping expressed through the logarithmic decrement is δ=0,210 to δ=0,249 and it is considered adequate for this type of structures. The applied static test load is did not considerably change the dynamic characteristics of the structure.

7) There was damage observed on the concrete infill of the roof structure which is a consequence of water leaking and frost action during its service live lasting several decades (lower sections of the roof). These areas require repair using shotcrete mortar.

8) Lower suspension cables 8∅5 are in places bare and there is onset of corrosion, which did not reduce their cross-section to a considerable degree. It is necessary to clean them from corrosion and protect using repair mortar.

9) it was not found that the upper staying cables are bare or that they show corrosion.

10) There was no damage (separating) of the roof infill during the test load.

5. PHOTO DOCUMENTS



Fig. 10. Appearance of the hall and roof structure



Fig. 11. Appearance of the ceiling structure (a) and the position of the applied test load (b).



Fig. 12. Deflection meter position (LVDT) and strain gauges



Fig. 13. Measuring frequency in the suspension cables and the measuring station (MGCplus + PC)

ACKNOWLEDGEMENTS

The paper is a part of research of the Project TR 36043 and 36016 supported by the Ministry of Education and Science of the Republic of Serbia.

REFERENCES

[1] Balgač Edmund, Stakić Nikola: Građevinski projekat "Izložbena hala br. 3, Sajam tekstila u Leskovcu", Građevinsko preduzeće "Rad" - Beograd, Biro za projektovanje, 1958. str..?

[2] Ekspertiza stanja krovne konstrukcije hale "Leskovački Sajam" u Leskovcu, Institut za građevinarstvo i arhitekturu GAF Niš, Novembar 2018. str. 48.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

MT - 33

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

ASSESSMENT OF ROAD REINFORCED CONCRETE BRIDGE

Andrija RAŠETA[1], Anka STARČEV-ĆURČIN[2], Danijel KUKARAS[3], Miloš ŠEŠLIJA[4], Dragana NADAŠKI[5], Igor DŽOLEV[6]

SUMMARY

Bridges represent specific objects in the traffic infrastructure, and most of them, on local roads in the Republic of Serbia, were designed and built few decades ago. Maintenance and repair activities on these bridges are usually irregular and inadequate. The Ministry of Construction, Transport and Infrastructure of the Republic of Serbia has launched an initiative for conducting the inspection of the road RC bridge over the Zlatica river in the municipality of Padej, Republic of Serbia, with the aim of assessing its stability and suitability for use.

The tested semi-precast reinforced concrete bridge is 32.0 m long and 7.2 m wide and provides two-way road traffic. The span structure is of a simple beam static system and relies on reinforced concrete pillars based on piles, and consists of five prestressing concrete beams over which a reinforced concrete slab is constructed. The embankment behind the coastal pillars is provided by parallel wing walls rigidly attached to the coastal columns. Crossing slabs are made behind the coastal pillars. The bridge level is straight and the lateral pavement fall is double sided. Free height below the bridge is 4 – 5 m. The final pavement layers, horizontal and vertical traffic signals were not performed on the bridge. There is no technical documentation for the bridge. The assessment of the object condition was made on the basis of a visual inspection, then on the basis of the establishing of the dimensions of the object elements, as well as the static and dynamic testing of the bridge under the influence of the test load.

The paper presents the assessment condition of the road RC bridge and summarizes the key results of visual inspection and testing with test load. Damages were noted on the main structural elements, but in the meantime, the structure is capable of receiving loads corresponding to the category of road on which the bridge is located. However, urgent repair of all structural elements is necessary in order to preserve the reliability of the bridge structure.

Keywords: *bridge, testing, assessment condition, repair*

[1] Assist. Prof., University of Novi Sad, Faculty of Technical Sciences - Novi Sad, Serbia, e-mail: araseta@uns.ac.rs
[2] Assist. Prof., University of Novi Sad, Faculty of Technical Sciences - Novi Sad, Serbia, e-mail: astarcev@uns.ac.rs
[3] Assoc. Prof., University of Novi Sad, Faculty of Civil Engineering in Subotica, Serbia, e-mail: danijel.kukaras@gmail.com
[4] Assist. Prof., University of Novi Sad, Faculty of Technical Sciences - Novi Sad, Serbia, e-mail: sele@uns.ac.rs
[5] Res. Assist., University of Novi Sad, Faculty of Civil Engineering in Subotica, Serbia, e-mail: dnadaski@gmail.com
[6] Assist. Prof., University of Novi Sad, Faculty of Technical Sciences - Novi Sad, Serbia, e-mail: idzolev@uns.ac.rs

1. INTRODUCTION

Most bridges in the Republic of Serbia were built few decades ago. Also, most of the bridge structures, especially on local roads, are designed for a much smaller volume of traffic than the ones currently crossing on bridges. Maintenance and repair activities are usually irregular and inadequate. The initiative for conducting the inspection of the subject bridge with an assessment of its stability and suitability for use was initiated by the Ministry of Construction, Transport and Infrastructure, Republic of Serbia.

The bridge is located in the Republic of Serbia, in the municipality of Čoka, Padej, in the Oslobodjenje street and crosses the Zlatica river (Fig. 1). The technical documentation for this bridge is not available but after the structural inspection, based on the shape of the bridge, its dimensions, the way of construction and the condition, it is estimated that the bridge is between 25 and 30 years old.



Fig. 1. Road RC bridge in Padej, Republic of Serbia

2. DESCRIPTION OF THE BRIDGE

The bridge was built normaly on the course of the river Zlatica, which is regulated in the direction of the bridge zone. The bridge nivelet is right and raised in relation to the coastal parts of the road, from the north by ~ 1.5 m, and on the south side by ~ 2.0 m, where the road on the south side of the bridge from the direction goes in a mild curve. The bridge is constructed as a semi-precast reinforced concrete, static free-standing system, with a width of a pavement that allows two-way traffic of vehicles and with pedestrian paths on both sides. On the bridge, the final layers of the pavement (waterproofing and asphalt) are not made and there is no traffic signalization. The length of the structure span is 24.9 m, and the total length of the construction is 32.0 m. The width of the pavement is 5.0 m, and of the pedestrian paths is 1.1 m. The reinforced-concrete coastal pillars are based on a headed beam with piles and accept a span structure (the bearing beam is supported on three pillars, and the main longitudinal supports are supported directly on the bearing beam). The dimensions of the cross-sections of the columns are 30×60 cm, and of the bearing beam are 72×69 cm. The height of the pillars above the peg is approximately 1.8 m. The winged walls are parallel with the axis of the bridge. The span of the structure consists of five prefabricated concrete beams, "V" shaped, of cross-section, 85 cm high, 100 cm wide at the top and 45 cm at the bottom. The distance between the beams is 30 cm, and their shape and height point to the conclusion that they are prestressed. The overhang of the pedestrian path is 75 cm. Pedestrian paths are performed as semi-precast with segments of approximately 2.0 m in length and with monolithic layer of concrete on the top. Above the "V" shaped beams, reinforced concrete pavement slab is performed with the thickness of 20 cm.

3. DETAILED OVERVIEW OF THR BRIDGE STRUCTURE

A detailed overview of the structure with the necessary tests of the behavior of the bridge under the influence of the test load consisted of the following activities: determination of the dimensions of the derived object, control of the dimensions of the supporting elements of the structure, and possibly determining of changes and deviations from the expected values, determining the critical points and recording the damages on all elements of the supporting structure, a detailed overview of all characteristic zones and individual parts of the bridge construction elements, static and dynamic testing of the bridge under the influence of the test load in order to measure the characteristic quantities to the extent necessary for the validation of the conclusion on the assessment of the bridge and its suitability for use.

It was determined, by building measurements, that the dimensions of the structure were carried out mainly without any deviation/irregularities that could occur as a result of errors during the execution of the works. Also, it was established that the dimensions of the bridge construction elements are generally correspond to the expected sizes, with minor deviations, which are the result of minor irregularities during the execution of the works (irregularities in the formwork and scaffold, ect).

Asphalt part of the pavement on the bridge has not been carried out, so the traffic is carried out directly over the upper surface of the reinforced concrete structure. This situation has a very adverse effect on the construction of the bridge. In the area of the bridge joint with the road, a provisional transitional reinforced concrete slab with a thickness of 15 cm, located on the surface of the roadway, is made in segments, at a length of about 15 m, and is completely exposed to traffic and atmospheric influences. This solution, with poor drainage from the bridge, led to the occurrence of sagging of the road in relation to the bridge in size from 15 to 30 cm, Fig. 2.



Fig. 2. The pavement and the edge wreaths state

The main carriers, "V" shaped beams, are supported directly on the bearing beam, and when the bridge was examined, the existence of a bearing has not been established. The condition of the outer surfaces of the main carriers is expected for concrete of this age. It has locally traces of leakage from the upper surface of the bridge, but no cracks appear that are constructive in nature and/or indicate a reduced load capacity. On the underside of the pavement slab, between the "V" shaped beams, the phenomenon of the segregation of concrete was detected, ie the errors during the concrete pouring, Fig. 3.



Fig. 3. The span structure state

The coastal pillars are reinforced concrete and consist of two functional parts: supports of the span structure and systems that form the winged walls with the front wall. During the overview, the existence of minor errors occurred during the performance, or when the winged walls were concreted, the so-called "nests" occured, where concrete is not well embedded. In the present situation, these defects do not endanger the carrying capacity, but it is necessary to plan their repair in a period not longer than 5 years, Fig. 4.



Fig. 4. The coastal pillars state

The embankment at coastal pillars is mostly stable, overgrown with grass, weeds and not maintenanced, Fig. 5. There are signs of erosion in zones outside the impact of winged walls. Concrete of the roadway construction on the connection with the transitional plates is completely weared, and parts of the reinfiorcement that have the shape of the spikes spring from it and pose a great danger to people and vehicles using the bridge. The rest of the bridge's surroundings are not completely maintenanced.



Fig. 5. The embankment state at coastal pillars

4. THE BRIDGE TESTING

The test of the bridge under the influence of the test static and dynamic load was performed in order to measure the characteristic static and dynamic dimensions of the bridge construction to the extent necessary for the validation of the conclusion on the bridge assessment and its suitability for use.

The program of this test involved measuring the two-point dilatation in the middle of the bridge span with the aim of identifying dynamic parameters, that is, the behavior of the bridge due to dynamic load. In addition to these measurements, the change of the tangent inclination to the deformation line at two points in the opposite support zone of the bridge was monitored as well as the midpoint deflection of the bridge span.

Based on the category of road on which the bridge is located, it has been established that for the examination of the bridge it is necessary to provide one vehicle/truck with an approximate mass of 30 tons, Fig. 6.

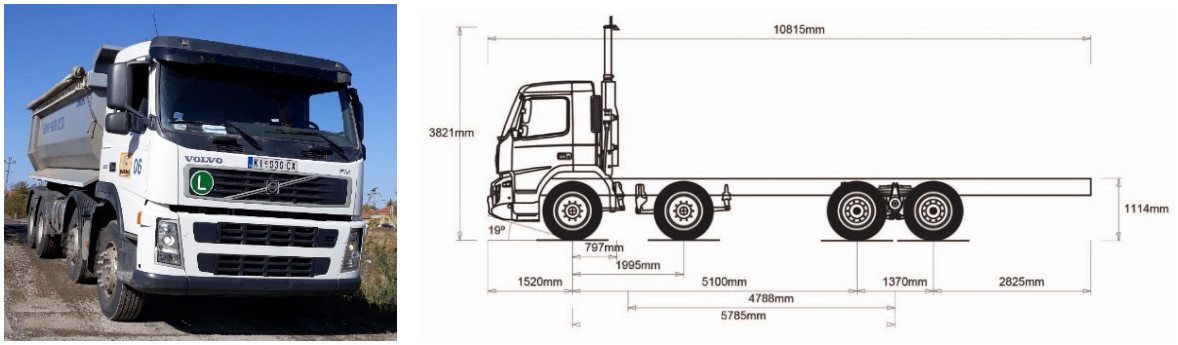


Fig. 6. The vehicle for the bridge testing

The dilatation measurements in the upper zone of the middle of the bridge were made using a deformator with a base of 100 mm and a digital with accuracy 1/1000 mm, Fig. 7. The measurement of the tangent inclination to the deformation line was performed using a digital clinometer "JINGYAN TLL-90S" with accuracy 0.001°, Fig. 8.



Fig. 7. Deformator with magnetic stand, digital gimballer and wireless node "Microstrain DVRT LInk"



Fig. 8. Digital clinometer with accuracy 0.001°

In order to obtain a dynamic response of the construction, the vehicle has repeatedly transited over the bridge construction at a speed of 30 km/h. The results of the measurements were compared with the numerical model of the span bridge structure made in the Tower7 computer software, Fig. 9. In Table 1 the final measured results and the corresponding values obtained by the control design are given.

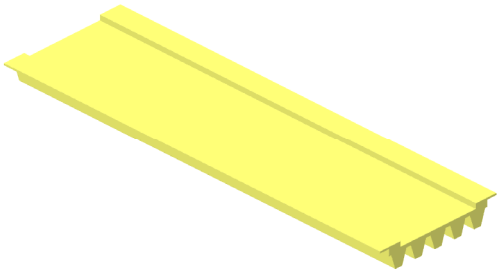


Fig. 9. Numerical model of the span bridge structure

Table 1. The measured and designed values

Load phase	Midspan deflection, (mm)		Incline (North), (°)		Incline (South), (°)	
	Measured	Numerical result	Measured	Numerical result	Measured	Numerical result
	$U_{m,measured}$	$U_{m,designed}$	$\alpha_{N,\ measured}$	$\alpha_{N,\ designed}$	$\alpha_{S,\ measured}$	$\alpha_{S,\ designed}$
Front axle in the middle of the bridge	3.29	3.70	0.024	0.027	0.021	0.023
Vehicle in the middle of the bridge	3.48	3.92	0.024	0.027	0.023	0.026
The rear axle in the middle of the bridge	3.35	3.75	0.021	0.024	0.024	0.027

5. BRIDGE ASSESSMENT

Based on the analysis of the results the following key characteristics were established:

- The pavement surface is not finished. There is no waterproofing or asphalt cover. Damages (wear, cracks, holes) on the upper surface of the concrete are expressed. The drainage system has not been completed and is out of service. It is necessary to plan the maintenance and repair works in the recent period (1 to 2 years).
- The upper surface of the pedestrian paths shows signs of aging. There are holes in the pedestrian path that are not functioning at the moment but have a negative effect on the bridge structure. It is necessary to plan work on their maintenance/repair in the recent times (1 to 2 years).
- On the outer surfaces of the main carriers, there are some traces of leakage from the upper surface of the bridge. There was no established occurrence of cracks that were constructive in nature and/or which would indicate reduced load capacity. On the underside of the pavement slab, between the "V" shaped beams, the phenomenon of the segregation of concrete was detected, ie the errors during the concrete pouring. It is recommended that the repair of these areas is planned in more recent times (up to 5 years).
- Coast pillars do not show signs of reduced load capacity. On the outer surfaces there are visible traces of damage due to the age of the concrete as well as a smaller number of defects created during the performance. The repair should be planned for a period not exceeding 5 years.
- The bridge structure was tested by a test load for the effect of static and dynamic impacts with one vehicle, the mass of 29.86 tons, which is approximately equal to the total load provided for bridges of category III with pavements of less than 6 m in width and the coefficient of efficiency of the test load amounted to approximately 1.0, or in accordance with the valid standard SRPS U.M1.046.

The test results show that the maximum measured vertical deflection is 3.48 mm, the corresponding designed deflection is 3.92 mm, and is in accordance with the measured value; the residual deflection after unloading of the structure is 0.11 mm, or 3.16 % of the maximum measured deflection; the dimensions of the measured deflections do not affect the functionality or the aesthetic appearance of the structure; the measured deformation and stress values correspond to the expected values obtained in the control static design; dynamic testing has established a dynamic coefficient of approximately 1.09 and which is less than the value prescribed by a regulation of 1.20.

6. CONCLUSION

Based on the results obtained during the bridge overview, the testing by the test load, the analysis of the static and deformation values, it is concluded that the structure of the reinforced concrete road bridge, in its present state, is capable of receiving the load corresponding to the bridges of category III and the pavement less than 6.0 meters. However, urgent repair of all bridge construction elements is necessary in order to prevent further damage occurring, which can certainly endanger the robustness of the structure.

ACKNOWLEDGEMENTS

The paper is part of the project “Theoretical and experimental research in civil engineering for the purpose of improvement of educational process and strengthening of scientific-research capacity of the department” conducted by the Department of Civil Engineering and Geodesy, Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad.

REFERENCES

[1] Kukaras, D., Starčev-Ćurčin, A., Šešlija, M., Rašeta, A. (2018). *Elaborat – Pregled konstrukcije drumskog mosta u ulici Oslobođenja, K.O. Padej, Republika Srbija, preko reke Zlatice, sa ocenom njegove stabilnosti i podobnosti za upotrebu.*

[2] SRPS U.M1.046. Testing of bridges with test load. https://www.iss.rs/rs/standard/?natstandard_document_id=11966.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

MT - 34

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

REPAIR AND STRENGTHENING OF RC BUILDINGS USING TRADITIONAL AND INNOVATIVE MATERIALS

Artur ROSHI[1], Golubka NECHEVSKA-CVETANOVSKA[2]

ABSTRACT

The field of research in the frames of this paper will be Application of traditional and Innovative Materials for Repair and Strengthening of RC Buildings in Seismically Active Regions. The need for repair and strengthening of RC buildings and their structural elements occurs when their elements do not posses sufficient strength, stiffness and/or ductility out of different reasons or due to slighter or more severe damages most frequently caused by earthquakes. It has been a usual practice to perform repair and strengthening of structures by application of traditional methods (most frequently, jacketing of elements), but lately, new innovative materials with a special technology of construction and repair have increasingly been applied. The application of these materials is still the subject of a large number of investigations worldwide, particularly in the field of application of these materials in seismically active regions.

Within the frames of this paper, special emphasis will be put on RC buildings where, during construction, the built-in concrete has not achieved the designed concrete class and/or buildings that cannot satisfy the required strength, stiffness and deformation characteristics particularly in earthquake conditions due to built additional storeys or enlargements. In these cases, it is necessary to take measures for repair and strengthening of both individual structural elements and whole structures using traditional and Innovative Materials.

Keywords: *Repair and Strengthening, Traditional and Innovative Materials, Concrete jacketing, FRP*

[1] Msc, Graduate civil engineer, PhD student, UKIM-IZIIS, Metropolitan University, Tirana, Albania, artur.roshi@yahoo.com
[2] Prof. PhD, IZIIS, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of North Macedonia golubka@pluto.iziis.ukim.edu.mk

1. INTRODUCTION

Behaviour of structures constructed and built of reinforced concrete during their serviceability period as well as during earthquakes depends on many factors. On one hand, there are the external factors, i.e., loads acting upon the structures (in addition to the main loads, there are also additional loads as well as effects caused by possible explosions, fires, earthquakes), while on the other hand, there are the factors that directly depend on the very structure of the buildings (structural system, type, quality and quantity of material used for the construction of the structure, the number of storeys, the mode of foundation,….). All these factors directly affect the strength and deformation characteristics of the individual structural elements and the structural system as a whole.

The need for repair and strengthening of RC buildings and their structural elements occurs when their elements do not posses sufficient strength, stiffness and/or ductility out of different reasons or due to slighter or more severe damages most frequently caused by earthquakes.

It has been a usual practice to perform repair and strengthening of structures by application of traditional methods (most frequently, jacketing of elements), but lately, new innovative materials with a special technology of construction and repair have increasingly been applied. The application of these materials is still the subject of a large number of investigations worldwide, particularly in the field of application of these materials in seismically active regions.

2. REPAIR AND STRENGTHENING OF BUILDINGS STRUCTURES

2.1 General

Strengthening of reinforced concrete structural elements is one method to increase the earthquake resistance of damaged or undamaged buildings. The strength of the structures can be moderately or significantly increased and the ductility can be improved, or in other words, it can be said that the concept of strengthening involves: a) increase in strength, b) increase in strength and ductility and c) increase in ductility, (Figure 2.1).

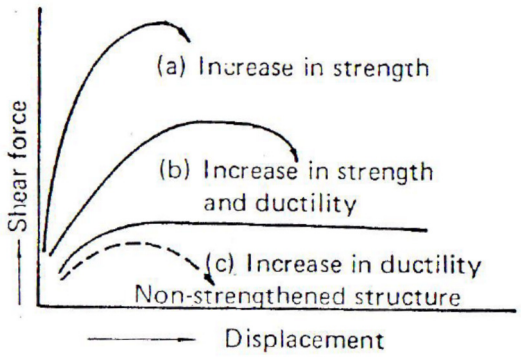


Figure 2.1 Concept of seismic strengthening

The methods for repair and strengthening of buildings may basically be categorized into two main groups: system based repair and strengthening (Global Strengthening) and member based strengthening (Local Strengthening).

In the system based strengthening methods, a structural system is modified by adding members such as reinforced concrete shear walls or additional steel bracing, mainly improving the strength and stiffness characteristics of the system.

A new frame can be introduced to increase the lateral strength and stiffness of a building. Similar to a new wall, integrating a new frame building and providing foundations are critical design issues.

The local strengthening approach involves modification of deficient elements to increase ductility so that the deficient elements will reach their limit states in a ductile manner when subjected to design events.

3. REPAIR AND STRENGTHENING OF COLUMNS USING TRADITIONAL MATERIALS

3.1. Column strengthening

Usually, the purpose of column strengthening is to improve earthquake resistance of damaged or undamaged buildings. Also, in the case when, during the construction phase, there is failure of concrete or any other substantial material in reaching the required quality according to the design, strengthening of specific structural members will be applied. Increased resistance of columns means increased column flexural and shear strength, improving column ductility by applying different techniques of their strengthening.

In the case of damaged columns, depending of the degree and type of damage, different techniques may be applied, such as resin injection, removal and replacement or jacketing.

3.1.1 RC jackets

One of the most frequently used methods for strengthening of reinforced concrete columns is reinforced concrete jacketing (Figure 3.1 and Figure 3.2).

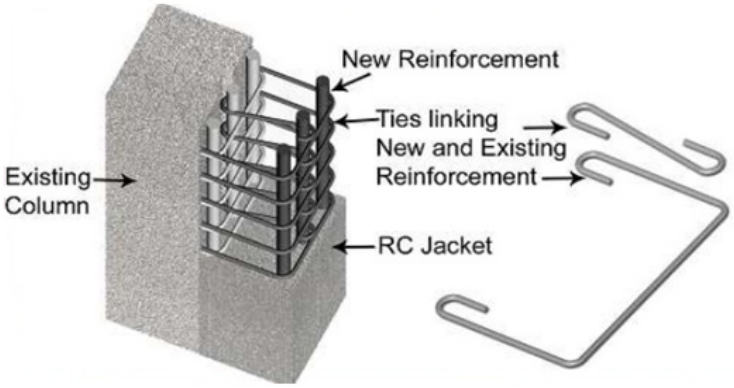


Fig.3.1 Reinforced concrete jacketing of existing column

Jacketing, which can be defined as the confinement of the column with new and higher quality reinforced concrete elements may be implemented for various purposes based on the type of deficiencies that the structural member has. Columns subjected to brittle damages can be jacketed in order to enhance resistance against shear and/or axial loads. In that case, although the purpose of jacketing is only to increase axial load or shear strength, some changes will also occur in the bending stiffness and moment capacity of the member after the jacketing application. By considering these changes during the jacketing design, the jacketed section is ensured to achieve adequate shear and axial load strength.

Except for such brittle damages, jacketing is applied for elements with inadequate bending capacity or ductility. In this way, strength of the columns displaying a splice failure as a result of bending can also be improved. Jacketing of the columns is to produce the best result if it is implemented at 4 sides of the column. Where necessary, confinement at 3 sides can also provide adequate performance. However, it is not generally recommended to implement the jacketing at 1 or 2 sides. Because, with such jacketing applications, no significant changes take place in the confinement characteristics of the member.

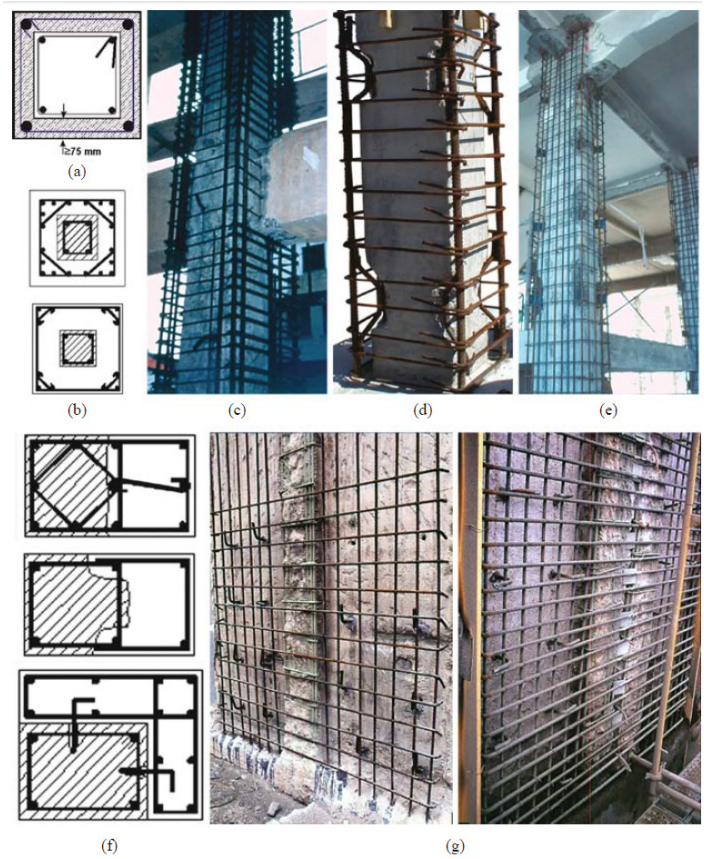


Fig.3.2 Concrete jackets in columns: a) simplest case b) jacket bars bundled near corners, engaged by cross-ties or orthogonal tie c) jacket bars bundled at corners, dowels at interface with old column d) U-bars welded to corner bars e) steel plates welded to corner bars f) one-or two-sided jackets g) one-sided concrete overlay with single curtain of two way reinforcement at exterior face of perimeter walls

3.1.2 Steel jackets

Jacketing with steel elements is a practical method used frequently for various applications. A typical steel jacketing application is presented in Figure 2.5.



Fig.3.3 Steel jacketing applied to RC columns

Steel jacketing can readily be used to especially enhance the shear strength of reinforced concrete elements. Located at the corners of an element, L-profiles are coupled by means of steel plates and confined. With the maintenance of continuity between storeys, steel jacketing can also be used to increase the bending strength. Also, the maintenance of adequate strength between the steel element and reinforced concrete element is inevitable for the improvement of bending capacity.

4. REPAIR AND STRENGTHENING OF BUILDINGS USING INNOVATIVE MATERIALS

4.1. Fiber Reinforced Polymers (FRP)

FRP composites comprise fibers of high tensile strength within a polymer matrix. The fibers are generally carbon or glass, in a matrix such as vinylester or epoxy. These materials are manufactured to form plates under factory conditions, generally by a pultrusion process.

The primary materials in a composite are the reinforcement fiber and the polymer matrix. Other materials are incorporated in the composite but they are of less significance in terms of both effect on cost and effect on properties, although the term polymer composites includes both thermosetting and thermoplastic resins.

The most commonly used thermosetting resins in composites are polyester, urethane methacrylate, vinylester, epoxy and phenolic. They are isotropic materials which allow load transfer between fibres, but they perform several other things. The matrix protects notch-sensitive fibers from abrasion and it forms a protective barrier between the fibers and the environment, thus preventing attack from moisture, chemicals and oxidation. It also plays an important role in providing shear, transverse tensile and compression properties. The thermomechanical performance of the composite is also governed by the matrix performance.

Reinforcement fibers are qualified in three main families of glass, aramid and carbon. There are other fibers, but they are relatively insignificant. The most important property of the fibers is their elastic modulus, and the fibres must be significantly stiffer than the matrix which allows them to carry most of the stress. Consequently, they must also be of high strength. Reinforcements are available in a variety of configurations of which there are three main categories:

- Unidirectional, in which all the fibers lie in one direction.
- Bidirectional, in which the fibres lie at 90° to one another. This is achieved either by use of woven fabric, non-woven fabric or by use of separate layers of fibres each unidirectionally, but successively laid at 90°.
- Random, in which the fibers are randomly distributed and are in-plane.

Stress-strain fiber behaviour is different for every type of fiber. (Fig.4.1). Different FRP shapes (Fig. 4.2) and Different material properties are given in Table 4.1.

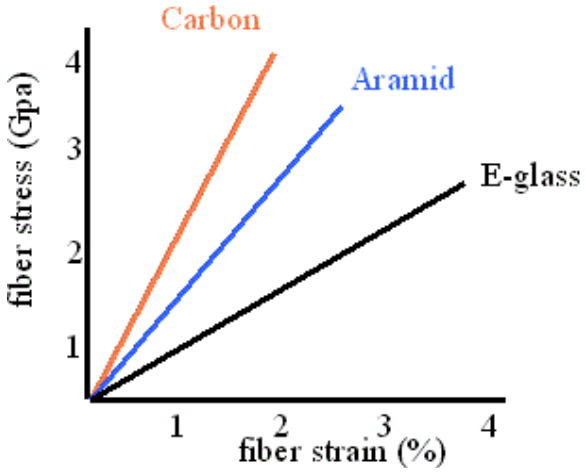
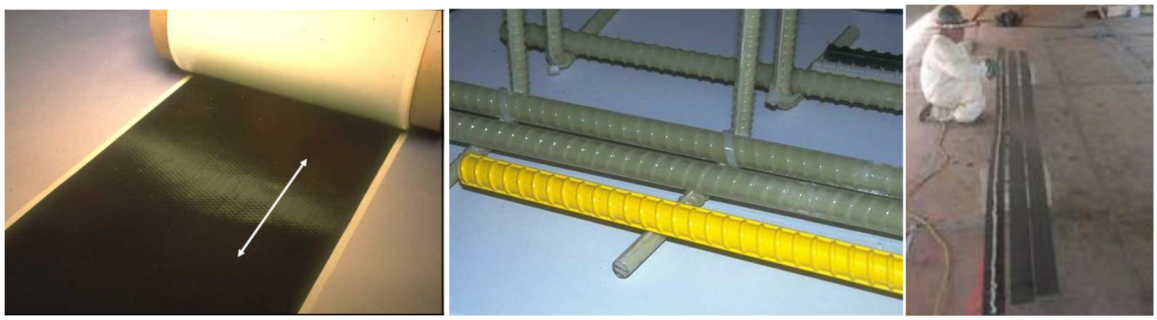


Fig. 4.1 Stress- strain fiber behavior



a) b) c)

Fig.4.2 Different FRP shapes a) sheet b) bars c) pre cured laminate

Table 4.1 FRP materials - Fiber comparison

	Strength	Modulus	Moisture and chemical resistance	Cost
Carbon	High	High	Excellent	High
Aramid	High	Intermediate	Good	High
E-Glass	High	Low	Low	Low

4.2. Confinement strengthening

Confinement strengthening (Figure 4.3) consists of:

(1) Cleaning and repair
(2) Primer
(3) Adhesive
(4) FRP strips
(5) Last adhesive layer



Fig. 4.3 Confinement strengthening

Fiber polymer fabrics that can be used to improve bending, shear and axial capacities of the columns and beams may be manufactured from various materials such as carbon, glass and aramid without an increase in the volume of the strengthened member, significant improvements can be achieved in the capacity and ductility characteristics of the element. In Figure 4.4, beam strenghthening in an existing structure is presented.

These materials may practically be used for numerous purposes such as enhancement of the flexural capacity of floor slabs and improvement of shear capacity of beams, columns joints or shear walls (Fig. 4.5 and Fig. 4.6)



Fig.4.4 FRP strengthening of a beam

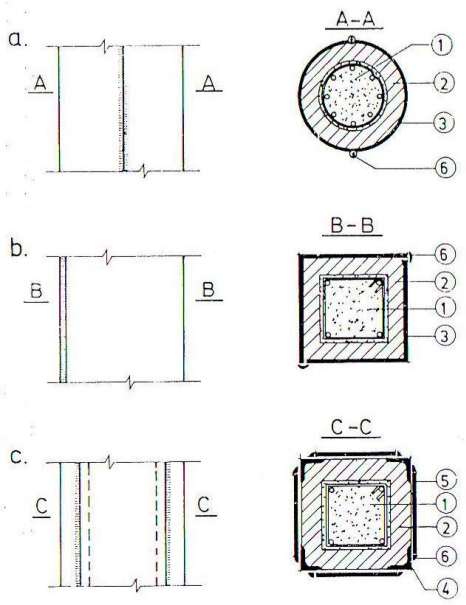


Figure 4.5 Strengthening of column with steel sheet encasement; 1-existing column, 2-cement grout, 3-steel encasement, 4-steel angle profiles, 5-steel plate, 6-welding.

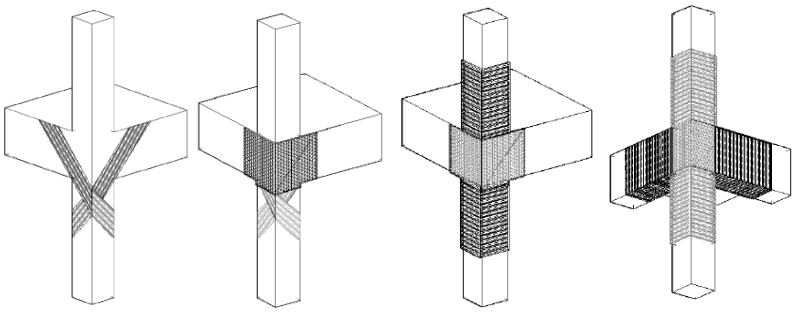


Fig.4.6 Seismic strengthening of external joints using CFRP sheets

5. CONCLUSION

The conclusion is given through comparative evaluation of the local retrofit strategies given in table 5.1.

Table.5.1 Comparative evaluation of the local retrofit strategies

Strengthening strategy	Merits	Demerits	Comments
Concrete jacketing	Increases flexural and shear strengths and ductility of the member. Easy to analyze. Compatible with original substrate.	Size of member increases. Anchoring of bars for flexural strength; Involves drilling of holes in the existing concrete. Needs preparation of the surface of existing member.	Low cost. High disruption. Experience of traditional RC construction is adequate.
Steel jacketing of columns	Increases shear strength and ductility. Minimal increase in size.	Cannot be used for increasing the flexural strength. Needs protection against corrosion and fire.	Can be used as a temporary measure after an earthquake. Cost can be high. Low description. Needs skilled labour.
Bonding steel plates to beams	Increases either flexural or shear strengths. Minimal increase in size.	Use of bolts involves drilling in the existing concrete. Needs protection against corrosion and fire.	More suitable for strengthening against gravity loads. Cost can be high. Low disruption. Needs skilled labour.
Fiber Reinforced Polymer wrapping	Increases ductility. May increase flexural or shear strength. Minimal increase in size. Rapid installation.	Needs protection against fire.	Cost can be high. Low description. Needs skilled labour.

REFERENCES

[1] Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance - Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings.

[2] CEN 2004, European Standard EN 1998-3: 2005 Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance. Part 3: Assessment and Retrofitting of Buildings.

[3] Golubka Nechevska-Cvetanovska, "*Non-Linear Analysis and Design of RC Cross-Section Resistance of RC Buildings*", published September 1998.

[4] Ozcebe, G., Ersoy, U., Tankut, T,, Akyuz, U., and Erduran, E., 2004. "*Rehabilitation of Existing RC Structures Using CFRP Fabrics*", *Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering,* Vancouver, Canada, Paper No. 1393.

[5] "*Handbook on Seismic Retrofit of Buildings*", April 2007, edited by Indian Institute of Technology-Madras.

[6] Predrag Gavrilovic "*Repair and Strengthening of Building Structures*" lecture notes, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, Skopje 2005.

[7] Yan Z, Pantelides CP (2007), "*Design-Oriented Model for Concrete Columns Confined with Bonded FRP Jackets or Post-Tensioned FRP Shells*", In: Triantafillou TC (ed) 8th International Symposium on Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Concrete Structures (FRPRCS-8), Patras, GR, paper 6-1.

[8] NATO *SfP* 977231 Project: "*Seismic Assessment and Rehabilitation of Existing Buildings*", NATO Science Series.

[9] N. Pojani (2003). *"Seismic Engineering".* Published at TOENA, Tirana, Albania.

[10] A. K. Chopra (2003). "Dynamic of Structures" 2nd ed. Theory and Application to Earthquake Engineering. Prentice Hall, New Jersey.

[11] T. Paulay and M. J. Priestly (1992). "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Structures". Wiley & Sons, ISBN 0 – 471 – 54915 – 0.

[12] G. Necevska-CVETANOVSKA and R. PETRUSEVCKA (2000). "Methodology for Seismic Design of R/C Building Structures ". 12WCEE.

[13] European Committee. "Eurocode – 2: Design of concrete structures".1-1: General rules and rules for buildings. English version, December 2004.

[14] Earthquake-Resistant Construction of Adobe Buildings (available in Spanish and English) EERI Publication # WHE-2006-01 (published on the web in 2003; hard copy in 2006).

[15] M. DI ludovico, A. Prora, G.Manfredi and E.Gosenza, "*Seismic Strengthening of an Under-design RC Structure with FRP*", Department of Structural Engineering, University of Naples Federico II, Naples, Italy, Published online 24 August 2007 in Wiley InterScience;

[16] Abbas Moustafa "*Earthquake_Resistant Structures-Design, Assessment and Rehabilitation*", Published online February 2012, published in print edition February 2012.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

MT - 35

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

ГЕОРАДАР И НЕГОВА ПРИМЕНА ВО ИНЖЕНЕРСКА ПРАКСА

Влатко ШЕШОВ[1], Ирена ЃОРЃЕСКА[2], Јулијана БОЈАЏИЕВА[3], Тони КИТАНОВСКИ[4], Јорданка ЧАНЕВА[5], Дејан ИВАНОВСКИ[6] and Кемал ЕДИП[7]

АПСТРАКТ

Георадарот претставува безбеден, напреден и недеструктивен систем кој овозможува брзо и ефективно скенирање и дијагностика на инженерски објекти и геотехнички средини. Повеќе од две децении оваа техника успешно наоѓа примена во широк опсег на истражувања од повеќе области, како што се градежништвото, инженерско-геолошки истражувања, геотехниката, археолошките истражувања, минерални истражувања итн.

Методата се заснова на анализа на високофреквентни електромагнетни бранови. Системот функционира на принципот на трансмисија и прием на рефлектираните електромагнетни бранови од средини со различни електромагнетни својства (диелектрична пермитивност, спроводливост, магнетна пермеабилност). Крајниот резултат од процесирањето на регистрациите претставува 2Д секција на амплитудите на рефлектираните бранови како функција од времето, односно длабочината, кои со голема резолуција ги прикажуваат промените на својствата на различните материјали.

Во оваа статија даден е осврт на принципот на работа и широката примена на георадарот, а посебен акцент е ставен на георадар опремата со која моментално располага ИЗИИС и можностите за нејзина примена во повеќе инженерски области.

***Клучни зборови**: Георадар; Геотехника; Геофизика;*

[1] Проф. д-р, ИЗИИС, Универзитет “Св. Кирил и Методиј”, Скопје, Република Северна Македонија, vlatko@pluto.iziis.ukim.edu.mk
[2] М-р., ИЗИИС, Универзитет “Св. Кирил и Методиј”, Скопје, Република Северна Македонија, gj_irena@pluto.iziis.ukim.edu.mk
[3] Доц. д-р, ИЗИИС, Универзитет “Св. Кирил и Методиј”, Скопје, Република Северна Македонија, jule@pluto.iziis.ukim.edu.mk
[4] М-р., ИЗИИС, Универзитет “Св. Кирил и Методиј”, Скопје, Република Северна Македонија, tonik@pluto.iziis.ukim.edu.mk
[5] М-р., ИЗИИС, Универзитет “Св. Кирил и Методиј”, Скопје, Република Северна Македонија, dance@pluto.iziis.ukim.edu.mk
[6] Канд. м-р., ИЗИИС, Универзитет “Св. Кирил и Методиј”, Скопје, Република Северна Македонија,, ivanovski@pluto.iziis.ukim.edu.mk
[7] Вон. Проф д-р, ИЗИИС, Универзитет “Св. Кирил и Методиј”, Скопје, Република Северна Македонија,, kemal@pluto.iziis.ukim.edu.mk

1. ВОВЕД

Георадар системот овозможува недеструктивни, временски и економско ефикасни истражувања. Принципот на работа на системот се заснова на анализа на високофреквентни електромагнетни бранови во опсег од 10-3000 MHz.

Стандардниот георадар систем се состои од следните компоненти: контролна единица, монитор за визуелизација, антена за трансмисија на сигнал (transmitter), антена за прием на сигналот (receiver).

Антените за трансмисија на сигналот емитираат ЕМ бранови кои се шират низ различни средини со брзини кои зависат од својствата на материјалот кој влегува во градбата на теренот, и се рефлектираат од границите кои се одликуваат со голем контраст во ЕМ својства. Електромагнетните бранови се регистрираат со антени кои најчесто се поставени на површината на тлото (ground coupled) или се на одредена виснина од тлото (airborne) а истотака се користат и во бушотини.

Изборот на антената зависи од целта на истражувањето и посакуваната длабочина на истражување. За многу плитки истражувања, како што се инспекција на бетон, детектирање на арматура се применува високофреквентна антена спротивно на подлабоките истражувања за коишто е неопходна антена со пониска централна фреквенција.

Институтот за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија-ИЗИИС моментално располага со георадар систем со 3 различни антени за истражувања на различна скала и тоа: Ground coupled антени со централна фреквенција 300 MHz и 1000 MHz, и airborne антена со централна фреквенција од 65 MHz.

Комбинацијата на високофреквентни и нискофреквентни антени овозможува широк спектар на истражувања: инженерско-геолошки истражувања како што се дефинирање на основна стена, длабочина на подземна вода, издвојување на различни литолошки средини, дефинирање на подземни каверни и пукнатински зони, истражувања на свлечишта. Истотака наоѓа голема примена при детектирање на подземни објекти, во археологијата и при форензички истражувања, во градежното инженерство особено за инспекција на бетон и детектирање на арматура, итн.

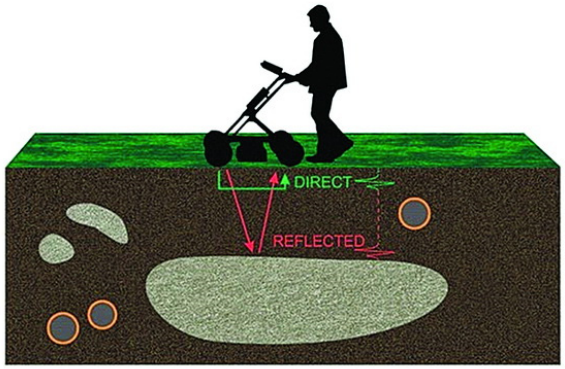
Примената на георадарот во комбинација со сеизмичките геофизички методи кои се користат подолг период во ИЗИИС, односно интегрираната метода на истражувања е од големо значење за унапредување и подигнување на квалитетот на истражувањата. Овие методи се инверзни и најчесто немаат единствено решение, односно крајниот резултат може да биде двосмислен што ја отежнува интерпретацијата на резултатите. Со комбинација на различни методи се овозможува компарација на резултатите и надополнување на методите една во однос на друга, што ја намалува веројатноста за да се направи грешка при интерпретацијата.

2. ПРИНЦИП НА РАБОТА

Георадар системот се состои од 3 основни компоненти: контролна единица, антена за трансмисија и антена за прием.

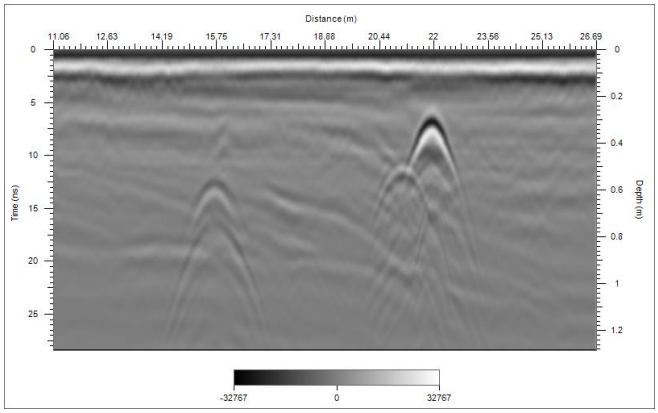
Антените за трансмисија на сигналот емитираат кратки електромагнетни бранови кои се шират низ различни средини со брзини кои зависат од својствата на материјалот кој влегува во градбата на теренот, и се рефлектираат од границите кои се одликуваат со голем контраст во ЕМ својства.

Рефлектираните електромагнетни бранови се регистрираат со антени кои најчесто се поставени на површината на тлото (ground coupled) или се на одредена виснина од тлото (airborne) а истотака се користат и во бушотини.



Сл.1. Шема на изведба на мерења со примена на Георадар

Времето помеѓу трансмисијата и приемот на електромагнетниот бран TWT (two-way traveltime) мерено во наносекунди (ns) е функција од длабочината на рефлекторот и брзината на ширење на ЕМ бран. Со GPR истражувањата се добива континуирана 2Д секција кој ги прикажува амплитудите на регистрираните сигнали како функција од времето или длабочината и растојанието.

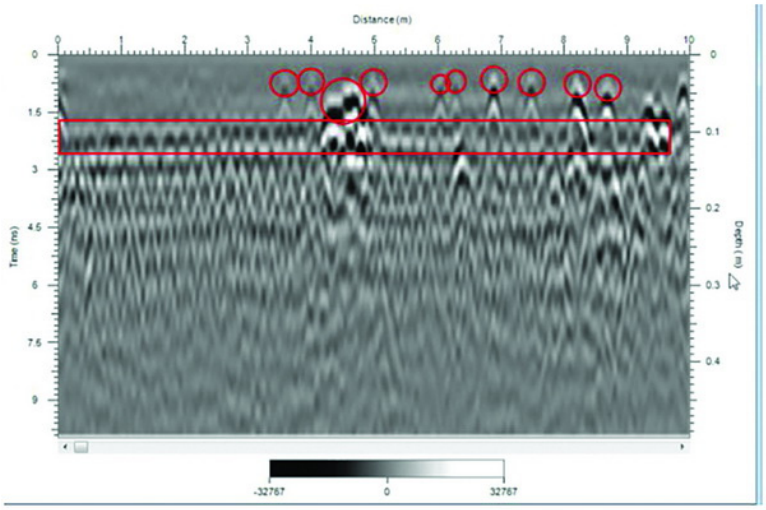


Сл.2. 2Д радарграм кој ги прикажува рефлексиите на ЕМ бранови од различни материјали

Резолуцијата и квалитетот на истражувањата зависи од неколку фактори, најпрвин од користената опрема, но исто така и од самата средина, односно својствата на материјалот низ кој се шират електроманетните бранови.

Максималната длабочина и резолуцијата на истражувањата најпрвин зависи од централната фрекфенција на антените. При користење на антени со повисока сопствена фреквенција (на пр. 1 GHz), се врши трансмисија на електромагнетни бранови со висока фреквенција и мала бранова должина, и се применуваат при многу плитки истражувања, најчесто за испитување на бетон и детектирање на арматура. За подлабоки истражувања се користат антени со пониска сопствена фреквенција (30-300 MHz), со цел емитирање на бранови со поголема бранова должина. Со примена на нискофреквентните антени се достигнува поголема длабочина но се намалува резолуцијата во поплитките слоеви. Поради тоа, примената на комбинација од антени со различна фрекфенција дава најзадоволителен резултат.

Втор фактор кој што влијае на максималната длабочина на ширење на електромагнетните бранови се својствата на материјалите кои влегуваат во градбата на теренот или објектот. Кога во составот влегуваат високо спроводливи материјали, електромагнетните бранови брзо атенуираат и поради тоа не може да се достигне голема длабочина при истражувањата



Сл.3. 2Д радарграм како резултат на инспекција на армиранобетонски мост и детектирање на арматурата

За добивање на квалитетна и јасна слика на истражуваните објекти и средини, исто така неопходен е и висок импендансен контраст помеѓу истражуваниот таргет и средината која го опкружува за да се рефлектира што поголемо количество на енергија, а помал дел да се рефрактира, со цел детектирање на објектите и границите помеѓу различни средини со поголема резолуција.

Јачината на ЕМ рефлексија е пропорционална со магнитудата на овој контраст, и количеството на енергија претставено со коефициентот на рефлексија R:

$$R = \frac{\sqrt{v_2} - \sqrt{v_1}}{\sqrt{v_2} + \sqrt{v_1}} = \frac{\sqrt{\varepsilon_1} - \sqrt{\varepsilon_2}}{\sqrt{\varepsilon_1} + \sqrt{\varepsilon_2}}, \quad (1)$$

Кадешто, v_1 и v_2 се брзините на електромагнетниот бран низ две различни средини, додека ε_1 и ε_2 се релативните пермативности на средините.

3. ГЕОРАДАРОТ ВО ИЗИИС И НЕГОВА ПРИМЕНА ВО ИНЖЕНЕРСКАТА ПРАКСА

Георадарот во ИЗИИС е еден од најновите уреди достапни на светскиот пазар кој постојано се надоградува и во последните 20 години значително се истражува во примена на овој недеструктивен метод.

Системот во ИЗИИС се состои од следните елементи:

AKULA – 9000C – Повеќеканален радар (до 16 канали), компатибилен со антени со централна фреквенција од 10-4000 MHz.

GCB-300 – Антена со централна фреквенција од 307 MHz, која се поставува на површината на тлото (Ground coupled). Се применува за истражувања до максимална длабочина од 8м како што се: геотехнички истражувања, детектирање на подземни објекти, археолошки истражувања, форензички истражувања.



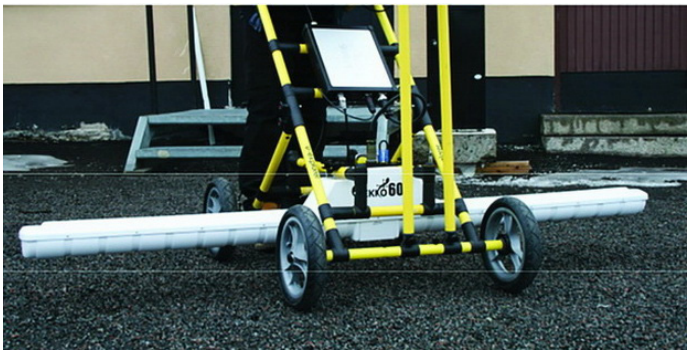
Сл.4. Георадар системот во ИЗИИС

GCB-1000 – Антена со централна фреквенција од 1000 MHz, се поставува на површината на тлото (Ground coupled). Се применува за истражувања до максимална длабочина од 1m како што се: испитување на бетон и асфалт, детектирање на арматура, итн



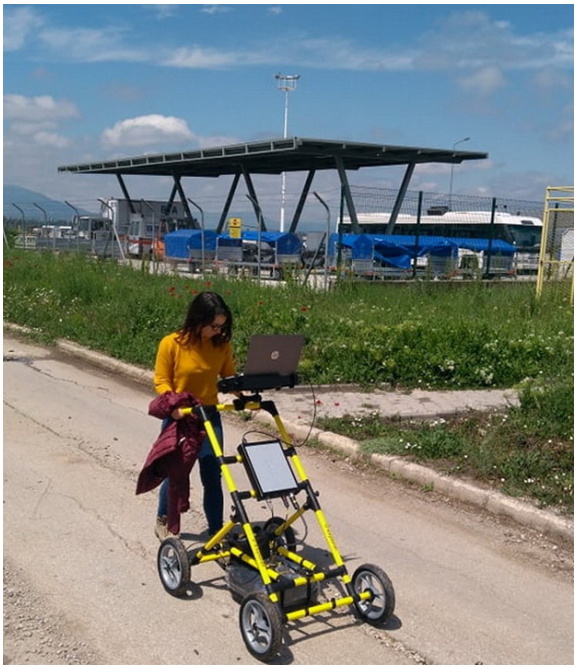
Сл.5. GCB-1000 антената со централна фрекфенција 1000 MHz

GEKKO-60-SR – Антена со централна фреквенција од 65 MHz. Се поставува на одредено растојание (висина) од тлото (airborne). Се применува за подлабоки истражувања до максимална длабочина 30-50м: длабоки геолошки истражувања, мапирање на ниво на подземна вода, дефинирање на границите на различни литолошки средини, испитување на брани



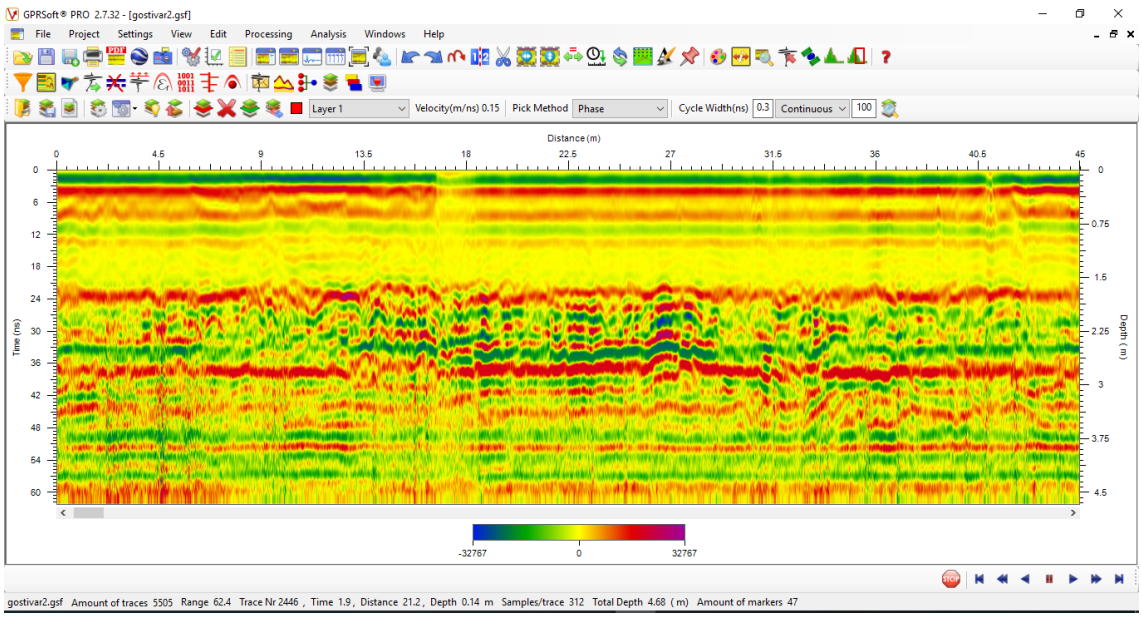
Сл.6. GEKKO-60-SR антената со централна фрекфенција 65 MHz

Преносот на целиот систем при мерењата е овозможен со адаптирано копнено возило на кое се инсталираат сите елементи, такашто овозможува лесна и брза изведба на мерењата. Исто така системот е надгарден со GPS кој прецизно ги определува координатите на изведените профили.

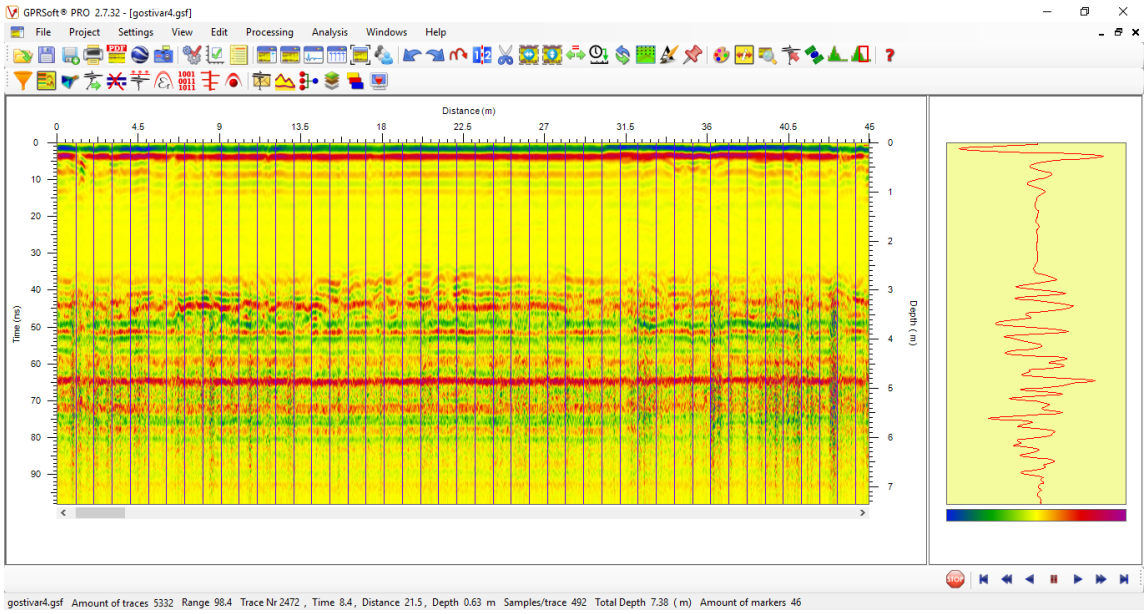


Сл.7. In-situ мерења со GCB-300 – антена со централна фреквенција од 307 MHz

Составен дел на георадар системот се и специјален софтвер за аквизиција (GAS software) како и за пост-процесирање на податоците (GPRSoft Pro), развиени од истоимената компанија за производство на опремата, Geoscanners од Шведска.



Сл.8. Процесирање на податоци со примена на GPRSoft Pro софтверот регистрирани со GCB-300 антена. Издвојување на граници помеѓу различни средини до длабочина од 4.8м



Сл.9. Процесирање на податоци со примена на GPRSoft Pro софтверот регистрирани со GCB-300 антена. Издвојување на граници помеѓу различни средини до длабочина од 7.4м

Ваквиот интегриран систем овозможува успешна примена на оваа недеструктивна метода во повеќе области, односно високо квалитетни истражувања во градежништвото, геотехниката, археолошки истражувања, форензика, геолошки истражувања и

4. ЗАКЛУЧОК

Со прикажаното широко поле на примена и релативно едноставниот и недеструктивен начин на употреба, георадарот со сигурност континуирано ќе се употребува во наредниот период во инженерската пракса во Македонија, за широк опсег на истражувачки цели во повеќе области. Со сигурност може да се каже дека со примена на георадарот ќе се подобри пристапот во следење, контрола на инженерски објекти како и подетална карактеризација на тлото и детектирање подземни инсталации.

Примената на георадарот во комбинација со сеизмичките геофизички методи кои се користат подолг период во ИЗИИС, односно интегрираната метода на истражувања ќе значи и унапредување и подигнување на квалитетот на истражувањата од страна на институтот во повеќе инженерски области.

ЛИТЕРАТУРА

[1] www.geoscanners.com

[2] ASTM D6432-11, Standard Guide for Using the Surface Ground Penetrating Radar Method for Subsurface Investigation, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2011, www.astm.org

[3] Annan AP. 2009. Electromagnetic principles of ground penetrating radar. In Ground penetrating radar: theory and applications, Jol HM (ed). Elsevier: Amsterdam; 3-40.

[4] Cassidy NJ. 2009. Ground penetrating radar data processing, modelling and analysis. In Ground penetrating radar: theory and applications, Jol HM (ed). Elsevier: Amsterdam; 141-176.

[5] Benedetto, A., & Pajewski, L. (Eds.). (2015). *Civil engineering applications of ground penetrating radar*. Springer.

[6] Bojadjieva, J., & Dąbrowski, M. (2019). Report of practical session held on 07.02. 2017 During the training school of application of ground penetration radar in civil engineering problems held in Osijek, Croatia, 06th-09th of March, 2017.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

MT - 36

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

САНАЦИЈА И ЗАЈАКНУВАЊЕ НА АБ КОНСТРУКЦИЈА НА ОПЕРАТИВНАТА ОБАЛА ''ВОЛ УЈИЦА'' - БАР

Драган СТАМЕВ[1], Силјан МИХАЈЛОВСКИ [2] , Наум МАНЕВСКИ [3], Бојан ГОЛАБОСКИ [4]

АПСТРАКТ

Пристаништето или т.н. оперативна обала Волујица, која е составен дел на АД Лука Бар во Бар, претставува пристаниште пред се за транспорт на т.н. растурен товар. Пристаништето е изградено во периодот 1969-1977 год., долго е 554 m., додека широко е 30,25 m.

Пристаништето годишно врши претовар помеѓу 500.000,00 и 1.000.000,00 тони најразлична роба, годишниот финансиски обрт се движи помеѓу 9 и 10 милиони евра и просечно на годишно ниво прифака преку 60 товарни бродови.

АБ конструкција представува класично армирана гредна скара составена од главни попречни носачи и секундарни подолжни носачи, преку кои е изведена АБ плоча. Главните попречни носачи налегнуваат на три реда на шипови со дијаметар ф1180 mm. Во два наврати, во 2012 и 2019 год., ГИ Македонија изврши комплетно снимање на состојбата и оштетувањата на конструкцијата, врз основа на кои во 2019 год. изработен е проект за санација на АБ конструкција.

Како главен причинител за лошата состојба во која се наоѓа конструкцијата се хлоридите од морската вода, морските испарувања, неадекватните заштитни растојанија на бетонот, несоодветната нега и одржување на конструкцијата. Овој труд во кратки црти дава осврт на детектираните оштетувања, причините, како и мерките за санација кои се дефинирани во основниот проект со цел враќање на конструкцијата во проектираната состојба.

Клучни зборови: *санација, хлориди, морски испарувања, самовградлив бетон*

[1] Проектант, м-р, ГИ Македонија А.Д. Скопје, Република Северна Македонија, dragan.stamev@gim.mk

[2] Проектант, ГИ Македонија А.Д. Скопје, Република Северна Македонија, siljan.makedonija@gim.mk

[3] Проектант, соработник ГИ Македонија А.Д. Скопје, Скопје, Република Северна Македонија, naum.manevski@gim.com.mk

[4] Проектант, соработник ГИ Македонија А.Д. Скопје, Скопје, Република Северна Македонија, bojan.golaboski@gim.com.mk

1. ВОВЕД

Оперативната обала Волујица,односно обалата за транспорт на растурен товар како составен дел од пристаништето Бар претставува армирнобетонска конструкција составена од главни попречни и секундарни подолжни носачи (кои формираат т.н. гредна скара) преку кои е изведена армиарнобетонска плоча со дебелина од д=22 cm. со цел да ги пренесе сите вертикални влијанија на главните, на секундарните носачи, да изврши поврзување на конструктивниот систем во една целина и воедно да обезбеди соодветна хоризонтална крутост на конструкцијата. Над бетонската плоча излиен е коловоз од асфалт со дебелина д=15 cm.

Ширината на конструкцијата во попречен пресек изнесува B=30.25 m. моменталната должина на оперативната обала изнесува L=554 m.,односно според основната идеја потребно е должината да се зголеми за дополнителни 120 m., така да во крајна фаза должината на конструкцијата би изнесувала сса. L=674 m.

Конструкцијата на пристаништето е градена во две фази и тоа:

- I фаза со должина од 396,00 m е градена во периодот од 1969-1973 год.,
- II фаза со должина од 158,00 m е градена во периодот од 1976-1977 год.,

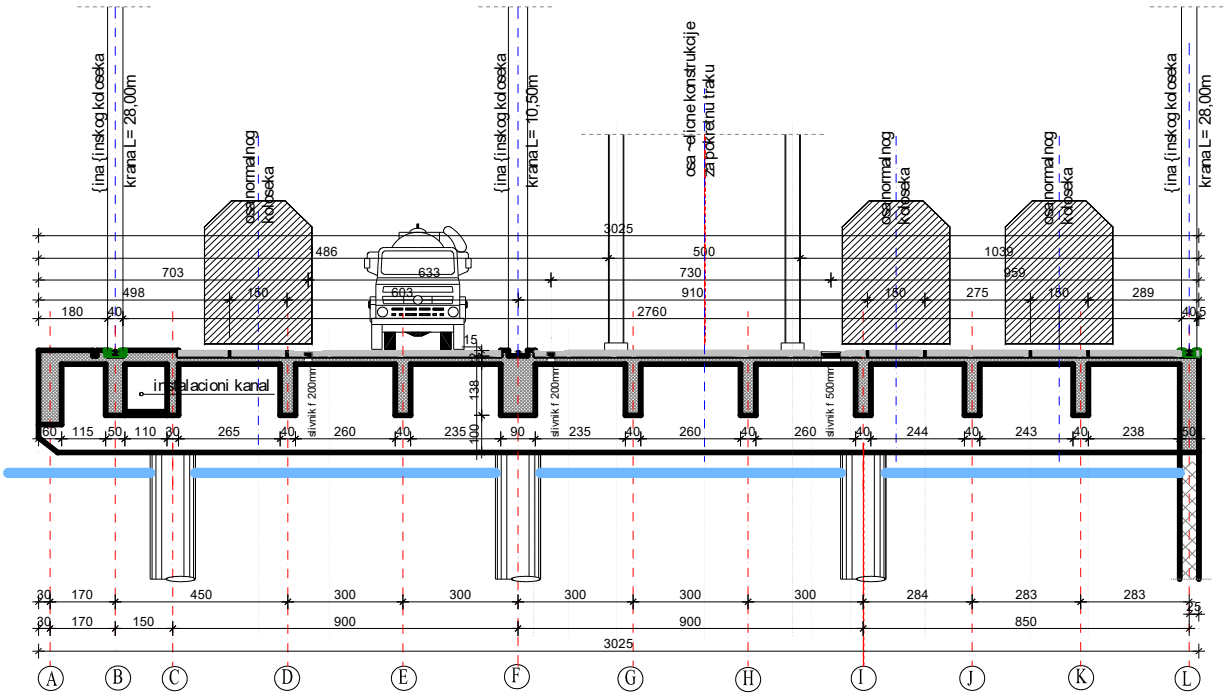
Проектант на конструкцијата е фирмата ‘’Преднапрегнут бетон’’ од Белград,/. Изведувачи на градежните работи се‘’ПИМ’’ - Белград (1969-1973) и ‘’Хидроелектра’’ – Загреб (1976-1977).

2. КОНСТРУКТИВЕН СИСТЕМ

АБ гредна скара составена од главни попречни носачи поставени на мегусебно растојание од 7,40 m. (оска 1 – оска 77) и висина H=2,40-2,60 m., додека подолжните секундарни носачи се на мегусебно растојание од 1,10-2,60 m.(оска A – оска L) и се со висина H=1,60 m.
Главните носачи се со правоаголен попречен пресек градени во две фази и тоа**:**

- Фаза 1 – Изработка на монтажни АБ носачи со висина H_1=1,00 m. (H_1=0,80 m.),
- Фаза 2 – Монолитна надградба на монтажните носачи со висина H_2=1,60 m. како би се добила конечната висина на главните носачи $H=H_1+H_2=1,00(0,80)+1,60=2,60(2,40)$ m.

Во конечна фаза главните носачи работат како континуирани носачи преку три полиња.



Сл.1: Попречен пресек на конструкцијата

Подолжните секундарни носачи се изведени како монтажни, со едноставен правоаголен попречен пресек, кои идентично како и главните носачи во крајна фаза работат како континуирани носачи.

АБ гредна скара преку главните попречни носачи се потпира на 3 (три) реда бушени ”BENOTO” колови поставени на мегусебно растојание од 9,00 m., додека на крајот од конструкцијата кон брдото Волујица АБ гредна скара налегнува на армиранобетонско платно со дебелина d=30 cm.

Коловите во зависност од нивната местоположба се со вкупна должина L=8,00-22,00 m. и истите според проектните податоци се минимално навлезени во морското дно 1,80-2,00 m. Изведени се од челични цевки со дијаметар Ф1180 mm. и дебелина на ѕидот d=10мм. кои се исполнети со бетон. Со класична арматура, армиран е само горниот дел на колот на спојот со конструкцијата.

Сите колови од АБ конструкција на оперативната обала Волујица се заштитени со катодна заштита, која за жал не е во функција.

Со дилатациони спојници севкупната конструкција на пристаништето Волујица е поделено на 7 (седум) ламели од кои ламелите од I-VI се со вкупна должина од сса. 79 m., ламелата VI е со должина сса. 126 m. и ламелата VII која не е целосно завршена е со должина од сса.36 m.

Карактеристично е тоа што армиранобетонската конструкција согласно проектното решение со помош на АБ греда на стариот дел и АБ решетка на новиот дел е анкерувана (поврзана) во карпестиот масив на брдото Волујица. Со ваквото проектантско решение се овозможува дејството на косите сили во хоризонталната рамнина на плочата (силити од врзување на бродовите, силите од евентуалните ударите од бродовите како и сеизмичките сили) да се пренесат на карпестата маса од брдото.

3. ОПРЕМА

Од долната страна на конструкцијата помеѓу оските B и C се наоѓа инсталациониот (енергетски) канал. Овој канал представува континуиран тунел со димензии 1,10/1,23 m., кој служи за сместување и провод на електрична енергија (јака и слаба струја), како и една водоводна цевка за снабдување на бродовите, дигалките, претоварните мостови и останатата опрема со свежа вода. Каналот е прекинат на спојот со секој главен попречен носач, но континуитетот на истиот е сочуван преку отворите оставени во главните носачи. На долниот дел е затворен со АБ плоча потпрена на главните носачи.

Кога ќе се погледне од горната страна на конструкцијата во ниво на асфалтот сместени се три пара шински колосеци, како и кански колосеци за движење на кран со распон од L=28,00 m., кран со распон L=10,50м.,транспортна трака и сервисен пат со ширина Б=6,00 m. Одводнувањето на коловозната површина е решено со три реда челични сливници на растојание од 6,3-7,3 m. од кои првите два реда се ϕ 200 mm., додека третиот ред е ϕ 500 mm.



Сл.2: Поглед на конструкцијата

4. ВИЗУЕЛЕН ПРЕГЛЕД НА КОНСТРУКЦИЈАТА

Проектот за санација произлезе како заклучок по извршеното снимање на постоечката состојбата, оцена на носивоста и оштетувањата на АБ конструкција за која стручниот тим на ГИ Македонија

од Скопје во периодот Септември 2012 год. изврши детална визуелна контрола со фото-документирање на сите конструктивни елементи, го оцени степенот на оштетување на постојната арматура и бетонот, ја дефинира причината за предметните оштетувања и даде технички решенија за санација на истите.

Согласно барањата во проектната програма од тендерската документација распишана во 2019 год. сите активности околу состојбата и оштетувањата на конструкцијата беа повторени и во периодот Април 2019 год. со што се направи споредба на оштетувањата детектирани во 2012 и 2019 година.

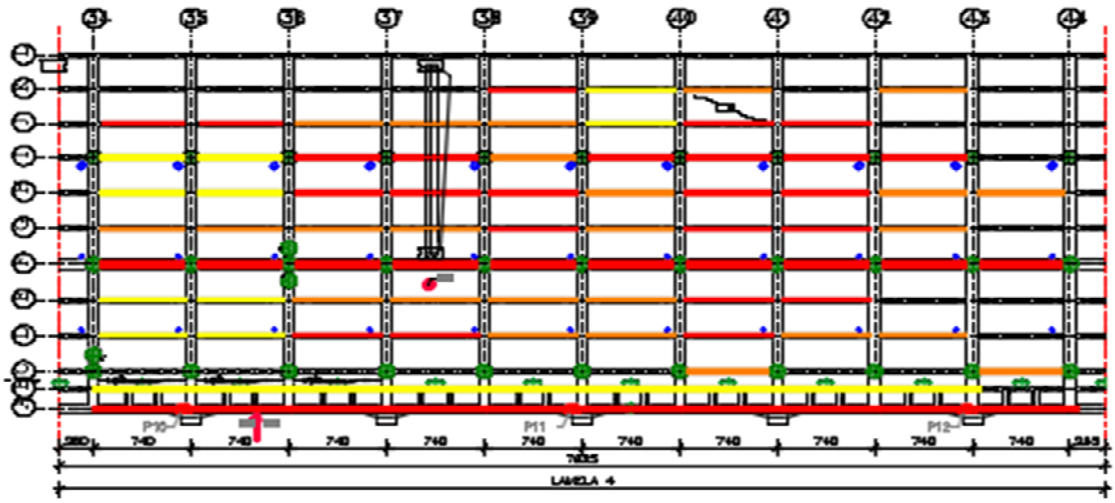
Истовремено со визуелниот преглед и картирањето на оштетувањата, екипа од Заводот Лабораторија при ГИ Македонија вршеше вадење на бетонски јадра (кернови) заради испитување на јакоста на притисок на бетонот, како и нивото на продор на хлоридите во бетонските елементи.

По сумирањето на резултатите од визуелната инспекција и снимање на конструкцијата во периодот 2012-2019 год., картирањето на сите оштетувања, анализирање на лабораториските испитувања од изваденитe јадра генерално е донесен следниот заклучок:

- Конструкцијата се наоѓа во многу лоша, речиси алармантна состојба пред се поради деградирачкото разорно влијание на морската вода, хлоридите од морската вода и морските испарувања. Ваквата лоша состојба дополнително ја усложнува и несоодветната изведба на конструкцијата пред се во делот на обезбедувањето на заштитните бетонски слоеви, кои иако се соодветно испроектирани (a=5см), изведени се со намалени дебелини (a=3см), а на некои елементи дури и не постојат. Секако, ситуацијата дополнително била искомплицирана и со неадекватното вградување на бетонот (без вибрирање), слабата или несоодветна нега на бетонот веднаш по бетонирањето, односно слабото одржување на конструкција во тек на експлоатацијата.
- Ламелата I која е најблиску до коренот на пристаништето (према копно) е во добра, дури можеме да кажеме и во многу добра состојба за која не треба некои посебни санациони мерки освен некои помали корекции во заштитниот слој на бетон на неколку носачи.
- Како што одиме кон примарниот лукобран (кон отворено море) оштетувањата стануваат се поголеми и поголеми. Кога ќе се анализираат оштетувањата по ламелите, заклучок е дека во најлоша состојба се ламелите IV (помеѓу оските 34-44) и ламелата V (помегу оските 45-55), додека во лоша состојба се и преостанатите ламели III, VI и VII,
- Според оштетувањата на конструктивните елементи од конструкцијата, најоштетени се подолжните секундарни носачи, додека во нешто подобра состојба се главните попречни носачи и коловозната плоча,
- Од подолжните секундарни носачи најоштетени се оние во оските A и B, потоа носачите во оските F и J (оски во линија на шиповите), како и носачите во оските G,H,I и J над кои се наоѓаат железничките сообраќајници,
- Кај главните попречни носачи помали оштетувања се снимени кај носачите во оската 26 (ламела III),оските 32,46 (ламела V), и носачите во оските 61 и 77 (ламела VI и ламела VII),
- Армирано бетонските шипови кои се под морското ниво се во добра состојба, единствено се проблематични деловите од шиповите кај кои доаѓа до константна промена на морското ниво, односно оние делови кои се подложни на квасење и сушење во услови на плима и осека.

Во зависност од степенот на оштетување, при изработката на основниот проект за санација конструктивните елементи воглавном се поделени во три групи на оштетувања и тоа:

- Тип 1 – големи оштетувања (во основите на ламелите означени со црвена боја),
- Тип 2 – средно големи оштетувања (во основите на ламелите означени со окер боја),
- Тип 3 – мали оштетувања (во основите на ламелите означени со жолта боја),



Сл.3: Шематски приказ на оштетувањата – ламела IV

4.1 Големи оштетувања – Тип 1

Оваа група на оштетување се однесува на најоштетените конструктивни елементи (во најголем број подолжните носачи) кај кои недостасува, одтпаднат е или е во фаза на отпаѓање поголем дел од бетонскиот пресек. Скоро по целата должина затегнатата арматура е видлива, надвор од бетонскиот пресек, кородирана, делумно со намален попречен пресек, на некои места и комплетно прекината, додека узенгиите по речиси целата висина на носачот се видливи, надвор од бетонскиот пресек, кородирани и прекинати.



Сл.4: Големи оштетувања – тип 1

4.2 Средно големи оштетувања – тип 2

Овој тип на оштетувања ги опфака елементите кај кои целосно или делумно недосатсува заштитниот бетонски слој, подолжната арматура и узенгиите се делумно видливи, кородирани и местимично прекинати. Во АБ коловозна плоча детектирани се прснатини со ширина поголема од 0,30мм. исполнети со карбонизиран материјал.
Карактеристично е тоа што одредени оштетувањата тип 2 кои беа детектирани во 2012год. по увидот во 2019год. преминаа во оштетувања тип1.



Сл.5: Средно големи оштетувања – тип 2

4.3 Мали оштетувања – Тип 3

Во оваа група на оштетувања сместени се оние оштетувања кај конструктивните елементи кај кои во најголема мера целосно или делумно е распукан заштитниот слој. Арматурата на многу мали површини е видлива и кородирана, а во АБ плоча регистрирани се прснатини со широчина до 0,30 mm.



Сл.6: Мали оштетувања – тип 3

5. ЛАБОРАТОРИСКИ ИСПИТУВАЊА

Резултатите од испитувањето на јакоста на притисок на бетонот ги потврдија проектираните марки на бетонот. Резултатите од испитувањето на содржината на хлориди (стандард MKS EN 14629:2009) покажаа дека согласно испитаните пробни тела од главните и секундарните носачи на потегот од оската 40 па се до крајот оска 77 имаат процент на хлориди кој е далеку над пропишаниот 0,40% (MKS EN 206-1). Висински застапеноста на зголемена концентрација на хлориди во бетонот е на висина > 40 cm. од долната ивица на бетонот. Во попречен правец (во длабочина на елементот) зголемената концентрација на хлориди е детектирана на растојание поголемо од 9 cm колку што беше должината на испитуваните јадра, што доведе до заклучок дека таа застапеност е и на многу поголема длабочина.

Заклучок е дека не само квасењето и сушењето на конструктивните елементи има влијание на процентот на хлориди во бетонот, туку и испарувањата од морската вода имаат големо влијание на заситеноста со хлориди. Од извршените испитувања може да се заклучи дека хлоридите подеднакво ги напаѓаат бетонските елементи без разлика дали се од страната спрема копното

(брдо Волујица) или спрема отворено море. Тоа може да се објасни со фактот што немаме големо проветрување во внатрешноста, во просторот помегу конструкцијата и морското ниво.

6. СТАТИЧКА ПРЕСМЕТКА

За да го оцениме капацитетот на носивоста на одделните конструктивни елементи, на основа на бетонскиот пресек на елементот и проектираната арматура одреден е механички (геометриски) процент на армирање на пресекот. Овде како пример земен е подолжниот носач во оската "F" (еден од најоштетените носачи) кој има димензии на бетонскиот пресек b/H=90/l60 cm и проектирана затегната арматура $41\,\phi\,20$ (128.74cm^2). Механичкиот процент на армирање изнесува:

$$\eta = \frac{Fa}{b*h}*100 = \frac{128.74}{90*160}*100 = 0.894\%$$

$$\eta' = \frac{\sigma_a}{f_b}*\eta = \frac{240}{20.5}*0.894 = 10.460\%$$

Согласно ПБАБ 87 армирано бетонскиот пресек се наоѓа во состојба на гранична носивост на бетонот доколку е исполнет условот εa=10‰, односно εb=3,5‰ и каде μ_m'=20.987%.

Бидејќи за носачот во оската "F" $\mu' < \mu_m' = 10.460\% < 20.987\%$, состојбата на гранична носивост се постигнува преку арматурата така да Ea=l0‰, додека Eb< 3,5‰.

$$\varepsilon_b = 1.900\%, s = 0.160, \alpha_b = 0.649$$
$$\eta' = 10.365\%, \xi_b = 0.941, k = 3.203$$

Врз база на горенаведените вредности (табела 2.1.2 ПБАБ 87) моментот на гранична носивост на пресекот е одреден како:

$$M_u = \left(\frac{h}{k}\right)^2 * f_b * 10^{-1} * b = \left(\frac{160}{3.203}\right)^2 * 20.5 * 10^{-1} * 90 * 10^{-2} = 4603.86 kNm \quad \text{t.j.}$$
$$M_u = \alpha_b * f_b * 10^{-1} * b * s * \xi_b * h^2 = 0.649 * 20.5 * 10^{-1} * 90 * 0.160 * 0.941 * 160^2 * 10^{-2} = 4615.20 kNm$$

Усвоената вредност на моментот на гранична носивост Mu=4615.20 kNm. Коефициентите на сигурност за усвоениот граничен момент согласно ПБАБ 87 (80/4) се:

$$\gamma_{up} = \frac{1.8}{1.6}*\gamma_{ug} = 1.125\gamma_{ug}$$
$$M_u = 4615.20 = 186.66\gamma_{ug} + 1.125 * 2529.18\gamma_{ug} = 3031.99\gamma_{ug}$$

Статичката анализа на конструкцијата изведена е со помош на компјутерскиот софтвер TOWER 6 по методот на конечни елементи, при што за најнеповолнија комбинација M_u=4798.15 kNm, односно M_g=l86.66 kNm, и M_p=2529,18kNm.

$$\gamma_{ug} = \frac{4615.20}{3031.99} = 1.52 < 1.60 \;,\; \gamma_{up} = 1.125 * 1.52 = 7.72 < 1.80$$

На овој начин пресметан е капацитетот на носивоста на сите подолжни (секундарни) носачи, а резултатите се презентирани во следната табела:

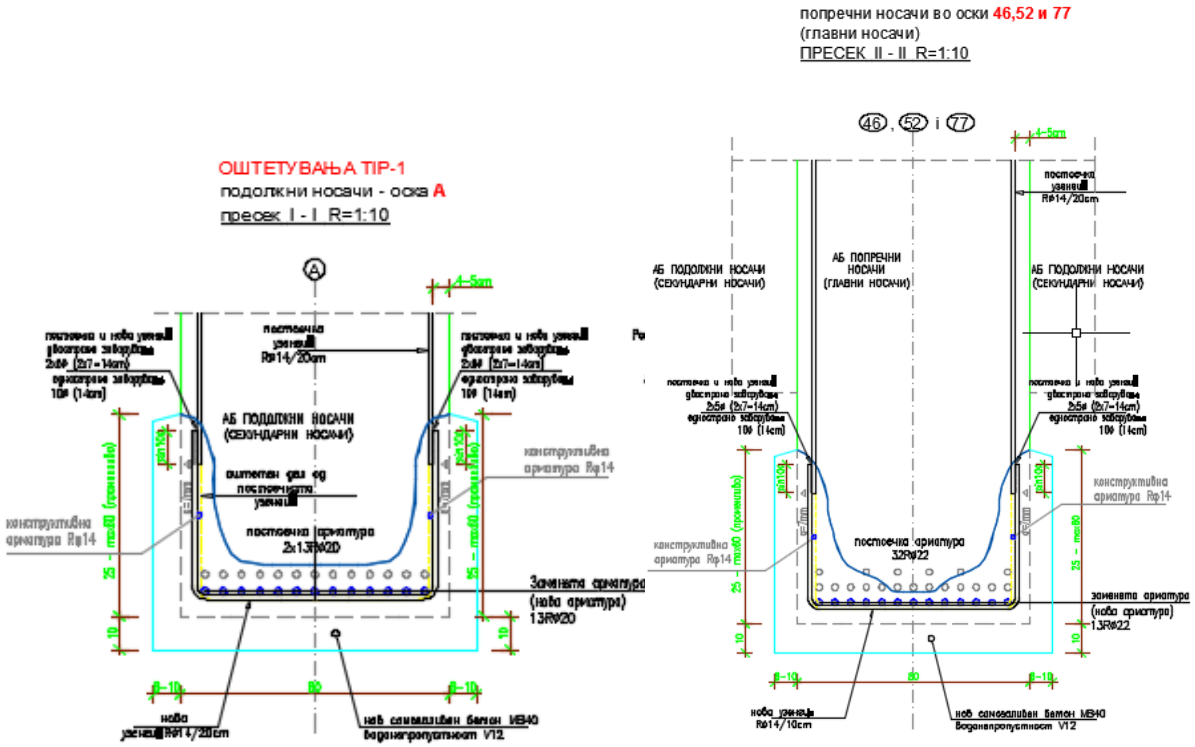
nosač	dimenzije B/H (sm)	projektovana armatura (sm^2)	projektni momenat granične nosivosti (kNm)	eksploatacioni momenat TOWER 6 (kNm)	kapacitet nosivosti
"A"	80/200	83,58	3796,15	3767,03	1,01
"B"	50/160	81,64	2496,90	3241,31	0,77
"C"	30/160	37,68	1375,00	1500,33	0,92
"D"	40/160	56,52	2046,16	2116,57	0,97
"E"	40/160	56,52	2046,16	2121,15	0,96
"F"	90/160	128,74	4615,20	4798,15	0,96
"G"	40/160	56,52	2046,16	2019,82	1,01
"H"	40/160	56,52	2046,16	1831,71	1,12
"I"	40/160	56,52	2046,16	1103,68	1,85
"J"	40/160	56,52	2046,16	1608,58	1,27
"K"	40/160	56,52	2046,16	1538,64	1,33

Сл.7: Табеларен приказ на капацитетот на носивост за позитивни моменти

7. РЕШЕНИЕ ЗА САНАЦИЈА

7.1 Санација на оштетувања – Тип 1

За најголемите оштетувања (тип 1) избрано е санационо решение кое предвидува проширување на попречниот пресек во зоната на детектирани оштетувања. Дебелината на новододадениот бетонски пресек (џакет) изнесува 10 cm. од долната страна, односно 8-10 cm. на бочните страни од носачите. Дебелината е така одредена да може во неа да се смести потребната арматура и да се обезбеди соодетен заштитен слој. Висината на проширувањата зависи од висината на оштетувањата и се движи од мин. 25 cm до мах.60



Сл.8 Санација на оштетувања тип-1 (подолжни и попречни носачи)

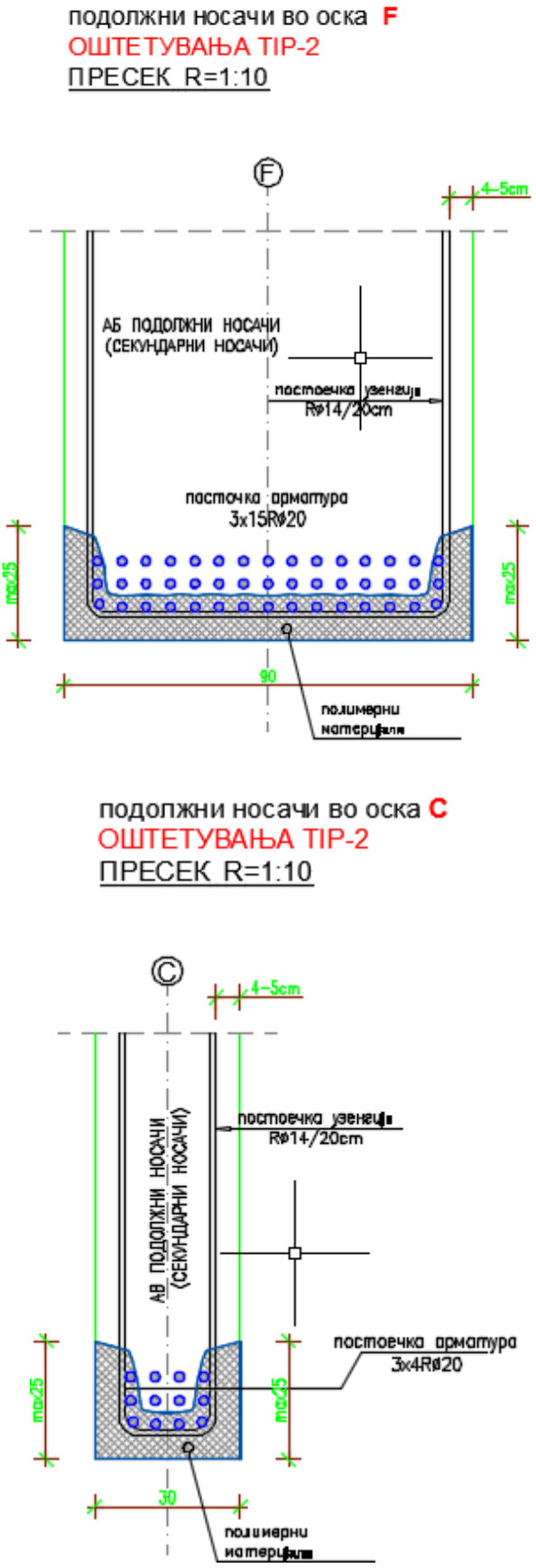
Постапката за санација на оштетувањат тип 1 е следна:

1. Се одстрануваат сите видливи, скршени, распукани и лабави бетонски делови додека не се дојде до здрава и хомогена бетонска подлога. Се врши контрола на припремената бетонска подлога за санација како и припрема на арматурата,
2. Сите арматурни прачки кај кои е видлива корозијата или се со намален попречен пресек треба комплетно да се ослободат од бетонскиот пресек и да се исчистат од корозијата. Слободниот простор помегу арматурата и бетонскиот пресек мора да биде 10-15 cm,
3. Со постапка на пескарење или хидродемолирање (вода под притисок од 500 бари која е далеку подобра метода поради тоа што кај неа немаме затварање на микропрснатините и микропорите со прашина што е случај кај пескарењето) се врши чистење на оштетената и неоштетената бетонска површина, како и со корозија зафатената арматура до степен на чистота Sa2 или St3 во зависност од начинот на чистење,
4. Оштетените места по звршеното чистење се контролираат на содржина на хлориди (кои не смеат да бидат поголеми од 0,40% од проценетата количина на цемент согласно стандардот EN 206). Доколку процентот на хлориди и после чистењето е поголем од 0,40% се врши додатно чистење на контаминираниот бетон додека не се задоволи бараниот стандард.
5. Се врши замена на сите кородирани или прекинати арматурни прачки со нова арматура со истиот пресек, при што врската на старите и новите арм. прачки се врши со двострано заварување на должина од 5ф или едностранo на должина од 10ф.

1. При замената на оштетените прачки, комплетно се менуваат сите прачки од долниот ред, додека по потреба доколку се видат истите оштетувања и од горните редови (арматурата е сместена во три реда) се менуваат и останатите арматурни прачки. Заменетата новопоставена арматура се анкерува во попречните носачи. За таа намена потребно е предходно во попречните носачи да се избушат дупки, на соодветна висина. Во дупките кои се под благ наклон од 1:10 се поставуваат анкери со истиот профил како и арматурата која се заменува. Анкерите се со должина од сса. 50 cm од кои минимум 20 cm во попречниот носач. За овие анкери се заварува новопоставената арматура,
6. Се менуваат сите прекинати узенгии. Поради додавањето на новиот бетонски пресек од двете страни на носачот, узенгијата се формира така да одговара на новиот бетонски пресек,
7. Се врши антикорозивна заштита на севкупната арматура, со соодветни антикорозивни средства отпорни на постоечките агресивни услови пред се агресивното влијание на хлоридите,
8. По вградувањето на целата потребна арматура, се врши оплатирање на АБ џакет, се продолжува со бетонирањето со ситнозрн самовградлив бетон (агрегат со мах. зрно ф16 mm) марка бетон МБ 40, приготвен со сулфатно отпорен цемент и марка на водонепропустност V-12,
9. Санационите површини се премачкуваат со соодветен премаз (пенетрат) заради обезбедување услови за подобра врска на постојниот бетон и репаратурниот слој.Пред нанесувања на заштитниот премаз подлогата добро да се накваси, за да се избегна состојбата на нагло губење на водата од премазот,
10. Сите останати оштетени места се пополнуваат со репаратурен малтер со соодвена дебелина и состав дефиниран во спецификацијата на производителот. За поголеми дебелини да се нанесува во неколку слоеви.
11. Завршно на сите санирани површини се нанесува фин слој од малтер за изравнување отпорен на постоечката агресивна средина.

7.2 Санација на оштетувања – Тип 2

Санационото решение тип-2 е речиси иднетично со санационото решение тип-1, со единствена разлика што кај ова решение нема зголемување на бетонскиот пресек, односно санацијата се одвива во постоечкиот габарит на конструктивниот елемент, независно дали да се работи за подолжните или пак за попречните носачи.



Сл.9: Санација на оштетувања тип-2 (подолжни и попречни носачи)

7.3 Санација на оштетувања – Тип 3

1. Со постапка на пескарење или хидродемолирање се врши чистење на сите бетонски површини каде се видливи траги од испирање, растворување и таложење на морските хлориди,
2. Оштетените места по звршеното чистење се контролираат на содржина на хлориди (кои не смеат да бидат поголеми од 0,40% од проценетата количина на цемент согласно стандардот EN 206). Доколку процентот на хлориди и после чистењето е поголем од 0,40% се врши додатно чистење на контаминираниот бетон додека не се задоволи бараниот стандард,
3. Антикорозивна заштита на севкупната арматура, со специјални антикорозивни средства отпорни на постоечките агресивни услови,
4. Премачкување на санационата површина со соодветен премаз (пенетрат) за подобра врска на постоечкиот бетон и репаратурниот малтер,
5. Пополнување на евентуалните неравнини со репаратурен малтер.

8. САНАЦИОНИ МАТЕРИЈАЛИ

Пред одпочнување на бетонските работи, задолжително мора да се направат предходни испитувања на бетонот со цел да се дефинира рецептурата на бетонот која ги гарантира проектните услови.

8.1 Бетон и основни состојки на бетонот

Марка на бетонот МБ-40 (SCC self compact concrete – самовградлив)

Марка на водонепропустност V 12

Агрегат – спрема стандардот EN 12620, и барањата за трајност по EN 206-1, ограничување на максималното зрно помегу 11-22 mm, честичките помали од 0.125 mm спаѓаат во прашинести материјали (врзно средство и минерални додатоци).

Цемент – може да се употребуваат генерално сите цементи но пред се сулфатно отпорни цемент класа 45, количина 390-400 kgr/m^3.

Хемиски додатоци – суперпластификатори од новата генерација со цел намалување на количината на вода, додатоци за модификација на вискозноста кои помагаат за зголемување на робустноста и намалување на осетливоста на самозаливниот бетон.

8.2 Арматура

Ребраста арматура РА 400/500-2.

8.3 Репаратурни малтери класа R4 (согласно стандардот EN 1504-3:2005)

Јакост на притисок: *. . . . после 24 часа – min. 17,0 MPa*

. . . . . после 28 дена – min. 45,0 MPa

Јакост на затегнување: . . . после 24 часа – min. 4,0 MPa

. . . . после 28 дена – min. 9,0 MPa

Адхезија: . . . . . после 28 дена > 2.0 MPa

Модул на еластичност . . . . . > 20 GPa

Содржина на хлориди . . . . . < 0.05%

8.4 Антикорозивна заштита

Арматурата за антикорозивна заштита се чисти до сјај спрема нормата ISO8.501.-1. АКЗ се врши со полимер цементен прајмер кој се нанесува во два слоја со временска разлика од 24 часа. Треба да ги задоволи следните услови:

Адхезија за подлогата - 0.68 Mpa.

PH мешавина 13,

Запреминска маса 1.8 g/cm^3.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

MT - 37

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

IMPROVING THE SEISMIC RESPONSE OF A LONG SPAN VIADUCT TO HORIZONTAL ACTIONS

Ivanka TOPUROVA [1], Kostadin TOPUROV [2]

SUMMARY

Struma Highway, Bulgaria, is situated in a zone with a relatively high seismic risk. This paper discusses the measures concerning the improvement of the seismic response of the long-span viaduct located in Lot 2, which is already in operation. The length of the viaduct is approximately 600m. In accordance with the requirements of the contractor, the superstructure design incorporates prefabricated pre-stressed beams, a pre-cast pre-slab deck and a cast-in-situ concrete topping. The beams are 185 cm high. The bridge is located in an area with a design seismic peak acceleration of 0.23 g. The substructure is designed as frames, supported on a pile foundation. The maximum height of the piers is approximately 30m.

In order to reduce the structure response in case of seismic activity, thermal activity and braking forces, several specific measures have been taken. Non-typical connections between the superstructure and the substructure were provided for.

Keywords: *Viaduct, Special bearing devices, Seismic response*

[1] Chief assistant prof, PhD, University of Architecture, Civil engineering and Geodesy, Sofia, Bulgaria, ivankatopurova@yahoo.com

[2] Prof. PhD, University of Architecture, Civil engineering and Geodesy, Sofia, Bulgaria, topurov@mail.bg

1. INTRODUCTION

The development of Lot 2of the Struma Highway, just like the other lots, was entrusted to an experienced company that won the tender according to the requirements of the red FIDIC. The EU provided much of the funding under the Operational Programme "Regions in Growth". The highway is part of the European route E79 connecting the Bulgarian city of Vidin to Greece. The bridge across the Danube at Vidin – the second land connection between Bulgaria with Romania - was built more than six years ago.

There was a preliminary tender design for the whole Lot. According to the parameters of the tender documentation, the Contractor may make changes of the design according to his preference for construction should not change the basic geometric parameters of the road and the relevant facilities. The Struma highway is located in a region with high seismic hazard. The facility is built in a zone with a design ground acceleration a_g = 0.23 g. The importance factor according to the Bulgarian National Annex to BDS EN 1998 for all highway bridges is 1.4. As a result the design acceleration is 0.322 g.

Each of the carriageways across the entire length of the highway have two active lanes as well as a hard shoulder. In the area where the viaduct is located, the highway is in a circular curve with a radius of 720 m, followed by a transient curve and then a small straight section. The longitudinal slope is 5% and the transverse slope of the road ranges from 2.5% to 4.5%. The climbing carriageway has a widening of 125 cm and instead of a hard shoulder, there is an aditional third active lane. The highest part of the road is about 30 m above the existing terrain. The complex horizontal alignment and the specific features of the terrain resulted in a viaduct of a total length of approximately 660 m measured along the axis [Fig.1].

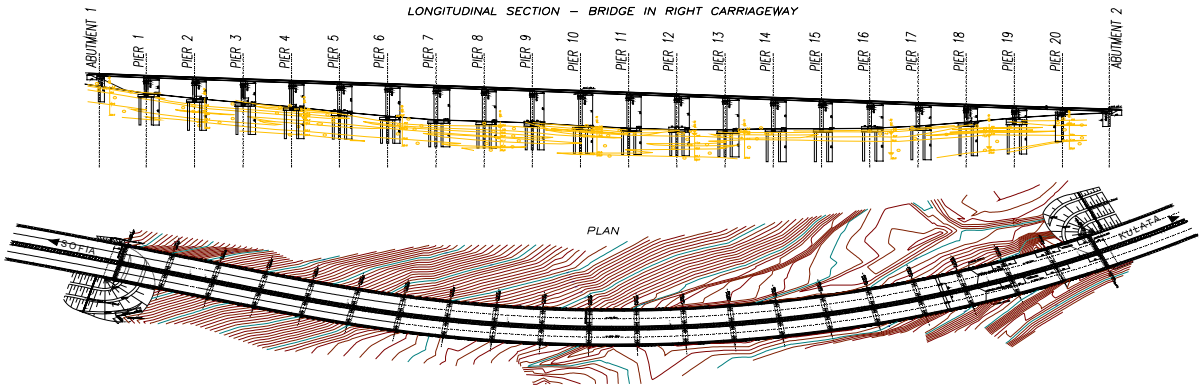


Fig. 1. Longitudinal section and plan of the Viaduct

During the design stage, besides the details of the road design, some requirements of the contracting authority had to be taken into account as follows:

- The superstructure should be designed with prefabricated prestressed beams;
- A minimum number of beams should be placed in the cross-section and their height should be 185 cm in accordance with the contractor's production constraints;
- The maximum installation weight of the beams should not exceed 50 tons;
- The deck should be pre-cast pre-slab and have a cast-in-place concrete topping;
- The use of expensive bearings should be avoided;
- The number of joints should be reduced, which is also a requirement of the Contracting Authority – the Bulgarian Road Administration;
- The columns of the piers should preferably have the same cross-section in order to unify the formwork;
- The piles should be of equal diameter and as short as possible.

The design concept of the viaduct is in line with the road design, the requirements of the Contractor, and the Eurocodes, including the Bulgarian national annexes to the Eurocodes[1].

2. DESCRIPTION OF THE STRUCTURE OF THE VIADUCT

As a general principle, here both carriageways are located in two separate conditionally parallel structures. The supports are located along the radius of the curve. In this way, the spans are of different length. Advantageously, in the cross-section of the two structures, the same number of beams - 4 pieces are located [Fig.2]

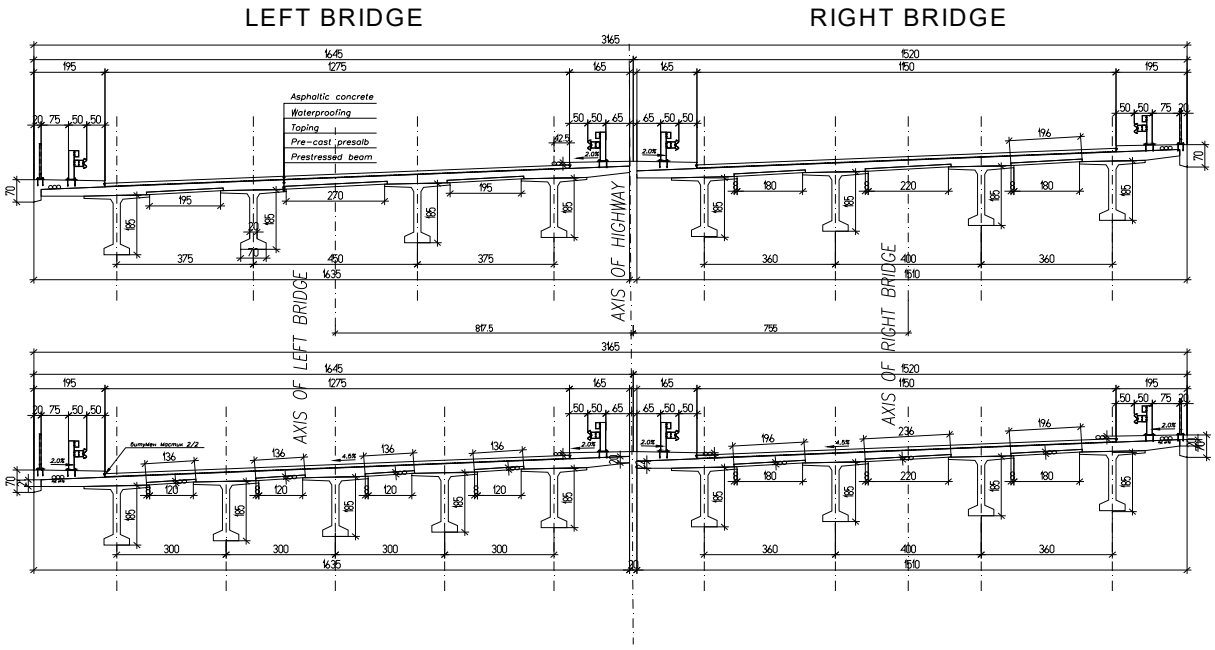


Fig. 2. Cross sections

In the area of the viaduct the carriageway located in the internal curve is wider, which is favorable, as the supports are in radius and the beams are of a smaller length but have the same cross section as they will be subjected to the same amount of stress. In the straight part, however, where the spans are of the same length, the structure with the wider carriageway has five beams (an extra beam was added) in the cross section. However, this only applies to two spans. The standard prefabricated beams are arranged in chords so that the curve can be accomplished with the various lengths of the cantilevers of the deck slab. The resulting design consists of a total of 21 spans (20 piers) constructed in two lengths of beams - 28.75 m and 28.15 m. In order to use only two beam sizes, which is an advantage not so much for the production as for the assembly, the piers' cap beams are trapezoid shaped. The distance between the beam faces is different.

In the cross-section, the beams are not equally spaced. Thus the stresses obtained from the permanent and live loads are approximately the same. The deck slab follows the slope of the carriageway – and therefore there is no need for additional concrete layers.

The size of the upper flanges of the beams was thus selected (in accordance with the length of the spans) in order to be able to provide the required load-bearing capacity with a minimum thickness of the pre-cast pre-slab between the beams. Due to the variable thickness of the flanges, the deck slab also has a variable thickness. At the supports of the spans, transverse beams were constructed, which reduces the transversal bending moments of the webs.

The piers are frame structures with two columns and cap beams with cantilevers on both sides [Fig.3]. The bearings and links are placed on top of the cap beams to provide fixedness in the longitudinal and transverse direction. The foundation of each pier lies on a pile system combined with an I-pile cap. The

bored piles have a diameter of 120 cm, with the lengths at the various piers and abutments varying in the range of 11-24 m. For the higher piers, the number of piles per frame is 6 and for the lower - 4. Only pier due to its non-large height is a system of 4 piles with a cap beam with same shape like the others. The four abutments were designed in a similar way. The measurements of the cap beams were selected in order to provide a good opportunity for inspection and repair of the supporting devices (bearings and STUs), which present a difficulty in many old bridges [2].



Fig. 3. General view from the construction stage

In the longitudinal direction, the two viaducts are divided into two parts, taking into account the temperature movements. There are three joints, respectively at both abutments and at pier 10. Over the other piers, the superstructures from the different spans are connected via the continuous deck slab.

The drainage design consists of receiving shafts discharging stormwater directly into the ground via pipes. The distance between the shafts is approximately 15 m; shafts are not located near the piers.

3. SPECIFIC MEASURES FOR IMPROVING THE SEISMIC RESPONSE OF THE VIADUCT

At the superstructure construction, the main characteristics of this viaduct is related to the unconventional layout of the prefabricated beams. The distances between them are not equal.

The following specific measures have been adopted in the design of the substructure to improve the response for, above all, the seismic action:

- The connection between the beams and piers;
- Shaping the frames and selection of cross-sectional dimensions of the piers;

In regions with high seismic hazards, in order to reduce the response and ensure the bearing capacity, the following measures may be adopted:

- Enhancement of the period of the main modes;
- Providing for ductile behavior;
- Incorporating more substructure elements into withstanding the seismic effects;
- Application of seismic isolation.

The force of seismic action on the spectral analyses in a generalized mass can be represented by Eq (1).

$$F_i = S_d\,(T_i) * G/g \quad (1)$$

Where:

- Fi is the force from the mode i;
- Sd is the ordinate of the design response spectrum;
- Ti is the period of the mode i;
- G is the weight of the superstructure;
- g is the ground acceleration.

Under certain conditions, in ductile behavior the force can be reduced to q times, where q is a behavior factor and depends directly on the degree of ductility.

As is also visible from Fig. 4., the period influences the effort and it can be decreased up to 2.5 times. Of course, care should be taken not to make the structure very sensitive to other actions (e.g. wind) due to the significant reduction of the stiffness and not to increase the second order bending moments. It should also be borne in mind that the stress reductions are associated with increased displacements, which should be taken into account when designing joint sizes, the capacity of bearings, etc.

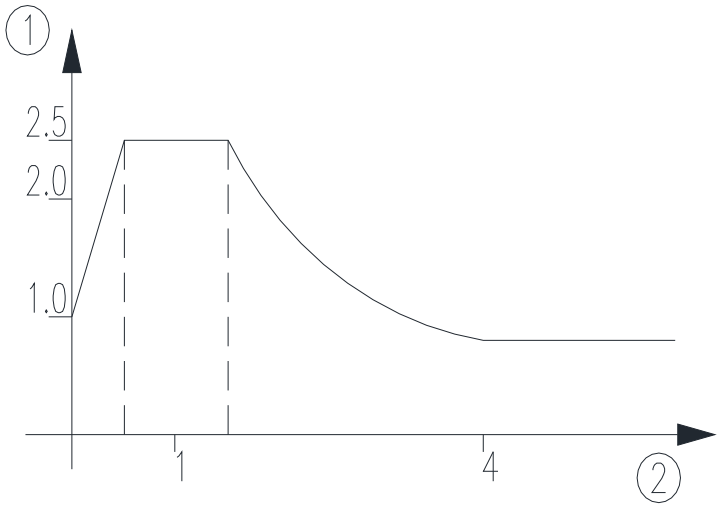


Fig. 4. General design response spectrum

1- the spectral amplification; 2 – the period of free oscillations

When selecting column sizes the following should be taken into account: 1. the sensitivity of the structure to other actions; 2. the relative axial force (Eq. 2) in the columns should not exceed values that do not allow high ductility [3]. This can be accomplished by choosing columns with a larger cross section but with less bending stiffness.

$$\eta_k = N_{Ed}/(A_c * f_{ck}) \quad (2)$$

where:

- η_k is the relative axial force of a seismic combination;
- N_{Ed} is the axial force in the column from a seismic combination;
- A_c is the cross section area;
- f_{ck} is the characteristic strength of the concrete.

It is advisable for a higher behavior factor (admittance of higher ductility) of 0.2 < η_k <0,6.

Considering the above, the following conceptual design solution was adopted as follows:

- In the longitudinal direction, the cross-section of the columns is 220 cm and in the transversal direction – 150 cm. The columns form a rigid frame in the transversal direction through the cap beam matching the stiffness in the longitudinal direction thus allowing the periods in both directions to be similar;

- At a height of 30 m (at the highest pier), taking into account the connection with the superstructure in the longitudinal direction, the slenderness is approximately λ=95, which is relatively large. Thus, an increase in the period of the basic modes is sought;
- Keeping this size of the columns, as required by the contractor, the shorter columns become stiffer and they will be overloaded as opposed to the higher ones. By appropriately dividing the columns through the joint and controlling this height, approximate uniformity of the stiffness is obtained, and the forces which are absorbed are well distributed [Fig.5]



Fig. 5. Reduction of the stiffness of the short columns

- In order to ensure ductile behaviour and, on the other hand, not to use expensive bearings, the connection of the beams with the posts was accomplished with elastomer bearings and special buffers that fixed the bearings.
- Due to the fact that the profile of the forged valley is not symmetrical and the presence of a joint almost in the middle of the bridge, two quite different parts were created. For this reason, in the longitudinal direction of the piers shock transmission units (STU) were designed and executed, spaced by with a joint (Fig.6). In this way, the viaduct reacts as a continuous structure for seismic actions in the longitudinal direction.



Fig. 6. STU at pier 10

The main issues related primarily to the response for seismic actions are as follows:

- First natural period – 1.87 s.
- Maximum longitudinal displacement – 21 cm;
- The maximum and minimum normalized axial forces from a seismic combination are respectively 0.22 and 0.14;
- The largest and smallest shear forces of the seismic actions in the pier columns are respectively 600 and 260kN.

For static and dynamic analysis of the viaduct, 3D finite element models were used (Fig. 7). Although relatively simple, they take into account all the features of the structure - the complex geometry, the interaction between the structural elements, the bearings, STUs, soil-structure interaction, etc. [4].

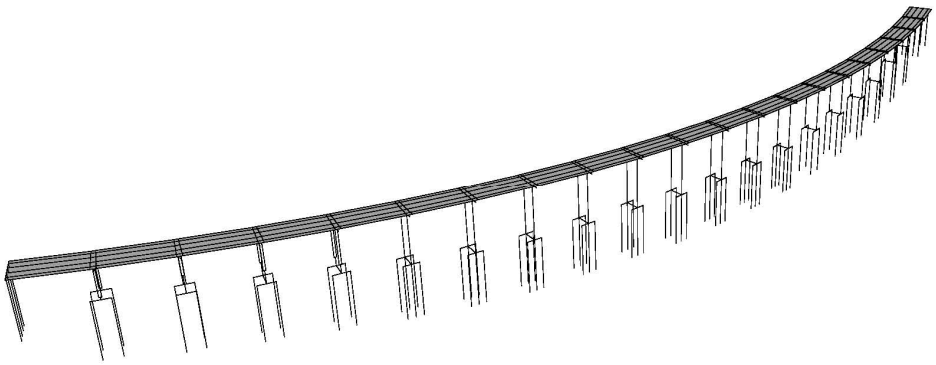


Fig. 7. Finite element model of the right carriageway of the bridge

4. CONCLUSION

The described approach for designing the viaduct is an example of how a good response was achieved without using seismic isolation in an area with relatively high seismic hazard allowing the effects of seismic impact to be controlled at comparatively low construction costs.

It is necessary to take into account that the use of seismic isolation for new bridges cannot always produce the same effect that can be achieved by properly designed substructure elements. Even when using seismic isolators with the highest energy-damping potential, such as hydraulic or friction-capable isolators, the isolator itself can only achieve 50% damping. However, combined with high piers, the overall effective damping will definitely be smaller. Whereas seismic isolated structures are designed with elastic spectra with a ductility factor q=1, if an appropriate design solution (as in the example considered) where q= 3.0 is used, a greater reduction can be achieved only by ensuring this factor.

It should be noted that during operation especially of hydraulic isolation systems, periodic maintenance is necessary, which is another advantage of non-insulated systems.

All this leads to the conclusion that, when it is possible, especially in new structures, it is better, to achieve a reduction of the seismic response by appropriate design and not by application of seismic isolators.

REFERENCES

[1] Nikolov, P. (2015). Viaduct at km327+050 from Struma Highway – application of the Eurocodes. Proc. of 4-th Symposium of transport facilities UACEG. Sofia, Bulgaria, pp. 81-95. (in Bulgarian).

[2] Nikolov, P. (2017). Replacement and repair of bearings in bridge constructions. Proc. of International Jubilee Scientific Conference "75th UACEG" 1 - 3 November 2017. Sofia, Bulgaria, pp. 81-95. (in Bulgarian).

[3] European Committee for Standardization - CEN (2004). *Eurocode 8 — Design of structures for earthquake resistance, Part 2: Bridges*. Brussels, Belgium.

[4] Nikolov, P. (2012). Special features in the modelling of some structural and non-structural elements of bridges. Proc. of International Scientific Conference UACEG 2012, 12-17 November. Sofia, Bulgaria, pp. 81-95. (in Bulgarian).

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

MT - 38

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

CLASSIFICATION OF EXISTING BRIDGES IN R. N. MACEDONIA USING IMPROVED BRIDGE INVENTORY DATABASE

Marija VITANOVA[1], Vlatko SHESHOV[2], Slobodan MICAJKOV[3],Andres ABARCA[4], Ricardo MONTEIRO[5], Radmila SALIC[6], Kemal EDIP[7], Vlado MICOV[8], Borjan PETRESKI[9]

ABSTRACT

Rapid advancements of information technology and data digitalization have contributed to faster data collection and analysis. At the same time, datasets can be very large and may continuously grow due to data updates or additional data collection, which makes their manual interpretation and analysis impossible. A large database provides an abundance of data in a raw form, but these can be transformed into a useful information by analysis and interpretation.

Presented in this paper is a study on the highway and main transportation network in N. Macedonia. Based on this work, an improved database with inventory and damage data has been created. This investigation has been done in the framework of the INFRA-NAT project (www.infra-nat.eu). An improved database on bridge network has been created for all countries which are part of the project: N. Macedonia, Italy and Israel. The general characteristics of the bridge structures can enable selecting representative typologies and choosing general characteristics of bridges which can be used for development of fragility functions regarding their vulnerability to seismic hazard. The final aim of the project is to provide a practical web-based tool and database for each country which will assure solid base for better decisions in respect to the most vulnerable parts of the country, allocation and investment of resources for increased resilience.

Keywords: Bridges; Database; Inventory, Damage, Structural typology

[1] Assist. Prof. PhD, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Sesmology, "Ss. Cyril and Methodius" University, Skopje, Republic of North Macedonia, marijaj@iziis.ukim.edu.mk
[2] Prof. PhD, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Sesmology, "Ss. Cyril and Methodius" University, Skopje, Republic of North Macedonia, vlatko@iziis.ukim.edu.mk
[3] BSc, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Sesmology, "Ss. Cyril and Methodius" University, Skopje, Republic of North Macedonia, micajkov@iziis.ukim.edu.mk
[4] PhD Candidate, Institute for Advanced Study (IUSS) of Pavia, Pavia, Italy, andres.abarca@iusspavia.it
[5] Assist. Prof. PhD, Institute for Advanced Study (IUSS) of Pavia, Pavia, Italy, ricardo.monteiro@iusspavia.it
[6] Assist. Prof. PhD, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Sesmology, "Ss. Cyril and Methodius" University, Skopje, Republic of North Macedonia, r_salic@iziis.ukim.edu.mk
[7] Assoc. Prof. PhD, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Sesmology, "Ss. Cyril and Methodius" University, Skopje, Republic of North Macedonia, kemal@iziis.ukim.edu.mk
[8] Prof., Institute of Earthquake Engineering and Engineering Sesmology, "Ss. Cyril and Methodius" University, Skopje, Republic of North Macedonia, micov@iziis.ukim.edu.mk
[9] Assist. MSc., Institute of Earthquake Engineering and Engineering Sesmology, "Ss. Cyril and Methodius" University, Skopje, Republic of North Macedonia, borjan@iziis.ukim.edu.mk

1. INTRODUCTION

Road networks are important to countries because they provide a continuous infrastructure that supports transport and economic systems. Bridge structures and viaducts are critical elements providing continuity of road networks and should be permanently in good conditions. The growth of traffic loads, the variability of wind, seismic and hydraulic forces, and the natural deterioration of constitutive materials of bridges tend to increase their vulnerability. Since their collapse imposes high costs for their users and the local economies, they require proper and timely maintenance. Without adequate maintenance, the risk of collapse and the costs for their repair are increasingly higher over time, especially at the end of their serviceability period.

Due to the fact that the collapse of bridges and the risk pertaining to fatalities are undesirable for the society, bridge engineering has developed tools for achieving acceptable conditions regarding bridge safety and functionality. These tools allow integration of assessments of bridge conditions, making decisions about maintenance and planning maintenance budget allocation over time for the road network or a single bridge. Bridge management systems (BMSs) have been developed for this purpose. PONTIS and BRIDGIT in the United States, DANBRO in Denmark, and BRIME in the European Community are relevant examples [1]. The presented improved bridge inventory database created for the existing bridges in R.N. Macedonia is a step forward to BMS, which is very important for this country.

2. DATABASE ON EXISTING BRIDGES IN R. N. MACEDONIA

Data on bridges located along all main roads and highways (Fig. 1) in the territory of Macedonia as well as bridges within the territory of the city of Skopje were collected.

According to their characteristics, the data were divided into three levels, starting from the most basic data involving location and total length up (Level 0) to detailed data referring to type of superstructure, dimensions of structural elements, type of abutments and central piers, materials used for construction of the super- and sub-structure, type of traffic for which a bridge is intended (Level 1) as well as conditions of bridge structures (Level 2).

These data were collected in several ways. For the most basic data (Level 0), GoogleStreet View providing data on the geographical coordinates, namely latitude and longitude, was used (the location of the bridges related to Level 1 data is given in Fig. 2), whereas the data on length, structural system and structural elements were taken from the main designs blueprints of the bridges (Level 2 data). Information on the conditions of parts of the bridges including information on their possible damages were gathered by visual in-situ inspection (Level 3). All data were entered into a database that was especially created for this project. In addition to the data, it also contains characteristic photos of bridge structures.

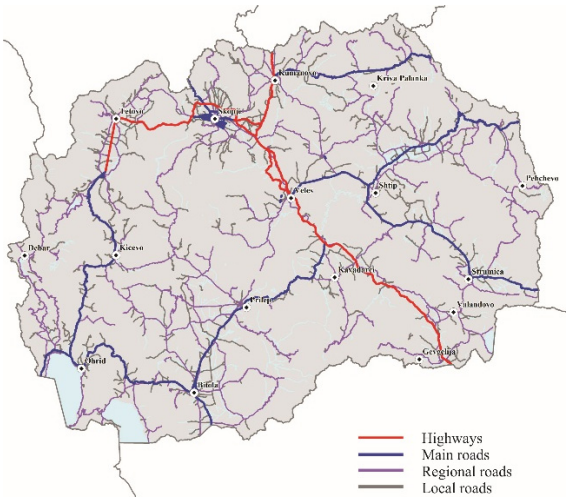


Fig. 1. Road network of Republic of Macedonia

(Source of data:OpenStreetMap)

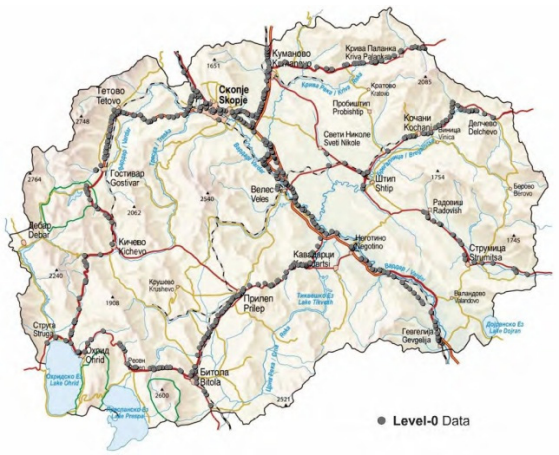


Fig. 2. Bridges along high-ways and main roads in Macedonia for which there are Level–0 data in the database

Considering the bridges along the highways and the main roads as well as the bridges in the territory of the city of Skopje, at this moment, the database contains data on a total of 679 bridges. For all of these, there are data on location (latitude and longitude) and total length (Level 0).

Out of the total number of bridges, there are data on materials and structural system (Level 1) for 398 bridges, accounting for 59% of the total number of bridges, while more detailed information including also data on damages (Level 2) exist for 196 bridges, or 29% of the total number of bridges (Fig. 3).

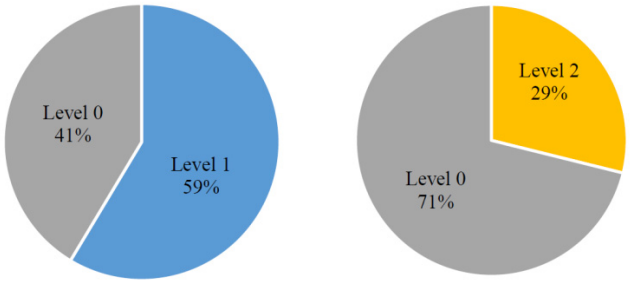


Fig. 3. Presentation of part of the bridges for which there are data pertaining to Level 1 (left) and Level 2 (right)

The review of locations of bridges for which Level-1and Level-2 data are available is given in Fig. 4 and Fig. 5.



Fig. 4. Location of bridges in Macedonia for which there are Level-1 data in the database.



Fig. 5. Cummulative distribution function of the total span of beam bridges.

2.1 Length of Bridges Depending on Static Scheme

Fig. 6 presents the distribution of the total length of all beam bridges whose values are entered into the database through a cumulative distribution function. From the presentation, it can be concluded that 50% of the beam bridges have a span that is less than 46 m, while more than 80% have a span of less than 100 m.From the diagram given in Fig. 7, it can be seen that, unlike beam bridges, plate bridges are of a smaller length, i.e., more than 80% of plate bridges have a length smaller than 43 m.

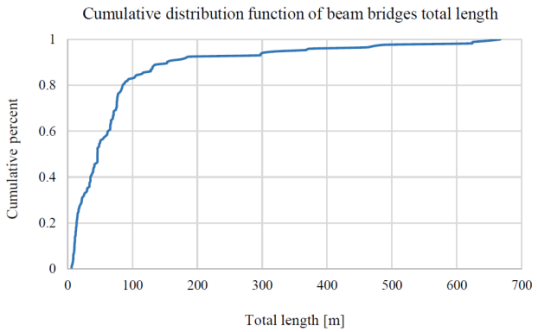


Fig. 6. Cumulative distribution function of the total span of beam bridges.

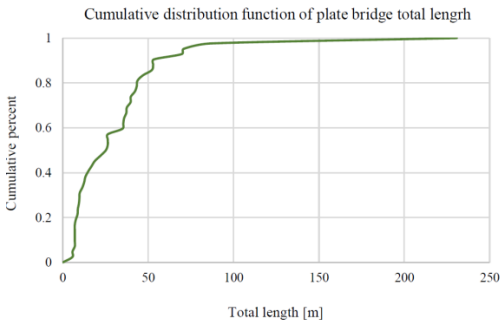


Fig. 7. Cummulative distribution function of the total span of plate bridges.

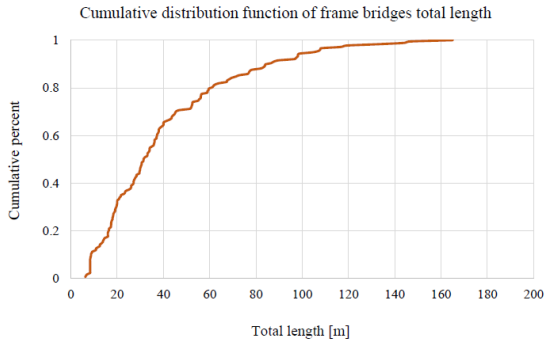


Fig. 8. Cumulative distribution function of total span of frame bridges

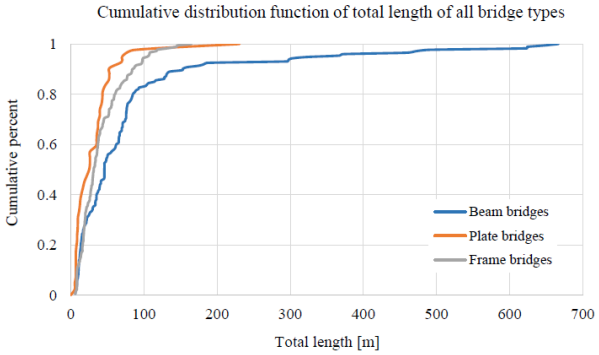


Fig. 9. Comparative distributions of total span for all bridge structures.

Fig. 8 shows the distribution of the total length of frame bridges, while Fig. 9 displays all distributions for all types of bridges.

2.2 Pier Cross-Section Type

As to the deck structural system, out of the total number of considered bridge structures located along the main roads in the R.N. Macedonia, the most numerous 73% are beam bridges, 19 % represent frame systems, 6 % are frame bridges, while the remaining 2 % are bridges with other structural systems. Figs. 10 shows reviews of types of piers of the three most frequent types of bridge structures: beam bridges, bridges with a plate superstructure and frame bridges.

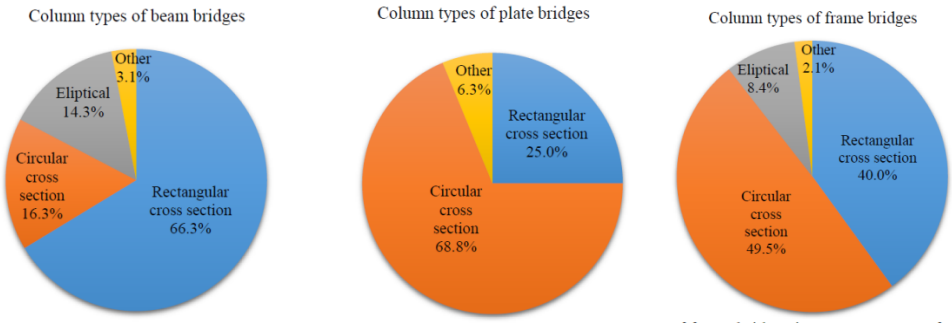


Fig. 10. Review of all types of bridges in respect to types of piers, for beam bridges (left), plate bridges (middle) and frame bridges (right).

From the review, it can be concluded that more than half of the beam bridges have piers with a rectangular cross-section. 15% of the beam bridges have piers with a circular cross-section and the same percentage of beam bridges have piers with an elliptical or other type of cross-section. In the case of bridges with a plate superstructure, over 60% of the piers are with a circular cross-section, while the piers in more than 22% of these bridges have a rectangular cross-section.

In the case of frame bridges, the most frequently present types of central piers are those with a circular and rectangular cross-section, whereat bridges with piers with a circular cross-section prevail.

2.3 Pier Deck Connections

As to the connection of the superstructure with the central piers, the total number of data available lead to the conclusion that supports, i.e., bearings are most frequently present in both beam and plate bridges (Fig. 11). The database does not contain data on the type of used bearings in the bridges, but based on experience, in the practice of R.N.Macedonia, elastomeric bearings are used for beam bridges.

2.4 Deck Material

Presented further are types of deck material depending on the structural system of the bridges.

In more than half of the beam bridges, the main girders are constructed of prestressed reinforced concrete, while the remaining ones are constructed of reinforced concrete (Fig. 12).

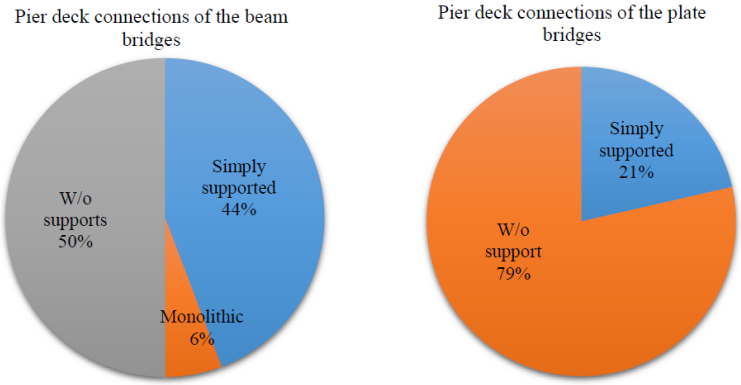


Fig. 11. Review of type of connection of the superstructure with the central piers in beam bridges and bridges with a plate superstructure

86% of the bridges with a plate superstructure have a reinforced concrete deck, while 7% have a prestressed concrete deck (Fig. 13).

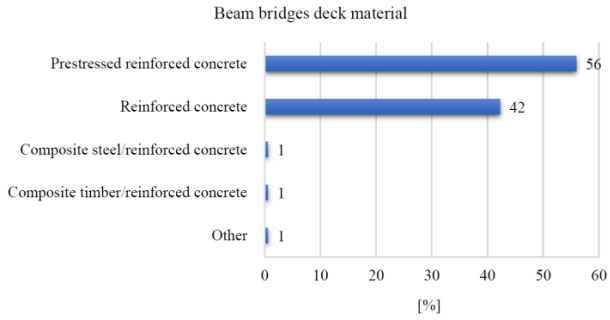


Fig. 12. Presentation of types of superstructure in beam bridges

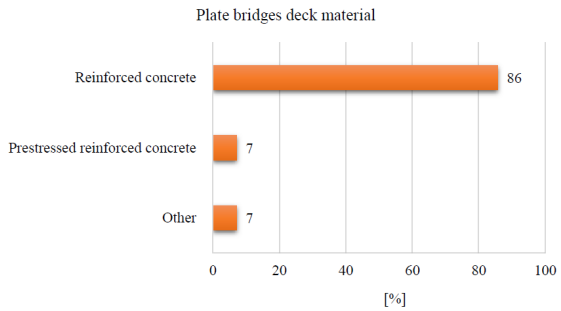


Fig. 13. Presentation of types of superstructure in plate bridges

3. DAMAGE

The data on damages are based on the defined level of damage to a certain number of bridges with different structural system for which visual inspection was done.

The number of visually inspected bridges with the remaining structural systems was insufficient for drawing some concrete conclusions.

From the performed visual inspection, it is a general impression that bridge structures in the Republic of Macedonia do not have extensive damages. This is the result of the large number of newly built bridge structures and not so small number of repaired bridges.

The observable damage includes cracking of the deck surface near the supports and near the mid span as well as negligible alkali-aggregate/silicate reaction of concrete upon the deck surface.

3.1 Corrosion

Presented further are reviews of damages referring to corrosion of the reinforcement in individual parts of the structure of beam bridges and frame bridges, Fig. 14. From the provided reviews, it can be concluded that this type of damage is rare, i.e., corrosion of reinforcement was not observed in most of the bridges. Out of the total number of beam bridges for which visual inspection was performed, no

damages related to corrosion were found in 77%. No corrosion, not even in a single part, was observed in a total of 90% of the frame bridge structures. In bridges in which corrosion of reinforcement was observed, it was most frequently found in the part of the parapet as well as the part of the beam, i.e., the plate girders near the supports, i.e., in the central span.

Corrosion was observed on the abutments of beam bridges, such damages are rarer in frame bridges.

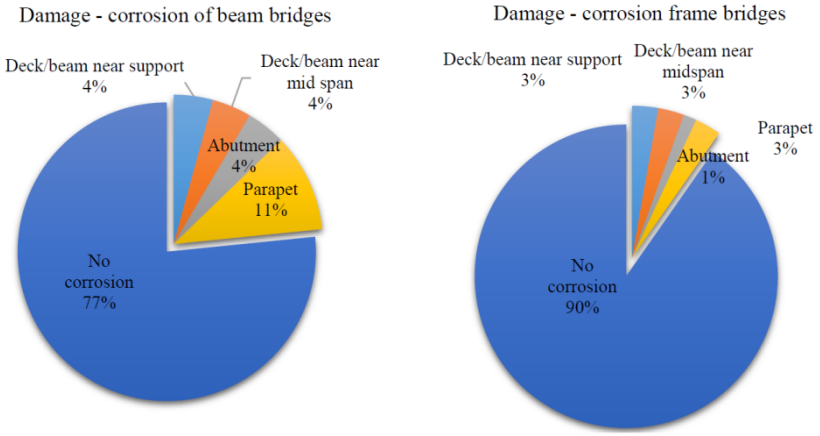


Fig. 14. Review of type of damage due to corrosion in beam bridges and bridges with a plate superstructure

3.2 Cracking

From the given presentations (Fig. 16 and Fig. 17), it can be concluded that this type of damage is frequently found, i.e., it is only in each fifth bridge that no cracks to any element are observed. Cracks are most frequently found in the upper part of the bridge, near the supports. In 31% of the cases, cracks are found at the connection between the abutments and the superstructure resting upon them. There are lesser damages to the bridge superstructure and the deck structure in the middle spans (a total of 27%). The least damage was found in the central piers and the main girders of the superstructure.

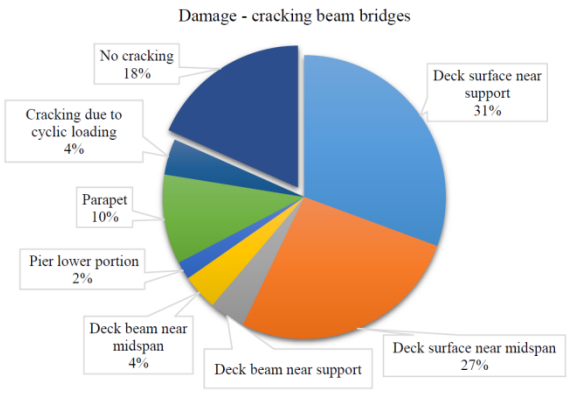


Fig. 15. Review of damages – cracks in beam bridges

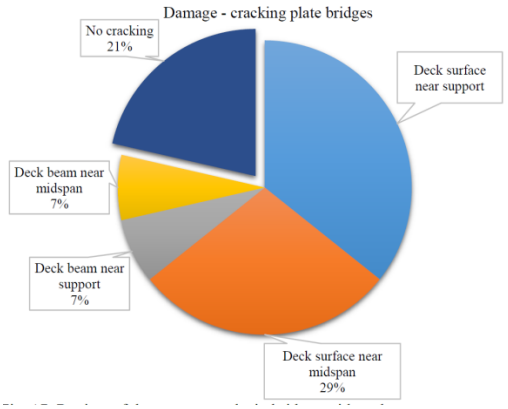


Fig. 16. Review of damages – cracks in bridges with a plate superstructure.

The same can be concluded also for the bridges with a plate superstructure (Fig. 16). In most of these bridges, cracks in concrete were observed. Most frequently, cracks were found in the upper part of the bridge, i.e., in the deck structure. In 36% of the cases, cracks were found in the end part, near the supports and in 29% of the cases, the cracks were in the middle span. Cracks in the upper structural elements were found in a smaller number of bridges.

In the case of frame bridges, cracks were found in all bridges for which visual inspection was done. Most of the bridges had cracks in the upper part of the bridge, i.e., in the deck structures out of which 56% were with cracks at the connection between the abutments and the superstructure resting upon them, while 40% were with cracks in the central span of the deck structure. Cracks in the parapet were found in 4% of the bridges.

3.3 Concrete Cover Falling Damage

During the performed visual inspection of the considered bridges, no extensive damage to concrete was observed. Fig. 17 shows the observed damage to concrete of beam bridges and frame bridges.

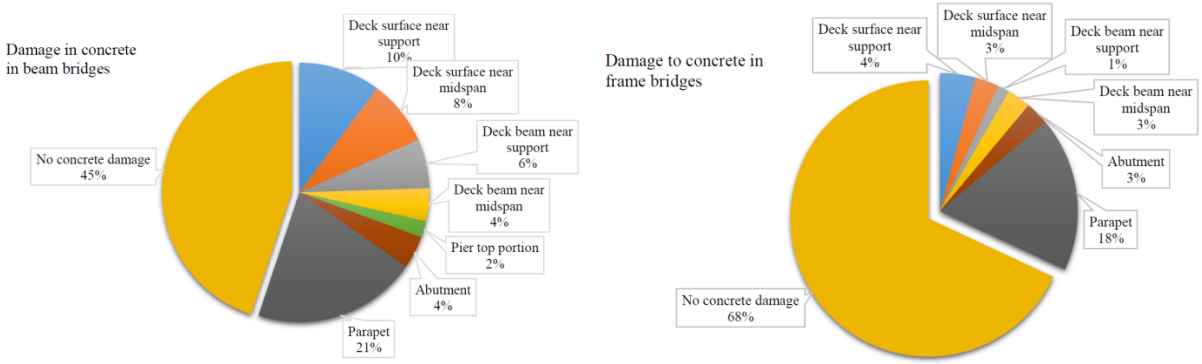


Fig. 17. Review of damage to concrete in beam bridges and frame bridges

From the presentation related to beam bridges (Fig. 17 left), it can be concluded that no damage was observed in 45% of the bridges. As to the remaining bridges, a removed protective layer was most frequently observed in the parapet part, i.e., in 21% of the bridges and in the deck structure close to the supports, in 10% of the bridges. Observed in less than 10% of the bridges was a removed protective layer in the part of the deck structure in the central span, the beam girders and the upper part of the central piers. A removed protective layer on the abutments was observed only in 4% of the beam bridges.

Fig. 17 (right) shows damages to concrete in frame bridges. In most of these bridges, this type of damage was not observed.

In those bridges in which fallen off protective layer was observed, this was most frequently in the parapet part and in each fifth bridge. In less than 4% of the frame bridges, fallen off protective layer was observed in the deck structure, i.e., the upper part of the bridge and the abutments.

3.4. Damage Associated with Alkali Aggregate/Silicate Reaction in Concrete

This type of damage was not found in the upper part of the deck structure. It was most frequently on the parapet, the abutments and the lower part of the main girder, i.e., the superstructure. In the case of beam bridges, such type of damage was found in the beam girders, close to the end supports and in the central span of 6% of the bridges (Fig. 18 left).

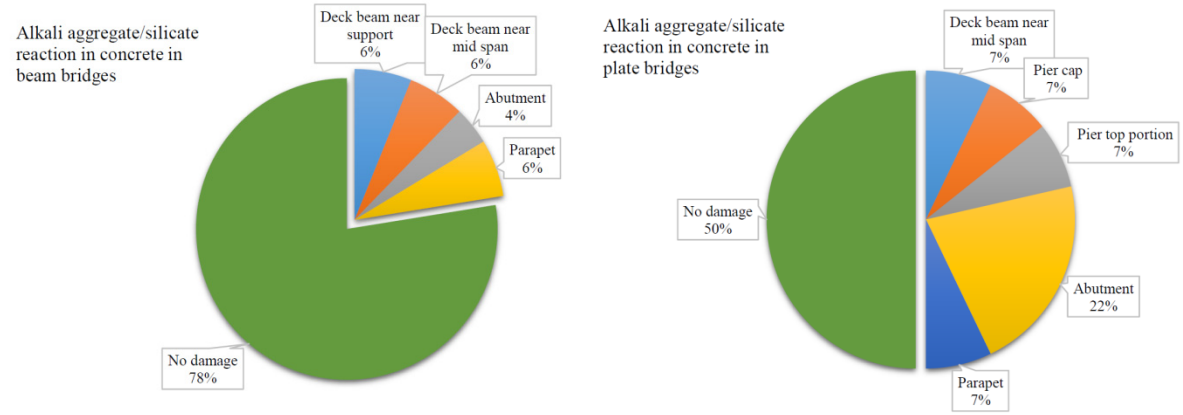


Fig. 18. Alkali aggregate/silicate reaction in concrete in beam and plate bridges

Fig. 18 right shows damages to bridges with a plate superstructure. Unlike beam bridges, greater number of damage was found in this structural type of bridges. In these bridges, alkali aggregate/silicate reaction in concrete was found in the abutments, the pier caps, the upper part of the central piers, at the parapet and in the plate close to the central span.

In each fifth bridge, alkali aggregate/silicate reaction in concrete was found in the abutment.

The situation with the frame bridges is similar to that with the beam bridges (Fig. 23). Most of the visually inspected bridges were without damages of this type. As to the remaining ones, the most damaged parts were the parapet and the plate near the mid span. In a smaller number of bridges, there was alkali aggregate/silicate reaction in the concrete of the deck structure, the abutments and the central piers.

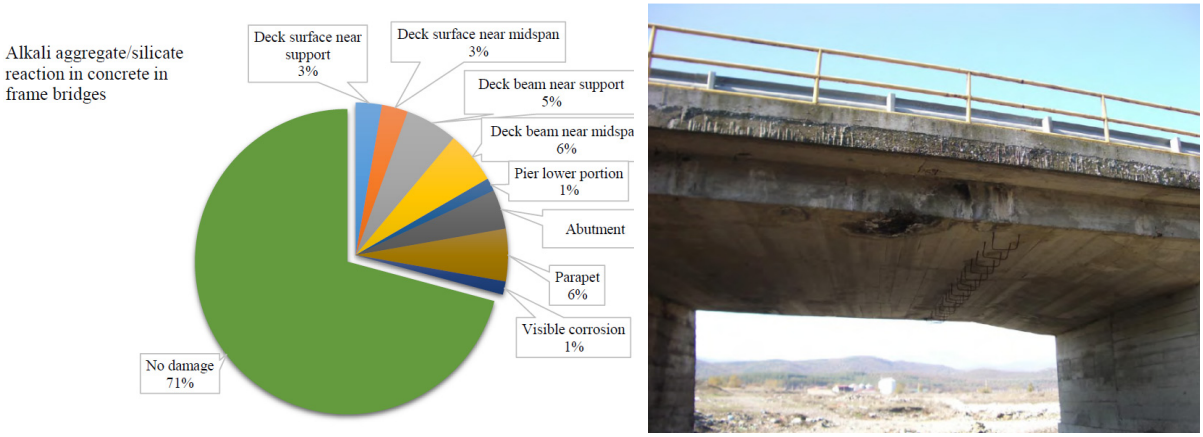


Fig. 19. Alkali aggregate/silicate reaction in concrete in frame bridges

4. CONCLUSIONS

Presented research is carried out for the existing bridge infrastructure along the main roads and motorways in R. N. Macedonia. The research was done within the EU funded INFRA-NAT project. Data on all existing bridge structures were collected and entered into an advanced database. The data were collected by use of a predefined data collection form. Based on the data from the database and the characteristics of the bridges, representative types of bridges were selected in order to be used in the next phase of the project involving development of fragility curves. This will create the base for realistic evaluation of the conditions of the bridge structures along the main roads and motorways in the R. N. Macedonia. The results will assure reliable data to be used as a basis for definition and prioritization of procedures for maintenance and reconstruction of the structures and hence proper allocation of financial resources.

ACKNOWLEDGEMENTS

The authors would like to acknowledge the financial support of the INFRA-NAT project (www.infra-nat.eu) co-funded by the European Commission DG-ECHO – Humanitarian Aid and Civil Protection. Project reference: 783298 – INFRA-NAT – UCPM-2017-PP-AG.

REFERENCES

[1] Austroads. (2002). “Bridge Management Systems: The State of the Art.”Rep. No. AP-R198, Australian and New Zealand Road Transport andTraffic Authorities, Australia.

[2] Vitanova, M. (2015). Seismic Fragility Assessment of Multi Span Concrete Bridge Structures Typical for Republic of Macedonia, PhD Thesis, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, “Ss. Cyril and Methodius University”, Skopje, Republic of Macedonia.

[3] Ristic, D., Popovski, M., Micov, V., Micajkov, S., Hadzitosev, N., Shendov, A., “Definition of Methodology and Software Realization of Information System for Recording and Monitoring of Conditions Related to Vital Structural Systems Along the Road Network of R. Macedonia”, IZIIS Report 93-33.

[4] Vitanova, M., Hristovski, V., (2016), “Analytical frafility curves for typical bridges in Republic of Macedonia”, 4th International Conference contemporary achievements in civil engineering, 22.4.2016, Subotica, Serbia.

[5] Vitanova, M., Hristovski, V., (2015), “Clasification and Seismic Vulnerability of Bridges Structures in Republic of Macedonia”, 16th International Symposium, Macedonian Association of Structural Engineers, 1-3 October 2015, Ohrd, Republic of Macedonia.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

MT - 39

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

PRESSURE PENETRATION TEST FOR PREDICTION OF CHLORIDE PENETRATION IN OLD CONCRETE STRUCTURES

Damir ZENUNOVIC[1], Nesib RESIDBEGOVIC[2], Radomir FOLIC[3]

ABSTRACT

In the framework of the assessment of the status of reinforced concrete buildings in the industrial zone of the city of Tuzla, older than 50 years, concrete samples were extracted from the Salt Factory buildings with the aim of determining the chloride profile and prediction of chloride penetration using the Pressure Penetration Test (PPT). The procedure is previously verified on the laboratory samples, as expounded in detail in the paper [1]. A new procedure of chloride penetration assessment using a stepped sample is proposed, where a simultaneous assessment of the surface concrete layer and of the deeper layers is facilitated. At the end of the paper are provided direction of the further development of the procedure and recommendations for the researchers in this area. The proposed procedure of determination of predicted chloride profiles on old concrete specimens may be used for assessment of chloride penetration in concrete during the further service of the facility and for defining of adequate cost-effective maintenance measures for concrete structures in industrial zones. The advantage of this procedure is a quick way of making of a prediction model in comparison to the bulk diffusion test (BDT), which facilitates an efficient intervention on industrial zone structures, i.e. an efficient way of monitoring of variation of performance of concrete structures in aggressive environments, which represents the basis for an efficient management of structures in aggressive environments.

Keywords: *Concrete; Chloride; Diffusion; Penetration; Pressure penetration test; Stepped sample; Prediction model*

[1] Prof. PhD, Faculty of Mining, Geology and Civil Engineering, University of Tuzla, Bosnia and Herzegovina, damir.zenunovic@untz.ba
[2] Prof. PhD, Faculty of Mining, Geology and Civil Engineering, University of Tuzla, Bosnia and Herzegovina
[3] Prof. PhD, Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad, Serbia

1. INTRODUCTION

For the last ten years, in the laboratories of the University of Tuzla, a project aimed at making of the model for evaluation of the service life of concrete structures in the industrial zone has been underway. In the framework of the project, a chamber for exposing large specimens of concrete to the chloride pressure penetration test (PPT) has been constructed (fig.1 and 2). This procedure is an alternative to the Rapid Chloride Permeability Test (RCPT) and Rapid Migration Test (RMT) which are performed on small specimens. More detailed information on the rapid tests can be found in the following papers [1], [2] and [3]. The PPT procedure is verified on the laboratory specimens, which is described in detail in [4] and [5].



Fig. 1. Chamber for PPT



Fig. 2. Concrete samples (cubes 15cm)

The industrial zone of the city of Tuzla is the aggressive environment where factories for production of salt, coke and chemical industry are located. Facilities in the mentioned factories are continuously exposed to the aggressive action of adverse matter (sulfates, chlorides). In the last thirty years, numerous quality test results of construction materials have been published, with the aim of status assessment of the bearing structure of certain buildings. The research results have been published by the authors in several papers. The following papers [6] - [9] stand out. In these papers, consequences of aggressive action and the methodology of repair of reinforced concrete structural elements have been presented. The salt factory is a particularly aggressive environment, where a dominant action of chloride ions is prominent. For this reason, in this paper are presented tests on the samples taken from the Salt Factory. The sample extraction locations are defined with preliminary inspections, using visual procedures (visual inspection and detection using color indicators). Based on the preliminary tests, the Salt Factory is divided into areas, regarding the aggressiveness of the environment (fig.3). In the paper are presented the results of concrete samples extracted from the "R" area (Red – most aggressive area) (fig.4).

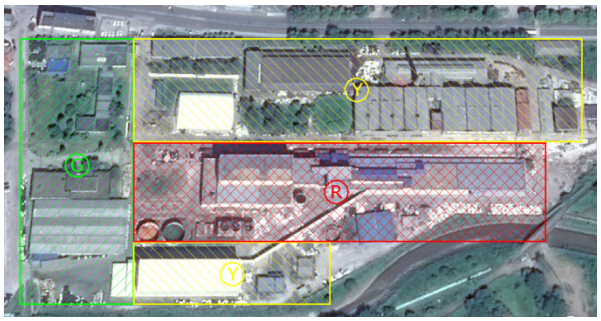


Fig. 3. Areas in Salt Factory Tuzla ("R" – red; "Y" – yellow; "G" – green)



Fig. 4. Concrete samples from "R" area

2. PPT OF CONCRETE SAMPLES FROM SALT FACTORY "R" AREA

2.1. Testing of stepped samples

The procedure of determination of the chloride content by depth is described in detail in the papers [4] and [5]. The sampling was performed by grinding samples by depth for the purpose of determining chloride concentration and by using the indicator color to determine chloride penetration depth. The sample label is SF. Three samples were extracted from each of the 7 locations, which are labeled L1 to L7. Here are provided the testing results of concrete samples from L1 and L2 locations (spraying area columns fig.4). At these locations, concrete is exposed to everyday wetting. The chloride profile for concrete samples from the L1 location is provided in figure 5, and from the L2 location, in figure 6.

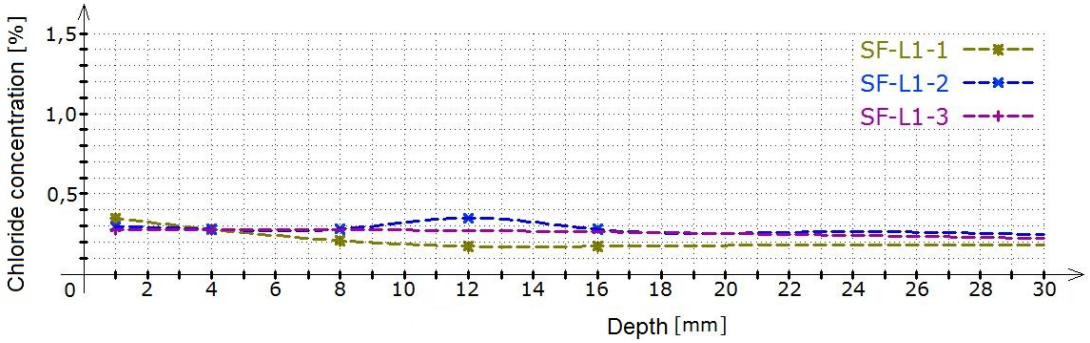


Fig. 5. Chloride profiles for location L1

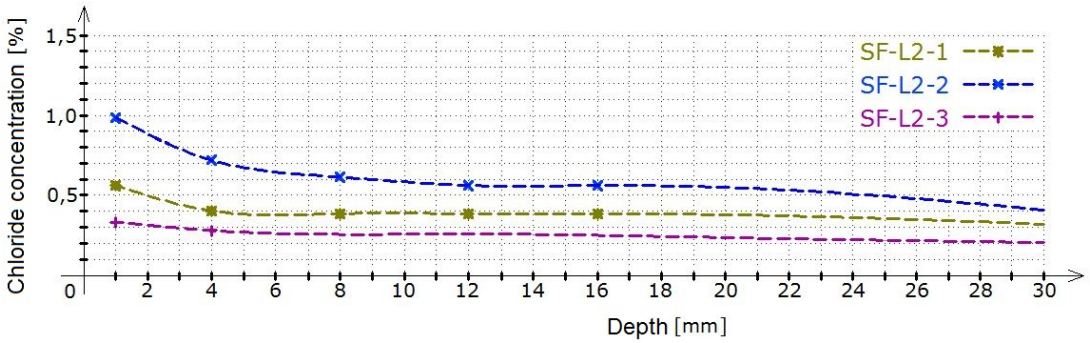


Fig. 6. Chloride profiles for location L2

From the presented chloride profiles, it can be seen that the chloride content in the concrete from the "R" area, to the 30mm depth, ranges between 0.3 – 0.6% in relation to the concrete mass.

After the chloride content in the supplied concrete samples was determined, they were prepared for the PPT examination in the way presented in figure 7. The samples are named the stepped samples.

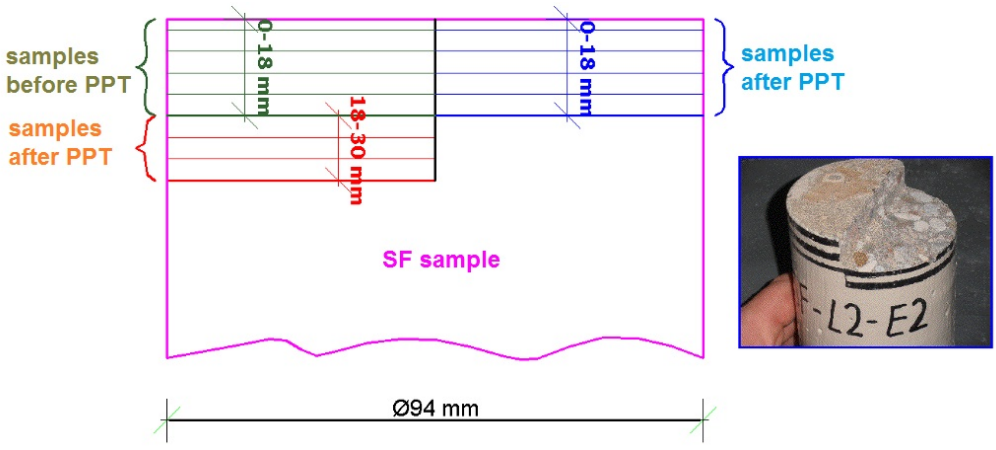


Fig. 7. Stepped samples

The goals of testing the stepped sample are simultaneous determination of the residual capacity for chloride absorption in the surface layers, and determining the chloride penetration depth in the old concrete.

The testing procedure of the stepped samples is performed in the following steps:

Step 1 – Sampling of chloride from the samples supplied from the field, to the depth of 18mm on one half of the cross-section surface of the sample. This depth is selected because the tests showed that the chloride concentration to the depth of 18mm is variable, and deeper than 18mm it is constant.

Step 2 – Coating of the entire sample, except for the top surface of the cross-section, with the water-tight epoxy coating. This prevented chloride penetration in the sample, except from the top surface of the cross-section.

Step 3 – Exposure of samples to pressure in the chamber (fig.1). Samples are immersed in 16,5% NaCl (2,8M NaCl) solution, and exposed to the constant pressure of 2.0 bar for 48 h.

Step 4 – Sampling of chloride from the upper stepped area to 18mm of depth, and from the lower stepped area from 18 do 30mm of depth.

Test results are presented in figures 8 and 9. Curves labeled with E represent the chloride content prior to PPT, and curves labeled E* the chloride content after PPT.

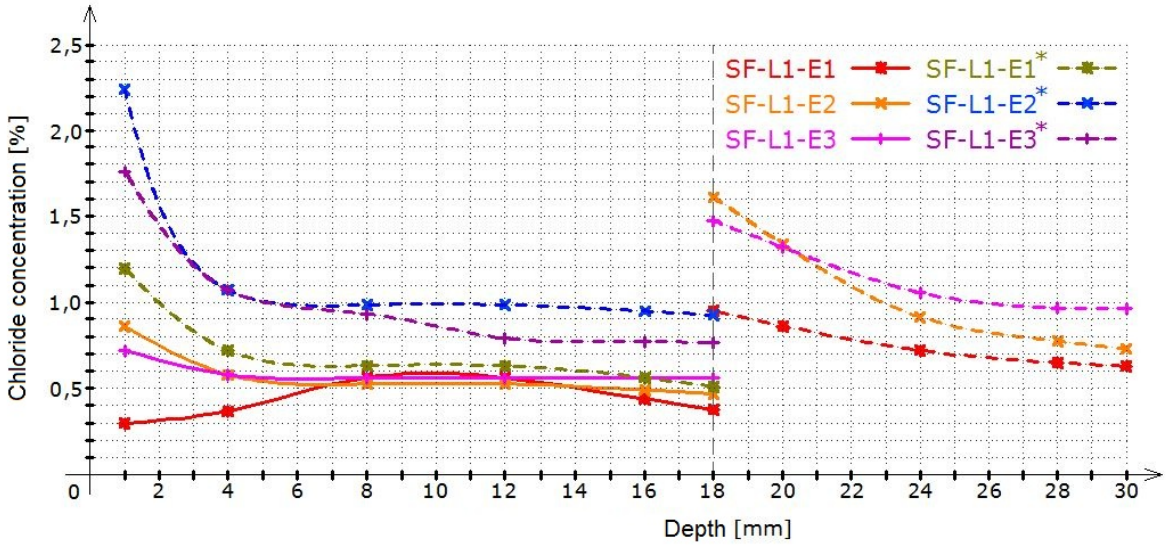


Fig. 8. Chloride profiles in stepped samples – location L1

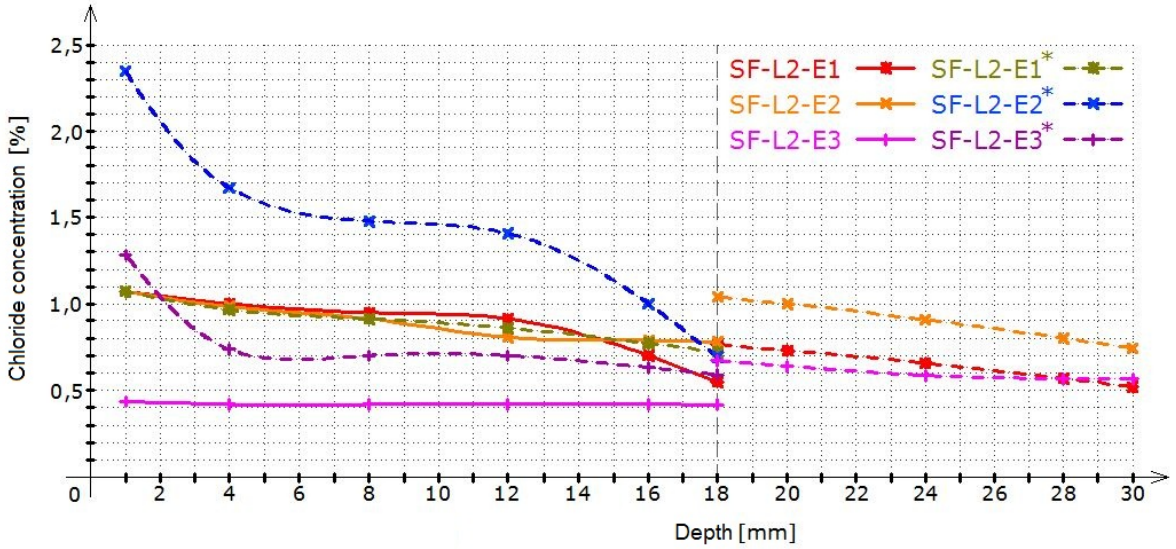


Fig. 9. Chloride profiles in stepped samples - – location L2

From the chloride profiles in figures 8 and 9, it can be seen that the surface layer of concrete has a capacity for additional absorption of chloride ions. The chloride profile for the layers of concrete deeper than 18mm was obtained. It can be emphasized that the stepped sample testing can serve for the assessment of concrete quality by depth. Namely, the difference of chloride profiles of the samples from location 1 (fig.8) and location 2 (fig.9) at the depth of 18mm of the stepped sample is evident. In the case of samples at location 2 the variation of chloride quantity between one and the other sample halves is low, while there is a prominent spike in the location 1 samples. This indicates a better quality of concrete at location 2 samples in terms of compactness and strength. In figure 10 are presented average values of chloride concentrations from locations 1 and 2.

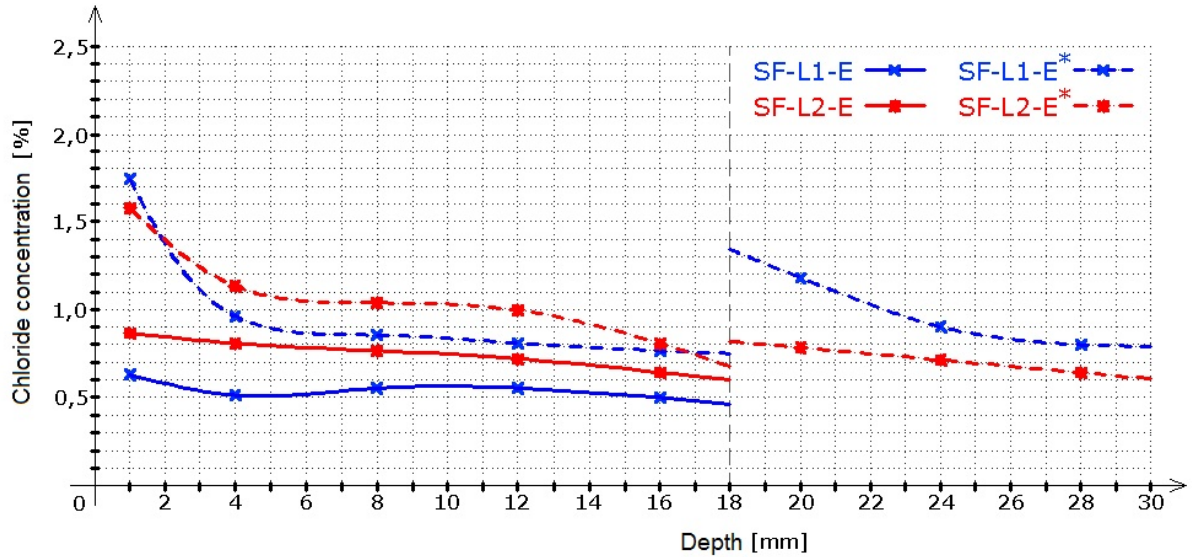


Fig. 10. Average values of chloride concentration in stepped samples

2.2. Modeling of chloride penetration prediction

For making of the prediction model of chloride penetration into concrete based on the testing of old concrete samples, expressions proposed in the paper [5] were used.

$$C(x,t) = \left(C_{s,\Delta x} - C_i\right) \cdot \left[1 - erf\left(\frac{x - \Delta x}{2 \cdot \sqrt{t \cdot k_{RH} \cdot k_T \cdot k_{PPT} \cdot D_{PPT} \cdot \left(\frac{t_0}{t}\right)^n}}\right)\right] + C_i \tag{1}$$

$$\frac{c - c_i}{c_s - c_i} = 1 - erf\left(\frac{x}{2\sqrt{\frac{\xi_{PPT} D_{PPT}}{1-n}\left(\frac{t'_{PPT}}{t}\right)^n \cdot \left[\left(1 + \frac{t'_{ex}}{t}\right)^{1-n} - \left(\frac{t'_{ex}}{t}\right)^{1-n}\right] \cdot t}}\right) \tag{2}$$

Expressions (1) and (2) represent a modification of expressions obtained in the research presented in papers [10], [11] and [12]. k_{PPT} and ξ_{PPT} are coefficients establishing relations between the parameters of the natural chloride penetration process (Bulk Diffusion Test - BDT) and chloride penetration under pressure (PPT). More details are available in papers [4] and [5]. The expression (1) was used as **model D**, and the expression (2) as **model E**.

Particularly interesting is determination of the relevant diffusion coefficient for PPT, D_{PPT}. For the purposes of a regression analysis, the relevant values of chloride concentration by depth were adopted as a difference in chloride content prior to and after PPT. The regression analysis was conducted in

agreement with the procedure presented in the paper [13]. Regression analysis parameters are provided in table 1. In figure 11 are presented chloride profiles obtained based on the parameters from table 1. This is the initial chloride profile used for prediction of chloride profiles employing expressions (1) and (2). In figures 12 and 13 are presented diagrams of predicted chloride profiles, obtained with the D and E models, in comparison to an average chloride profile found on the field samples.

Table 1. Regression analysis parameters

	SF-L1-E	SF-L2-E
Diffusion coefficient (m^2/sec)	8,561x10-11	1,495x10-10
Surface concentration (%)	1,245	0,746
Coefficient of determination (R^2)	0,948	0,897

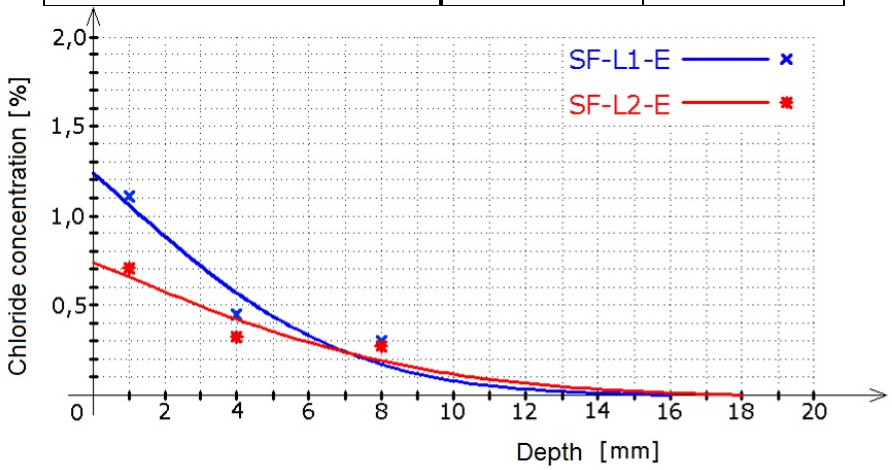


Fig. 11. Chloride profiles after regression analysis parameters

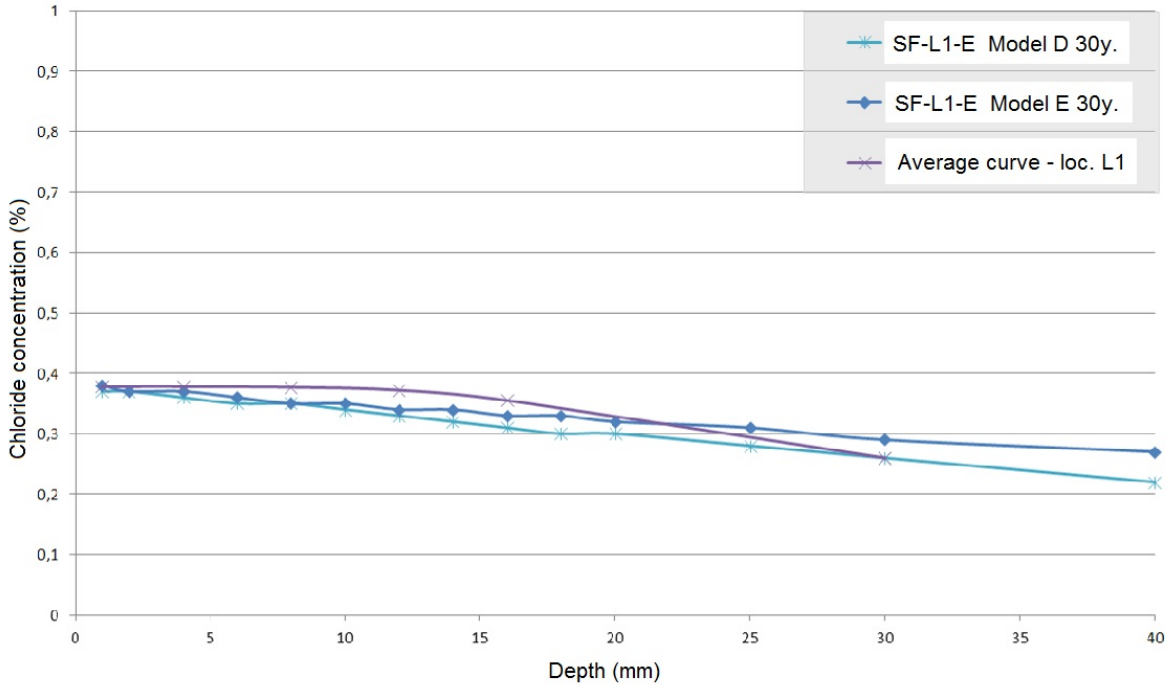


Fig. 12. Comparison of predicted chloride profiles (model D and E) and average chloride profile of samples from location L1

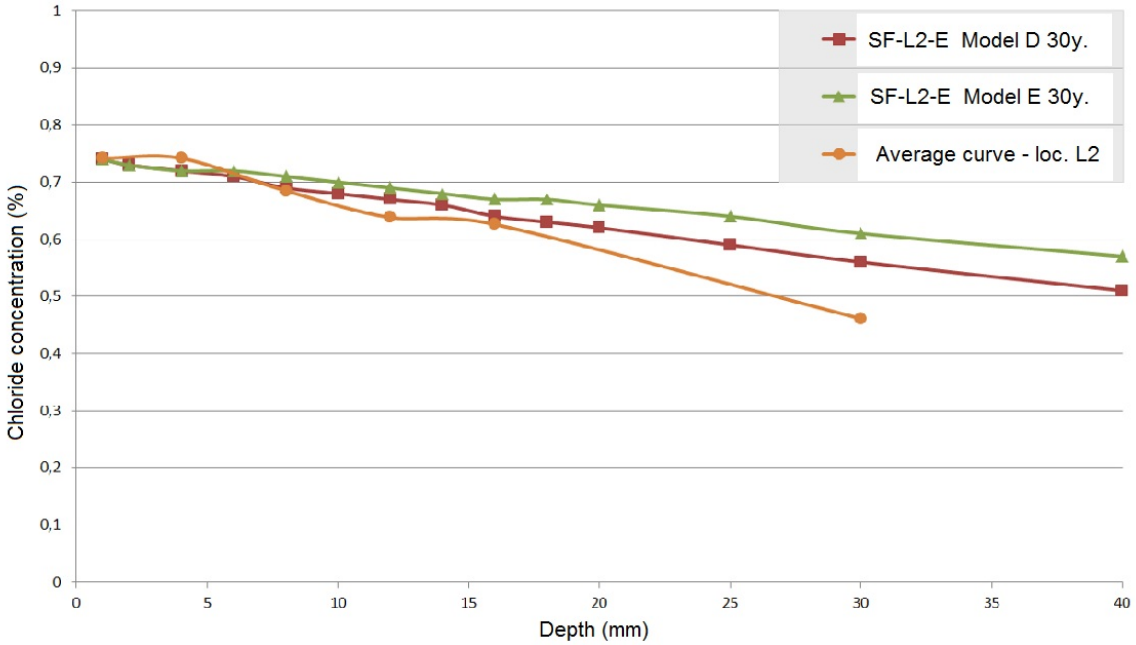


Fig. 12. Comparison of predicted chloride profiles (model D and E) and average chloride profile of samples from location L2

From the diagrams in figures 12 and 13 it can be observed that the proposed procedure can be used for prediction of chloride profiles. Namely, the agreement of the chloride profiles obtained using expressions (1) and (2), i.e. D and E models with the chloride profile obtained from the field samples is fairly good.

3. CONCLUSIONS

The proposed procedure of determination of predicted chloride profiles on old concrete specimens may be used for assessment of chloride penetration in concrete during the further service of the facility and for defining of adequate cost-effective maintenance measures for concrete structures in industrial zones.

For defining reliability of the proposed procedure, a more extensive experimental program is required, in which tests would be conducted for different concrete classes, service conditions and different PPT regimes (different intensities and durations of pressure). Regarding it is a new procedure, a larger base of research results is required to make the procedure uniform.

The advantage of this procedure is a quick way of making of a prediction model in comparison to the bulk diffusion test (BDT), which facilitates an efficient intervention on industrial zone structures, i.e. an efficient way of monitoring of variation of performance of concrete structures in aggressive environments, which represents the basis for an efficient management of structures in aggressive environments.

ACKNOWLEDGEMENT

This paper has been undertaken after the part of the Research project 36017 supported by Ministry of Education, Science and Technological Development of Serbia (R. Folić).

REFERENCES

[1] Pfeifer D.W., McDonald D.B., Krauss P.D. (1994): The Rapid Chloride Permeability Test and Its Correlation to the 90-Day Chloride Ponding Test, PCI Journal, January-February, 1994, pp. 38-47.

[2] Hooton R.D., Stanish K.D., Thomas M.D.A. (2001): The Rapid Migration Test – An Alternative to AASHTO T277, HPC Bridge Views

[3] Stanish K.D., Hooton R.D., Thomas M.D.A. (2001): Testing the Chloride Penetration Resistance of Concrete: A Literature Review, FHWA Contract DTFH61-97-R-00022 „Prediction of Chloride Penetration in Concrete“, University of Toronto

[4] Zenunović D., Rešidbegović N., Folić R. (2017): Chloride penetration through concrete cover under pressure of salty water, Proceedings of the 1st International Conference COMS 2017, Zadar, Croatia, pp. 407-413.

[5] Zenunović D., Rešidbegović N., Folić R. (2019): Models for predicting chloride ingress in concrete samples exposed to Pressure Penetration Test (PPT) and Bulk Diffusion Test (BDT), Romanian Journal of Materials 49 (1), pp. 80-87.

[6] Folić R., Zenunović D. (2009): Repair methodology of reinforced concrete cooling towers, Concrete Engineering International, Volume 13, Number 2, Summer 2009, Holbrooks Printers, Portsmouth, Hampshire, UK, pp. 55-57.

[7] Folić R., Zenunović D. (2010): Durability design of concrete structures – part 2: Modelling and structural assessment, FACTA UNIVERSITAS, Series: Architecture and Civil Engineering, Vol.8, No.1, 2010, DOI: 10.2298/FUACE1001045F, UDC 624.012.3:519.711:620.194(045)=111, pp.45-66.

[8] Folić R., Zenunović D. (2010): Durability problem of RC structures in the Tuzla industry zone – two case studies, Engineering Structures 32 (2010), doi:10.1016/j.engstruct.2010.03.004, Elsevier Ltd., pp.1846-1860.

[9] Imamović A., Zenunović D., Folić R. (2006): Some experiences in repair of reinforced concrete structures in the Tuzla industry zone, Abstracts of the Eleventh International Conference, Eleventh International Conference – Structural Faults + Repair 2006, Edinburgh, Scotland, pp. 176.

[10] DuraCrete Final Technical Report R17, The European Union – Brite EuRam III (2000): DuraCrete – Probabilistic Performance based Durability Design of Concrete Structures, CUR, Gouda

[11] Luping T., Utgenannt P. (2007): Chloride Ingress and Reinforcement Corrosion in Concrete under De-icing Highway Environment – A study after 10 years' field exposure, SP Report 2007:76, Technical Research Institute of Sweden

[12] Luping T., Nilsson L.O., Basheer P.A.M. (2012): Resistance of concrete to chloride ingress – Testing and Modeling, CRC Press

[13] Frederiksen J.M. (2001): Chloride threshold values for service life design, Publikation P – 01:6 Prediction models for chloride ingress and corrosion initiation in concrete structures, Ed. Nilsson L.O., Chalmers University of Technology, Sweden

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

MT - 40

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

АНАЛИЗА НА СТАБИЛНОСТ СО ТЕХНИЧКО РЕШЕНИЕ ЗА ЗАЈАКНУВАЊЕ НА ОБЈЕКТОТ КПУ ЗАТВОР ВО БИТОЛА

Александар ЗЛАТЕСКИ[1], Елена ДЕЛОВА[1], Angela POPOSKA[1],
Живко БОЖИНОВСКИ[2], Елена ЃОРЃИЕВСКА[3]

АПСТРАКТ

Предмет на овој труд е детална анализа на стабилноста на постојната конструкција на едно крило на објектот на КПУ Затвор во Битола, преку која е докажана неопходноста за санација на истиот, а избрано е и аналитички верификувано, најадекватно решение за зајакнување на постојниот конструктивен систем на објектот. Преку детална анализа на јакоста (носивоста) и деформациите на конструктивниот систем на објектот, а врз основа на дефинираната геометрија на конструкцијата, на физичко-механичките карактериситки на вградените материјали и оптоварувањето, утврдено е дека постојниот објект не ги задоволува потребните капацитети за носивост и деформации според актуелните важечки национални прописи, кога е подложен на хоризонтални сеизмички товари. Според тоа се наметнува потребата за санација и зајакнување на конструктивниот систем, со главна цел обезбедување на сеизмичка стабилност и сигурност на објектот.

Водејќи сметка за можностите за интервенции во објектот, економскиот аспект и бараните јакостни и деформациони карактеристики на елементите и системот во целина, за санација и зајакнување усвоено е традиционално решение со предвидување на нови армирано-бетонски жакети на сопствени темели и серклажи. За вака предвиденото техничко решение за санација, спроведена е анализа на капацитетите на јакост и деформации, од каде што е заклучено дека зајакнатата конструкција е со значително зголемена јакост (носивост) во двата ортогонални правци, која исто така го задоволува и бараниот граничен капацитет на носивост согласно важечките прописи. Во исто време санационото решение допринесува и за зголемување на капацитетот на деформации на системот, а исто така и зголемување на капацитетот на дуктилност, што е особено значајно поради зголемената способност на системот да дисипира енергија при евентуални сеизмички дејства.

Клучни зборови: *Санација, Зајакнување, Sидани Конструкции, Анализа На Капацитет*

[1] М-р, Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија, Универзитет “Св. Кирил и Методиј”, Скопје, Република Северна Македонија, azlate@iziis.ukim.edu.mk; delova@iziis.ukim.edu.mk; angela@iziis.ukim.edu.mk;

[2] Проф. д-р, Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија, Универзитет “Св. Кирил и Методиј”, Скопје, Република Северна Македонија, zivko@iziis.ukim.edu.mk;

[3] Дипл. град. инг., Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија, Универзитет “Св. Кирил и Методиј”, Скопје, Република Северна Македонија, elena@iziis.ukim.edu.mk;

1. ВОВЕД

Sиданите конструкции, како традиционален тип на градба, особено се застапени во балканскиот регион, а според последните статистички податоци, една третина од објектите во Република Македонија припаѓаат на ваквиот тип на конструкции. Најголемиот дел од нив се изградени во втората половина на XX век, без утврдени прописи за асеизмичко проектирање на конкретниот тип на градби и конструирани врз база на искуствени сознанија, а најважен и непобитен е фактот дека овие објекти се сеуште во функција и тоа како објекти од витално значење за општеството (Училишта, болници, културно - историски споменици, живеалишта и др).

Во ваквиот тип на објекти припаѓа и КПУ Затвор во Битола (Сл.1), а предмет на овој труд ќе биде детална анализа на стабилноста на постојниот конструктивен систем на едното крило на овој објект. Во трудот исто така е докажана и неопходноста за санација и зајакнување на зградата на затворот, изборот на наједекватно решение за санација и зајакнување, како и анализа на стабилноста на санираниот и зајакнат конструктивен систем на објектот. За таа цел применет е мултидисциплинарниот пристап развиен во УКИМ-ИЗИИС, врз основа на повеќедецениското искуство во полето на земјотресна заштита, кој опфаќа детални технички и експериментални истраги на објектот, со цел определување на реалните влезни параметри во анализата, како и анализа на елементите до гранична состојба на јакоста, деформабилноста и способноста на носивите елементи и системот во целина да дисипираат сеизмичка енергија.



Слика 1. Фотографија од анлизираното крило (41,6m x 10,1m) на КПУ Затвор - Битола

2. АНАЛИЗА НА ПОСТОЈНАТА СОСТОЈБА НА ОБЈЕКТОТ

2.1. Опис на конструктивниот систем на КПУ Затвор - Битола

Објектот за анализа по својата функција е затворска зграда во Битола, составена од две крила во форма на буквата „L“, со димензии во основа 7,0m x 12,3m и 41,6m x 10,1m на секое крило соодветно. Бидејќи предмет на анализа е едното крило на затворот (41,6m x 10,1m), прикажани ќе бидат геометриските и материјалните карактеристики само на анализираното крило на објектот.

За потребите на анализата на конструкцијата беа извршени визуелни прегледи, снимање на геометриските карактеристики на објектот, идентификување на носивите елементи на објектот, идентификација и анализа на постојните и променливите гравитациони товари и врз база на тоа изготвени се графички прилози за карактеристичните основи и попречни пресеци (Сл. 2).

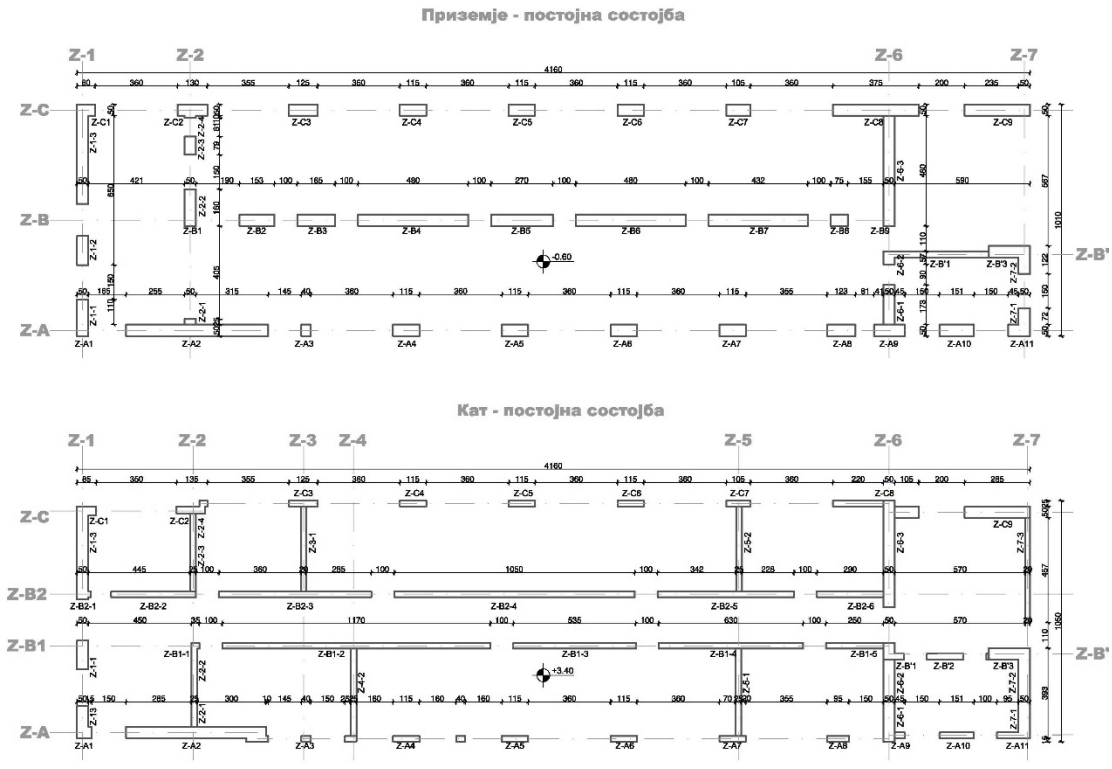
Динамичките карактеристики кои ги поседува објектот се определени со примена на техниката на амбиент вибрации и истите се користени за калибрирање на математичките модели во анализите, уточнување на влезните параметри и спроведување на реалистична анализа на објектот.

Утврдено е дека од конструктивен аспект, анализираното крило на затворот претставува sидана конструкција која по висина се состои од подрум и приземје со вкупна висина од 7,08м. Носивиот

конструктивен систем го сочинуваат носиви ѕидови од камен во приземјето и носиви ѕидови од полна тула на катот, во двата ортогонални правци. Меѓукатните конструкции над приземје и кат се полумонтажни ситно-ребрасти таваници, додека темелната конструкција ја сочинуваат темелни ленти од камен. Објектот беше затекнат во добра состојба без значителни конструктивни оштетувања.

Квалитетот на ѕидаријата на носивите ѕидови од објектот, изразен преку модулот на еластичност, граничната носивост на притисок и затегнување е оценет на основа на искуствата од испитувани елементи со сличен квалитет и времето на градење, а потврден е со експерименталните вредности за динамички карактериситки на објектот со кои е вршено е калибрирање на математичкиот модел. Според тоа усвоени се следните влезни параметри за ѕидарија во варов малтер:

- Модул на еластичност E= 750MPa
- Модул на смолкнување G=75MPa
- Гранична јакост на притисок fc= 1MPa
- Гранична јакост на затегнување ft = 0,1MPa



Слика 2. Основи – Диспозиција на ѕидови на приземје и кат на КПУ Затвор – Битола (постојна состојба)

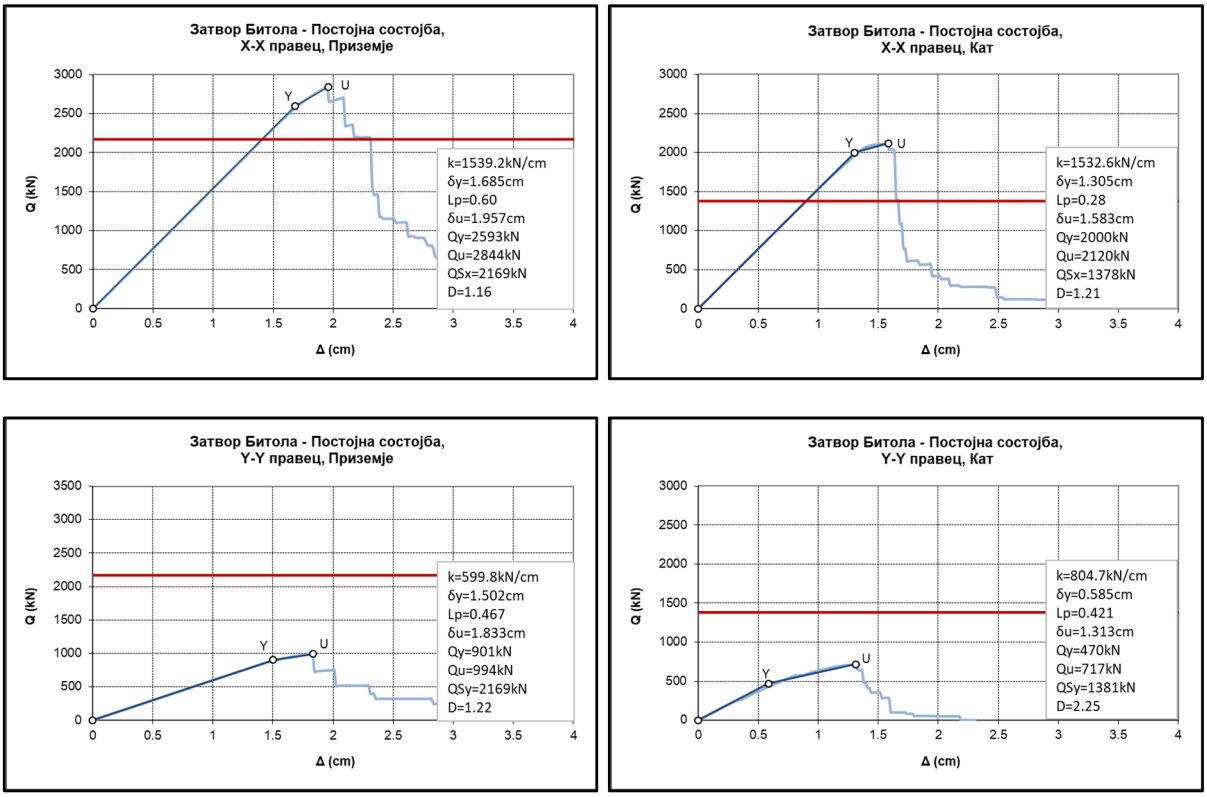
2.2. Анализата на капацитетот на јакост (носивост) и деформабилност на постојниот конструктивен систем

Врз основа на дефинираната геометрија на конструктивниот системи на објектот и на физичко-механичките карактериситки на вградените материјали и оптоварувањето на елементите, извршена е анализа за определување на капацитет на носивост и деформабилност на објектот, со главна цел, дефинирање однесувањето на истиот при дејство на хоризонтални сеизмички товари.

За определување на реалните јакостни и деформациони карактеристики во зависност од количината и квалитетот на вградените материјали, користен е компјутерски програмот развиен во УКИМ-ИЗИИС, со чија помош за секој одделен елемент од катот се добиваат поместувањето и попречната сила при течење (Qy и Δy), максималните поместување и попречна сила (Qu и Δu), односно почетната крутост и крутоста после точка на течење. Истовремено за секој елемент се пресметува и јакоста на смолкнување, така што при анализата се води сметка да не дојде до

појава на крт лом. На тој начин се добиваат зависностите попречна сила-поместување за секој елемент на секој кат поодделно при што, сумарно се дефинира капацитетот на носивост и деформабилност на секој кат. Преку капацитетот на деформации се дефинира и капацитетот на дуктилност на поместување за секој кат, дефинирана како μ= Δu/Δy.

За конструкцијата на објектот, за двата ортогонални правци определен е капацитетот на носивост и деформабилност. Капацитетот на носивост е прикажан во форма на ултимативна катна трансверзална сила, која споредена со еквивалентната сеизмичка сила го дава факторот на сигурност против лом. Резултатите од анализата, во форма на сумарни катни Q – Δ дијаграми за двата ортогонални правци соодветно, се прикажани на Сл.3. Дијаграмите се билинеаризирани со катактеристични точки на течење „Y“ и ултимативна точка „U“, додека со црвена боја е обележан бараниот капацитет на носивост на секој кат во секој правец соодветно. Во табела 1 се сумирани добиените и бараните капацитети на носивост на објектот по катови и правци соодветно.



Слика 3. Сумарни - катни Q – Δ дијаграми за двата ортогонални правци на постојната состојба КПУ Затвор - Битола

Табела 1. Капацитети на носивост по правци и катови

	Постојна состојба Правец X-X					
Ниво	M [kN]	Qy [kN]	Qu [kN]	Qs [kN]	Qy/Qs	Qu/Qs
Пр	6884	2593	2844	2169	1,195	1,311
1	5907	2000	2120	1378	1,451	1,538
	Постојна состојба Правец Y-Y					
Ниво	M [kN]	Qy [kN]	Qu [kN]	Qs [kN]	Qy/Qs	Qu/Qs
Пр	6884	901	994	2169	0,415	0,458
1	5907	470	717	1378	0,341	0,520

Врз основа на извршената анализа на постојниот конструктивен систем и добиените резултати, констатирано е дека капацитетот на јакоста (носивоста) на објектот и за двата правци е помал од бараниот според прописите и изнесува 29-44% од вкупната тежина на објектот за правец X-X и 7-15% за правец Y-Y. Бараниот капацитет според актуелните важечки прописи, за ваков тип на објекти, изнесува 20% од вкупната тежина на објектот.

Објектот располага со доволна јакост за подолжен правец (X-X), а значително мала (недоволна) јакост за попречен правец (Y-Y). Капацитетот на деформабилност е релативно мал и за двата правци на конструкцијата.

Од горе изнесеното произлегува неопходноста од подобрување на јакостните и деформационите карактеристики на објектот, како би се задоволиле основните барања, во однос на јакоста и дефомабилноста, според постојната важечка техничка регулатива.

3. ТЕХНИЧКО РЕШЕНИЕ ЗА ЗАЈАКНУВАЊЕ И АНАЛИЗА НА ЗАЈАКНАТИОТ КОНСТРУКТИВЕН СИСТЕМ

3.1. Техничко решение за зајакнување

Врз основа на бараните јакостни и деформациони карактеристики на елементите и системот во целина, разгледувани беа повеќе варијантни решенија за зајакнување на објектот. При изборот на решението за зајакнување водено беше сметка за можностите за интервенции во објектот, економскиот аспект, а исто така за секое варијантно решение беше извршена прелиминарна анализа на стабилноста на објектот за двата ортогонални правци и извршено споредување на капацитетите на јакоста и деформабилноста на конструкцијата со бараните според прописите.

Од повеќе варијантни решенија, избрано е традиционално решение за зајакнување, најсоодветното од економски аспект и од аспект на задоволување на јакостните и деформациони барања според важечката техничка регулатива.

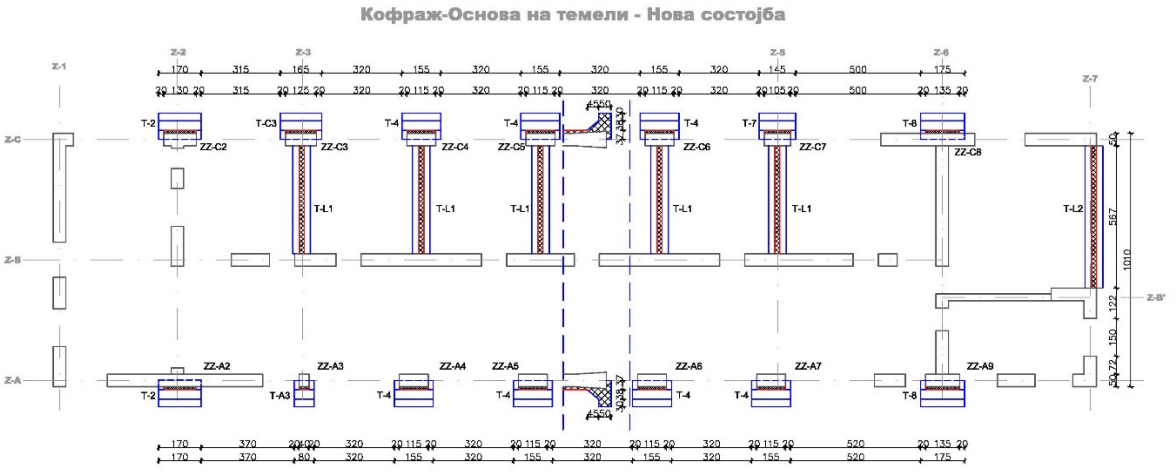
Со решението за зајакнување на основниот конструктивен систем главно се предвидува:

- Зајакнување на носивите ѕидови од камен и тула тула со армирано-бетонски жакети со дебелина d=12cm
- АБ жакети се фундирани на ново-предвидени сопствени темели
- Поврзување на АБ жакети меѓу себе со хоризонтални АБ серклажи
- Нови армирано-бетонски ѕидови во приземјето со дебелина d=20cm
- Нови армирано-бетонски ѕидови на катот со дебелина d=20cm

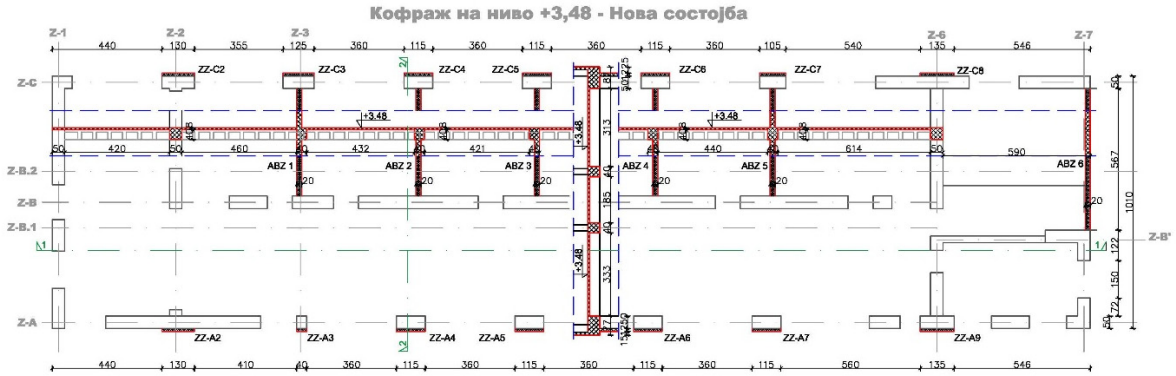
На Сликите 4., 5., 6., и 7. се прикажани кофражните планови и карактеристичните попречни пресеци на предложеното техничко решение за зајакнување на КПУ Затвор во Битола, каде јасно се прикажани сите ново предвидени армирано-бетонски елементи кои во спрега со постоечкиот носив конструктивен систем треба да обезбедуваат задоволително јака (носива) и деформабилна конструкција.

Новите армирано-бетонски елементи се предвидени да бидат со квалитет на бетон МБ30 и арматура од типот RA400/500-2 (Ec=31500Mpa, fc=21,5MPa; Ea=210000MPa, fta=400Mpa). Армирано-бетонските елементи од конструкцијата се димензионирани според теоријата на гранична носивост, односно според ПБАБ’87.

Новите армирано-бетонски елементи се предвидени со минимално потребните димензии за санација и зајакнување на основниот конструктивен систем. Поради специфичните детаљи при изведбата како и можностите за изведување на вака предвиденото техичко решение за санација и зајакнување, за истото може да усвојат и различни димензии на елементите или различни арматури, но при тоа поединечните капацитети на носивост и деформабилност на конкретните елементи никако не смеат да бидат помали од дефинираните со деталната анализа на конструктивниот систем.



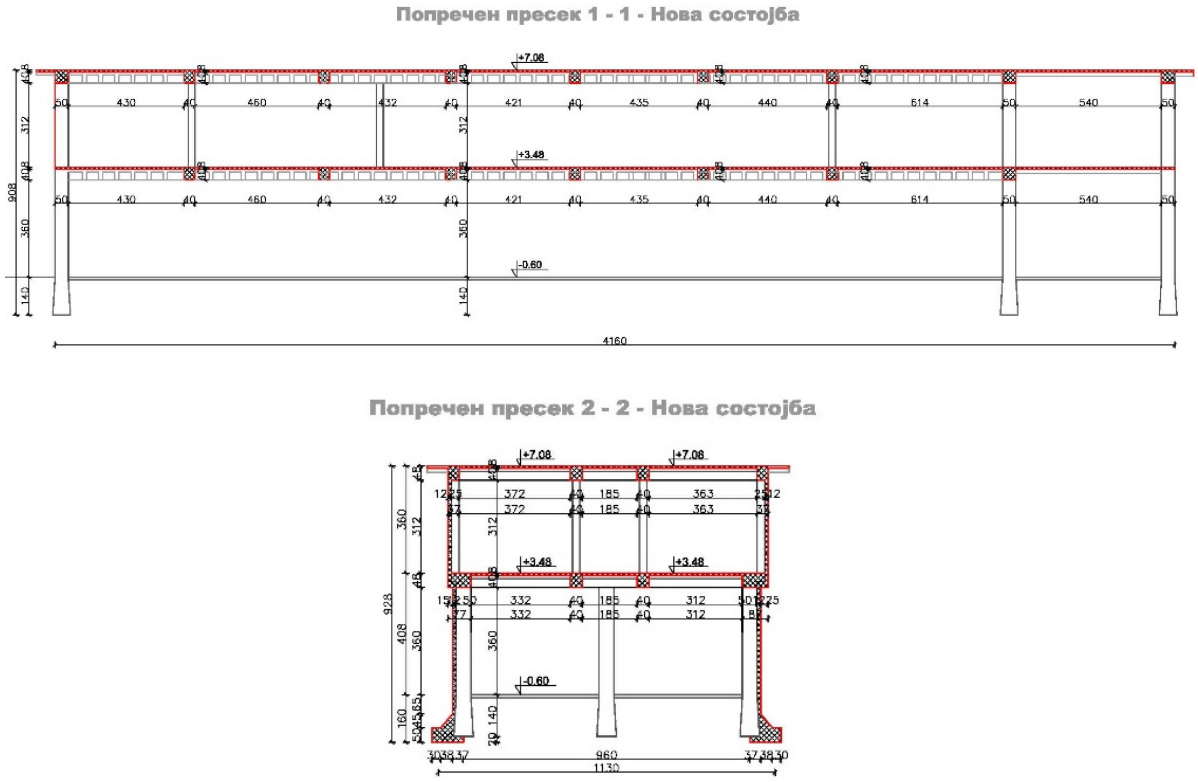
Слика 4. Кофраж на темели на зајакнатата конструкција на КПУ Затвор - Битола



Слика 5. Кофраж на приземје (ниво +3,48) на зајакнатата конструкција на КПУ Затвор – Битола



Слика 6. Кофраж на кат (ниво +7,08) на зајакнатата конструкција на КПУ Затвор – Битола



Слика 7. Карактеристични попречни пресеци на зајакната конструкција на КПУ Затвор - Битола

3.2. Анализата на капацитетот на јакост (носивост) и деформабилност на зајакнатиот конструктивен систем

За верификација на предложеното техничко решение за санација и зајакнување на објектот, повторно е применета постапката прикажана во поглавието 2.1, преку која се дефинирани капацитетите на јакост и деформабилност, но овој пат на зајакнатата конструкција.

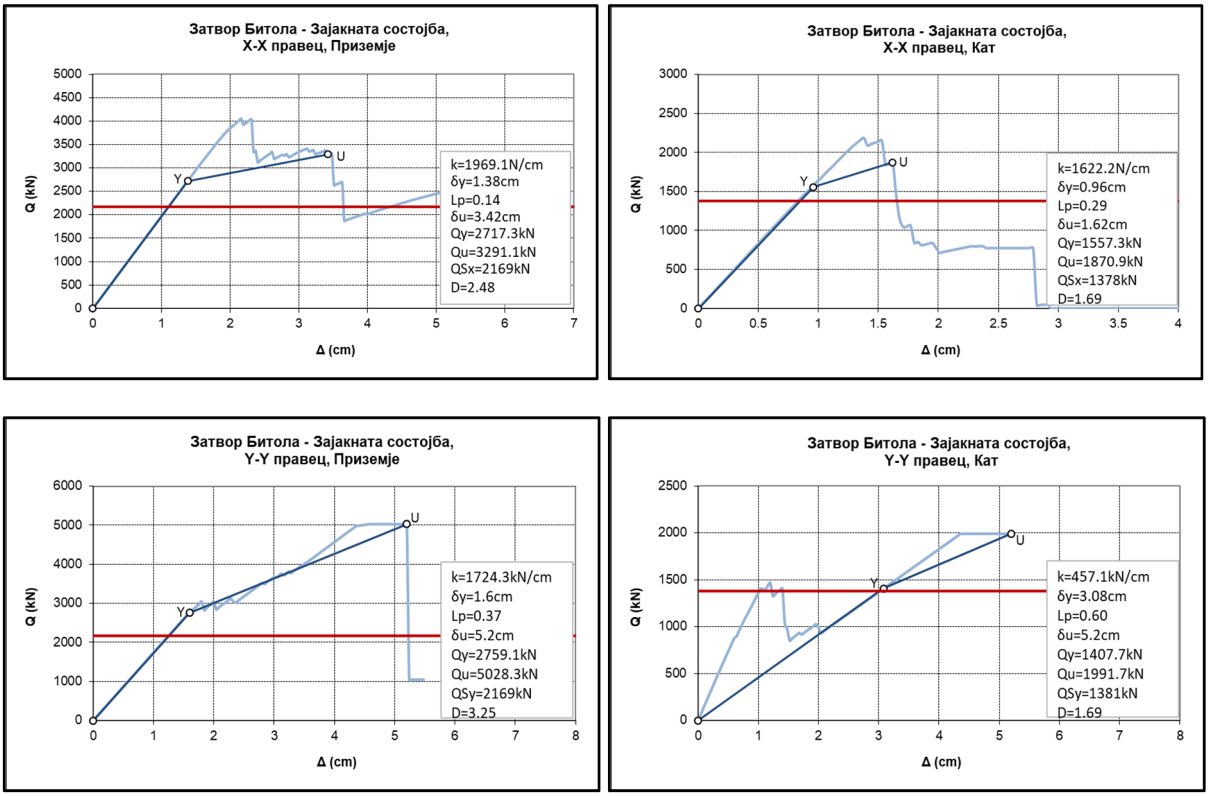
Компјутерскиот програм повторно ги пресметува поместувањето и попречната сила на течење (Qy и Δy), како и максималните поместување и попречната сила (Qu и Δu) за секој одделен елемент од катот, но за комбиниран конструктивен систем од ѕидани и армирано-бетонски елементи кои работат заедно во спрега, со соодветните карактеристики во зависност од материјалот.

За зајакнатата конструкција повторно е определен капацитетот на носивост во форма на ултимативна катна трансверзална сила и деформација. Резултатите се прикажани во форма на сумарни катни Q – Δ дијаграми за двата ортогонални правци соодветно, Сл.8., каде со црвена боја повторно е обележан бараниот капацитет на носивост на секој кат во секој правец соодветно, согласно важечките прописи. Во Табела 2. сумарно се прикажани добиените и бараните капацитети на носивост на објектот по катови и правци со приказ на ново пресметаниот фактор на сигурност против лом.

Од резултатите на спроведената анализа на јакостните и деформационите карактеристики за санираната и зајакната конструкција на КПУ Затвор во Битола, се забележува дека капацитетот на јакоста по двата ортогонални правци на објектот изнесува 22.6-46.0% од вкупната тежина на објектот за правец X-X и 20.5-46.7% за правец Y-Y. Вака добиениот капацитет на јакоста на објектот и во двата правци е поголем од бараниот граничен капацитет според прописите. Бараниот капацитет според важечките прописи, во овој случај изнесува 16% од тежината на објектот, а е различен од претходниот поради примената на армирано-бетоски елементи, кои условуваат промена на коефициентот на дуктилност и пригушување. За ваков тип на ѕидани

конструкции зајакнати со АБ елементи, важи коефициентот на дуктилност и пригушување за зајакната зидарија.

Од шематизираните билинеарни дијаграми се забележува и зголемување на капацитетот на деформации на секој од катовите во двата правци соодветно, а исто така и зголемување на капацитетите на дуктилноста, што доведува до заклучок дека кај вака зајакнатата конструкција ќе биде зголемена и способноста на системот за поголема дисипација на енергија. Ова е особено значајно за ваквиот тип на објекти при евентуални сеизмички побуди. Со зголемувањето на капацитетот на деформации, влезната енергија во системот би се трошела со што особено би се зголемила сигурноста и безбедноста на објектот.



Слика 3. Сумарни - катни Q – Δ дијаграми за двата ортогонални правци на зајакнатата конструкција на КПУ Затвор - Битола

Табела 1. Капацитети на носивост по правци и катови

	Зајакната состојба Правец X-X					
Ниво	M [kN]	Qy [kN]	Qu [kN]	Qs [kN]	Qy/Qs	Qu/Qs
Пр	13556	2717,3	3291,1	2169	1,253	1,517
1	8612	1557,3	1870,9	1378	1,130	1,358
	Зајакната состојба Правец Y-Y					
Ниво	M [kN]	Qy [kN]	Qu [kN]	Qs [kN]	Qy/Qs	Qu/Qs
Пр	13556	2759	5028,3	2169	1,272	2,318
1	8612	1407,7	1991,7	1378	1,022	1,445

4. ЗАКЛУЧОЦИ

Од анализата на капацитетот на јакосно-деформационите карактеристики на постојниот конструктивен систем на објектот, лесно се заклучува дека истиот не ги задоволува барањата за јакост (носивост) според актуелните важечки прописи и современите сознанија за однесувањто на sидани објекти изложени на гравитациони и сеизмички влијанија. Одтука јасна е потребата за санација и зајакнување на постојниот конструктивен систем на едното крило на КПУ Затвор во Битола.

Од повеќе варијантни решенија, за санација и зајакнување е избрано традиционално решение со додавање на нови армирано-бетонски жакети и серклажи на сопствени темели. Ваквото решение е најсоодветното од економски аспект и од аспект на задоволување на јакосните и деформационите барања според важечката техничка регулатива во Република Македонија.

Анализата на предложеното техничко решение за санација и зајкнување на конструкцијата на едното крило на КПУ Затвор во Битола, јасно покажува дека, санираниот мешовит конструктивен систем е со значително зголемена јакост (носивост) во двата ортогонални правци, а исто така го задоволува и бараниот граничен капацитет на носивост согласно важечките прописи. Во исто време санационото решение допринесува и за зголемување на капацитетот на деформации на секој од катовите во двата правци, а исто така и зголемување на капацитетите на дуктилност, што е особено значајно поради зголемената способност на системот да дисипира енергија при евентуални сеизмички дејства.

Со зајакнувањето практично се зголемува крутоста, јакоста и деформабилноста на конструктивниот систем при што, со оптимизација на овие три карактеристики, се добива конструкција која ќе ги задоволи бараните јакостни и деформациони карактеристики т.е. ќе обезбеди задоволителна сеизмичка стабилност и сигурност на објектот.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Ж. Божиновски, А. Златески, Е. Ѓорѓиевска, Е. Делова, А. Попоска, „Елаборат за анализа на стабилност со техничко решение за зајакнување на реконструираниот објект КПУ Затвор во Битола “, Извештај ИЗИИС 2019-33.

[2] Ж. Божиновски, В. Шендова, Б. Стојаноски, Г. Нечевска-Цветановска, Р. Апостолска, Е. Ѓорѓиевска, Г. Јекиќ, „Зајакнување на конструкцијата на објектот Собрание на Р. Македонија – Техничко решение и изведба“, 14. Меѓународен симпозиум на ДГКМ, 2011год.

[3] Л. Крстевска, Ф. Манојловски, А. Попоска, А. Шокларовски, Н. Наумовски, „Одредување на динамичките карактеристики на објектот КПУ Затвор во Битола со метод на амбиент вибрации“, Извештај ИЗИИС 2019-24.

[4] „Правилник за технички нормативи за изградба на објекти од високоградбата во сеизмички активни подрачја” (1981).

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

SE - 1
mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

ВЛИЈАНИЕ НА ЕФЕКТИТЕ ОД ВТОР РЕД ПРИ ПРОЕКТИРАЊЕ НА ЧЕЛИЧНИ РАМКИ СПОРЕД ЕВРОКОД 8

Марио АРСОВ[1], Коце ТОДОРОВ[2]

АПСТРАКТ

Традиционалниот пристап за проектирање на сеизмички отпорни конструкции се темели на принципот на редукција на еластичните сеизмички сили, за сметка на обезбедена глобална дуктилност. Со тоа, во текот на сеизмичкото дејство се дозволува одделни конструктивни елементи да развијат нелинеарни пластични деформации, кои треба да бидат контролирани. Затоа оваа постапка за проектирање честопати се нарекува и проектирање базирано на сили, а контролирано преку поместувања. Критериумите за проектирање базирани на поместувања, во одредени случаи можат да бидат и меродавни при димензионирање на конструктивните елементи.

Челичните конструкции, особено моментно отпорните рамки се доста флексибилни и осетливи на сеизмичко дејство и истите со навлегување на конструкцијата во нелинеарно подрачје се изложени на значителни деформации и поместувања. Од тие причини, при определување на сеизмичкиот одговор неопходно е да се земат во предвид и влијаниата на ефектите од втор ред (P-Δ). Во Еврокод 8 (EN 1998-1) тоа се постигнува преку контрола на коефициентот на осетливост на релативните катни поместувања. При случај на големи поместувања, гравитационите товари можат да влијаат дополнително на деформираната конфигурација на конструкцијата и притоа да ги зголемат внатрешните сили и деформации што може да иницира потенцијален колапс. Ефектите од втор ред кај повисоките конструкции имат големо влијание и истите можат да бидат релеватен фактор при проектирањето на ваквиот тип на конструкции.

Во овој труд извршена е анализа на меродавните критериуми при проектирање на челични моментни рамки со различна катност, изложени на различно ниво на сеизмички хазард. Притоа добиено е дека ефектите од втор ред се поизразени кај повисоките конструкциите, проектирани со висока класа на дуктилност. Нивото на проектен сеизмички хазард не влијае на коефициентот на осетливост на релативни катни поместувања. Прекумерната јакост која што може да произлезе од задоволувањето на критериумите за поместувања, во одредени случаи може да не соодветствува со претпоставениот фактор на однесување.

***Клучни зборови**: P-Δ ефекти; Челични моментно отпорни рамки; фактор на однесување; Еврокод 8*

---

[1] Студент на втор циклус – конструктивна насока, Градежен факултет, Универзитет “Св.Кирил и Методиј”, Скопје, Република Северна Македонија, mario.arsov@protonmail.com

[2] Вонр.проф. д-р, Градежен факултет, Универзитет “Св.Кирил и Методиј”, Скопје, Република Северна Македонија, todorov@gf.ukim.edu.mk

1. ВОВЕД

Земјотресите се стохастички појави кои тешко можат да се предвидат според интензитет, место, време и зачестеност на појава. Оттука пристапот за проектирање конструкции за дејство на сеизмички влијанија треба да се базира на пробабилистичката теорија и се разликува од проектирањето за останатите групи на товари. Малата веројатност на појава на силни земјотреси во експлоатационият век на конструкциите ја доведува во прашање економската оправданост на проектирањето со помош на линеарно еластичната теорија.

Реалните сеизмички сили кои се јавуваат во конструкциите при нивното еластично однесување, за дејство на силни земјотреси, се за неколку пати поголеми од проектните сеизмички сили со кои се врши линеарната анализа и проектирањето на конструкциите. Задржувањето на копцептот на дозволени напрегања и еластично однесување на напречните пресеци за таквите големи сеизмички сили доведува до проектирање на крути и неекономични конструкции. Од тие причини се врши редукција на еластичните сеизмички сили со одреден фактор на редукција, со што се дозволува навлегување на одредени конструктивни елементи во подрачје на нелинеарно однесување. Притоа очигледно е дека поголемата редукција на проектните сили бара поголема дуктилност, што резултира со зголемени пластични деформации. Практичната имплементација на концептот редукција – дуктилност во EN1998-1 се базира на користење на проектни спектри на одговор, добиени со редукција на еластичните спектри со дефиниран фактор на однесување (фактор на редукција).

Најдобриот начин за дисипација на сеизмичката енергија кај челичните конструкции е искористување на високите механички карактеристики и дуктилноста која ја поседува конструктивниот челик како материјал, преку насочување на ефектите на течење кон специфични зони т.н. пластични зглобови. Нелинеарното однесување на пластичните зглобови е дефинирано преку нелинеарните карактеристики на попречниот пресек изложен на моменти на свиткување, сили на смолкнување и аксијални сили, во зависност од конструктивниот систем (моментни рамки, рамки со спрегови итн.) Челичните моментни рамки, кои се доста флексибилни и осетливи на сеизмичко дејство, претрпуваат значителни деформации и поместувања со навлегување на конструкцијата во нелинеарно подрачје. Затоа, во склоп на проектирањето според капацитет на носивост и деформабилност, како значаен критериум кој треба да се земе во предвид е и влијанието на ефектите од втор ред (P-Δ). Ефектите од втор ред, претставени како дополнително дејство од гравитациони товари, може значително да влијаат на одговорот на конструкцијата, преку зголемување на аксијалните сили, моментите на свиткување и катните поместувања, со што не смеат да се занемарат во анализата на повеќекатните конструкции.

2. ПРОЕКТИРАЊЕ НА ЧЕЛИЧНИ КОНСТРУКЦИИ СПОРЕД ЕВРОКОД 8

2.1 Концепти за проектирање дадени во Еврокод 8

Степенот на прифатливо сеизмичко однесување, базирано на филозофијата на конструктивното сеизмичко проектирање, треба да ги задоволи следните барања дадени во Еврокод 8 (дел 2.1(1)P) [1], во зависност од степенот на сигурност:

- Спречување на колапс: заштита на човечки животи под дејство на ретки земјотреси, преку спречување на локален или глобален колапс и задржување на конструктивниот интегритет и одредена носивост.
- Ограничување на материјалните штети: ограничување на штети во конструктивните и неконструктивните елементи при изложеност на почести земјотреси и спречување на подолготрајна нефункционалност на конструкцијата која би довела до големи материјални загуби.

Спречувањето на колапс на конструкцијата се базира на концептот на гранична состојба на носивост (Ultimate Limit State-ULS), преку проверка на капацитетот на носивост и дисипација на енергијата. Во практична смисла рамнотежата помеѓу обезбедената носивост и капацитетот на дисипација на енергија се карактеризира со вредностите на факторот на однесување q и

соодветната класификација според дуктилноста. Исто така треба да се докаже и стабилноста на конструкцијата на превртување и лизгање како целина, се контролираат реакциите кои можат да ги прифатат темелите и темелната подлога, како и ефектите од втор ред кое се резултат на геометриската нелинеарност (големи деформации).

Со цел проверка на носивоста на конструкцијата, следната зависност треба да биде задоволена за сите конструктивни (носиви елементи) вклучувајќи ги и релевантните неконструктивни елементи:

$$E_d \leq R_d \quad (1)$$

каде:

Ed е проектна вредност на одредена величина, добиена од дејство на проектното сеизмичко влијание, вклучувајќи ги доколку е потребно и ефектите од втор ред.

Rd е соодветната проектна носивост на елементите, пресметана во склад со правилата на применетиот материјал и во склад со механичките модели усвоени со различните конструктивни типови.

Проверката за задоволување на локалната и глобална дуктилност на една конструкцијата, преку обезбедување на посакуваната хиерархија во појавување на пластични зглобови и избегнување на појава на крт лом, т.е. спречување на појава на катен механизам на лом, се врши преку задоволување на следниот услов:

$$\sum M_{R_c} \geq 1.3 \sum M_{R_b} \quad (2)$$

каде што:

$\sum M_{Rc}$ претставува сума од проектните вредности на носивоста на свиткување на столбовите кои се вклучени во јазелот

$\sum M_{Rb}$ претставува сума од проектните вредности на носивоста на свиткување на гредите кои се вклучени во јазелот

Спречувањето на материјалните штети во конструктивните и неконструктивните елементи се обезбедува преку барањето за ограничување на оштетувањата (Damage Limitation State-DLS). Во Еврокодот 8 [1], ограничувањето на оштетувањата е претставено преку контрола на достигнатите релативни катни поместувања (interstorey drift) за дејство на чести земјотреси. Ограничувањата на релативните катни поместувања во делот 4.4.3.2(1) се дадени преку односот d_r/h, каде d_r е проектно катно поместување, а h катна висина. Граничната вредност на релативното катно поместување е еднаква на:

- 0.50% за крути неконструктивни елементи прицврстени за носивата конструкција,
- 0.75% за дуктилни неконструктивни елементи прицврстени за носивата конструкција,
- 1.00% за неконструктивни елементи кои не соработуваат со носивата конструкција.

2.2 Принципи за асеизмичко проектирање на челични конструкции

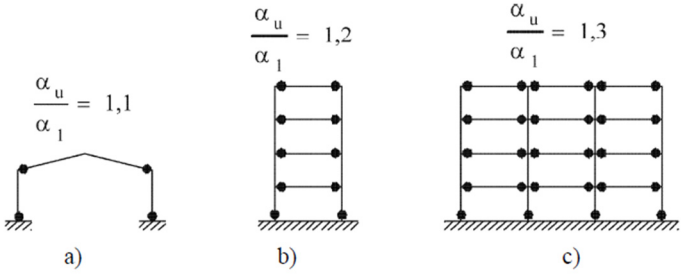
Проектирањето на челичните конструкции изложени на сеизмичко дејство, презицирано во делот 6.1.2(1)P од EN1998-1, се состои од два концепти:

- низок степен на дисипативно конструктивно однесување
- дисипативно конструктивно однесување

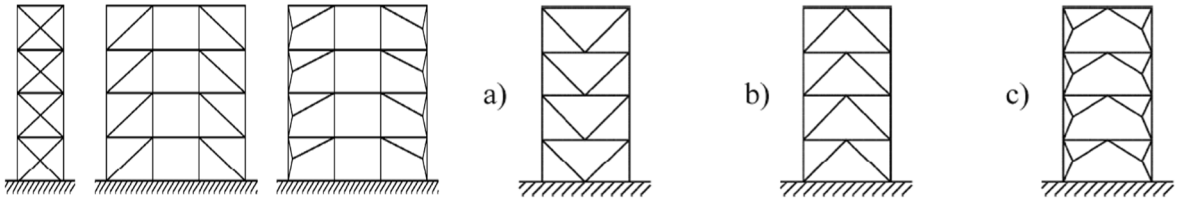
Првиот концепт се однесува на одговор на конструкцијата во еластично подрачје, вообичаено ограничено на зони со ниска сеизмичност или конструкции од особена важност. Во спротивно, прописот се насочува кон проектирање на економични конструкции, кои би навлегле во нелинеарно подрачје при дејство на ретки земјотреси. Дисипативното однесување на конструкциите се воведува преку факторот на однесување q, кој се користи за редукција на проектните сеизмички сили од еластичните спектри на одговор. Факторот на дуктилност е помал

од 2 за конструкциите проектирани според првиот концепт и истите припаѓаат во ниска класа на дуктилност (DCL), додека вториот принцип налага проектирање за средна (DCM) и висока (DCH) класа на дуктилност.

Во зависност од однесувањето на дејство на земјотрес, челичните конструкции според Еврокод 8 [1] се поделени на неколку конструктивни системи прикажани на сл. 1 до сл. 9.

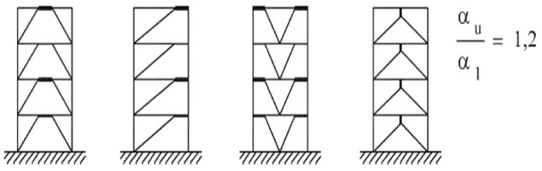


Сл.1 Мометни рамки (дисипативни зони во гредите и во вклештувањето на столбовите)

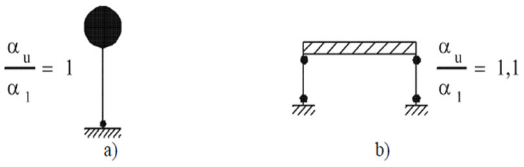


Сл.2 Рамки со центрични дијагонални спрегови

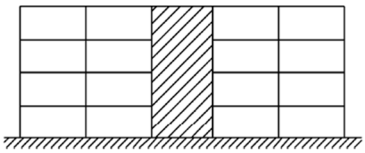
Сл.3 Рамки со центрични V-спрегови



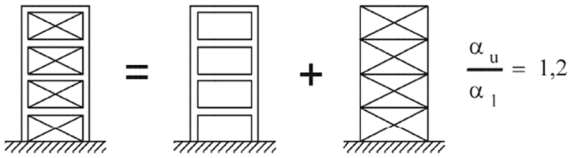
Сл.4 Рамки со ексцентрични спрегови



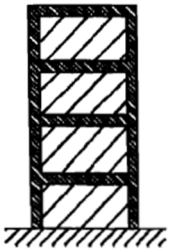
Сл.5 Конструкции тип: обрнато нишало



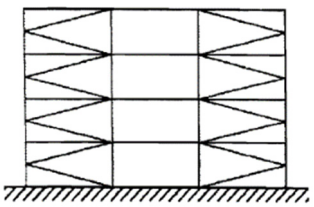
Сл.6 Конструкции со бетонска исполна



Сл.7 Рамки со центрични спрегови



Сл.8 Рамки со исполна отпорни на свиткување



Сл.9 Рамки со К спрегови

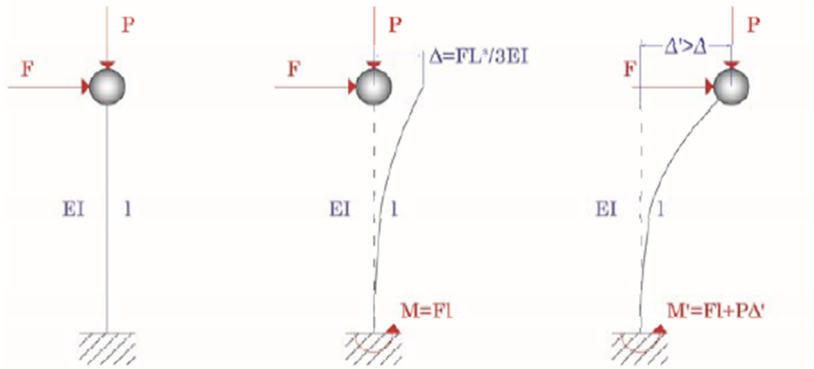
Генералниот пристап на Еврокод 8 [1] кон дуктилно однесување на конструкциите, им дава предност на челичните моментни рамки во приемот на хоризонталните сили во однос на останатите конструктивни системи. Истите се доста флексибилни и осетливи на сеизмичко дејство и со навлегувањето во нелинеарно подрачје се изложени на значителни деформации и поместувања. Од тие причини од исклучително значење е да се земе во предвид и влијанието на

ефектите од втор ред (P-Δ), што се врши преку контрола на коефициентот на осетливост на релативните катни поместувања (θ).

3. ВЛИЈАНИЕ НА ЕФЕКТИТЕ ОД ВТОР РЕД

При случај на големи поместувања кај флексибилни повеќекатни и високи конструкции, вертикалните гравитациони товари можат да влијаат дополнително на деформираната конфигурација на конструкцијата и притоа да ги зголемат вкупните сили и деформации што може да иницира потенцијален колапс.

Ефектите од втор ред претставуваат дополнителен вертикален товар (P) при хоризонтално поместување (Δ) на вертикалниот елемент (сл.10). Ваквите ефекти влијаат врз смолкнувањето на катовите и моментите во панелните зони на спојот греда-столб и истите се земаат во предвид преку коефициентот на осетливост на релативните катни поместувања (θ).



Сл.10 Ефекти од втор ред за систем со еден степен на слобода (SDOF)

Според [2] ефектите од втор ред можат значително да го променат одговорот на моментно отпорните рамки споредено со истиот конструктивен систем анализиран без вклучување на ваквите ефекти. Проучувањето на триесет катна конструкција од Dinar и др. [3] укажува на експоненцијално варирање на поместувањата и аксијалните сили под дејство на ефектите од втор ред со зголемување на висината на конструкциите. Според истражувањето на (P-Δ) ефектите за повекеќатни конструкции од страна на Neuss и Maison [4], вклучувањето на истите ги зголемува проектните вредности на поместувањата, инерцијалните сили и моментите на превртување добиени преку статичка анализа за 6.6%, 5.1% и 6.7% соодветно, на сите катови на конструкцијата. Торзионите ефекти кои се јавуваат кај конструкциите со различен степен на нерегуларност во основа, анализирани во еластично и пластично подрачје на работа, ги зголемуваат влијанијата на ефектите од втор ред [4].

Според Еврокод 8 [1], влијанието на ефектите од втор ред, во статичките големини во конструктивните елементи и поместувањата на катовите, може да се занемари во случај кога коефициентот на осетливост θ е еднаков или помал од 0.1. За секој кат овој коефициент е дефиниран како однос на секундарниот момент со примарниот момент:

$$\theta = \frac{P_{tot} * d_r}{V_{tot} * h} \qquad (3)$$

каде:

P_{tot} вкупен проектен гравитационен товар, на и над разгледуваното ниво.

V_{tot} сеизмичка сила на смолкнување која дејствува под разгледуваното ниво.

h катна висина.

d_r проектно катно поместување, пресметано како производ од еластичното катно поместување добиено од сеизмичката анализа и факторот на однесување за поместување q_d (т.е. d_e x q_d)

Доколку вредноста на коефициентот на осетливост на релативните катни поместувања е во границите $0.1 \leq \theta \geq 0.2$, ефектите од втор ред се земаат во предвид преку факторот α, добиен преку следната равенка:

$$\alpha = \frac{1}{(1-\theta)} \tag{4}$$

Конструкциите со коефициент на осетливост $\theta > 0.3$ се сметаат за потенцијално нестабилни и треба да бидат редимензионирани.

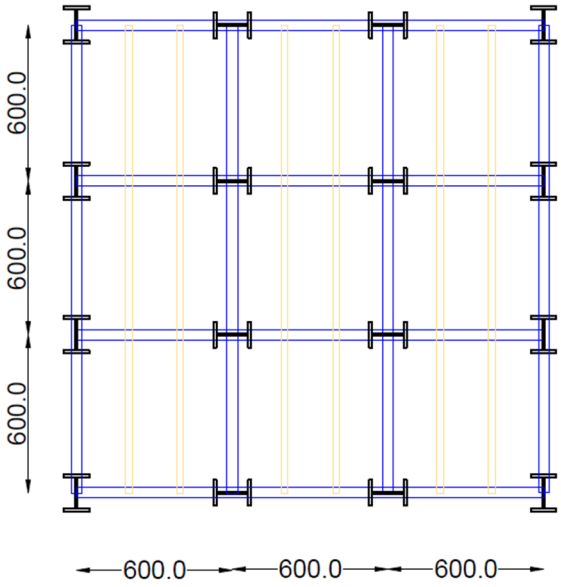
При проектирањето на моментни рамки генерален проблем со моменталните правила пропишани во Еврокод 8 е компатибилноста на максималните поместувања воведени во граничната состојба на штети и големите фактори на однесување за граничната состојба на лом. Препознаено е дека проектирањето на моментни рамки е диктирано од ограничените поместувања во Еврокод 8-1, што резултира со прекумерна јакост, а последично на тоа и редуцирана потребна крутост како и зголемување на трошоците (Elghazouli 2008; Ariberr и Vu 2009) [5].

Интересно е да се спомене и разликата помеѓу пристапот за определување на коефициентот на осетливост на катните поместувања, добиен според Еврокод 8 и американските прописи ASCE 7-16. Коефициентот на осетливост според Еврокод 8 е во функција од секантната крутост K_{sec} на секој кат, односно зависи од факторот на однесување вклучен во проектирањето. Спротивно на тоа, во ASCE 7-16 [7], истиот коефициент е во функција од еластичната крутост K_e, што го прави независен од дуктилноста. Оттука, ваквата главна разлика ја објаснува поголемата осетливост на рамките според Еврокод 8 при проверка на стабилноста.

4. НУМЕРИЧКИ ПРИМЕР

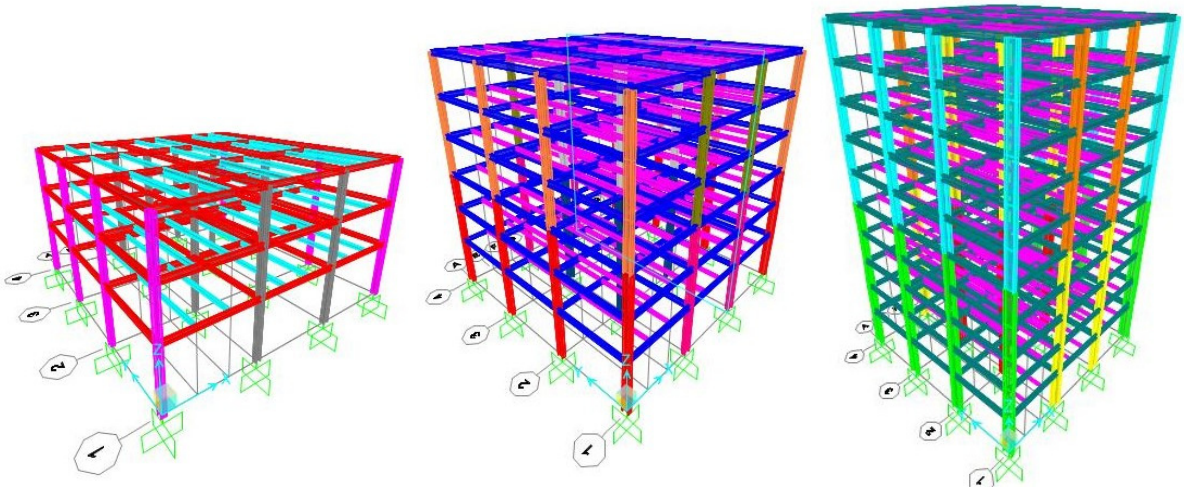
4.1 Опис на анализираните конструкции

Со цел да се согледа влијанието на ефектите од втор ред врз критериумите за проектирање на сеизмички отпорни конструкции, извршена е повеќемодална спектрална анализа на 3 повеќекатни челични конструкции со носив систем од моментни рамки, кои помеѓу себе се разликуваат во однос на катната висина, класа на дуктилност (DCM/DCH) во која припаѓаат и нивото на сеизмички хазард. Анализираните конструкции се со правоаголна форма во основа и составени од 3 рамки во x-x правец и 3 рамки во y-y правец. Челичните конструкции се со катност од 3, 6 и 10 ката со катна висина на првиот кат од 4m и 3m на останатите катови, додека рамките се поставени на меѓусебно растојание од 6m.



Сл. 11 Карактеристична основа на анализираните конструкции

Скелетот на челичните конструкции е составен од столбови со различни попречни пресеци по висина за 6 и 10-катната конструкција, кои во основа по ободот на конструкцијата се поставени во однос на појаката оската на попречниот пресек, од примарни греди поставени на растојание од 6m и секундарни греди поставени на растојание од 2m. Сите конструктивни елементи се моделирани со класа на челик S355 (f_y/f_u=355/510N/mm^2). Усвоените димензии на напречни пресеци за формирање на математичкиот модел се прикажани во Табела 1.



3-катна конструкција 6 -катна конструкција 10-катна конструкција

Сл. 12 Математички модели на анализираните конструкции

Математичкото моделирање и анализата на конструкциите е спроведена со примена на софтерскиот пакет SAP2000. Истите се изложени на три нивоа на сеизмички хазард, поточно 0.12g, 0.24g и 0.36g. Релативните поместувања помеѓу јазлите кои припаѓаат на одделните катови се спречени со задавање на дијафрагма ограничувања на секое поединечно ниво, со што движењето на секоја платформа е сведено на движење на круто тело во рамнина. Извршена е повеќемодална спектрална анализа за определување на динамичкиот одговор на конструкциите во линеарно подрачје со суперпозиција на одговорите во тоновите форми. Конструкциите се товарени со линиски товар кој е нанесен на секундарните греди. На најгорниот кат е нанесен постојан товар (G) од 6kN/m' на средните и 3kN/m' на крајните греди, а на останатите катови од 10kN/m' на средните и 8kN/m' на крајните греди. Корисниот товар (P) на најгорниот кат изнесува 1kN/m' за крајните и 2kN/m' за средните греди, а на останатите катови од 6kN/m' на средните и 3kN/m' на крајните греди.

Табела 1. Попречни пресеци на конструктивните елементи

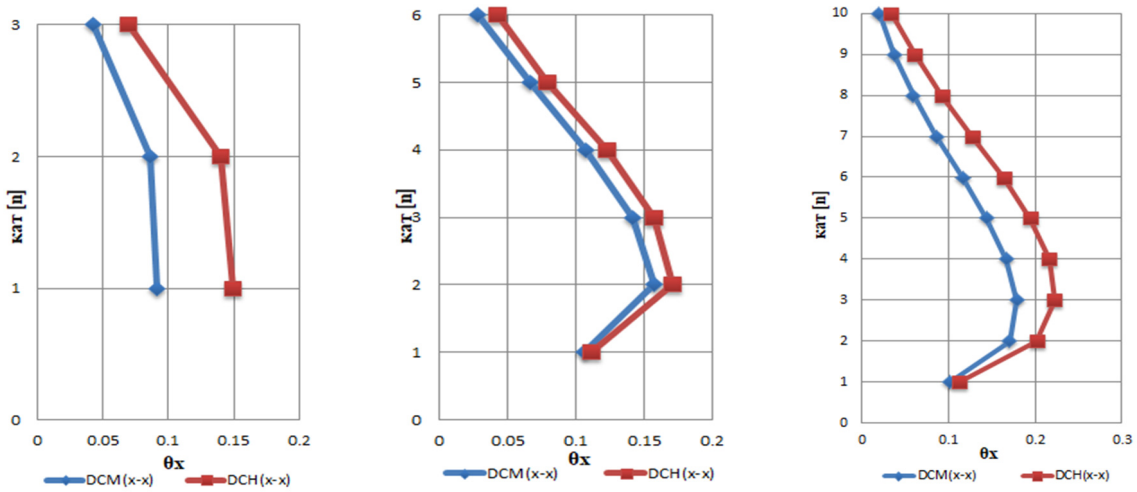
Број на катови	Тип на елемент / Класа на дуктилност					
	Секундарни греди		Главни греди		Столбови	
	DCM	DCH	DCM	DCH	DCM	DCH
3	IPE240	IPE240	IPE300	IPE360	HEB340	HEB340
6	IPE240	IPE240	IPE330	IPE360	HEM500/450	HEM650/550
10	IPE240	IPE240	IPE360R	IPE400	HEM700/650	HEM1000/900

4.2 Анализа на добиените резултати

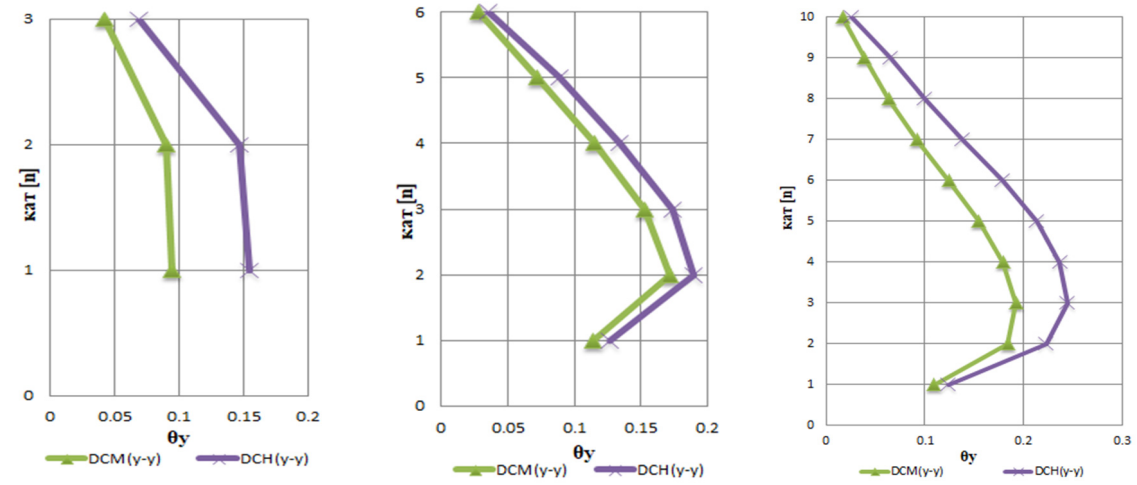
Во овој дел се прикажани резултатите добиена од извршената повеќемодална спектрална анализа и степенот на влијание на поставените критериуми за различни влезни параметри. Со цел

контрола на поставениот критериум за повеќекатни конструкции во однос на ефектите од втор ред и согласно вклучување на истите во резултатите од анализата, пресметан е коефициентот на осетливост на релативните катните поместувања. Од подолу прикажаните резултати може да се забележи зголемувањето на вредноста на коефициентот θ со зголемување на катноста на анализираните конструкции. Исто така се забележува и пораст на коефициентот θ кај челичните конструкциите со усвоена висока класа на дуктилност (DCH) во однос на истите проектирани со средна класа на дуктилност (DCM).

На Сл. 13 и Сл.14 се прикажани добиените вредности за коефициентот на осетливост θ во x и y правец за 3-катната, 6-катната и 10-катната челична конструкција и нивната промена по висина. Од дијаграмите може да се увидат границите во кои се движи коефициентот на осетливост и надминувањето на ограничувањата за истите дадени во делот 4.4.2.2 од Еврокод 8. Во однос на 3-ката конструкција, коефициентот θ достигнува вредности над 0.1 на првиот кат за висока класа на дуктилност (DCH), конкретно 0.149 во x правец и 0.154 во y правец, што наложува пресметка на факторот $\alpha=(1/(1-\theta))$ за зголемување на сеизмичките влијанија. Добиените резултати за 6-катната конструкција, се со воочлив пораст на θ, особено изразени на вториот кат каде изнесуваат 0.171 во x правец и 0.19 во y правец. Кај 10-катната конструкција се јавува драстично зголемени вредности за разлика од останатите конструкции, при што θx и θy од вториот до петтиот кат за DCH имаат вредности поголеми од 0.2.



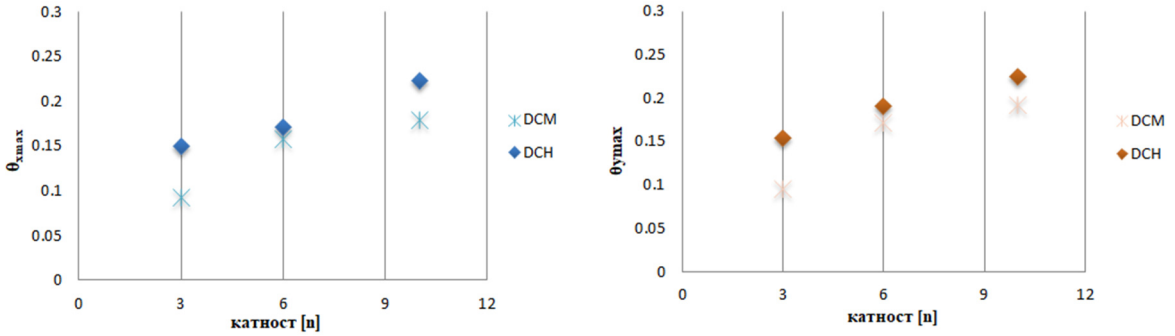
Сл.13 Коефициент на осетливост во x правец за анализираните конструкции



Сл. 14 Коефициент на осетливост во y правец за анализираните конструкции

Проектирањето на челичните конструкции со цел обезбедување на потребниот капацитет за дисипација е извршено за средна (DCM) и висока (DCH) класа на дуктилност, преку редукција на сеизмичките сили со претходно пресметаниот фактор на однесување q за моментно отпорни

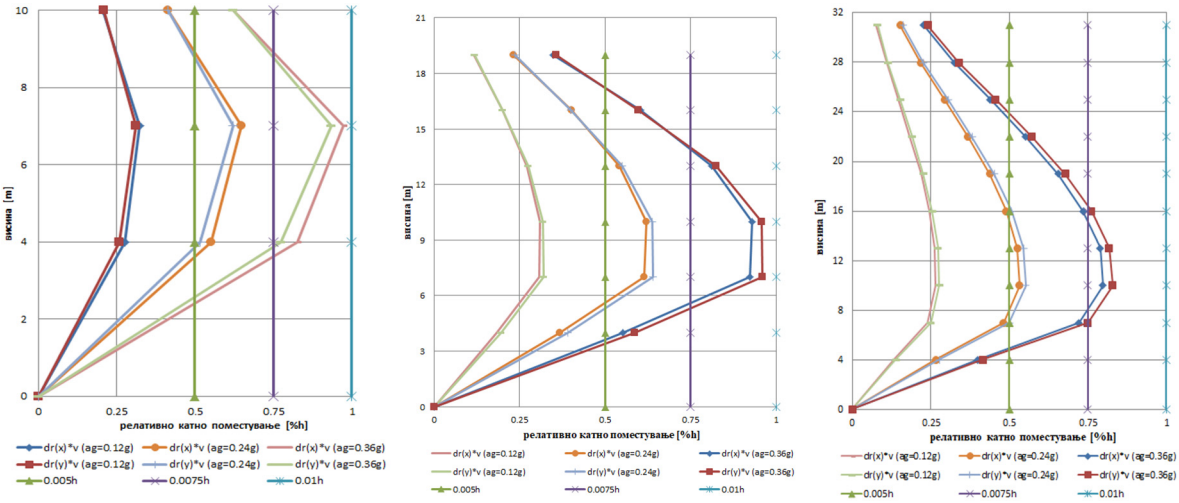
челични рамки. Влијанието на усвоената вредност на факторот на однесување за соодветната класа на дуктилност врз ефектите од втор ред е прикажано на Сл.15. Евидентни се разликите помеѓу максималните вредности на коефициентот на осетливост за средна и висока дуктилност, кои во x правец се движат во граници од 0.013 до 0.05 и во y правец од 0.018 до 0.06.



Сл. 15 Коефициент на осетливост за средна (DCM) и висока класа (DCH) на дуктилност

Коефициентот на осетливост на релативните катни поместувања е помал 0.1 само за 3-катната конструкција проектирана за средна класа на дуктилност (DCM). Вклучувањето на влијанието на ефектите од втор ред преку факторот α поради надминување на ограничувањата на коефициентот θ $(0,1 < \theta \leq 0,2)$ е потребно да се изврши во двата ортогнални правци кај 3-катната конструкција за висока дуктилност (DCH), 6-катната конструкција за средна (DCM) и висока (DCH) дуктилност и 10-катната конструкција за средна дуктилност (DCM). Надминувањето на вредноста на коефициентот на осетливост над 0.2 за 10-катната конструкција проектирана за висока класа на дуктилност наметнува потреба од примена на нелинеарна анализа или повторно проектирање со зголемени димензии на попречните пресеци.

Покрај критериумот за проверка на влијанието на ефектите од втор ред, како критериуми кои се контролирани со цел задоволување на барањата во Еврокод 8 за проектирање базирано на сили се и релативните катни поместувања. Неконструктивните елементи се смета дека не соработуваат со конструктивните деформации па оттука и релативните катни поместувања се ограничени со вредност од 1%h. Од Сл.16 прикажани се вредностите на релативните катни поместувања во функција од нивото на сеизмички хазард.



3-катна конструкција (DCH) 6-катна конструкција (DCH) 10-катна конструкција (DCM)

Сл. 16 Контрола на релативни катни поместувања за анализираните конструкции

Во случај на изложеност на сеизмички хазард со максимално забрзување на тлото $a_{g,R}$=0.12g, релативните катни поместувања и во двата ортогонални правци се помали од 0.5%h, додека при $a_{g,R}$=0.24g истите се помали од 0.75%h. При изложеност на максимално забрзување на тлото од

$a_{g,R}$=0.36g, вредностите на релативните катните поместувања за 3-катната изнесуваат 0.972%h во x правец и 0.933%h во y правец. Доста блиски вредности се добиваат и за 6-катната конструкција, односно 0.93%h во x правец и 0.959%h во y правец. Од прикажаните резултати за 10-катната конструкција проектирана за средна класа на дуктилност со фактор на однесување q=4 се добиваат релативните катни поместувања од 0.798%h во x правец и 0.828%h во y правец.

5. ЗАКЛУЧОК

Влијанието на ефектите од втор ред може да биде меродавен критериум при определување на димензиите на конструктивните елементи кај челичните моментни рамки. Во прописите за проектирање на сеизмички отпорни конструкции влијанието на ефектите од втор ред се контролира индиректно, преку определување на коефициентот на осетливост на релативни катни поместувања. Овој коефициент во EN1998-1 е зависен од секантната крутост и е тесно поврзан со претпоставениот фактор на однесување, кој се користи за редукција на еластичниот спектар и за определување на проектните сеизмички сили.

Нивото на проектен сеизмички хазард не влијае на коефициентот на осетливост на релативни катни поместувања. Поради линеарниот пристап за анализа, конструкциите проектирани за различно проектно забрзување на тлото имаат ист однос помеѓу проектната сеизмичка сила и добиените поместувања, што доведува до независност на потребната секантна хоризонтална крутост од нивото на проектен сеизмички хазард.

Повисоките конструкции проектирани за висока класа на дуктилност се поосетливи на ефектите од втор ред во споредба со конструкциите проектирани за средна класа на дуктилност. Зголементите барања за крутост, кои произлегуваат од задоволување на пропишаните вредности на коефициентот на осетливост за конструкциите со висока класа на дуктилност, може да доведе до потреба од зголемени димензии на напречните пресеци на конструктивните елементи. Со тоа може да се случи конструкциите проектирани со висока класа на дуктилност, т.е со повисок фактор на однесување, да имаат поголем капацитет за прием на хоризонтални товари во споредба со конструкциите проектирани за средна класа на дуктилност, што е спротивно на воведените претпоставки за проектирање. Ваквата констатација наложува потреба од промена на пристапот за контрола на ефектите од втор ред кои се дефинирани во EN1998-1.

ЛИТЕРАТУРА

[1] European Committee for Standardization - CEN (2004). Eurocode 8 — Design of structures for earthquake resistance, Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. Brussels, Belgium.

[2] Juan C.V.P. & Manuel A.C.L. (2014). Influence of P-Delta Effect on Ductility and Vulnerability of SMRF Steel Buildings. The Open Civil Engineering Journal, 9(13), pp.351-362.

[3] Dinar, Y., Karim, S., Barua, A., & Uddin, A. (2013). P-Delta Effect in Reinforced Concrete Structures of Rigid joint. International Organization of Scientific Research: Journal of Mechanical and Civil Engineering, 10(4), pp.42-49.

[4] Neuss, C.F., & Maison, B. F. (1984). Analysis for P-Δ effects in seismic response of buildings. Computers & Structures, 19(3), pp.369-380.

[5] Elghazouli A.Y. (2008). Seismic Design of Steel-Framed Structures to Eurocode 8. The 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China.

[6] Landolfo R., Mazzolani F., Dubina D., Simoes da Silva L., D'Aniello M. (2017). Design of Steel Structures for Buildings in Seismic Areas.Wiley, Maia, Portugal.

[7] American Society of Civil Engineers - ASCE (2017). Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures, ASCE standard, ASCE/SEI 7-16

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

SE - 2

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

SHAKE TABLE TESTS OF NONSTRUCTURAL SYSTEMS IN DYNLAB-IZIIS, SKOPJE

Aleksandra BOGDANOVIC [1], Lidija KRSTEVSKA[2], Angela POPOSKA[3], Antonio SHOKLAROVSKI[5], Filip MANOJLOVSKI [4]

ABSTRACT

Nonstructural components and systems represent more than 80 percent of the total investment in the building construction and they are more vulnerable to earthquake shaking-induced damage than the primary structural system. Since they are not amenable to traditional structural analysis, full-scale experimental testing is crucial to understand their behavior under earthquake. A steel cube structure was properly designed in order to simulate the seismic effects at a generic building storey.

In this paper are presented results of the experimental testing of raised floors and partition wall systems performed at the Dynamic Testing Laboratory in the Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology - IZIIS, Skopje, Republic of North Macedonia.

Seismic certification of this systems has been conducted according to the standard AC-156 - Acceptance criteria for seismic qualification by shake table testing for nonstructural components. A lot of results have been obtained in terms of accelerations, displacements and strains in characteristic points. The systems showed good performance and it was confirmed that all acceptance criteria have been fulfilled during and after the seismic tests. Based on the complex experimental research it was observed that most of the tested nonstructural elements successfully passed the seismic acceptance criteria for shake table testing of non-structural components and systems according ICC AC-156.

Keywords: raised floors; partition walls; shake table test; standard AC-156

[1] Assist. Prof. PhD, UKIM-IZIIS, Skopje, Republic of North Macedonia, saska@pluto.iziis.ukim.edu.mk
[2] Prof. PhD, UKIM-IZIIS, Skopje, Republic of North Macedonia, lidija@pluto.iziis.ukim.edu.mk
[3]MSc, UKIM-IZIIS, Skopje, Republic of North Macedonia, angela@pluto.iziis.ukim.edu.mk
[5]MSc, UKIM-IZIIS, Skopje, Republic of North Macedonia, antonio@pluto.iziis.ukim.edu.mk
[4]MSc, UKIM-IZIIS, Skopje, Republic of North Macedonia, filip@pluto.iziis.ukim.edu.mk

1. INTRODUCTION

Nonstructural components comprise an integral part of the buildings. Due to their high inventory cost and effect on loss of operation, they are often critical to a buildings' seismic performance. Recent earthquakes pointed out that nonstructural component damage gives the largest contribution to the earthquake economic loss and that's way should be subjected to a careful and rational seismic design. The limited data collected during past events are not sufficient to completely characterize the seismic behavior of nonstructural components and develop effective mitigation measures. Moreover, given the complexity of various typologies of nonstructural components subjected to seismic excitations, systematic experimental testing is necessary for a better understanding of their seismic behavior.

In this paper results of the experimental testing according AC-156 standard of raised floors and partition wall systems will be presented. Tests were conducted at the Dynamic Testing Laboratory at the Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, Skopje, Republic of North Macedonia.

2. DESCRIPTION OF THE TESTED NONSTRUCTURAL ELEMENTS

2.1. Partition walls system

For the seismic certification of the partition walls according to AC156, 24 different types of panels, distributed in two different layouts were tested. The first layout consisted of 10 different types of panels (unit 1-10), whereas 14 type of partition walls (unit 11-24) were taken into consideration in the second layout. All partition walls were supported on steel profiles set in a steel cube. Four different configurations were tested. The first two configuration refer to the partition walls of layout 1, tested biaxial in both orthogonal directions (Y-Z and X-Z). The other two configurations, three and four, were related to layout 2, tested also biaxial in both orthogonal directions (Y-Z and X-Z). The response of the models was monitored by high speed data acquisition system and sensors consisting of 17 accelerometers (ACC),15 linear variable differential transducers (LVDT) and 4 strain gages (SG), providing information about accelerations, displacement and deformation at different points (figure 1 to figure 4).

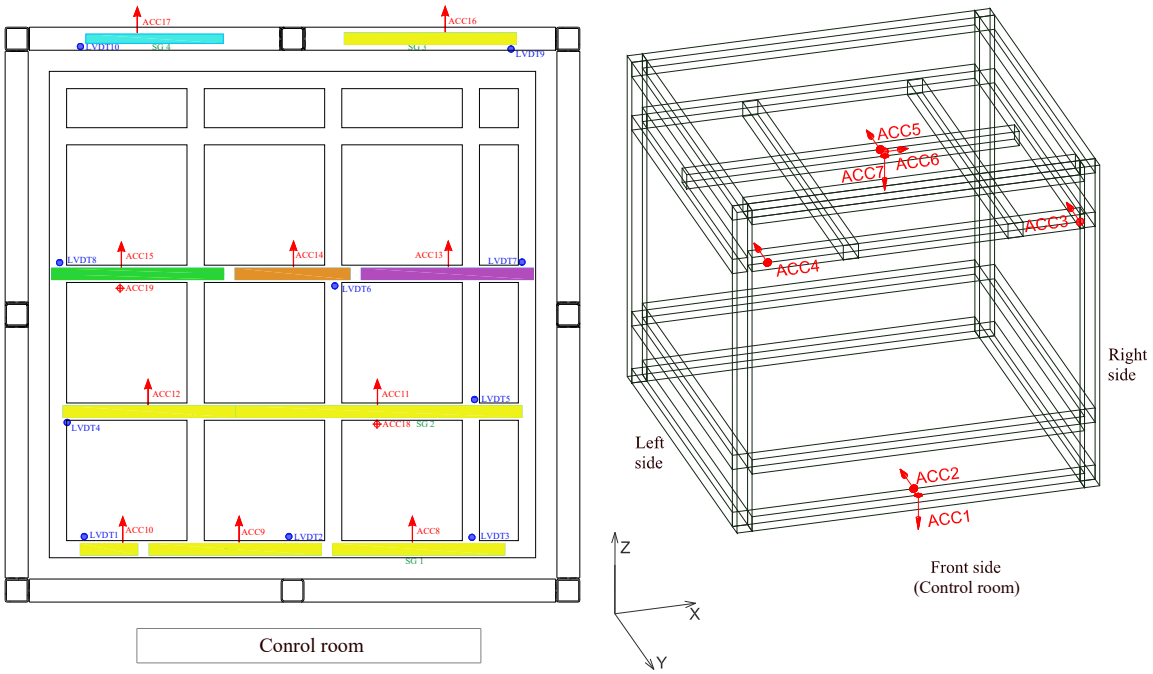


Figure 1. Complete model instrumentation for the first configuration and the steel cube

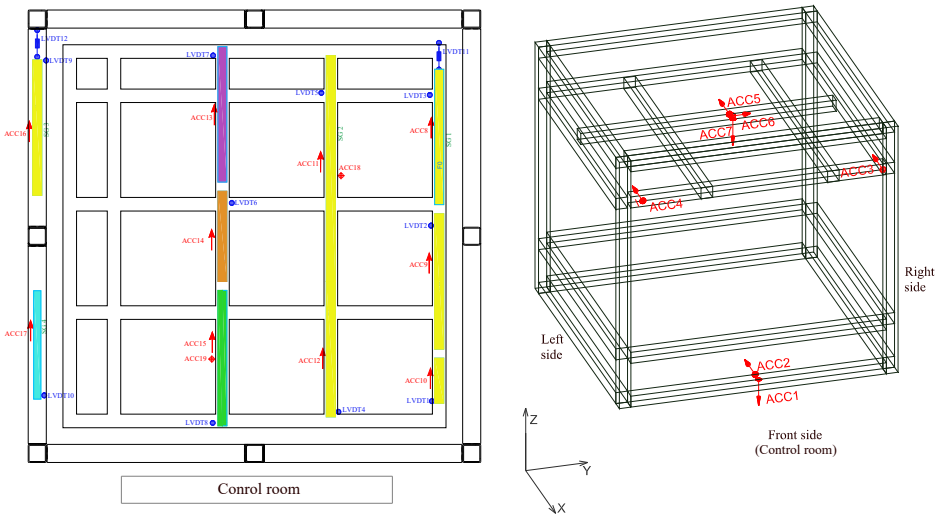


Figure 2. Complete model instrumentation for the second configuration and the steel cube

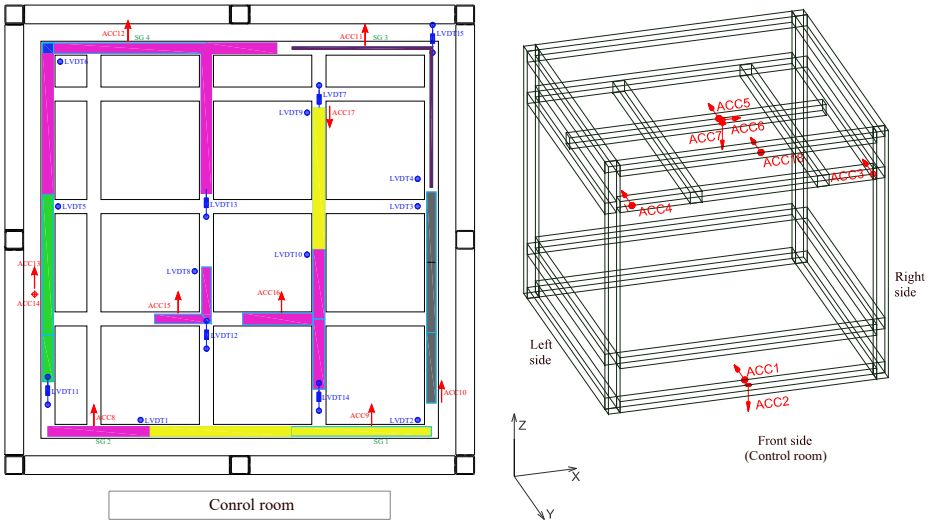


Figure 3. Complete model instrumentation for the third configuration and the steel cube

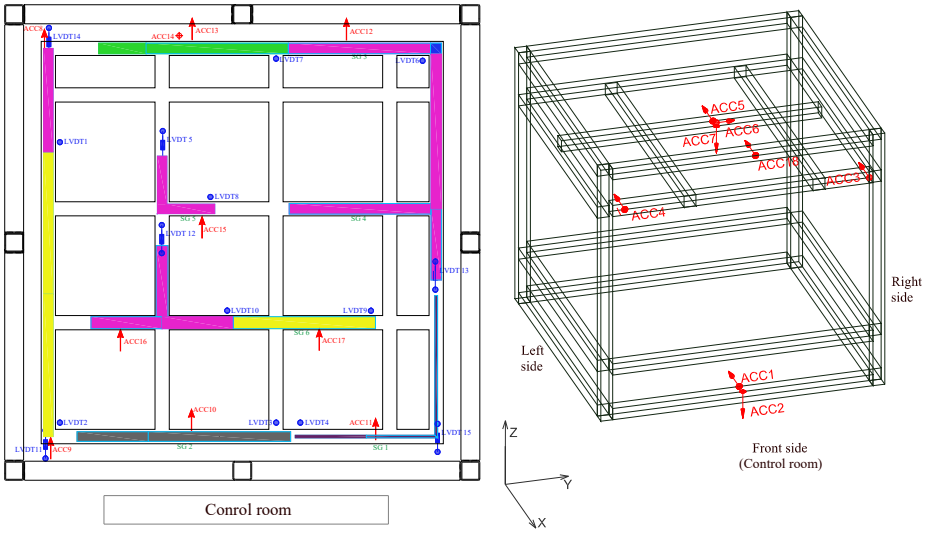


Figure 4. Complete model instrumentation for the fourth configuration and the steel cube



Figure 5. Partition wall systems on the shake table (configurations 1-4)

The input acceleration time history plots and the corresponding Test Response Spectra (TRS) that match the Required Response Spectra given in AC 156 are shown in figure 6.

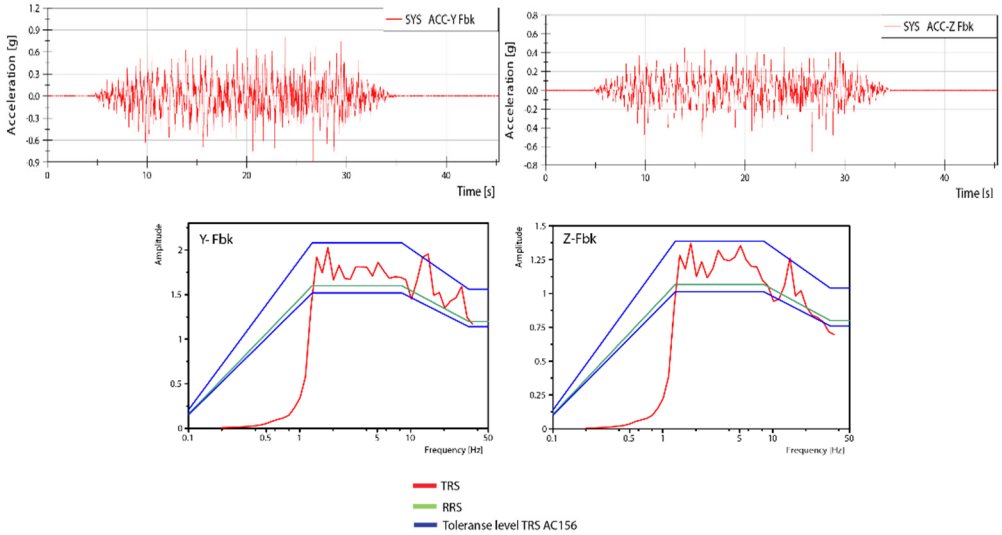


Figure 6: Input time history and TRS (red) vs RRS in horizontal (left) and in vertical direction (right)

For the maximum intensity of bi-axial tests (input intensity a_y=0.9g and a_z=0.7g) the response of partition wall elements was presented in terms of accelerations, displacements and strains. Some of these results are given on figure 7.

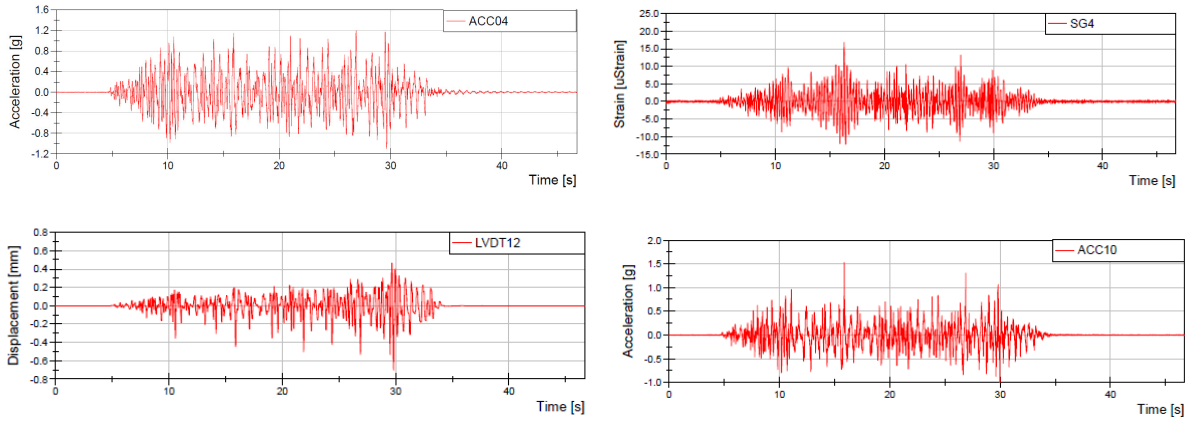


Figure 7. Response time histories for the partition walls system

During and after the seismic test all units of the partition walls and its supporting structure showed neither damage nor loss of function, except Unit 8 and Unit 9 (layout 1, configuration 2) (figure 8).



Figure 8: Photos showing damages of partition walls

2.2. Raised floor systems, configuration and results

During the testing of raised floors several different heights and configurations were considered, figure 9. Floor panels were made from calcium sulphate with high-quality cellulose fibers and are particularly impressive in terms of stability and versatility. Support elements have been specially developed for use with raised flooring. Pedestals were made from galvanized, blue passivized steel and are infinitely adjustable in height. They were equipped with a precision-engineered adjusting bolt. Pedestal base was glued to subfloor.

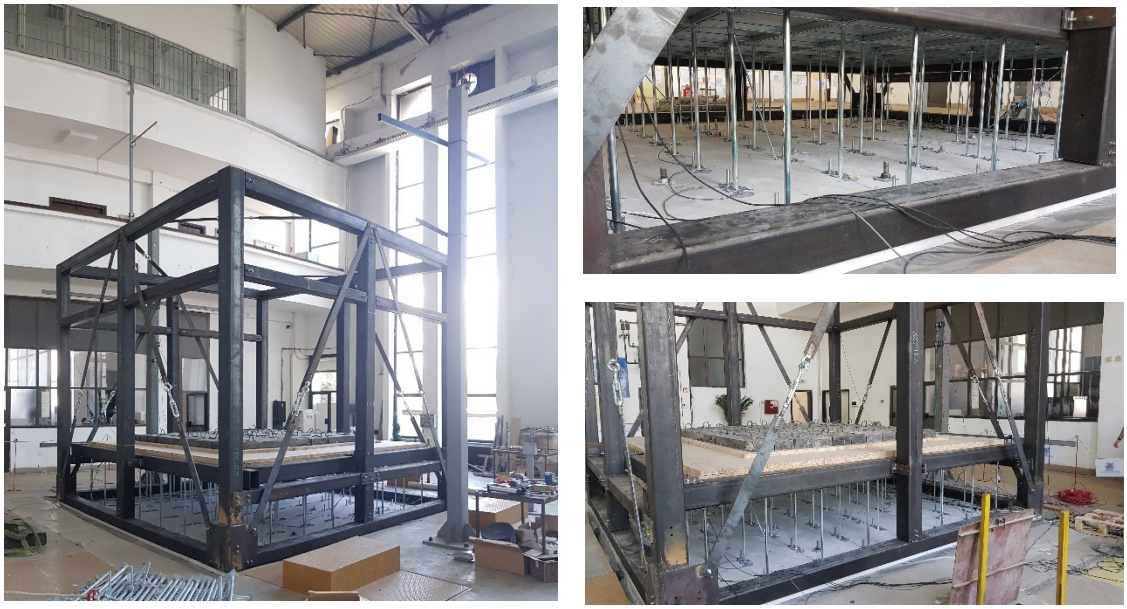


Figure 9. Raised floor systems

A sealant varnish made from low-emission materials was used for height fixing. Additionally, adjustable steel bracing was inserted in order to limit the horizontal movements of the raised floor sub-structure. Depending on the type of the raised floor different bracings were used. All tests were performed with and without bracings, with and without rubber tape and with and without additional load (uniform and concentrated load). Experimental testing was performed according to AC-156 standard. Response of the structure was obtained using 13 accelerometers (ACC), 2 linear potentiometer (LP), 5 linear variable differential transducers (LVDT) and 4 strain gauges (SG), figure 10.

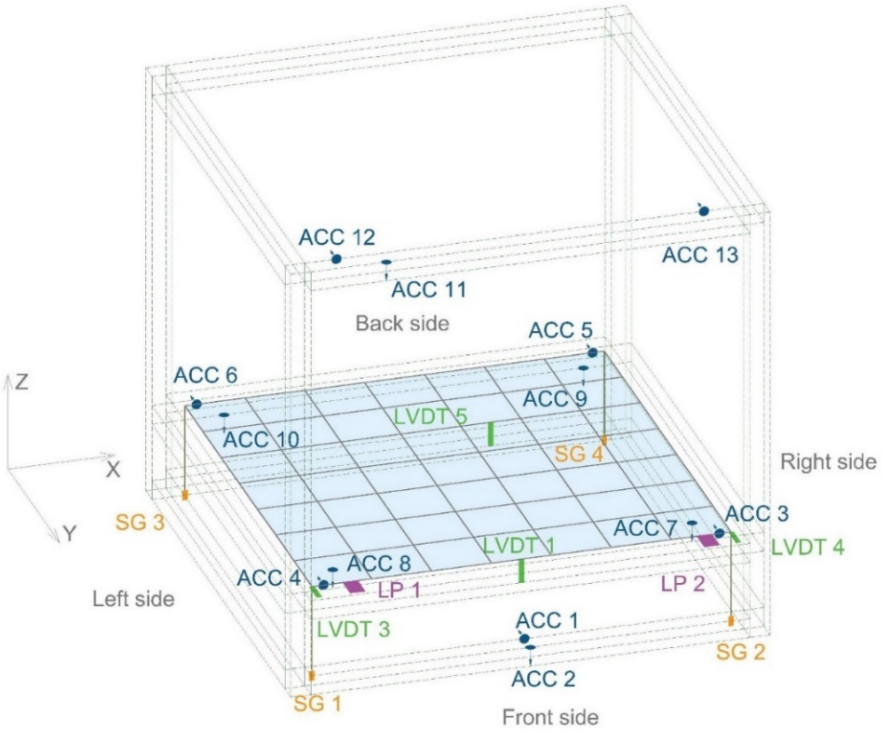


Figure 10. Instrumentation set up for Raised floor system

According to 6.4.1.2 of AC156, bi-axial time history testing method has been chosen to conduct the time history tests. The test method consisted of the following activities:

- Resonant frequency search tests
- Bi-axial time history shake table testing in Y and Z principal axis simultaneously

Bi-axial time history tests, in accordance with 6.5 multi-frequency Seismic Simulation Tests of AC156, were carried out with simultaneous but independent inputs in the horizontal and vertical axes, each producing the Required Response Spectrum (RRS) along the respective reference axis calculated with 1/12 octave of frequency bandwidth and 5% damping and prescriptions reported in AC156. Some of the results regarding the strongest simulation (test 49, 56 and test 63) are given in the Tables 1-3, and in terms of time history analysis are presented on figure 11.

Table 1. List of Maximum Acceleration

Test No.		Max measured value - transducer														
		Input Y (g)	Input Z (g)	ACC1 (g)	ACC2 (g)	ACC3 (g)	ACC4 (g)	ACC5 (g)	ACC6 (g)	ACC7 (g)	ACC8 (g)	ACC9 (g)	ACC 10 (g)	ACC 11 (g)	ACC 12 (g)	ACC 13 (g)
1	TEST 49	0.80	0.61	0.86	0.62	/	/	2.72	/	/	/	0.42	/	0.67	1.53	1.72
2	TEST 56	0.80	0.64	0.88	0.70	/	/	/	3.33	/	/	0.59	/	0.69	1.67	1.81
3	TEST 63	0.80	0.64	0.89	0.74	/	/	2.79	3.10	/	/	/	/	0.76	1.86	1.85

Table 2. List of Maximum Displacements

Test No.		Max measured value - transducer					
		LP1 (mm)	LP2 (mm)	LVDT1 (mm)	LVDT3 (mm)	LVDT4 (mm)	LVDT5 (mm)
1	TEST 49	40.68	40.98	0.75	10.65	8.70	0.89
2	TEST 56	42.39	42.12	0.78	11.28	11.22	1.04
3	TEST 63	42.13	42.05	0.83	11.15	11.49	/

Table 3. List of Maximum Strains

Test No.		Max measured value			
		SG1 (μstrain)	SG2 (μstrain)	SG3 (μstrain)	SG4 (μstrain)
1	TEST 49	440	349	/	347
2	TEST 56	490	432	/	418
3	TEST 63	483	416	/	407

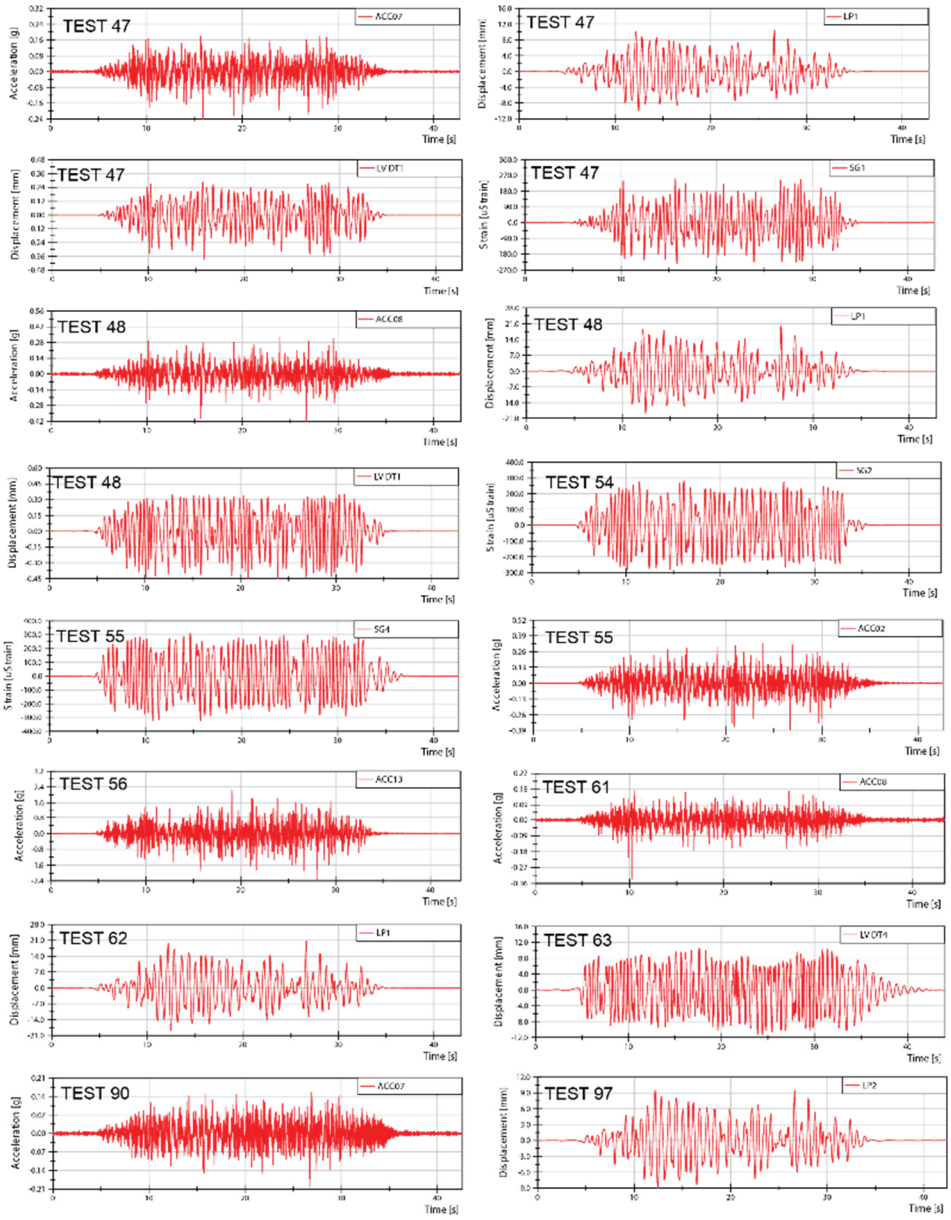


Figure 11. Time histories for acceleration, displacement and strain during selected tests

All configurations of the raised floor resisted all the applied excitations, without any damage of the following elements of the system: panels, steel pedestals, threaded rods and dowels. Namely, sliding and very low separation of the panels was observed during the strongest seismic without change in the stability of the raised floor.

3. CONCLUSIONS

Nonstructural elements comprise a large portion of building inventory. During earthquakes, it is evident that these elements have sustained damage in moderate events and in well-designed buildings, resulting in loss of operation and extensive repair costs. For their use, it is necessary to verify their seismic performance according the prescribed standards.

Based on the complex experimental research realized in DYNLAB-IZIIS it was observed that most of the tested nonstructural elements successfully passed the seismic acceptance criteria for shake table testing of non-structural components and systems according ICC AC-156.

REFERENCES:

[1] ACCEPTANCE CRITERIA FOR SEISMIC CERTIFICATION BY SHAKE-TABLE TESTING OF NONSTRUCTURAL COMPONENTS - AC156, Approved October 2010 (Editorially revised May 2015).

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

SE - 3

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

IMPLEMENTATION OF HAZARD MODELS CONSIDERING SOIL STRUCTURE INTERACTION ANALYSIS OF A MULTISTOREY FRAME WITH VISCOUS DAMPERS

Aleksandra BOGDANOVIC [1], Radmila SALIC[2], Marta STOJMANOVSKA[3] and Kemal EDIP[4]

ABSTRACT

The real behavior of structures in contact with ground involves an interactive process beginning with the construction phase and ending with a state of balance after a period of adjustment of stresses and strains within the structure and within the ground influenced by the structure. Recognizing this important fact, many structural engineers have included representations of foundation strength and stiffness in their analysis models for many years. Studies that have been made on the effect of soil-structure interaction problems, point out that the interaction effects are found quite significant, particularly for the structures resting on highly compressible soils.

In simulation of SSI problems it is of great importance to simulate the load distribution from the building to the soil medium. The studies performed on damper problem in the literature are almost studies without considering soil effect. It is generally considered that structure is supported to ground as rigid. If SSI is neglected, the VDs might be improperly applied to a structure due to overestimation of the structural response or the control effectiveness of the viscous energy dissipation system. On the other hand, the improvement in model prediction in hazard assessment has enabled usage of different criteria in order to obtain a uniform spectrum which enables the selection of the input accelerations to be as correct as possible. In this study, a ten storey frame structure with viscous dampers is simulated considering the hazard curve especially designed for the specific site in Skopje. The frame structure has been analyzed using two different time history analysis. The differences and the results obtained in terms of accelerations and displacements are compared and discussed thoroughly.

Keywords: *Site specific hazard; soil structure interaction; earthquakes*

[1] Assist. Prof. PhD, UKIM-IZIIS, Skopje, Republic of Macedonia, saska@pluto.iziis.ukim.edu.mk
[2]Assist. Prof. PhD, UKIM-IZIIS, Skopje, Republic of Macedonia, r_salic@pluto.iziis.ukim.edu.mk
[3] Assist. Prof. PhD, UKIM-IZIIS, Skopje, Republic of Macedonia, marta@pluto.iziis.ukim.edu.mk
[4]Assoc. Prof. PhD, UKIM-IZIIS, Skopje, Republic of Macedonia, kemal@pluto.iziis.ukim.edu.mk

1. INTRODUCTION

The study of Soil Structure Interaction (SSI) has been going on for several decades with early beginnings dated from 1960-70s. The importance of SSI is observed when a high rise building rests on soft subsoil where there is a need to estimate deformations caused by application of high loads from earthquake time histories. In simulation of SSI problems it is of great importance to simulate the load distribution from the building to the soil medium. Recognizing this important fact, many structural engineers have included foundation strength and stiffness in their analysis models for many years. On the other hand, the studies performed on damper problem in the literature are almost studies without considering soil effect. It is generally considered that structure is supported on ground as rigid. In other words, soil effect is not taken into account in the analyses.

Within this paper a ten storey frame structure with viscous dampers was analyzed considering soil structure interaction and including vibration reduction effects due to the viscous dampers. The uniform hazard spectrum (UHS) is used as target spectra in selecting and scaling of records as an input in nonlinear dynamic analysis. For analyzing of the selected structure, two earthquake time-histories are used and obtained results were compared and discussed.

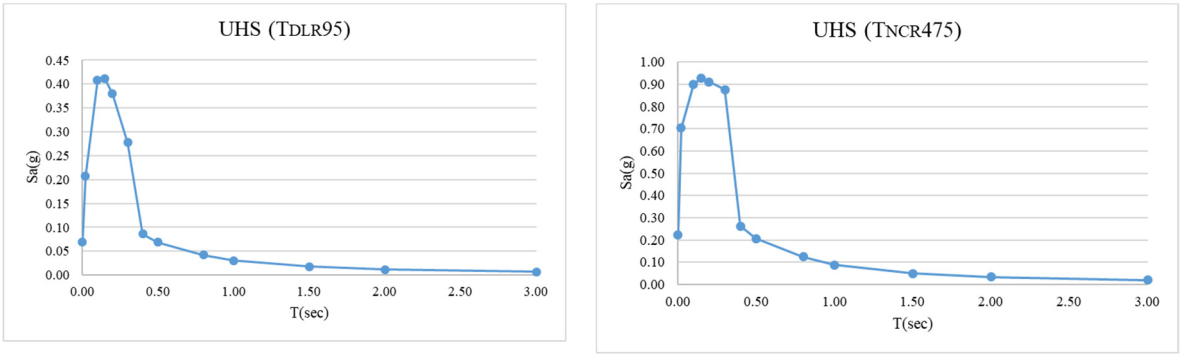
2. DEFINITION OF SEISMIC HAZARD

Reliable definition of seismic hazard at particular site is of outmost importance in definition of seismic input for structural analysis. In this study, seismic hazard definition is based on the latest research in domain of seismic hazard, presented in detail in Milutinovic et al. (2016), accepted as a part of National Annex to EC8 (MKC EN 1998-1:2012/HA:2018).

2.1. EC8 Seismic Hazard model (MKC EN 1998-1:2012/HA:2018)

The seismic hazard analysis for MKC EN 1998-1:2012/HA:2018 are performed using the probabilistic seismic hazard approach (PSHA) which integrates the effects of all possible seismic sources that have influence on the location of interest through deriving the combined probability of exceedance.

The model itself is a combination of 2 seismo-tectonic models: (M1) grid source model and (M2) area source model. Logic tree apparatus was chosen as a tool to capture the epistemic uncertainty associated with the seismo-tectonic sources and its parameters as well as the ground-motion prediction models used. The applied logic tree scheme accounts the variability of: (1) Two seismo-tectonic models; (2) Different M_{max} estimations; (3) Different M_0 thresholds; and (4) Four attenuation models. According the results of the study which was part of regional BSHAP effort (Salic et al., 2017), the following GMPEs were used for hazard estimation: BSSA14 (Boore et al., 2014), CY14 (Chiou and Youngs, 2014), Aetal14 (Akkar et al., 2014) and Betal14 (Bindi et al., 2014). For the investigated site, UHS (Uniform Hazard Spectrum) was defined for 2 referent return periods T_{DLR} and T_{NCR}, as defined by EC8.



a) PDLR=10% in 10 years a) PNCR=10% in 50 years

Fig. 1. UHS for the investigated site, Soil type A (vs30=800m/s)

3. GENERAL DESCRIPTION

In order to consider the soil medium four representative ground types have been considered according to EC8 soil type of D with shear wave velocity of 160m/s. Namely the soil conditions have been set according to the shear wave velocities at the soil media. In selection of earthquakes the spectrum developed for the selected location has been used. The selected earthquakes have been chosen from Peer Base as follows: EQ.1 is time history from L'Aquila earthquake, Italy in 2009 with magnitude 6.3. On the other hand the second time history (EQ.2) is time history selected from Irpinia earthquake, Italy in 1980 with magnitude of 6.9. Correlation between spectra of these two earthquake records with spectrum is given in Fig. 2 below.

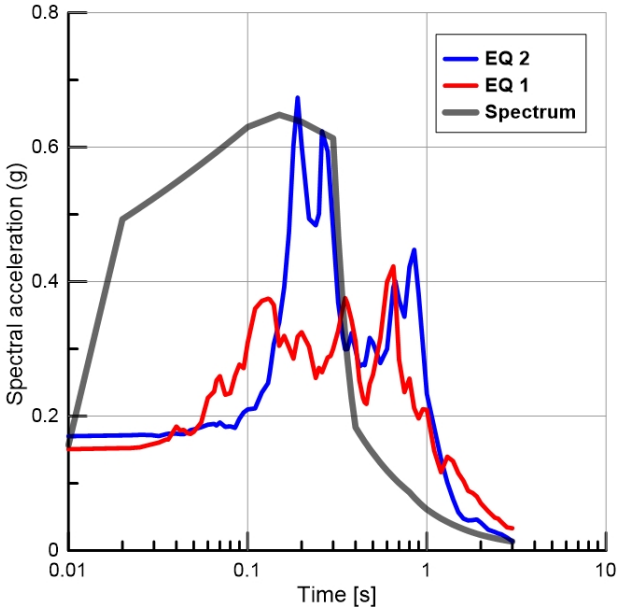


Fig. 2 Comparison of spectra with nominal earthquake records

Consequently to the spectra given in Fig.2 the time histories of both earthquakes are given in Fig 3 below.

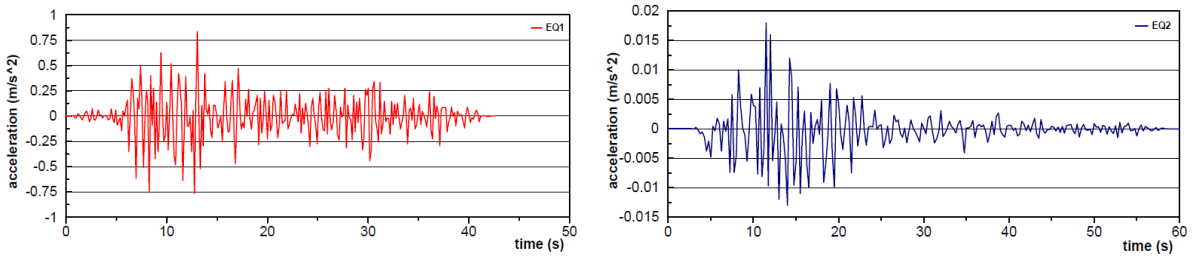


Fig.3. Time histories of the selected earthquake records EQ1 and EQ2

As can be seen from Fig. 3 the selected earthquakes are with different magnitudes and frequencies in order to trigger different deformations in the frame structure. The structure that is considered is reinforced concrete frame with ten stories and the dimensions as shown in Fig.4. The frame structure consist of 3 spans with 4.0m and floor height of 3.0m, designed according to EC8 and EC2 and assumed to be built on four types of foundation such as rigid foundation, hard soil, medium soil and soft soil. Ten same viscous dampers (VD) with damping coefficient of 3.00×106 Ns/m are set up in each story in the middle span.

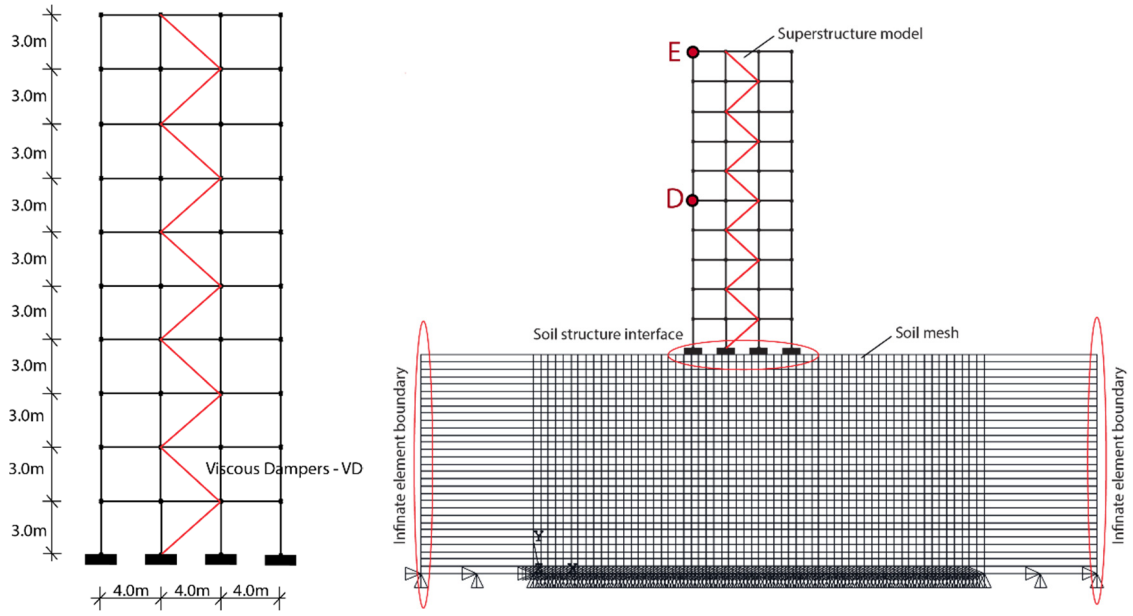


Fig. 4. Frame structure including viscous dampers with and without soil model

4. INFINITE ELEMENTS AND DAMPERS IN NUMERICAL SIMULATION

The formulation of infinite elements is the same as for the finite elements in addition to the mapping of the domain. In this work the development of infinite element has followed the techniques considering the time domain in which the infinite element is obtained from a six nodded finite element as shown in Fig 1.

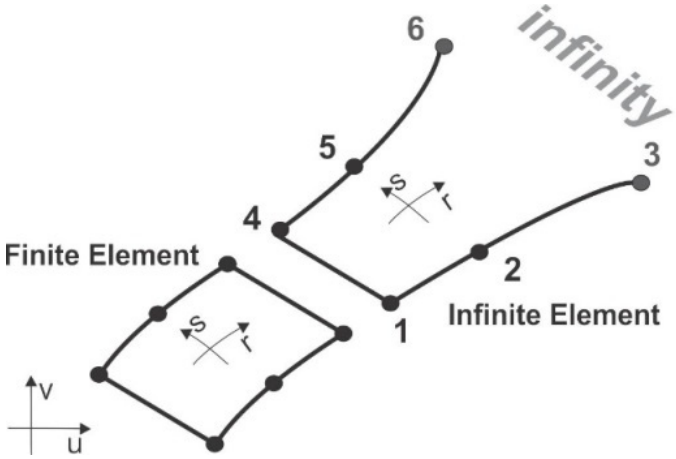


Fig. 5. Coupling of finite and infinite elements

The element displacement in u and v direction is interpolated with the usual shape functions N^1, N^2, N^4, N^5 *and* N^7*:*

$$u = [N^1 \quad N^2 \quad 0 \quad N^4 \quad N^5 \quad 0 \quad N^7 \quad 0]\mathbf{u}$$

$$v = [N^1 \quad N^2 \quad 0 \quad N^4 \quad N^5 \quad 0 \quad N^7 \quad 0]\mathbf{v} \qquad (1)$$

In expression (1), **u** and **v** are vectors with nodal point displacements in global coordinates. The shape functions are given in expression (2) as:

$$
\begin{aligned}
N^1 &= -(r-1)(-1+s)(s+1+r)/4 \\
N^2 &= (r-1)(1+r)(-1+s)/2 \\
N^4 &= -(r-1)(1+s)(s-1-r)/4 \\
N^5 &= -(r-1)(1+r)(1+s)/2 \\
N^7 &= (-1+s)(1+s)(r-1)/2
\end{aligned} \tag{2}
$$

Based on the iso-parametric concept, the infinite element in global coordinate is mapped onto an element in local coordinate system using the expression in (3). In the formulation of the infinite element, only the positive *r* direction extends to infinity.

$$
\begin{aligned}
r &= [M^1 \quad M^2 \quad 0 \quad M^4 \quad M^5 \quad 0 \quad M^7 \quad 0]\mathbf{r} \\
s &= [M^1 \quad M^2 \quad 0 \quad M^4 \quad M^5 \quad 0 \quad M^7 \quad 0]\mathbf{s}
\end{aligned} \tag{3}
$$

where

$$
\begin{aligned}
M^1 &= -\frac{(1-s)rs}{1-r} \\
M^2 &= -\frac{(1-s)(1+r)}{2(1-r)} \\
M^4 &= -\frac{(1+s)rs}{1-r} \\
M^5 &= -\frac{(1+s)(1+r)}{2(1-r)} \\
M^7 &= -\frac{2r(1+s)(1-s)}{(1-r)}
\end{aligned} \tag{4}
$$

In expression (3), **r** and **s** are vectors of nodal point displacements in local coordinates where it is to be mentioned that, on the side of infinity (*r=1*), no mappings are assigned to the nodes as it is taken that no displacement is possible at infinity. The number and location of the nodes connecting finite and infinite elements must coincide to guarantee continuity condition between the elements. The main advantage of the proposed infinite elements is that the number of nodes on the infinite element allow coupling with finite elements with eight nodes which are used for displacement sensitive problems. For the absorbing layer of the infinite element, the Lysmer-Kuhlmeyer approach is used. In all cases, a plane strain two dimensional case is studied. For impact of plane waves on element sides, normal and tangential stresses are derived as follows:

$$
\begin{bmatrix} \sigma^n \\ \tau \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} a\rho c^p & 0 \\ 0 & b\rho c^s \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{u}^n \\ \dot{u}^t \end{bmatrix} \tag{5}
$$

where c^P and c^S indicate compression and shear waves, ρ is the density of soil medium. By adding together the parts from each element, the governing incremental equations for equilibrium in dynamic analysis are obtained. The programming of the infinite element has been done using the Programmable Features of ANSYS. For the sake of verification of the presented infinite elements, a couple of unbounded problems taking into account the static and dynamic cases, are shown.

In order to simulate real situation total added mass of each floor is 44t (440 kN), specified through MASS21 element. Furthermore, viscous dampers applied in the system are modelled by the spring-damper COMBIN14 element, based on Kelvin Voigt model defined by two nodes, a spring constant and damping coefficient. The damping portion of the element contributes only damping coefficients to the structural damping matrix. Values for stiffness constant and linear damping coefficient are appointed to

be 1000 kN/m and 3000 kNs/m, respectively, for the model previously verified in experimental shake table testing in IZIIS Laboratory.

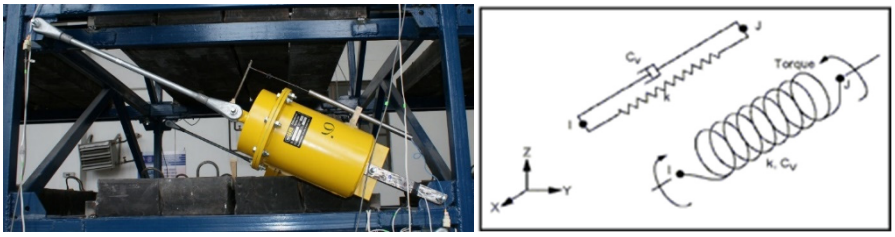


Figure 6. Analytical Model for damper device

5. RESULTS AND DISCUSSIONS

In order to get a better insight of the structural response by considering different effects the acceleration comparisons have been done (Fig. 7-10).

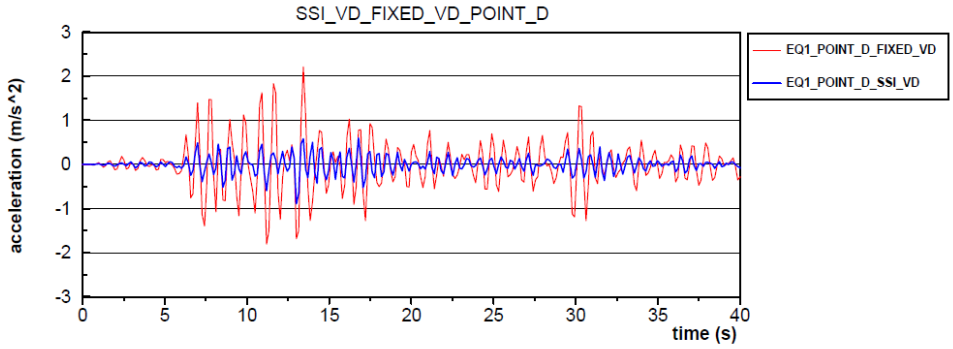


Fig. 7. Comparisons of accelerations at middle of the structure - Point D with EQ1

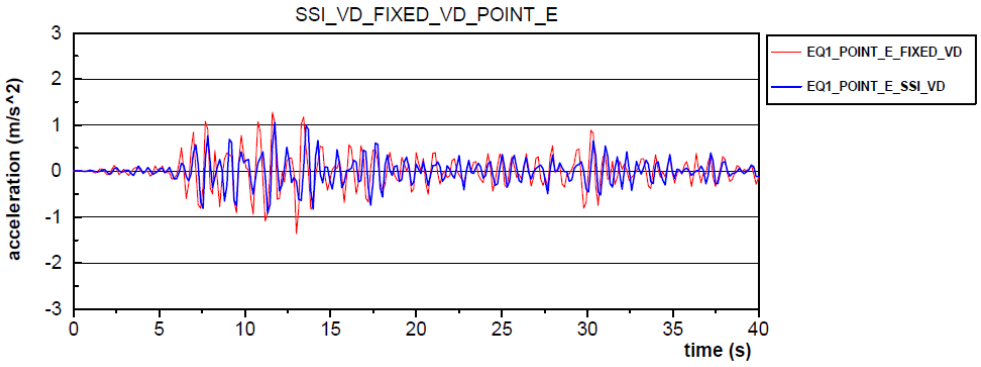


Fig. 8. Comparisons of accelerations at top of the structure - Point E with EQ1

As can be seen from figures above there are differences in the acceleration time histories when the structure is founded on fixed base and on soil ground. When fixed base frame structure is simulated the maximum value of acceleration is 1.50m/s^2. It is clearly seen that the inclusion of soil medium in the analysis decreases the maximum acceleration value to 0.9m/s^2. On the other hand, the differences in the values of accelerations are more obvious in the middle part of the structure.

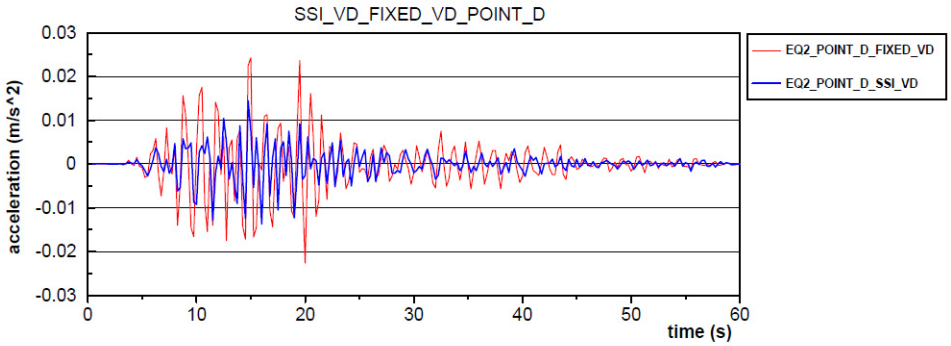


Fig. 9. Comparisons of accelerations at middle of the structure - Point D with EQ 2

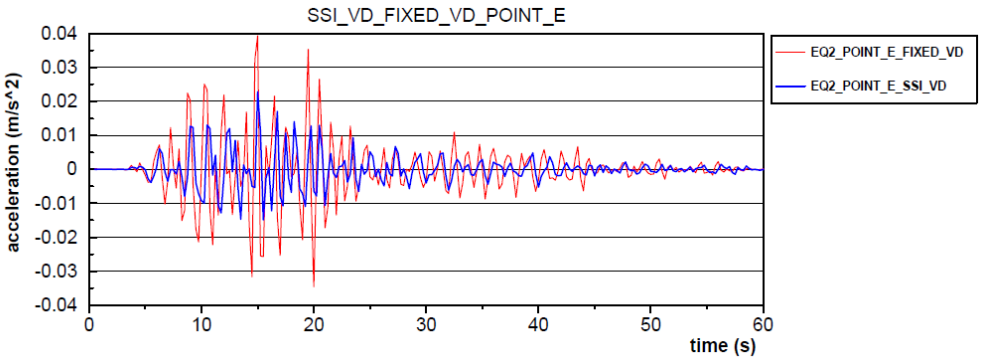


Fig. 10. Comparisons of accelerations at top of the structure - Point D with EQ 2

On the other hand, the effects of second earthquake record EQ2 on time histories of acceleration reveal different conclusions. The maximum acceleration at the top of the structure is around 0.04m/s^2 which is much smaller than the acceleration value from EQ1. Moreover, the bigger acceleration values are observed at the top of the structure. This shows the effects of frequencies in the overall structural response. For the sake of completeness, next the displacement values are compared in Fig. 11-14.

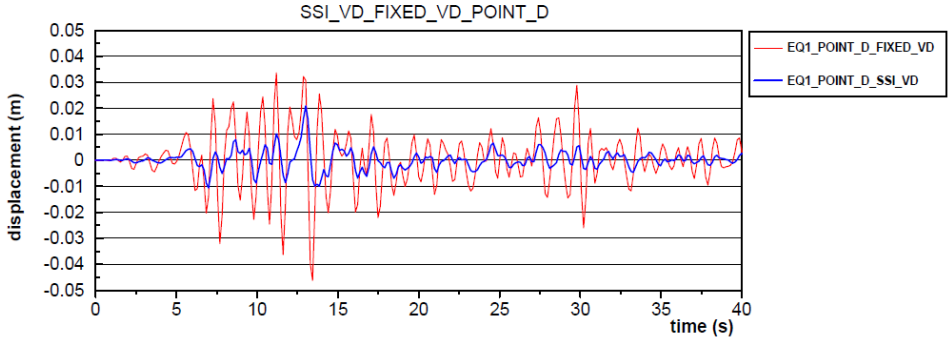


Fig. 11. Comparisons of displacement at middle of the structure - Point D with EQ 1

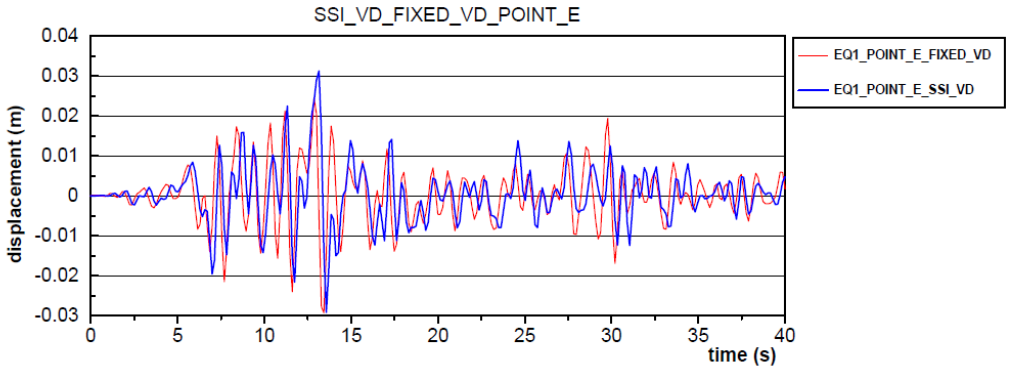


Fig. 12. Comparisons of displacement at middle of the structure - Point E with EQ 1

When comparing the displacement time histories concerning earthquake records EQ1 and EQ2 it can be concluded that the displacements are decreased when soil medium is simulated in the analysis. Moreover, in EQ2 simulations the values are bigger in the results of displacement values at top of the structure.

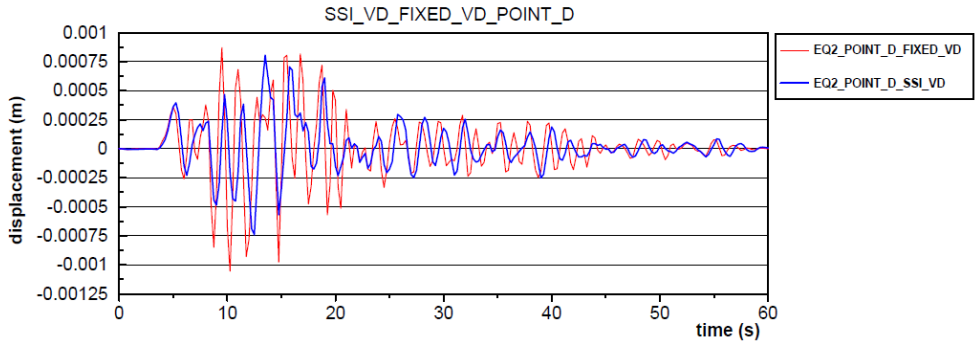


Fig. 13. Comparisons of displacement at middle of the structure - Point D with EQ 2

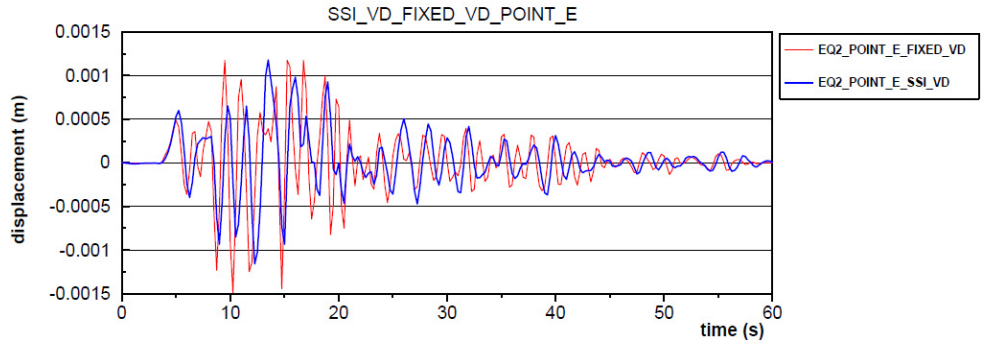


Fig. 14. Comparisons of displacement at middle of the structure - Point E with EQ 2

When the two natural vibration frequencies of the structure considering the presence of soil medium are observed it is evident that foundation conditions influence the frequency values. Basically, a frame with smaller value of frequency means that it vibrates more slowly during an earthquake which results in lower excitation frequency as given in Table 2.

Table 2. Frequencies of the frame structure considering different ground conditions

Vibration mode (Hz)	Ground Conditions	
	Fixed Base	SSI
1st mode	0.80	0.51
2nd mode	2.50	1.18

The energy dissipation effect of dampers gets worse as the excitation frequency reduces. Consequently, when the foundation of viscous dampers becoming softer, the energy dissipation system shows less effective behaviour. The above statement is confirmed with the hysteretic force-displacement relationship of the VD installed in the bottom storey and presented in Fig.15. It can be seen from the figure that along with the foundation softening, the hysteretic loops become bigger and flatter. This shows the importance of the selection of damping elements in the overall system.

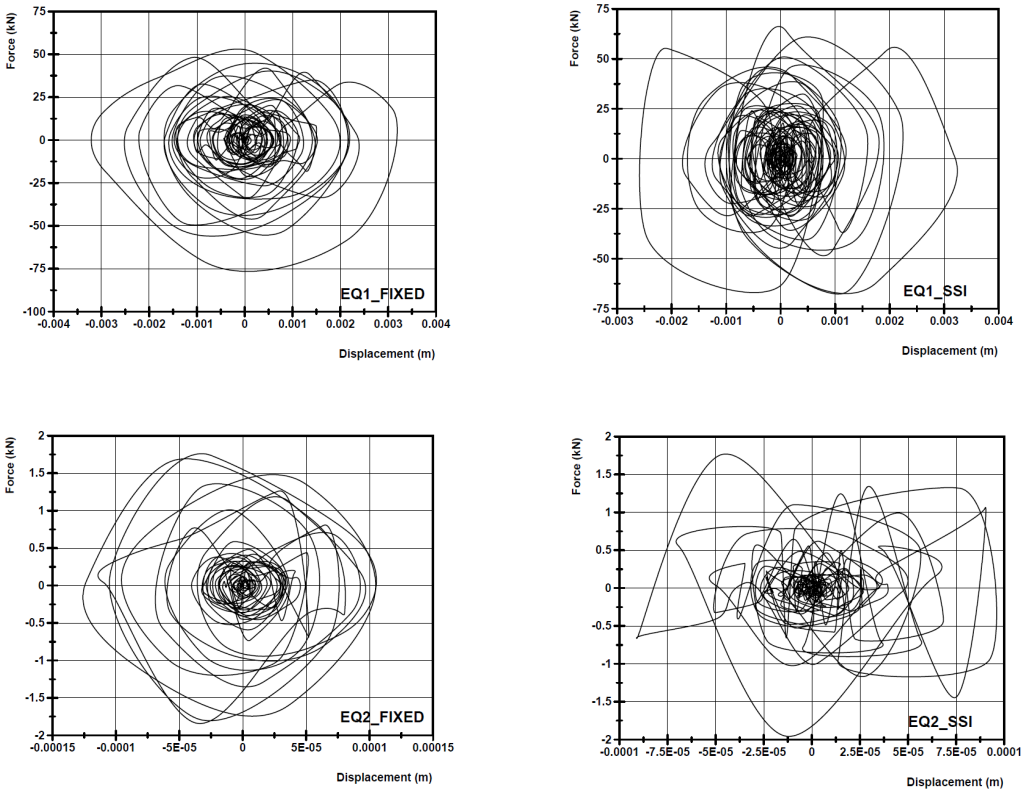


Figure 15. Force-displacement relationship for viscous damper for fixed base and different types of soil

6. CONCLUSIONS

Calculation analysis of the frame structure resting on different types of soil media allowed to find out that the structural response depends greatly on the soil stiffness characteristics. The soil structure interaction calculations show that it is crucial to know the soil conditions in analysis and design of the structures resting on soil media. On the other hand, the influence of dampers present in the frame structure has advantageous effects when designed carefully. The unbounded soil boundary conditions are considered to be of infinite elements which simulate the boundaries in such a way that no boundaries are reflected back. The results obtained from the analysis show that two earthquakes EQ1 and EQ2 although obtained from the same spectrum have different effects on the overall structural response.

REFERENCES

[1] Akkar S, Sandikkaya MA, Bommer JJ (2014b) Empirical ground-motion models for point- and extendedsource crustal Earthquake scenarios in Europe and the Middle East, B. Earthq Eng 12:359–387.

[2] Barone G., Navarra G. and Pirrotta A. (2008). Probabilistic response of linear structures equipped with nonlinear damper devices. Probabilistic Engineering Mechanics. 23:2,125-133.

[3] Bindi D, Massa M, Luzi L, Ameri G, Pacor F, Puglia R, Augliera P (2014) Pan-European ground-motion prediction equations for the average horizontal component of PGA, PGV, and 5 %-damped PSA at spectral periods up to 3.0 s using the RESORCE dataset. Bull Earthq Eng 12(1):391–430. doi:10.1007/ s10518-_013-_9525-_5.

[4] Boore DM, Stewart JP, Seyhan E, Atkinson GM (2014) NGA-West 2 equations for predicting PGA, PGV, and 5 %-damped PSA for shallow crustal Earthquakes. Earthq Spectra 30(3):1057–1085. doi:10.1193/070113EQS184M.

[5] Bogdanovic, A., K. Edip, and M. Stojmanovska,(2016) Simulation of soil structure interaction problems considering material properties, Journal of Scientific and Engineering Research, 3(2): p. 132-139.

[6] Bogdanovic, A. (2014), Optimal damper placement in steel frame structures, . PhD Thesis, Ss. Cyril and Methodius: Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology.

[7] Chiou BS-J, Youngs RR (2014) Update of the Chiou and Youngs NGA model for the average horizontal component of peak ground motion and response spectra. Earthq Spectra 30(3):1117–1153. doi:10.1193/072813EQS219M.

[8] Dicleli M. and Mehta A. (2007). Seismic performance of chevron braced steel frames with and without viscous fluid dampers as a function of ground motion and damper. Constructional Steel Research. 63:8,1102-1115.

[9] Milutinovic, Z., R. Salic, N. Dumurdzanov, V. Cejkovska, L. Pekevski, D. Tomic (2016). Seismic Zoning Maps for Republic of Macedonia according the Requirements of MKS-EN 1998-1:2004 - Eurocode 8, IZIIS Report, 2016-26, August 2016 (МКС EN 1998-1:2012/HA:2018)

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

SE - 4
mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

АНАЛИЗА И ПРОЕКТИРАЊЕ НА СТАБИЛНИ И ЕКОНОМИЧНИ АРМИРАНОБЕТОНСКИ ОБЈЕКТИ СО КОНТРОЛИРАНО И ДИРИГИРАНО ДУКТИЛНО ОДНЕСУВАЊЕ

Елена ДЕЛОВА[1], Живко БОЖИНОВСКИ[2], Вероника ШЕНДОВА[3],
Александар ЗЛАТЕСКИ[4], Благојче СТОЈАНОСКИ[5]

АПСТРАКТ

Проектирање на стабилни и економични конструкции е изразито сложен процес, поради усогласување на низа параметри поврзани со конструкцијата од една страна и одговорот на истата за реални сеизмички дејства.

Современите сознанија кои ги имаме за проектирање и конструирање на стабилни и економични конструктивни системи, укажуваат дека моменталната пракса и регулатива не овозможуваат доволно потребни анализи и контроли за да се исполни посакуваната крајна цел, контролирано и диригирано дуктилно однесување на конструкциите.

Институтот за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија има воспоставено методологија со која, извршено е подобрување на постапките од праксата, кои овозможуваат анализа и проектирање на стабилни и економични армирано бетонски конструкции со контролирано и диригирано дуктилно однесување на елементите и системите во целина, до гранични состојби на јакоста и деформабилноста.

Со примена на методологијата за проектирање на стабилни и економични армирано бетонски објекти со контролирано и диригирано дуктилно однесување одиме еден чекор понатаму, од барањата во техничката регулатива, за да се дефинира динамичкиот одговор на конструкцијата за реални сеизмички дејства, како критериум за оцена на стабилноста и степенот на повредливоста.

Клучни зборови: *динамички одговор; дуктилно однесување; фактор на однесување; армирано бетонски конструкции*

[1] М-р, Институт за Земјотресно Инженерство и Инженерска Сеизмологија, Универзитет “Св. Кирил и Методиј”, Скопје, Република Северна Македонија, edelova@iziis.ukim.edu.mk
[2] Проф. Д-р, ИЗИИС, УКИМ, Скопје, Република Северна Македонија, zivko@iziis.ukim.edu.mk
[3] Проф. Д-р, ИЗИИС, УКИМ, Скопје, Република Северна Македонија, veronika@iziis.ukim.edu.mk
[4] М-р, ИЗИИС, УКИМ, Скопје, Република Северна Македонија, azlate@iziis.ukim.edu.mk
[5] М-р, ИЗИИС, УКИМ, Скопје, Република Северна Македонија, blagojce@iziis.ukim.edu.mk

1. ВОВЕД

Со овој труд уште еднаш се потенцира важноста за контрола на стабилноста на објектите уште во фазата на проектирање. Ваквата контрола не е барана во самите прописи за проектирање, а истата игра огромна улога за однесувањето на објектот во сеизмички услови.

Институтот за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија – Скопје (ИЗИИС), има развиено методологија за контрола и анализа на стабилност. Оваа методологија е применета само за дел од објектите кои биле анализирани во Институтот. Воспоставена е уште во далечната 1980 година, при реализирање на Балканскиот проект, во кој учествувле 14 земји од регионот. Оваа методологија ќе биде во целост презентирана во ова истражување.

За презентација и приказ на потребата од ваква методологија направени се динамички анализи на хипотетички армиранобетонски објекти, кои се претходно димензионирани согласно барањата од прописите. Потоа методологијата е чекор по чекор објаснета и применета за два од анализираните објекти. На крај, направена е споредба на добиениот износ на сеизмички сили согласно методологијата и добиениот износ на сеизмички сили согласно барањата на Еврокод.

2. МЕТОДОЛОГИЈА ЗА ПРОЕКТИРАЊЕ НА СТАБИЛНИ И ЕКОНОМИЧНИ АРМИРАНОБЕТОНСКИ ОБЈЕКТИ СО КОНТРОЛИРАНО И ДИРИГИРАНО ОДНЕСУВАЊЕ ВО СЕИЗМИЧКИ АКТИВНИ РЕГИОНИ

Како основна посакувана цел е проектирањето на стабилни и економични армирано бетонски објекти со контролирано и диригирано дуктилно однесување, а се со цел доближување на посточката пракса кон посовремените прописи базирани на современи сознанија. Тука е предложена процедура за проектирање на такви конструкции. Истата е чекор по чекор објаснета за понатамошна употреба.

Оваа предлог процедура се базира на досега користената пракса во Институтот (примена на методологијата за стабилни и економични армирано бетонски објекти со контролирано и диригирано дуктилно однесување), но вклучува уште еден чекор кој ќе го модифицира влезното максимално забрзување, во зависност од локацијата каде ќе се гради и карактеристики на објектот. За потребата од модификација на влезното забрзување дадени се и истражувања во понатамошниот текст.

2.1. Дефинирање на конструктивниот систем на објектот и квалитет на материјал кој ќе се вградува.

Прв чекор од методологијата за проектирање претставува дефинирање на конструктивниот систем на објектот, определување на типот на материјалите кои ќе бидат вградени и нивните карактеристики согласно прописите. Со правење на прелиминарни пресметки согласно очекуваните товари за конструкцијата, се определуваат димензиите на конструктивните елементи.

2.2. Прелиминарна сеизмичка анализа.

Прелиминарната сеизмичка анализа служи за определување на периоди на конструкцијата, тонови форми, поместувања од сеизмички сили. Резултат кој се користи во понатамошните анализи се добиените сеизмички сили по катови.

2.3. Статичка анализа на објектот на вертикални товари и еквивалентни сеизмички сили.

На основа на дефинираните сеизмички сили се врши комплетна статичка анализа на објектот. Од еластичните поместувања и сеизмичката сила се добива еквивалентната крутост на системот, која се користи како влезен податок при понатамошните анализи.

2.4. Дефинирање на сеизмички параметри на локацијата за различни повратни периоди и критериуми за проектирање.

Откако ќе се дефинираат крутосните и деформационите карактеристики на конструктивниот систем на дадениот објект, за да се изврши понатамошна динамичка анализа потребно е да се

дефинираат сеизмичките параметри за локацијата каде се наоѓа објектот. За потребите на динамичката анализа, параметрите се утврдуваат во вид на очекувани максимални забрзувања и временски истории на забрзувањата. Заради економска оправданост на чинење на објектите, не возможно е на сите објекти да се обезбеди еднаква заштита од оштетувања, истите се класифицираат по категории на важност, во зависност од нивната намена. Согласно на ова се дефинира и нивото на прифатлив ризик. Елементите на рационалност и ризик кои се третираат во асеизмичкото проектирање на конструкциите условуваат примена на следните нивоа на сеизмички влијанија поврзани со очекуваната зачестеност на земјотресите:

- Ниво на проектен земјотрес – според кој анализата на кострукцијата се прави за земјотрес со умерен интензитет за кој постои веројатност дека ќе се случи барем еднаш во текот на експлоатациониот век на објектот. Степенот на оштетувања кој се дозволува треба да биде таков да се контролира во фазата на проектирање и оштетувања да можат лесно да се санираат.
- Ниво на максимален земјотрес - каде конструкцијата се анализира за силен/катастрофален земјотрес, со мала веројатност за појава во тек на експлоатациониот период на објектот. Оштетувањата кои ќе се појават при истиот може да предизвикаат привремена или ограничена употребливост, но да не ја доведуваат во прашање локалната или општата стабилност на објектот.

2.5. Модификација на влезното максимално забрзување, во зависност од конфигурацијата/карактеристиките на конструкцијата

Предложените коефициенти се однесуваат на корекција на максималното влезно забрзување утврдено со сеизмичките параметри, по однос на регуларност на објектот во основа, регуларност по висина, дуктилност, влијание на блиски земјотреси, влијание на далечни земјотреси и почвени услови на локацијата. Со употребата на овие коефициенти се добива корегирано влезно забрзување за понатамошната анализа.

$$a_{vlez} = a_{max} \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot k_4 \cdot k_5 \cdot k_6$$

За секој од овие коефициенти во табелата е даден предложен домен на вредности и појаснување.

Табела 1. Коефициенти за корекција на влезното максимално забрзување

1. Регуларност во основата $к_1$ - симетрична во двата правци - симетрична во еден правец - несиметрична во двата правци	4. Влијание од блиски земјотреси $к_4$ - периода на конструкцијата од 0,1-0,3 - периода на конструкцијата од 0,05- 0,1 - периода на конструкцијата над 0,3
2. Регуларност по висина $к_2$ - континуирано намалување на димензиите по висина - драстично намалување на димензиите над првиот кат - исти димензии на елементи од долу до горе	5. Влијание на далечни земјотреси $к_5$ - периода на конструкцијата од 0,05-0,1 - периода на коснтрукција од 0,3-0,6 - периода на конструкцијата над 0.6
3. Распределба на крутоста $к_3$ - сукцесивно намалување на крутоста по висина - пад на крутоста над 1ви кат - нерегуларност на крутоста по висина	6. Почвени услови $к_6$ - вредност за DAF <1.2 - вредност за DAF 1.2-1.6 - вредност за DAF >1.6

Вредностите на коефициентите се движат во домен од 0,9-1,05, во зависност од поволноста на соодветниот параметар во одговорот на конструкцијата.

2.6. Нелинеарна динамичка анализа на конструкцијата на зададено земјотресно дејство

Во следниот чекор од процедурата се пристапува кон динамичка анализа на објектот за реални сеизмички дејства. Врз основа на избраните истории на земјотреси со соодветен интензитет и фреквентен состав, дадени во сеизмичките параметри.

Конструктивниот систем на објектот се идеализира со математички модел претставен како концентрирани маси по висина на меѓукатната конструкција на секој од катовите, кои се поврзани со федери и пригушувачи, кои ја презентираат катната крутост на конструкцијата по правец. Притоа се дозволуваат поместувања само во хоризонтален правец.

Како влезни податоци за математичкиот модел на објектот се земаат: масите по катови, катните крутости, деформациите, линијата на пластичност и записот на земјотресот презентиран како временска историја. Анализата се прави за посакуваниот дел од секундата за време на дејство од земјотресот, за кој и се добиваат резултатите.

2.7. Оптимизација на распоредот и износот на сеизмичките сили по висина на објектот

Во предпоследниот чекор од анализата се врши оптимизација на распоредот и интензитетот на сеизмичките сили по висина на објектот, кои се користат за понатамошно димензионирање на конструкцијата. При процесот на оптимизација клучни параметри кои треба да се задоволат, се критериумите за проектирање и да се обезбеди контролиран/посакуван одговор на конструкцијата како целина. Меѓукатните поместувања треба да бидат во дозволените граници при даденото ниво на сеизмичка активност, дефинирано како сеизмички ризик.

Оптимизацијата претставува итеративна постапка на зголемување на јакоста на соодветниот кат се до постигнување контролиран и диригиран динамички одговор на конструкцијата во целост, каде притоа се задоволени барањата за дуктилноста и меѓукатните поместувања на објектот. Еквивалентните сеизмички сили се дефинираат со оптимизација на јакоста, крутоста и деформабилноста, како резултат на предвидување на нелинеарниот динамички одговор на конструкцијата, за реални сеизмички дејства со интензитет и фреквентен состав, кои може да се очекуваат на предметната локација. Ова е процес на постепено зголемување на јакоста на соодветниот кат, што резултира со зголемување на капацитетот на носивоста, а со чија помош се обезбедува посакуваната дуктилност.

Сигурноста на објектот се дефинира преку ограничување на линеарните и нелинеарните деформации, за соодветното ниво на сеизмичкиот интензитет (проектен или максимален). Развојот на нелинеарните механизми во системот на конструкцијата резултира со енормно зголемување на деформациите, затоа нивото на сеизмичка активност е дефинирано како сеизмички ризик поврзан со критериуми за гранични деформации во основниот конструктивен систем:

- НИВО I: Линеарна работа на системот на конструкцијата, за кое ниво носивите елементи работат во линеарна состојба со дуктилитет ограничен на еден. (h/350)
- НИВО II: Нелинеарна работа на системот, за проектен земјотрес, каде може да се дозволат умерени нелинеарни деформации во елементите и системот во целина. (h/150)
- НИВО III: Нелинеарна работа на системот (максимално очекуван земјотрес) каде се очекуваат значителни нелинеарни деформации во елементите, но во границите на капацитетот на деформабилноста и подносливите релативни катни поместувања за неконструктивните елементи. (h/100)

Оптимизацијата се врши за максималното очекувано дејство на земјотрес, согласно критериумите за проектирање. На крај распоредот и интензитетот на дејството на хоризонталните сезимички сили по висината е утврден така да конструкцијата има потполно контролиран и диригиран одговор за време на очекуван земјотрес со соодветниот интензитет.

2.8. Димензионирање на конструктивните елементи

Врз основа на добиените статички големини (N, Q, M) од анализата со оптимизирана сеизмичка сила по висина на објектот се врши димензионирање на носивите конструктивни елементи од објектот.

Димензионирањето се врши во целост согласно теоријата за димензионирање на пресеци според гранична состојба на носивост.

При деталирање на конструкцијата во целост се почитуваат одредбите од правилникот за технички мерки и услови за бетон и армиран бетон.

2.9. Утврдување на капацитетот на конструкцијата и динамички одговор за контрола со реални димензии на елементите, реално усвоената арматура и квалитет на бетон за вградување

Откако конструкцијата ќе се димензионира потребно е да се изврши проверка на реалниот капацитет на конструкцијата со предвидената арматура. Јакосните и деформационите карактеристики на секој кат од објектот се определуваат за соодветниот квалитет и количина на вграден материјал. Капцитетот на секој од катовите треба да биде соодветен со бараниот капацитет утврден при оптимизацијата.

За крај се прави контрола на динамичкиот одговор на конструкцијата со реално избраните количини и карактеристики на материјали, кој треба да ги задоволи претходно пропишаните критериуми.

Со овој чекор се финализира процедурата, со што се добива конструкција оптимално проектирана со контролирано и диригирано дуктилно однесување на елементите и конструкцијата во целина на сеизмички побуди со различен интензитет и фреквентен состав.

3. ПРИМЕНА НА ПРЕДЛОГ МЕТОДОЛОГИЈА ЗА ПРОЕКТИРАЊЕ НА СТАБИЛНИ И ЕКОНОМИЧНИ АРМИРАНОБЕТОНСКИ ОБЈЕКТИ СО КОНТРОЛИРАНО И ДИРИГИРАНО ОДНЕСУВАЊЕ

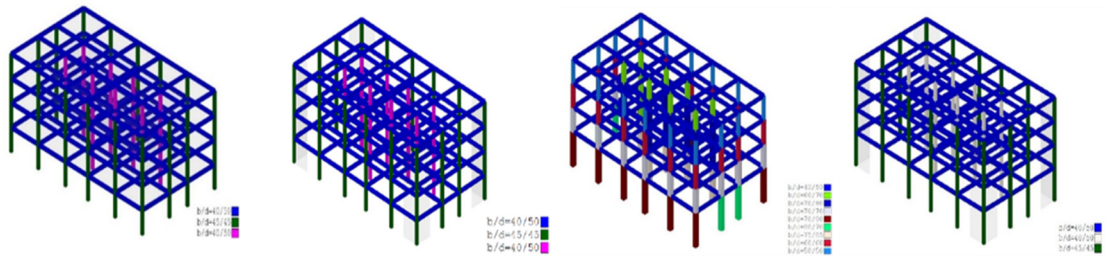
3.1. Динамичка анализа на објекти димензионирани согласно постоечки прописи во Р. С. Македонија

Анализирани се девет хипотетички објекти, кај кои има речиси идентична регуларна основа, но има промени во однос на регуларноста по висина (флексибилно приземје), крутоста (со и без платна) и катноста (Пр+3к, Пр+8к, Пр+15к).

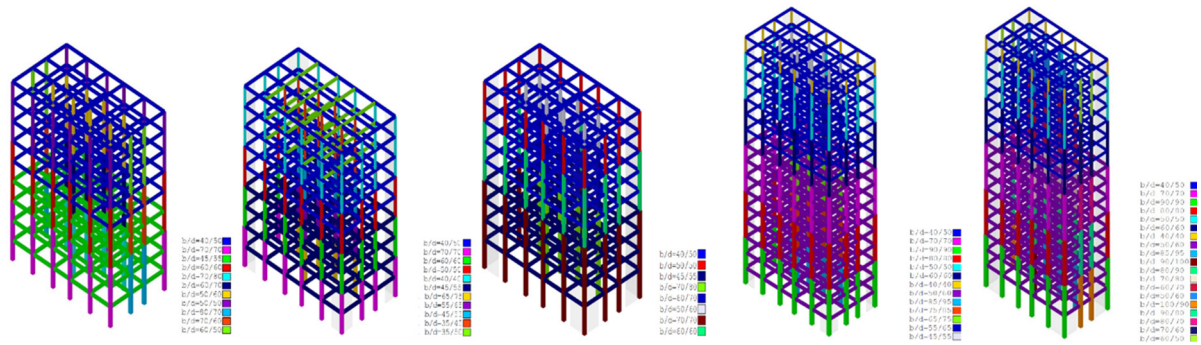
Анализирани се објекти регуларни по висина и нерегуларни објекти, односно објекти со зголемена висина на приземјето. Од објектите со ниска катност, Пр+3к, анализирани се објекти со рамков и мешовит конструктивен систем (регуларни и нерегуларни по висина, со и без платна). Како репрезентативни на објекти со средна катност, Пр+8к, анализирани се: регуларни по висина, со и без платна и нерегуларен по висина со платна. Објекти со висока катност Пр+15к, анализирани се регуларен и нерегуларен по висина, со мешовит конструктивен систем. (Сл. 1а, 1б)

Товарите се утврдени согласно барањата во прописите за соодветната намена на објектите.

За сите конструкции при утврдување на димензиите на елементите се почитувани и задоволени гранични состојби на употребливост – пукнатини и деформации, за столбовите извршена е контрола на S-факторот.



Сл. 1а. Анализирани објекти



Сл. 1б. Анализирани објекти

Сеизмичките влијанија за конструкциите се определени со примена на еквивалетна статичка анализа за IX степен по MCS скала и типот на конструкцијата. Направена е контрола на поместувањата на најгорното ниво приложено по правци и задоволен е условот за максимално дозволени поместувања (H/600).

За вака дефинирани и димензионирани конструкции на објектите, пристапено е кон утврдување на Q-Δ – катните дијаграми за конструкцијата. Врз основа на масите и резултатите за: крутост по катови, деформација на почеток на течење, капацитет на дуктилност и поместување, линија на пластичност, се пристапува кон динамичка анализа на реални сеизмички дејства, за одредена локација за која се утврдени сеизмички параметри.

Анализите се извршени согласно препораките од извештај за сеизмички параметри за локација. Влезните сеизмички параметри кои треба да се земат во предвид во динамичките анализи на конструкциите. Односно динамичките анализи се извршени за предложените временски истории на забрзување за: El Centro N-S, SAD, Петровац, Олива N-S, Црна Гора, Улцињ, Албатрос, N-S, Црна Гора, Parkfield, Калифорнија. Амплитудите на овие временски истории се нормализирани пропорционално на вредностите на параметрите за асеизмичко проектирање, со препорачаните вредности за хоризонталните компоненти на забрзувањата. Односно како што следува:

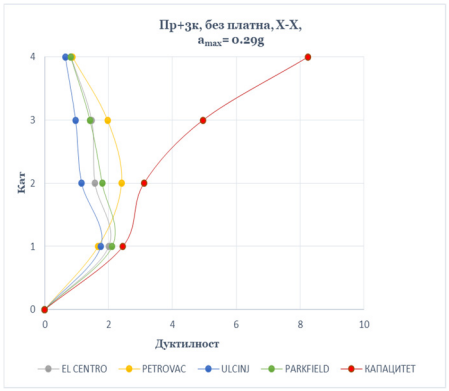
- Проектен земјотрес: a_{max}=0.29g
- Максимален земјотрес: a_{max}=0.38g

Во понатамошниот текст се презентирани дел од резултатите од динамичките анализи.

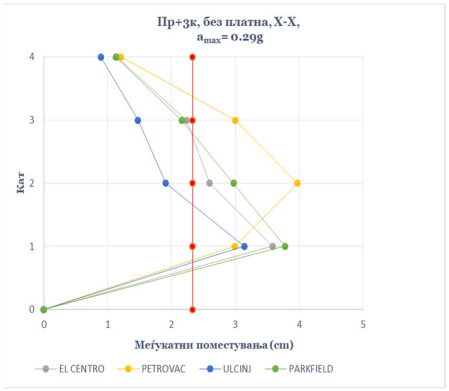
За објектите со ниска катност Пр+3к, динамичкиот одговор на конструкциите се карактеризира со надминување на деформациите и бараните дуктилитети најчесто на првото катно ниво и драстично намалување на останатите катови. Тоа покажува за потребата од усогласување на јакоста и крутоста на објектот по висина, така што како што се менува дијаграмот на трансверзалните сили, така треба да се менува и јакоста и крутоста на објектот. На сл. 3 и 4, даден е приказ на одговорот на конструкцијата Пр+3к, регуларна по висина без платна, за проектен земјотрес, која се карактеризира со надминување на дозволените меѓукатни поместувања.

Објектите со средна катност, како во случајот Пр+8к, се карактеризираат со релативно униформни деформации и дуктилитети во пониските катови и изразито екстремни поместувања и дуктилитети на некој од погорните катови. Тоа се должи на релативно големата разлика во периодата на конструкцијата и периодата на регистрираните земјотреси како и на намалувањето на димензиите на столбовите кои што не се драстично намалени согласно аксијалната сила и тие работат повеќе на совиткување, како што е дадено во приказот (сл. 5 и 6), за објект Пр+8к, регуларен по висина без платна. Со намлувањето на димензиите на столбовите, регуларноста на намалување на крутоста по висината на објектот се нарушува што резултира и во нерегуларен динамички одговор на објектот. Кај нерегуларните конструкции кои се со повисока катна висина на приземјето, потенцирана е барана релативно висока дуктилност што укажува на неопходна интервенција на зголемување на јакоста и крутоста на елементите на приземјето.

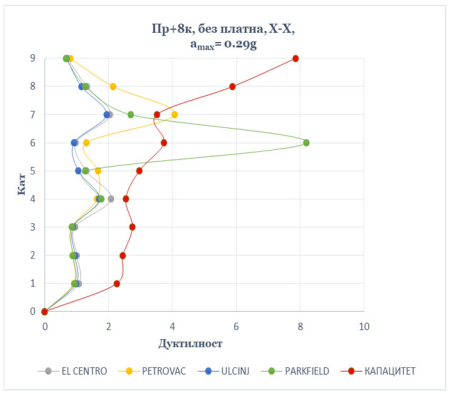
Кај високите објекти, во случајот Пр+15к, кои се карактеризираат со релативно висока периода имаме релативно несоодветен динамички одговор. Карактеристично е што кај регуларната конструкција имаме надминувања на дозволените деформации, на погорните катови (сл. 7 и 8). Кај нерегуларните конструкции повторно се јавува проблемот на значително зголемена барана дуктилност на приземјето, поради релативно ниските еластични деформации од статичката анализа, односно огромни крутости, ниски еластични поместувања, а земјотресот бара поместувања поради висината на објектот. Бараните деформации се во граници на нормалните за овие катни висини, но екстремно ниските вредности на еластични деформации укажуваат дека имаме нереално високи барани дуктилности.



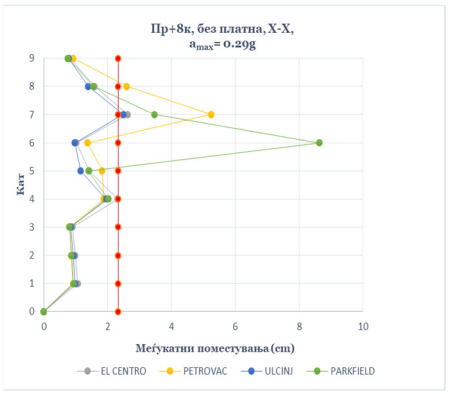
Сл. 3. Зависност дуктилност-кат за проектен земјотрес, (Пр+3к)



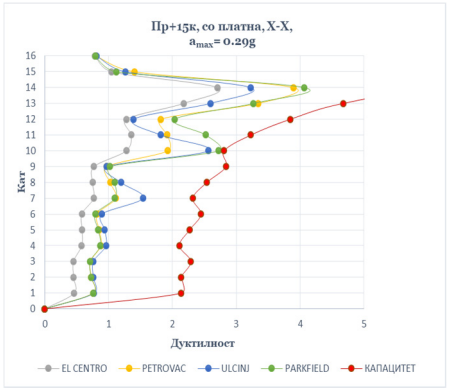
Сл. 4. Зависност поместување-кат за проектен земјотрес, (Пр+3к)



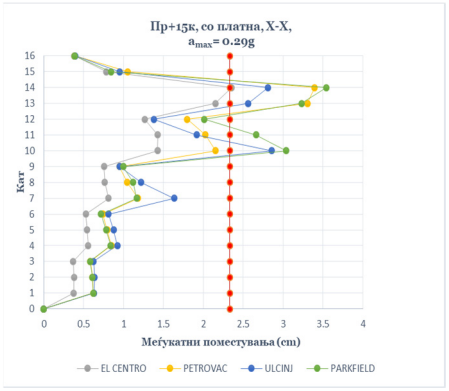
Сл. 5. Зависност дуктилност-кат за проектен земјотрес, (Пр+8к)



Сл. 6. Зависност поместување-кат за проектен земјотрес, (Пр+8к)



Сл. 7. Зависност дуктилност-кат за проектен земјотрес, (Пр+15к)



Сл. 8. Зависност поместување-кат за проектен земјотрес, (Пр+15к)

3.2. Примена на методологијата без коефициенти за корекција на влезното забрзување и споредбена анализа со Еврокод

Земен е репрезентативен објектот Пр+8к, без платна, кој е регуларен по висина и за истиот по чекорите дадени во глава 2, применета е предложената методологија за утврдување на распределбата и износот на силите по катови, меѓутоа не се корегирани влезните максимални забрзувања дадени со сеизмичките параметри (согласно чекор 5). Направена е оптимизација на јакоста, крутоста и деформабилноста. Со постепено зголемување на јакосните карактеристики на критичните катови (табела 2), каде имаме надминување на дозволените меѓукатни поместувања и надминување на капацитетот на дуктилноста, се постигнува посакуваниот одговор на конструкцијата за предложените временски истории на забрзување.

Табела 2. Карактеристики на конструкцијата и распределба на сеизмички сили по висина на објектот

Кат	Маса [kN/1000]	Крутост [kN/cm]	$\Delta y_{опт}$ [cm]	Δy [cm]	Капацитет на помстувања [cm]	Капацитет на дуктилност	Распределба на сеизмичките сили [kN]
9	4.826	2827	1.139	1.139	8.950	7.860	3220
8	6.400	3130	2.013	1.213	7.140	5.890	3081
7	6.400	3367	2.086	1.286	4.510	3.510	723
6	6.525	6661	1.060	1.052	3.930	3.740	37
5	6.647	6957	1.097	1.097	3.250	2.960	572
4	6.912	7202	1.141	1.141	2.900	2.540	585
3	7.060	12805	0.951	0.951	2.610	2.750	3960
2	7.206	13142	0.979	0.979	2.400	2.510	688
1	7.207	13335	1.000	1.000	2.260	2.260	469

Направена е споредба на добиениот износ на сеизмички сили со износот согласно Еврокод. Во табела 3 е дадена споредба на износот на добиените сеизмички сили определен со оптимизација согласно методологијата и износот на сеизмичките сили добиен согласно Еврокод.

Табела 3. Вкупен износ на сеизмички сили за објектот добиени со оптимизација и со Еврокод

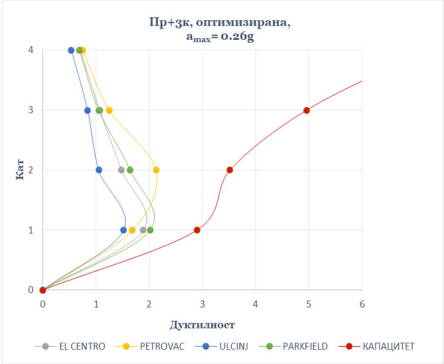
	Оптимизација	EC8
Процентуално од маса:	**23%**	**24%**

Резултатите кои се добиваат покажуваат дека износот на вака добиените сили е приближно еднаков со износот на силите добиени со анализа на конструкцијата со проектен спектар на одговор за локацијата, но притоа без да биде земен во предвид факторот на однесување за конструкцијата. Факторот на однесување (behavior factor), кој ни го презентира Еврокод се користи за модифицирање на избраниот еластичниот спектар, при анализирањето на конструкцијата. Зависи од конструктивната конфигурација на системот и класата на дуктилност која е селектирана при димензионирањето. При пресметка на факторот на однесување по Еврокод вклучени се голем број на параметри кои зависат од конфигурацијата на конструктивниот систем.

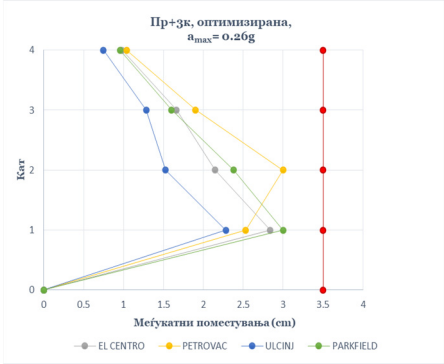
Со примена на резултати од голем број претходно анализирани конструкции, како резултат на истражувања, дадени се предлог коефициенти за корекција на влезното забрзување од сеизмичките параметри. Истите со предложени вредности се дадени во чекор 5 од предложената методологија. Со воведувањето на овие коефициенти се врши корекција на несоодветното скалирање на земјотресните записи, со кое се внесува неприродна енергија на конструкцијата, што резултира со неприродни големини на конструктивните елементи. Коефициентите се со искуствено добиени вредности и подлежат на верификација со понатамошни експериментални истражувања.

3.3. Примена на методологијата за проектирање на стабилни и економични армирано бетонски објекти со контролирано и диригирано дуктилно однесување, со аплицирање на корекциони коефицинети

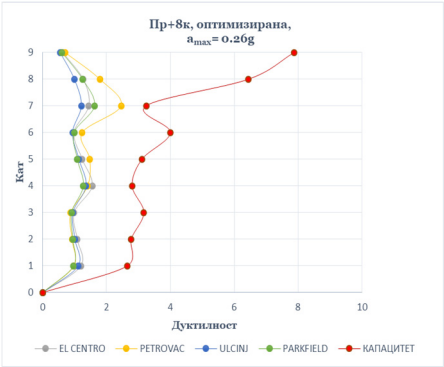
Корекционите коефициенти за регуларни конструкции би го намалиле влезното забрзување, па затоа избрани се два типа на регуларни објекти, за валидирање. Анализира се прави за објектите: Пр+3к (регуларен по висина, без платна) и Пр+8к (регуларен по висина, без платна). Најпрво корегирани се параметрите за максималните влезни забрзувања, во зависност од конструкцијата, согласно предложените коефициенти. Со вака корегираните влезни забрзувања направена е динамичката анализа. Следејќи ги погоре наведените чекори од методологијата, направена е оптимизација на распределбата на сеизмиичките сили. Добиените резултати од динамичката анализа, при максимално дејство на земјотрес, за дуктилноста и поместувањата се дадени во продолжение и тоа за Пр+3к (сл. 9 и 10), Пр+8к (сл. 11 и 12). Истите се во дозволените пропишани граници согласно критериумите.



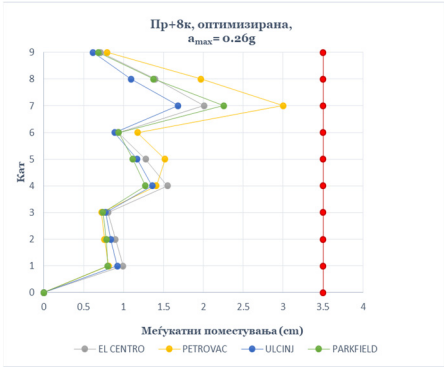
Сл. 9. Зависност дуктилност-кат за проектен земјотрес



Сл. 10. Зависност поместување-кат за проектен земјотрес



Сл. 11. Зависност дуктилност-кат за проектен земјотрес



Сл. 12. Зависност поместување-кат за проектен земјотрес

Добиениот износ од оптимизираните сили е спореден со добиениот износ при анализа на истите објекти со проектен спектар согласно ЕВРОКОД.

Табела 4. Вкупен износ на сеизмички сили за објектот добиени со оптимизација и со Еврокод

	Пр+3к		Пр+8к	
	Оптимизација	EC8	Оптимизација	EC8
Процентуално од маса:	**10.9%**	**11.4%**	**13.6%**	**6.5%**

Резултатите за објектот Пр+3к, регуларен по висина без платна, покажуваат дека износот на силите за објектот Пр+3к, регуларен по висина без платна, е скоро еднаков со износот на силите добиени согласно ЕВРОКОД, каде е земен во предвид и факторот на однесување за конструкцијата. Резултатите од анализата на објектот Пр+8к, регуларен по висина без платна, покажуваат разлика во износот на силите. Силите добиени со примената на методологијата се

поголеми во однос на оние добиени по Еврокод. Со оглед на тоа дека анализата со динамички одговор е доста пософистицирана, се потврдуваат современите сознанија за објекти од ваков тип на катност кои имаат значително голема флексибилност, потребно е дополнително зголемување односно оптимизација на јакоста, крутоста и деформабилноста.

Потребата од дополнителни аналитички и експериментални истражувања за усовршување и модифицирање на вака предложените коефициенти, е неопходна.

4. ЗАКЛУЧОЦИ

Проектирање на стабилни и економични конструкции е изразито сложен процес, поради усогласување на низа параметри поврзани со одговорот на конструкцијата за реални сеизмички дејства. Тие параметри бараат различни ограничувања, пред се на деформабилноста но не помалку и на јакоста, крутоста и капацитетот за дисипација на сеизмичка енергија. При оптимизација на конструкцијата тргнуваме од препорачаните сеизмички влијанија според прописи и дефинираните критериуми за стабилност и тоа од проектен до максимален земјотрес. Со примена на методологијата за проектирање на стабилни и економични армирано бетонски објекти со контролирано и диригирано дуктилно однесување, одиме еден чекор понатаму за да се дефинира динамичкиот одговор на конструкцијата за реални сеизмички дејства.

Динамичките анализи на објектите проектирани со пристапот од барањата на прописите, каде се нанесува само еквивалентна статичка сила, покажуваат голем број недостатоци во одговорот на конструкцијата. Без разлика на катноста и типот на конструктивните системи, општо прифатлив заклучок од спроведените анализи е дека моменталната техничка регулатива не обезбедува доволна сигурност дека конструкцијата ќе има посакуван одговор на различни очекувани земјотресни дејства.

Динамичкото однесување на секој објект е различно во зависност од регуларноста, крутоста, типот на земјотрес и др. Ваквото различно однесување при дејство на динамички товари доведува до различно трошење на внесената енергија, при дејство на земјотрес. Изборот на земјотресите треба строго да се прилагоди според потенцијалните жаришта, но и според динамичкото однесување на конкретниот објект. Регуларноста на конструкцијата е екстремно важна за однесувањето на конструкцијата на земјотресни дејства. Со предложените коефициенти за модификација на влезните земјини забрзувања, се прави обид да карактеристиките кои влијаат доста поволно на однесувањето на конструкцијата при земјотресни дејства, бидат имплементирани при скалирањето на земјотресните истории. Предложените коефициенти се дефинирани на основа на: регуларност во основата и по висина, распределба на крутоста по висина, влијанието од блиски и далечни земјотреси и почвените услови. Предложените коефициенти подлежат на дополнителни подетални истражувања од аналитички и експериментален тип, со цел нивна верификација за понатамошна употреба.

ЛИТЕРАТУРА

[1] „Building construction under seismic conditions“, Volume 1. Design and construction of seismic resistant reinforced concrete frame and shear-wall buildings, UNDP/UNIDO PROJECT RER/79/015.

[2] Симеонов, Б., „Армиранобетонски згради отпорни на земјотреси“, ИЗИИС - Скопје.

[3] Божиновски, Ж., Шендова, В., Стојаноски, Б., Нечевска-Цветановска, Г., Апостолска, Р., Ѓорѓиевска, Е., Јекиќ, Г., „Зајакнување на конструкцијата на објектот Собрание на Р. Македонија – Техничко решение и изведба“, ДГКМ, 2011год.

[4] Нечевска – Цветановска, Г., „Оцена на сеизмичката отпорност на постоечките армиранобетонски згради со мала и средна катност“, докторска дисертација, Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија – Скопје.

[5] Апостолска, Р., Шендова, В., Нечевска-Цветановска, Г., Божиновски, Ж., Ѓорѓиевска, Е., „Улогата на динамичката анализа при проектирањето на сеизмички отпорни конструкции“, ДГКМ, 2011год

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

SE - 5

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

ОДНЕСУВАЊЕ НА АБ ЗГРАДИ СО ФЛЕКСИБИЛЕН КАТ ПРИ СЕИЗМИЧКИ ДЕЈСТВА

Иван ДИМИТРОВ[1], Голубка НЕЧЕВСКА-ЦВЕТАНОВСКА[2]

АПСТРАКТ

Зградите со флексибилен кат во сеизмички активни подрачја претставуваат голема опасност за безбедноста на станарите. Поради неправилната распределба на крутоста по висина на зградата, при сеизмичко дејство доаѓа до лом на најнеповолен начин, односно ненајавен лом преку флексибилен кат при што се формираат пластични зглобови прво во столбовите, без да се случи дисипација на енергија преку пластични зглобови во гредите.

Целта на ова истражување е да се направи споредба на однесувањето на регуларна АБ зграда по висина и АБ зграда со флексибилен кат, со што ќе се покажат негативните влијанија коишто флексибилниот кат ги има на целокупното однесување на конструкцијата. Дополнително, направена е линеарна и нелинеарна статичка анализа на АБ згради со флексибилен кат проектирани според важечките национални прописи и според Еврокод. Со направената споредба се оправдува применливоста на препораките и критериумите за проектирање и градење на овие системи.

Извршена е линеарна статичка анализа на регуларна АБ зграда и АБ зграда со флексибилен кат по македонски прописи и дадена е споредба на добиените резултати. Потоа, истата АБ зграда со флексибилен кат е анализирана по Еврокод и направена е споредба на однесувањето на иста АБ зграда проектирана според Еврокод и според важечките национални прописи. За подетален увид во влијанијата што флексибилниот кат ги има врз однесувањето на АБ зградите, извршена е и нелинеарна статичка анализа (Pushover) на по една рамка во двата ортогонални правци на истата АБ зграда со флексибилен кат проектирана според различни правилници, една по Еврокод а друга по националните прописи каде што може да се види развивањето на пластични зглобови по висина на зградата и направена е уште една споредба на добиените резултати со подеталната нелинеарна анализа.

Клучни зборови: *Флексибилен кат, Нелинеарна статичка анализа – Pushover*

[1] М-р Дипл. Град. Инж., Чакар & Партнерс - Скопје; e-mail: ivedimit@yahoo.com

[2] Проф. Д-р, Институт за Земјотресно Инженерство и Инженерска Сеизмологија ИЗИИС, Универзитет Св. Кирил и Методиј, Скопје; e-mail: golubka@pluto.iziis.ukim.edu.mk

1. ВОВЕД

Денес, сведоци сме на модерните текови на современото живеење кое ја наметнува потребата од изградба на објекти кои ќе бидат економски оправдани, но истовремено и сигурни за живеење. За жал, модерните начини на проектирање сè повеќе се потпираат на естетските и функционалните принципи, занемарувајќи ја притоа главната цел на една конструкција, особено во сеизмички активни подрачја, а тоа е стабилноста на објектот. Ваквиот начин на проектирање води до отстапување од пропишаните правила и прописи за проектирање а со тоа и до ризик како за оштетување така и дури до целосно рушење на проектираната конструкција под дејство на одредени влијанија како што е дејството од земјотрес.

Произлегувајќи од потребите да се обезбедат што поголем број паркинг места или деловни простории, особено во централните градски подрачја, се јавува потреба од проектирање на згради кај кои еден кат, најчесто приземјето е со поголема висина од останатите катови, со што се јавува нагла промена на крутоста на тој кат. Со намалувањето на крутоста на одреден кат се намалува отпорот на хоризонтални влијанија што резултира со големи релативни поместувања на тој кат и одредени парцијални оштетувања или целосно рушење на зградата поради појавување на пластични зглобви во столбовите со помала крутост. Овие згради се познати како згради со флексибилен кат (т.н. soft story) и истите претставуваат потенцијално опасни конструкции во сеизмички активни подрачја. За ваквите згради постојат повеќе дефиниции во зависност од тоа кои прописи за градење на објекти во сеизмички активни подрачја се разгледуваат, но кај сите е заедничко дека кај овој кат крутоста е помала, што доведува до непропорционално поместување по висина на зградата. За да се задоволат барањата на инвеститорите и архитектите, најпрво е потребно да се обезбеди целосна сеизмичка стабилност на објектот каде воедно се обезбедува и гарантира безбедното живеење на луѓето од големата елементарна непогода - земјотресот.

Во нашите прописи за проектирање на објекти во сеизмички активни подрачја оваа проблематика не е посебно третирана. За овие објекти, како и за останатите стандардни објекти се бара само контрола на дозволените напрегања и поместувања за зголемени сеизмички сили, односно истите не се третирани како посебен вид на објекти со одредени специфичности.

Во современите светски принципи за проектирање на сеизмички отпорни АБ згради сè повеќе се наметнува проектирање според капацитетот на носивост наспроти конвенционалното проектирање со еквивалентна статичка сила. Овој принцип на проектирање се однесува на поголеми поместувања на елементите во нееластичната област и развој на пожелни механизми на лом на елементите во една зграда, така што голем дел од енергијата би се дисипирала пред да дојде до развој на непожелни зглобови во столбовите и рушење на целата конструкција. Ова подразбира проектирање на дуктилна конструкција која би дисипирала што поголема енергија.

Со линеарната анализа не секогаш можат да се увидат недостатоците што би се јавиле кај АБ зграда со флексибилен кат, така да анализата треба да се прошири и во нелинеарното поле на однесување на материјалите за да се откријат недостатоците. Со нелинеарната анализа се утврдува настанувањето на пластични зглобови во зградата и нивниот распоред, па доколку истите не се развиваат по планираното, може да се зајакнат одредени елементи.

Целта на ова истражување е да се направи споредба на однесувањето на регуларна АБ зграда по висина и АБ зграда со флексибилен кат, со што ќе се покажат негативните влијанија коишто флексибилниот кат ги има на целокупното однесување на конструкцијата. Дополнително, направена е линеарна и нелинеарна статичка анализа на АБ згради со флексибилен кат проектирани според важечките национални прописи [1,2,3] и според Еврокодовите [4,5,6,7]. Со направената споредба се оправдува применливоста на препораките и критериумите за проектирање и градење на овие системи.

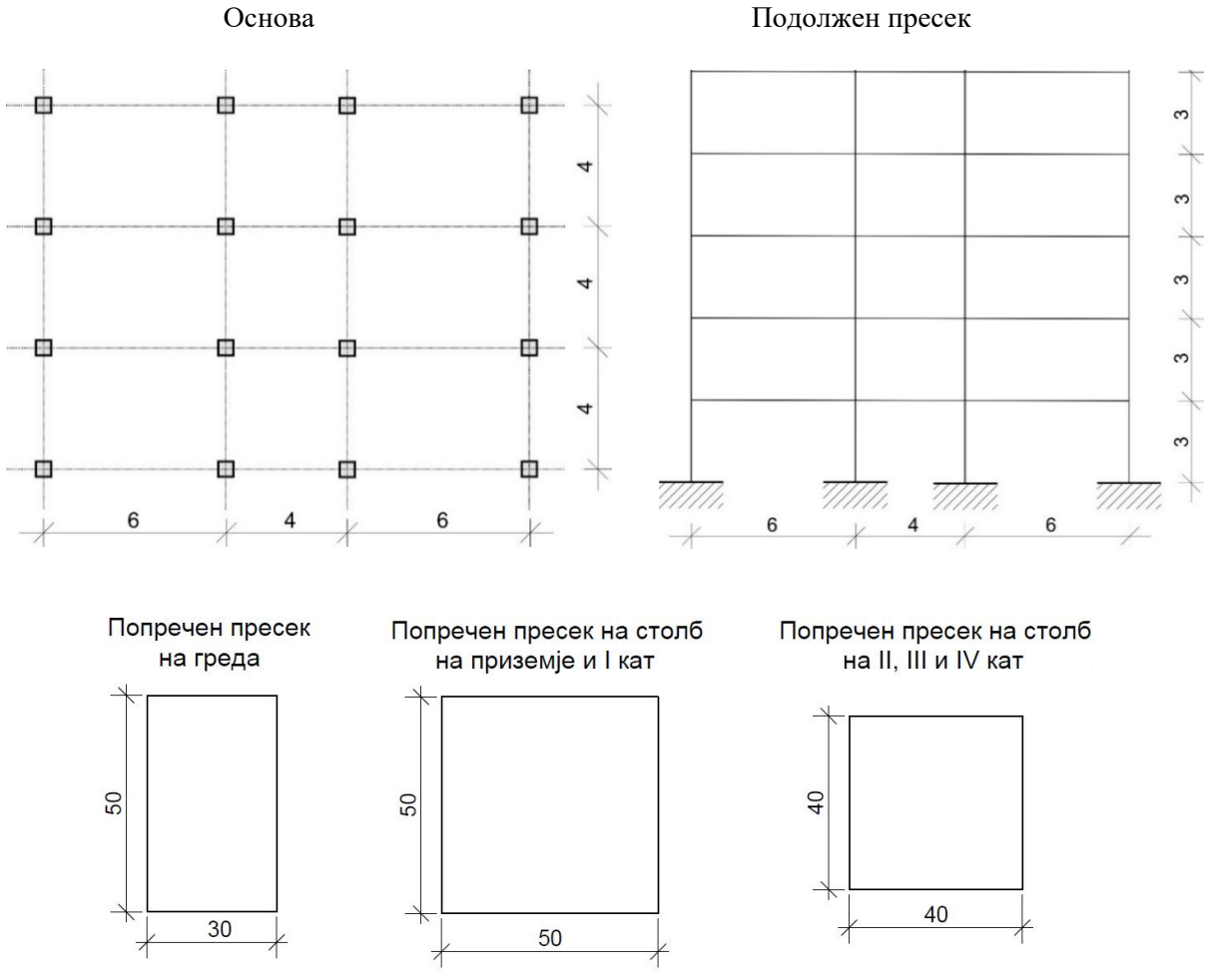
2. КАРАКТЕРИСТИКИ НА МОДЕЛИТЕ

За да се прикажат разликите кај АБ згради со флексибилен кат и без флексибилен кат, и згради со флексибилен кат проектирани според различни прописи (МК прописи и Еврокод), направена е линеарна статичка анализа на регуларна АБ зграда по висина и АБ зграда со флексибилен кат проектирана според споменатите прописи:

- Модел B1 – регуларна АБ зграда проектирана по МК прописи;
- Модел B2 – АБ зграда со флексибилен кат проектирана по МК прописи со $\mathbf{K_p = 1}$ - коефициент на дуктилност и пригушување;
- Модел B3 – АБ зграда со флексибилен кат проектирана по МК прописи со $K_p=2$;
- Модел B4 – АБ зграда со флексибилен кат проектирана по Еврокод.

Фундирањето е на II категорија на почва, класа Б, во деветта сеизмичка зона.

Димензиите на габаритот се 20x14.7m, со катна висина од 3m. Зградата која што ќе се проектира претставува скелетен конструктивен систем составен од армирано-бетонски греди и столбови, составен од по 4 трибродни рамки во двата правци, со димензии прикажани подолу:



Сл. 1. Геометриски карактеристики на модел B1

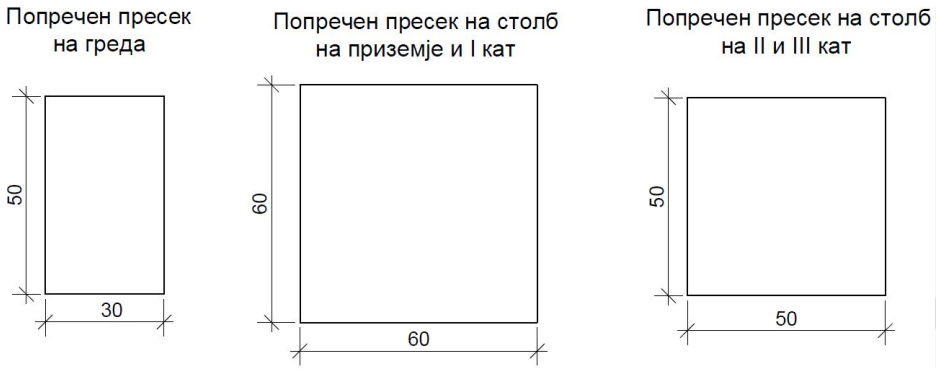
Кај зградите со флексибилен кат, гредите и плочата на првиот кат се отстранети, така што се добива приземје со висина од 6м. Вкупната висина на зградата останува 15м:



Сл. 2. Геометриски карактеристики на елементите - модел B2

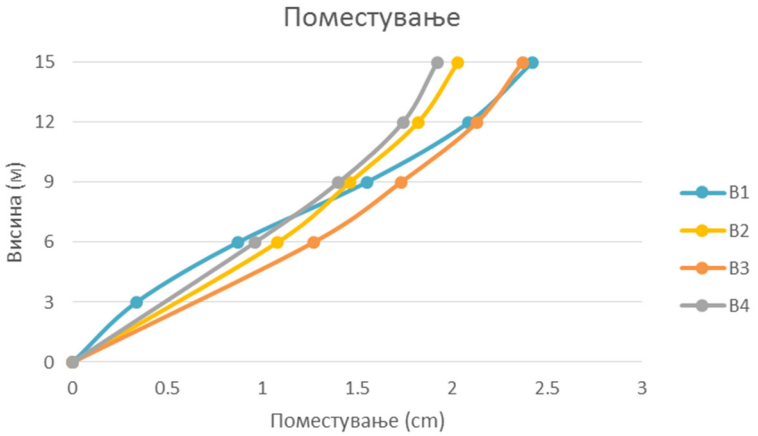


Сл. 3. Геометриски карактеристики на елементите - модел B3

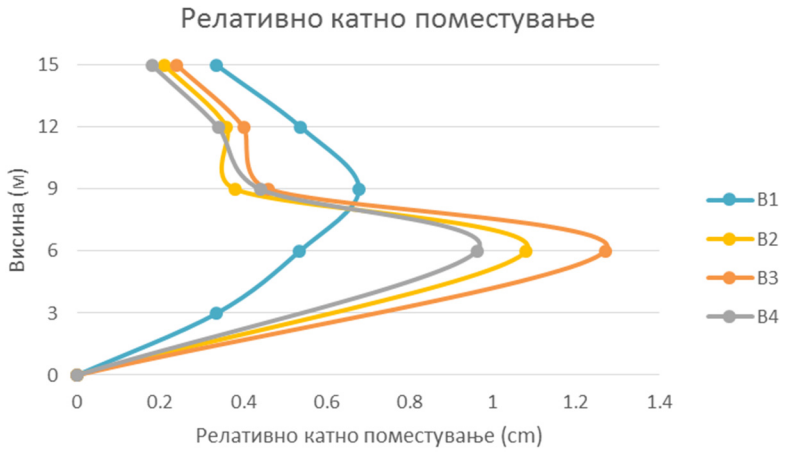


Сл.4. Геометриски карактеристики на модел B4

3. СПОРЕДБА НА ДОБИЕНИТЕ РЕЗУЛТАТИ ОД ЛИНЕАРНА АНАЛИЗА



Сл. 5. Дијаграм на поместувања на модел B1, B2, B3 и B4



Сл. 6. Дијаграм на релативни катни поместувања на модел B1, B2, B3 и B4

Прикажаните дијаграми покажуваат дека се појавуваат големи релативни катни поместувања кај АБ зградите со флексибилен кат кои влијаат неповолно на однесувањето на конструкцијата како целина, и покрај зголемувањето на димензиите на столбовите. Зголемувањето на димензиите на столбовите е резултат на поголемите моменти во столбовите поради присуството на флексибилен кат, како и поради ограничувањето да вкупното поместување биде помало од дозволеното.

Во продолжение табеларно се прикажани поместувањата и крутоста по катови:

Табела 1. Табеларен приказ на крутоста по катови на моделите B1, B2, B3 и B4

Модел B1, X-X правец, T=0.65s, S=0.1G				
Кат	Q	Вк. Помест.	Рел.Кат.Помест.	Крутост
	kN	cm	cm	kN/cm
1	1270.68	0.26	0.26	4887.23
2	1186.20	0.67	0.41	2893.17
3	1029.36	1.19	0.52	1979.54
4	798.54	1.61	0.42	1901.29
5	491.62	1.86	0.25	1966.48

Модел B1, Y-Y правец, T=0.65s, S=0.1G				
Кат	Q	Вк. Помест.	Рел.Кат.Помест.	Крутост
	kN	cm	cm	kN/cm
1	1270.68	0.23	0.23	5430.26
2	1186.20	0.59	0.35	3350.85
3	1029.36	1.05	0.46	2228.05
4	798.54	1.42	0.37	2158.22
5	491.62	1.65	0.23	2137.48

Модел B2, X-X правец, T=0.77s, S=0.091G (Кр=1)				
Кат	Q	Вк. Помест.	Рел.Кат.Помест.	Крутост
	kN	cm	cm	kN/cm
1	974.24	1.02	1.02	955.14
2	835.64	1.38	0.36	2321.22
3	661.90	1.73	0.35	1891.14
4	435.12	1.96	0.23	1891.83

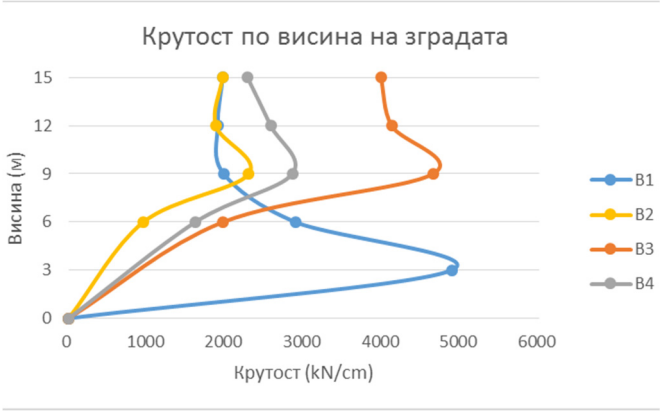
Модел B2, Y-Y правец, T=0.74s, S=0.095G (Кр=1)				
Кат	Q	Вк. Помест.	Рел.Кат.Помест.	Крутост
	kN	cm	cm	kN/cm
1	1017.04	1.00	1.00	1017.04
2	872.32	1.32	0.32	2726.00
3	690.92	1.65	0.33	2093.70
4	454.24	1.86	0.21	2163.05

Модел B3, X-X правец, T=0.56s, S=0.2G				
Кат	Q	Вк. Помест.	Рел.Кат.Помест.	Крутост
	kN	cm	cm	kN/cm
1	2505.50	1.27	1.27	1972.83
2	2138.98	1.73	0.46	4649.96
3	1648.70	2.13	0.40	4121.75
4	996.14	2.38	0.25	3984.56

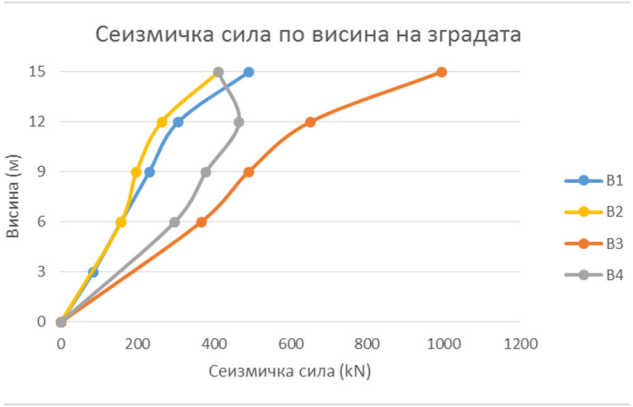
Модел B3, Y-Y правец, T=0.56s, S=0.2G				
Кат	Q	Вк. Помест.	Рел.Кат.Помест.	Крутост
	kN	cm	cm	kN/cm
1	2505.50	1.20	1.20	2087.92
2	2138.98	1.59	0.39	5484.56
3	1648.70	1.94	0.35	4710.57
4	996.14	2.16	0.22	4527.91

Модел B4, X-X правец, , T=0.62s, S=0.146G				
Кат	Q	Вк. Помест.	Рел.Кат.Помест.	Крутост
	kN	cm	cm	kN/cm
1	1553.32	0.96	0.96	1618.04
2	1255.88	1.40	0.44	2854.27
3	876.68	1.74	0.34	2578.47
4	410.88	1.92	0.18	2282.67

Модел B4, Y-Y правец, T=0.62s, S=0.155G				
Кат	Q	Вк. Помест.	Рел.Кат.Помест.	Крутост
	kN	cm	cm	kN/cm
1	1648.00	0.94	0.94	1753.19
2	1322.36	1.34	0.40	3305.90
3	917.12	1.64	0.30	3057.07
4	425.40	1.80	0.16	2658.75



Сл. 7. Дијаграм на крутост по висина на зградата на модел B1, B2, B3 и B4



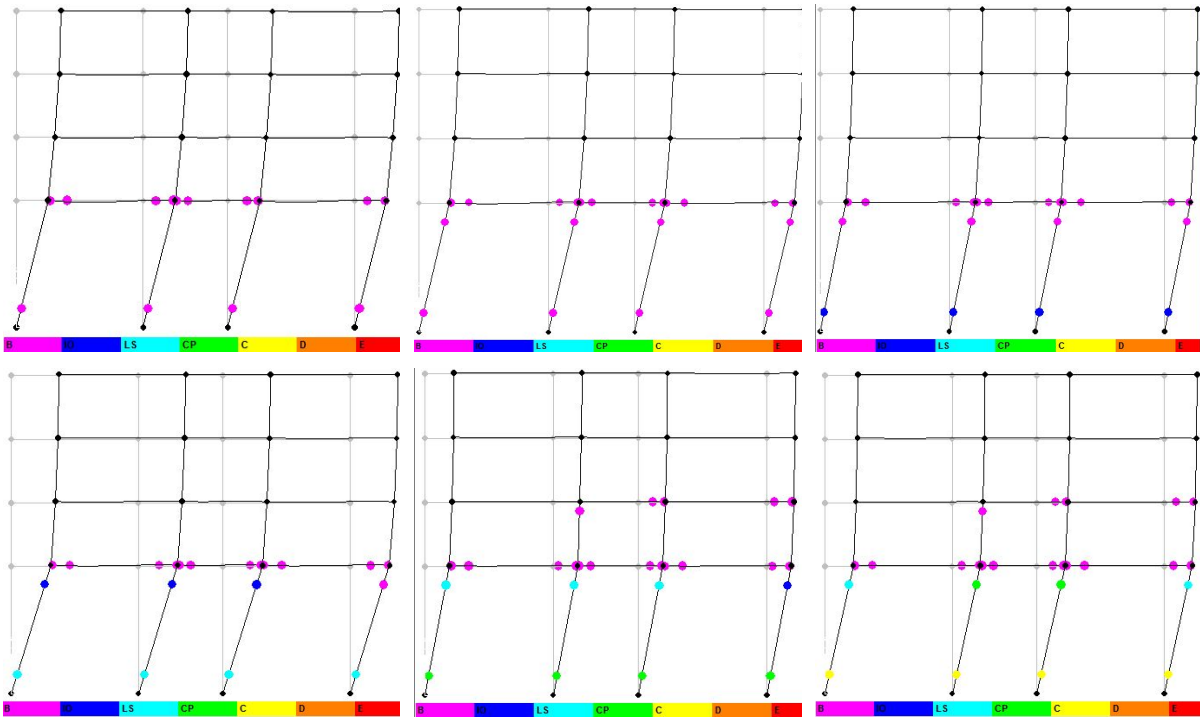
Сл. 8. Дијаграм на интензитет на сеизмичка сила по висина на зграда на модел B1, B2, B3 и B4

И покрај зголемувањето на димензиите на столбовите кај моделот B3 (сл. 3), крутоста на приземјето е за речиси 50% помала од крутоста кај моделот B1 што е резултат на големата висина на приземјето и од табелите може да се примети дека има големи промени на крутоста на катовите по висина. Додека пак, крутоста на приземјето кај моделот B2 е 50% од крутоста на приземјето кај моделот B3 што води до уште пофлексибилна конструкција кај моделот B2 и истата не би имала капацитет да ги издржи проектните сеизмички сили кои би биле нанесени доколку се следени прописите, односно доколку Кр=2. И во овој модел исто така има големи промени на крутоста по катовите по висина, односно истата е нерегуларна по висина. Моделот B4 проектиран според Еврокод е пофлексибилен, но поради помалата аплицирана сеизмичка сила, истиот ги задоволува дозволените поместувања. Кај B3 и кај B4 приземјето има доста помала крутост споредено со останатите катови, со тоа што оваа разлика е далеку помала кај моделот проектиран според Еврокод (табела 1).

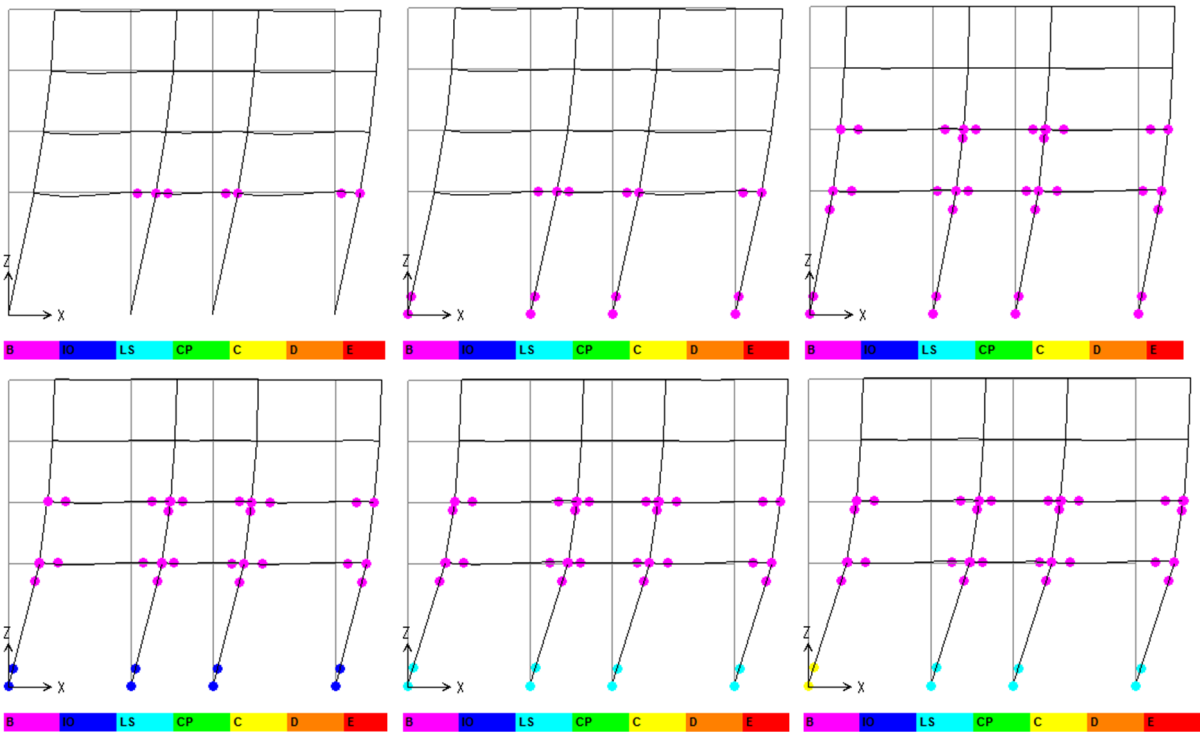
И покрај воочените разлики во однесувањето на моделите, од линеарната анализа не може да се извлече заклучок која АБ зграда би работела подобро при дејство на земјотрес, односно дали ја поседуваат потребната дуктилност и какви механизми на лом ќе се развијат. Затоа, во продолжение ќе се изврши нелинеарна статичка анализа (Pushover) за да се прикажат однесувањата на двете АБ згради во нелинеарното подрачје.

4. СПОРЕДБА НА ДОБИЕНИТЕ РЕЗУЛТАТИ ОД НЕЛИНЕАРНА АНАЛИЗА НА АБ ЗГРАДИ СО ФЛЕКСИБИЛЕН КАТ ПРОЕКТИРАНИ СПОРЕД МК ПРОПИСИ И ЕВРОКОД

Направена е нелинеарна статичка анализа на моделите B3 и B4, а формирањето на нелинеарни зглобови во двата модела е прикажано подолу:

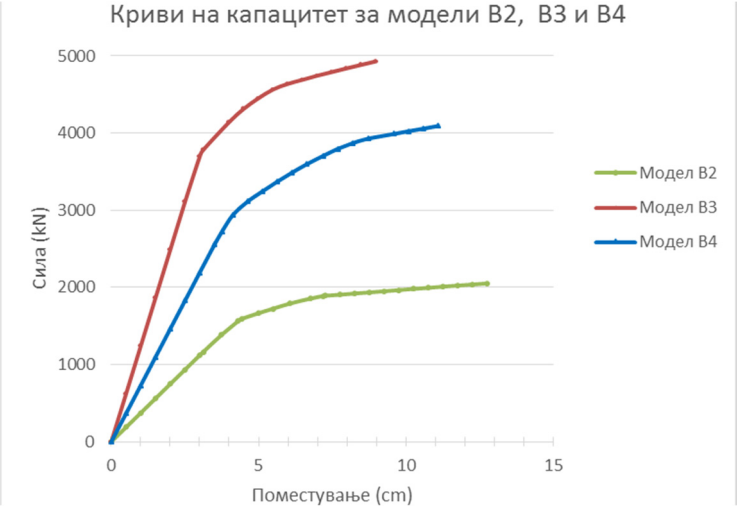


Сл. 9. Развој на пл. зглобови на рамка Rx1 проектирана по МК прописи – модел B3 - од дејство на рамномерна распределба на сила – чекор 9, 13, 16, 23, 29 и 35



Сл. 10. Развој на пластични зглобови на рамка Rx1 проектирана по Еврокод – модел B4 од дејство на рамномерна распределба на сила - чекор 8, 10, 17, 21, 25 и 27

Иако и кај двата модели имаше појава на лом преку флексибилен кат, според прикажаните шеми на формирање на пластични зглобови може да се заклучи дека кај моделот проектиран според Еврокод има одредена најава на лом, со формирање на пластични зглобови во повеќето греди пред пластичните зглобови во столбовите на приземјето да ја достигнат својата максимална носивост. Кај моделот проектиран според националните прописи пак, многу мал број на пластични зглобови се формирани во гредите пред пластичните зглобови во столбовите на приземјето да ја достигнат својата максимална носивост. Појавата на лом преку флексибилен кат се случи поради големата висина на приземјето, која е дупло поголема од висината на останатите катови, а со тоа и крутоста е многу помала споредено со останатите катови. Во понатамошните истражувања се дојде до заклучок дека за да се спречи лом преку флексибилен кат димензиите на столбовите во приземјето треба да бидат повеќе од 100/100cm, што ја доведува во прашање економичноста на ваквиот дизајн, така да при вакви катни висини најдобро е да се комбинираат столбови со АБ платна.



Сл. 11. Нелинеарна зависност попречна сила – поместување, крива на капацитет за рамномерна распределба на сила на модел B2, B3 и B4 до точка Life Safety (LS)

Од Сл. 11 може да се заклучи дека моделот B3 анализиран согласно македонските прописи [1] [2] [3] може да прими 45% поголема сила пред да почне пластификација на елементите, споредено со моделот B4 анализиран според Еврокод [4] [5] [6] [7], што значи дека македонските прописи се на сигурна страна при проектирањето на АБ згради од ваков тип. Моделот B2 е најфлексибилен и со најголема дуктилност, но истиот нема капацитет да ги издржи предвидените сеизмички сили при доследно следење на прописите. Моделот B4 е пофлексибилен од моделот B3, со поголеми поместувања при достигнување на точката ЛС од М-Ф дијаграмот. Моделот B3 проектиран според македонските прописи е со најголема крутост, достигнувајќи ја точката ЛС при најголема хоризонтална сила.

5. ЗАКЛУЧОК

Со цел да се дефинира однесувањето на АБ градите со флексибилен кат при сеизмички дејства беа направени повеќе анализи на АБ згради проектирани според важечките прописи во Македонија [1][2][3] и Еврокодовите [4][5][6][7]. Беа анализирани АБ згради со регуларна висина на катовите, зграда со флексибилен кат со висина од 4,5м, како и АБ зграда со флексибилен кат од 6м, лоциран на приземјето. Ќе бидат донесени општи заклучоци за димензионирањето и однесувањето на конструкциите, како и конкретни заклучоци донесени при споредбата на однесувањето на конструкциите димензионирани согласно различните прописи, и соодветните модели (B1, B2, B3, B4).

- Добиената периода на осцилација на зградата со флексибилен кат (модел В3) од 0,56 сек. е за 16% помала од периодата добиена кај зградата без флексибилен кат (модел В1) која што изнесува 0,65сек. Ова се должи на поголемите димензии на столбовите кои што се зголемени од 50/50 cm на 60/60 cm на првите два ката каде што и се наоѓа флексибилниот кат и од 40/40 cm на 50/50 cm на останатите катови (сл. 3), како резултат на прифаќањето на моментите заради постоење на флексибилен кат.
- Сеизмичката сила кај моделот В3 е за 143% поголема од сеизмичката сила кај моделот В2, поради запазувањето на условот од прописот да коефициентот Кр за дуктилност и пригушување биде 2.0, како и поради помалата периода, што има големо влијание во понатамошното димензионирање на зградата.
- И покрај зголемувањето на димензиите на столбовите кај моделот В3 (сл. 3), крутоста на приземјето е за речиси 50% помала од крутоста кај моделот В1 што е резултат на големата висина на приземјето, а исто така забележани се и големи промени на крутоста на катовите по висина. Додека пак, крутоста на приземјето кај моделот В2 е 50% од крутоста на приземјето кај моделот В3 што води до пофлексибилна конструкција кај моделот В2 и истата не би имала капацитет да ги издржи проектните сеизмички сили кои би биле нанесени доколку се следени прописите, односно доколку Кр=2. И во овој модел исто така има големи промени на крутоста на катовите по висина, односно истата е нерегуларна по висина.
- Анализирана е зграда со висина на приземјето од 4.5м и коефициент за дуктилност и пригушување Кр=1, нешто што често може да се сретне при проектите кај нас каде што проектантите едноставно го занемаруваат овој коефициент. Пресметаната крутост на приземјето изнесува 1853kN/cm, додека крутоста на првиот кат е 2689kN/cm, односно крутоста на приземјето е 69% од крутоста на првиот кат, што значи дека може и треба да се класифицира како флексибилен кат, и соодветно да се третира.
- При анализа на моделите добиени се различни сеизмички сили во зависност од геометријата на елементите и користените прописи за проектирање. Така, кај моделот В1 вкупната сеизмичка сила е 10% од G, кај моделот В2 е 9.1% од G, кај моделот В3 е 20% од G, кај моделот В4 е 14.6% од G, додека кај моделот со висина на приземје од 4.5м е 10% од G. Кај моделот В3 има најголема сеизмичка сила, поради коефициентот Кр=2, а најмала сила е кај моделот В2, поради помалата крутост и поради тоа што Кр=1.
- Со периода од 0,62 сек. можеме да заклучиме дека АБ зградата проектирана според Еврокод (модел В4) е пофлексибилна од онаа проектирана по МК прописи (модел В3) каде што периодата е 0,56 сек. Сепак, што се однесува до поместувањата, кај зградата проектирана по Еврокод истите се помали, но и сеизмичката сила која што дејствува на зградата е помала, поради помалата маса и поради начинот на определување на сеизмичката сила. Односно, според Еврокод сеизмичката сила е помала, но има многу верификации при проектирањето за осигурување од појава на зглобови во столбовите, како и спречување на лом од трансверзалните сили кои што би се појавиле за време на земјотрес. Кај двата модела приземјето има доста помала крутост споредено со останатите катови, со тоа што оваа разлика е помала кај моделот проектиран според Еврокод.
- Релативното катно поместување кај моделот В3 е 1,27cm, што е за 32% поголемо од релативното катно поместување кај моделот В4 каде што изнесува 0.96cm, додека пак вкупното поместување кај моделот В3 е 2,36cm, што е за 23% поголемо од вкупното поместување кај моделот В4 кое што изнесува 1.92cm, каде што најголемата разлика во поместувањата се појавуваат на првиот кат. Разликата на поместувањата се должи и на различната сеизмичка сила која што кај модел В3 изнесува 2505,5 kN, а кај модел В4 е 1785,4 kN. Добиените поместувања ги задоволуваат максималните поместувања по двата прописи, што значи дека и двете конструкции се проектирани добро согласно прописите.
- За подетално истражување на однесувањето на конструкциите во нелинеарната зона направена е нелинеарна статичка анализа на моделите В3 и В4, односно моделите со флексибилен кат проектирани според МК прописи и Еврокодовите. Иако и кај двата модели имаше појава на лом преку флексибилен кат, според прикажаните шеми на формирање на пластични зглобови може да се заклучи дека кај моделот В4 проектиран според Еврокод има одредена најава на лом, со формирање на пластични зглобови во

повеќето греди пред пластичните зглобови во столбовите на приземјето да ја достигнат својата максимална носивост. Кај моделот В3 проектиран според националните прописи пак, многу мал број на пластични зглобови се формирани во гредите пред пластичните зглобови во столбовите на приземјето да ја достигнат својата максимална носивост. При споредба на резултатите добиени од нелинеарната статичка анализа, може да се даде заклучок дека препораките за проектирање на АБ згради со вертикална нерегуларност (формирање на т.н. флексибилен кат) дадена во член 27. од ПИОВС ’81, обезбедуваат поголема сеизмичка отпорност на објектите, но во споредба со резултатите добиени за моделот В4 проектиран според Еврокод, може да се заклучи дека објектите проектирани согласно Европските прописи исто така имаат доволна сеизмичка отпорност, и со поголема можност за дисипација на енергија за време на земјотресното дејство. Проектната сеизмичка сила е помала (сл. 8), а со тоа и конструкцијата е со поекономични димензии на елементите и помалку арматура споредено со моделот В3 (сл. 3 и 4).

Со обемната анализа направена во овој труд, може да се дојде до заклучок дека при проектирање на АБ згради нерегуларни по висина во сеизмички активни подрачја, никако не смее да се занемарат осигурувањата за спречување на лом преку флексибилен кат кои што ги даваат прописите. При екстремни разлики на крутоста и висината на катовите по висина се препорачува контрола преку нелинеарна анализа бидејќи за одредени крутостни разлики осигурувањата препорачани од прописите не се доволни, како во презентираниот случај. Додека при помали разлики на крутоста по висина може да се осигура добро однесување на конструкцијата при земјотрес со зголемување на димензиите на столбовите, при поголеми разлики на крутоста мора да се предвидат дополнителни носиви елементи како АБ платна.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Правилник за техничките нормативи за изградба на објекти од високоградба во сеизмички активни подрачја – ПИОВС ’81 (Службен весник 31/81)

[2] Правилник за техничките нормативи за бетон и армиран бетон ПБАБ ’87 (Службен весник 11/87)

[3] Правилник за техничките нормативи за оптоварувања на носечките градежни конструкции (Службен весник 26/88)

[4] Eurocode – Basis of structural design (2002)

[5] Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-1:

General actions – Densities, self-weight, imposed loads for buildings (2002)

[6] Eurocode 2: Design of concrete structures –Part 1-1:

General rules and rules for buildings (2004)

[7] Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1:
General rules, seismic actions and rules for buildings (2004)

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

SE - 6
mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

SEISMIC PERFORMANCE, MODELING AND ANALYSIS OF PRECAST FRAME TIMBER STRUCTURES

Mirko DIMITROVSKI[1], Veronika SHENDOVA[2], Jovan TRAJCHEVSKI[3], Daniel TOMIC[4]

ABSTRACT

Similar to worldwide trends, timber precast structures have increasingly been present in modern construction in the Republic of North Macedonia. The considerably increased interest in the construction of such types of structures has imposed the need for a more thorough approach to the definition of their bearing capacity and stability as well as their safety and behavior in seismic conditions. This study has been elaborated for evaluation of the seismic resistance of the most present typified timber precast structures in the Republic of North Macedonia. Since the seismic resistance of this type of structures is not completely covered with our regulations, several types of analyses of different 3D models have been performed and comparison of the results has been made. The dynamic characteristics of the structures are determined by ambient vibrations and the analytical models are calibrated accordingly. Control of the bearing capacity of the joints between the structural elements has also been carried out. Most of the analyzed models meet the life safety requirements, however we gave some specific recommendations on how to improve the structures to fully meet the current seismic regulations in North Macedonia and the requirements from Eurocode 5 which include specific recommendations for improving the analytical model, the connections between structural elements, proper construction of wall openings and many more.

Keywords: *Seismic Design; Timber Structures; Comparative Analysis;*

[1] PhD Candidate, MSc, Young Researcher, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology (IZIIS), "Ss. Cyril and Methodius" University in Skopje, Republic of North Macedonia mirkod@iziis.ukim.edu.mk
[2] PhD, Professor at the Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology (IZIIS), "Ss. Cyril and Methodius" University in Skopje, Republic of North Macedonia veronika@iziis.ukim.edu.mk
[3] Young Researcher, MSc, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology (IZIIS), "Ss. Cyril and Methodius" University in Skopje, Republic of North Macedonia jovant@iziis.ukim.edu.mk
[4] Young Researcher, MSc, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology (IZIIS), "Ss. Cyril and Methodius" University in Skopje, Republic of North Macedonia danielt@iziis.ukim.edu.mk

1. INTRODUCTION

Wood is one of the oldest and most commonly used materials known by man. Its favorable mechanical characteristics, the small mass, and the relatively easy processing make the wood one of the most convenient building materials. As regards to earthquakes, wooden structures often perform very favorably, however, during the Loma Prieta earthquake in 1989 and Kobe earthquake in 1995 a large number of wooden structures were damaged and the damages ranged between minor structural damage up to complete collapse to the structure. That was a strong indicator that the possibility of severe damage to the structure during an earthquake is not excluded, especially if the structure is not designed to be able to withstand the expected earthquake loads.

2. THE PURPOSE OF THE RESEARCH

Similar to worldwide trends, wooden structures are becoming more and more popular in the Republic of North Macedonia as well. Hence, it's becoming really important to obtain accurate knowledge about the seismic stability and safety of this type of structures and to be able to accurately predict their response during an earthquake. However, most of the structural engineers still use the old approach of 2D analysis, often analyzing single structural elements, and the seismic loads are often neglected. The main purpose of this research is to analyze the most commonly used type of precast timber structure and to check whether they meet the current building standards according to current seismic code and current regulations for wooden structures in the country.

The main goal is to examine and evaluate the seismic behavior of the structural system under the effect of gravity loads, wind and seismic loads. The analysis of the bearing capacity of the joints has also been carried out. As a part of the research, comparative analysis of the impact of modeling of the different structural elements and rigidity of the joints has been made and the impact on the end results has been observed. The end goal was to obtain recommendations for 3D modeling of this type of wooden structures in Radimpex Tower 7, which is the most commonly used software in our region. The obtained results can be used as a recommendation for modeling and analysis by structural engineers for future analyzing of this type of structures.

3. METHODOLOGY OF RESEARCH

In the first phase of research, the most common types of damages from previous earthquakes were considered, such as the connection between the wooden structure and the concrete foundation, joints between wooden elements and collapse of vertical bracing. This approach is selected in order to determine the most vulnerable parts of this type of structures and how to modify the structural system in order to avoid them.

The second part of the research was to determine the dynamic properties of an existing structure by using full-scale ambient vibration tests. The obtained results were used to calibrate the main 3D model.

The third part of the research was obtaining a result from a previous experimental investigation of wooden structures carried out in the Institute of earthquake engineering and engineering seismology (IZIIS), Skopje as part of different commercial projects and doctoral theses and to see the variety and type of recommendations and conclusions given.

The fourth part of the research was carrying out the analysis of the main model and comparing the results with multiple different models in which only one parameter has been changed in comparison to the main model, in order to see the sensitivity of the 3D model on that single parameter and how much it affects the end results. The analysis of the bearing capacity of all of the existing joints has also been taken into account.

In the fifth and final phase, recommendations were given for improving the structural system and its parts of the selected building and also for similar buildings and recommendations for improving the connections between structural elements in order to increase their ability for energy dissipation and increase the building overall seismic capacity.

4. DESCRIPTION OF THE MODEL

In our country, wooden structures are most commonly used for building single-family homes. They usually are single-story or two-story structures and they very rarely exceed two stories. That's why we chose three different models, single-story, 80m^2 home, two-story 200m^2 and two-story 250m^2 homes as shown in figure 1. Most of the comparative analysis has been carried out on the 250m^2 type, and the other two models have been analyzed by implementing the recommendations and conclusions from the main model.



Fig. 1. Prefabricated structure type 200m^2 and 250m^2

The main reason we chose the 250m^2 home is that there are more than 400 homes of this type already built around the country and no seismic analysis has been performed on any of these homes.

The second reason is that these buildings are built in different parts of the country where the seismic loads, as well as loads from snow and wind, are quite different and to ensure that the structures are able to withstand these loads.

The third reason is that our country is in a process of adopting European building codes and the requirements of Eurocode 5 and Eurocode 8 are very strict compared to the very loose and almost nonexistent regulations regarding wooden structures currently used in North Macedonia.

All of the different size homes have been built from the same size structural elements. The roof beams are b/h=10/12cm, the beams between the two floors are b/h=24/16cm, b/h=12/16cm and b/h=6/16cm. Additional steel beams UNP200 are used for strengthening the beams on the larger spans. The main column sizes are b/h=5/12cm, b/h=10/12cm and b/h=15/12cm. The structure of this type of building is shown in figures 2 and 3.



Fig. 2. Building type 250m^2 in construction

5. COMPARATIVE ANALYSIS AND DISCUSSION OF THE OBTAINED RESULTS

To obtain more precise insights of multiple factors influencing the structure, multiple analysis where conducted and comparison of the results has been made. Few of the factors of interest were the impact of OSB plates on the overall response of the structure, the impact of the vertical structural bracing, the impact of the type of supports used, such as fixed supports, roller supports and few combinations in between, not only for the connection between wood and concrete but between wooden elements as well.



Fig. 3. Additional steel support beams

Multiple analyses were conducted in order to obtain a more precise model which reflects the real state of the structure more accurately. All the different models included in this paper are shown in table 1. After a detailed analysis of the project blueprints, precise measurements of the structural elements on-site and completing the ambient vibration measurements, the next step was to calibrate the structural model accordingly. The final mathematical model is shown in figure 4. The obtained periods of oscillation of the measured structure (two-story building type 250m^2 in the final stage of construction) were Tx=0.45sec. (2.59Hz) and Ty=0.37sec. (2.22Hz). After the main model was calibrated according to the obtained results the final analysis was conducted for the structure in the existing state. From the obtained results we realized that the stress of most structural elements does not exceed 50% of the total bearing capacity indicating that most structural elements have bigger intersection than they need, however, in some of the structural elements the bearing capacity was significantly surpassed.

Table 1. Different analyzed models and their characteristics

Different models	Characteristics of the model
[M1]	Main, calibrated model of the structure
[M2]	Model with fixed joints
[M3]	Model with roller joints
[M4]	Model with additional bracings
[M5]	Model with OSB panels
[M6]	Model without bracings
[M7]	Model analysis according to Eurocode 5 and Eurocode 8

After calibration, the periods of oscillation of the mathematical model were very similar to the measured ones (Tx=0.45sec. and Ty=0.35sec.) and it was mainly achieved through modification of the rigidity of the connections between structural elements. The fixed supports between elements were modified and their ability to transfer moments was reduced by 70%. This modification is mainly made because of the inability of nail connections to behave like fully fixed supports.

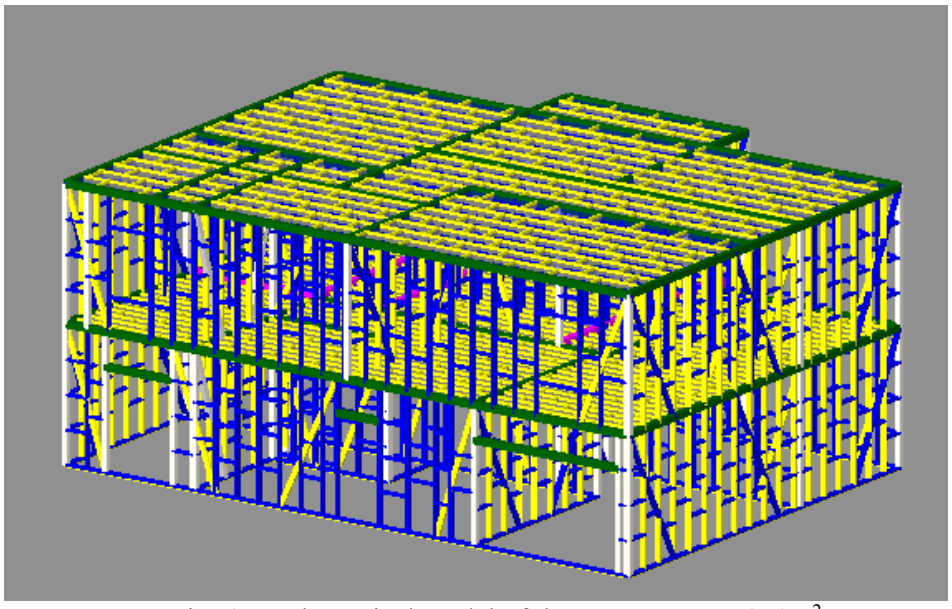


Fig. 4. Mathematical model of the structure type 250m^2

As shown in table 2, some of the calculate maximum displacements of the structure from seismic forces (x_p and y_p) are higher than the maximum allowed δ_{max} especially for the models M6 and M7 which highlights the importance of using vertical bracings and also shows us that the seismic force calculated according to Eurocode 8 is around 50% higher than the one calculated according to the current regulations in the country. It is also very clear that modeling the OSB plates significantly decreases the structure period and the maximum displacements of the structure, but because of the software`s inability to properly model the connections between the OSB plates and other structural elements these results are disregarded.

Table. 2. Maximum displacements of the different models from seismic forces and wind

Model	Period		Seismic Displacement			Wind Displacement		
	Tx[s]	Ty[s]	x_p[mm]	y_p[mm]	δ_{max}[mm]	x_p[mm]	y_p[mm]	δ_{max}[mm]
[M1]	0.453	0.350	7.17	4.29	9.28	3.88	3.16	37
[M2]	0.326	0.287	3.14	2.78	9.28	2.04	2.17	37
[M3]	0.477	0.36	8	4.57	9.28	4.21	3.31	37
[M4]	0.354	0.316	4.21	3.53	9.28	2.22	2.58	37
[M5]	0.088	0.083	0.26	0.29	9.28	0.19	0.14	37
[M6]	0.778	1.076	16.14	26.96	9.28	12.09	21.64	37
[M7]	0.453	0.350	11.74	8.5	9.28	3.82	2.23	37

From table 3 we can see that maximum stress of some of the structural elements exceeds 100% which means that some of the structural elements do not meet the project requirements. The model M6 was proposed is because almost all of the bracings of the first model M1 surpassed their maximum bearing capacity, and it is expected that after their collapse the model will behave similarly to the model M6. It is also interesting to observe the distribution of the forces in the structural elements as a result of changing the connection type between them. That is the only difference between models M1, M2 and M3.

Table 3. Maximum stressed structural elements in percentages

Model	Maximum stressed structural elements in percentages [%]					
	Colum		Beam		Bracing	
	S1	S2	Gr1	Gr2	Br1	Br2
[M1]	94%	88%	163%	120%	135%	132%
[M2]	147%	132%	106%	64%	117%	110%
[M3]	89%	85%	243%	223%	171%	141%
[M4]	96%	71%	107%	103%	174%	174%
[M5]	47%	45%	198%	124%	88%	75%
[M6]	195%	195%	124%	70%	n/a	n/a
[M7]	121%	91%	212%	149%	168%	163%

6. RECOMMENDATIONS FOR IMPROVING THE MATHEMATICAL MODEL AND THE STRUCTURAL SYSTEM

In order to achieve better integrity of the structure, as well as greater seismic resistance, it is particularly important that all structural parts are properly selected, analysed and built. Certain irregularities in the selection of structural elements can lead to unwanted consequences that can have a negative impact on the structure's safety and functionality. Unfortunately, the lack of proper regulations for wooden buildings in North Macedonia increases the probability of errors while analysing the structure. Such irregularities and mistakes may occur at any stage of the project. To avoid these possible errors and mistakes and to minimize their negative effect on the structure we should adhere to certain tip and recommendations for wooden structures. Some of these recommendations will be presented below.

As recommendations for structural analysis we must emphasize the importance of 3D analysis of the structure, because the 2D analysis is not able to determine the accurate state of stress in each of the structural element and they are often used to analyse a single type of structural element and assume that all other elements have the same stress condition. Some of the other important factors for proper analysis are:

- All load cases should be properly calculated and taken into account during the analysis
- The connection between the structural elements must be modelled so it will ensure proper transfer of loads.
- For nail connections between the structural elements, the fixed supports can be used but their ability to transfer moments must be reduced to 20% - 30% which best represents the actual distribution of stresses for this type of connections.
- Large openings in the load-bearing walls should be avoided if possible and all openings should be additionally strengthened in order not to compromise structural integrity.
- For greater resistance to horizontal loads such as earthquake and wind wooden or steel bracings must be placed in the load-bearing walls.

The connections between the structural elements should be constructed so that they will be able to withstand the expected loads and enable the appropriate transfer of loads. It is also important to point out that they should be properly selected and constructed so they can provide great energy dissipation. For selection and construction of connections the following recommendations can be outlined:

- The most attention should be paid to the construction of the joint between the concrete slab and the wooden structure.
- The connections between the structural elements should be carried out so that they will correspond to the connections used in the analysis of the structure.
- It is best if one type of joints for all structural elements is used.
- Adopting a great number of joints can weaken the structural element.
- All joints should be protected against corrosion.

From the analysis it can be concluded that the structural system of all three models can meet the safety requirements, however, certain elements of the system analysis can be modified and they will significantly contribute to improving the seismic behaviour of the current analysed structures. Some of the more important recommendation to improve the model for the specific structure of interest are:

- The buckling length of the structural elements during the analysis should be taken within the limit of 0.6lk - 0.7lk, where l_k is the length of the structural element and to model each element with the real length between two joints, otherwise the results are not accurate.
- Even though OSB plates can have a huge impact on the overall structural strength, they usually are not treated as main structural elements for this type of structures.
- The bracings used must always be taken into account while analysing the structure. The correct number and position of the bracings have the biggest impact on the structural capacity to bare horizontal loads. It is recommended to increase the current number of bracings for analysed structures between 30% to 40%
- The most attention should be paid to the construction of the joints between the concrete slab and the wooden structure.

By implementing this recommendation in the project design, we can be sure that we will increase the structures load bearing capacity and it will be able to withstand the expected load cases and the cost of the structure will not significantly change

7. CONCLUSION

The overall results obtained from the 3D analysis showed that this type of wooden residential buildings has sufficient seismic resistance for expected seismic loads. The main benefit of the 3D analysis was the detailed insight into the stress state for each individual element, which allows us to optimize the structure for best performance and reduce the building cost. Implementation of the previously given recommendations can result in more economical as well as more reliable and seismic resistant design of the structure.

REFERENCES

[1] Dimitrovski M., (2018) Master Thesis: Seismic Performance of Precast Frame Timber Structures in Republic of Macedonia

[2] Gramatikov K., (2011) Timber Structures

[3] Gramatikov K., (1990) Experimental and analytical research on wooden truss-frame structures

[4] Reiner J.H., (2000) Wood-frame constructions in past earthquakes

[5] Stojmanovska M., (2014) Experimental and analytical research of the dynamic response of wooden structures made of laminated wooden panels

[6] Taskov Lj., Krstevska L., (2012) Shaking Table Test of Innovative Composite Panel Composed of Glued Laminated Wood and Bearing Glass

[7] Taskov Lj., Krstevska L., (2013) Shaking Table Test of 1/30 scale model of Palasport in Bologna with Timber Shell Roof Structures

[8] EN 1998-1:2004, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance

[9] EN 1995-1-1:2004, Eurocode 5: Design of timber structures

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

SE - 7
mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

THE ARCHITECT IN THE SEISMIC BUILDINGS PROTECTION

Jasmina DRAŽIĆ[1]

ABSTRACT

Contemporary methods of seismic protection of buildings are based on the regulations and recommendations specified in the construction standards and regulations, as well as on the usage of passive and/or active systems for earthquake energy absorption and dissipation. Requirements for aseismic design have a decisive influence on the building structure, yet simultaneously they can be more or less restrictive of the architectural concept of the building. Knowing the principles of designing seismically resistant structures and earthquake engineering technologies enables architects to utilize seismic resistance measures when designing their solutions and, together with the structural designer, accept the responsibility for the realization of objects in these conditions. In the time of pronounced concern for sustainable development, seismic architecture is being developed as well, linking earthquake engineering and architecture, combining the best of both fields, and establishing a new approach and quality in construction in the earthquake prone areas. By designing buildings with a high degree of seismic architecture, the best seismic performances of buildings are achieved.

Keywords: *seismic protection; conceptual design; seismic architecture*

[1] Full professor, University of Novi Sad, Faculty of Technical Sciences, Department of Civil Engineering and Geodesy, Trg Dositeja Obradovića 6, Novi Sad, Serbia, dramina@uns.ac.rs

1. INTRODUCTION

A complex process of successful and reliable building in seismic conditions involves the conciliation and harmonization of multiple components; the selection of a suitable location; the optimal design, structural and performance concept for the structure; and thus requires participants in the construction process to find a compromise between diverse and often conflicting demands. Earthquake engineering has developed a variety of ways to increase the resistance of buildings to earthquakes, which represent different concepts of seismic protection of buildings. Knowing the principles of aseismic construction, with the concept of aseismic architecture, makes it possible to simultaneously satisfy the architectural and structural requirements and achieve the best seismic performance of buildings at the lowest cost of protection.

The *configuration* of a building defines the shape, size and ratio of the building dimensions. The terms *concept of a building* or *conceptual project* are often only freely used terms by architects for identifying the configuration, and are related to the architectural (functional) features, such as the interior planning and surface organization in the building. Strictly speaking, the *configuration of the building* implies the indications of the shape and dimensions of the building as a unity, resulting from the design solution, and referring to the geometric proportion of the shape of the building. [1].

It is well known that the architect plays a key role in determining the form and function of buildings, defining and balancing different and often conflicting requirements. Fulfilling the demands of the building functions, the architect develops its spatial design and defines the configuration of the building. By defining the building configuration, the architect directly influences the selection of the load-bearing elements in the structure, i.e. the structural system. Consequently, in a broader sense, the term building configuration does not only define the shape, size and dimension ratio of a building, but it also includes the type, size and position of structural elements. The position, dimensions, shapes of structural elements and the manner of their connection, characteristic of particular types of structural systems, are the requirement to the stability of the unity, can present greater or lesser restrictions in the organization and shaping of space, and directly affect the behavior of the building during the earthquake. For this reason, the architect may have a significant impact on the performance of buildings in seismically active areas.

2. CONCEPTUAL DESIGN PHASE

In his article “A post-biblical view”, Lebbeus Woods clearly emphasizes the importance of adequate construction in seismic areas: “Earthquakes as natural event are not inherently catastrophic. Destruction is not the ‘fault’ of earthquakes, but rather of the buildings, which, even in the regions regularly visited by earthquake, are not designed to work harmoniously with the violent forces periodically released” [2], [3].

Aseismic design introduces more strict criteria in terms of the selection of shapes, dimensions and ratios of building dimensions. In terms of aseismic design, the preference is awarded to adequately selected configuration of the building. Such a configuration implies a favorable behavior of the structure under seismic action. The recommendation for designing favorable configuration (regular buildings) is justified by the fact that such buildings during strong earthquakes demonstrate better and safer behavior, with minor damage.

Regular structures can be relatively well included in seismic analysis, and be analyzed in the plane, while irregular ones often require spatial analysis which is complicated and time-consuming, while its results are uncertain due to the inevitable simplifications of calculations or inability to calculate all relevant factors. Designing irregular structures is sometimes inevitable, though one should bear in mind that their behavior during an earthquake is extremely complex and often unpredictable, and it is difficult enough to accurately determine the seismic response of buildings designed in this manner. Moving the soil caused by the action of an earthquake under an inadequate configuration of the building may lead to overload of some structural elements or joints, serious damage, or the collapse of the entire structure.

Many existing buildings are constructed in areas of high seismic activity, and have a configuration that is not subject to the principles of designing earthquake-resistant structures. It is also well known that designing earthquake-resistant buildings is not a priority area in the education of architects; hence, the ignorance of the nature of seismic impact and structure response to these impacts can lead to conflicting views between the engineer and the architect. In such situations, a lack of understanding and unwillingness to cooperate prevent the most effective realization of the architect's idea. Since the responsibility for the consequences of the building collapse during the earthquake is taken only by the structural engineer, the architect is not motivated to perceive the seriousness of the problem.

It should be noted that earthquakes affect the entire building, requiring the teamwork from all participants in the construction process. Architect should be familiar with the nature and character of the behavior of the structure that accepts seismic loads and the design principles for designing aseismic structures in order to, together with the engineers, accept the responsibility for the realization of structures in these conditions. When designing buildings in seismically active areas, even smaller structures, the architect is obliged not only to be thoroughly familiar with the requirements arising from the set task, but also to consult with the structural engineer in order to avoid unnecessary misunderstandings and to synchronize the proposed functional solutions with the principles of aseismic design.

The structural engineer, on the other side, should at all times respect the architect's idea and, respecting the requirements of the organization and spatial design, together with the technology and organization engineer, should provide greater flexibility of space and cost of construction. The analysis of structural behavior under the influence of the earthquake should be understood only as one of the important segments in the process of designing and constructing the building. If the design, analysis, modeling and dimensioning of a structure are not observed as separate, independent processes, it is possible for a specific function to find a suitable structural system. Taking into account the principles of aseismic design, very simple calculation models can often also provide satisfactory solutions. In this case, the calculation of the structure to seismic actions, as one of the important components necessary for the seismic safety of the building, has a task to verify the validity of the adopted design and structural concepts, rather than to compensate for deficiencies in poorly selected design concept of a particular structure. Contemporary designers of aseismic structures are then able to realize aesthetically valuable objects, considering a series of contradictions and oppositions, yet following the principles of seismic construction. This approach to teamwork from the conceptual design phase to the final realization of the building is a certain step towards the optimal solution that satisfies the architectural requirements of the building, while simultaneously providing the necessary reliability of structures for seismic action.

In the initial stages of designing, with a good cooperation between the architect and structural engineer, it is possible to apply a series of measures that would enable a favorable behavior of the building under seismic action. These measures are related, on the one hand, to the choice of shapes, sizes and proper ratio between dimensions in the foundation and height of the building:

- symmetrical shape of the building foundation,
- equal floor height,
- small value of the ratio between building height and foundation dimensions, and

on the other hand, a suitable configuration also includes appropriate selection of the type and position of structural elements:

- uniformity and continuity of structural members by the building height,
- structural elements in the direction of both axes,
- seismically resistant elements by building circumference,
- short spans of structural elements,
- direct load directions, without the cantilever,
- multiple kinematic stability.

Fig. 1 displays the measures that can be applied during the phase of defining the building configuration, as well as the effects of their application that ensure a favorable behavior of the building under the earthquake action.

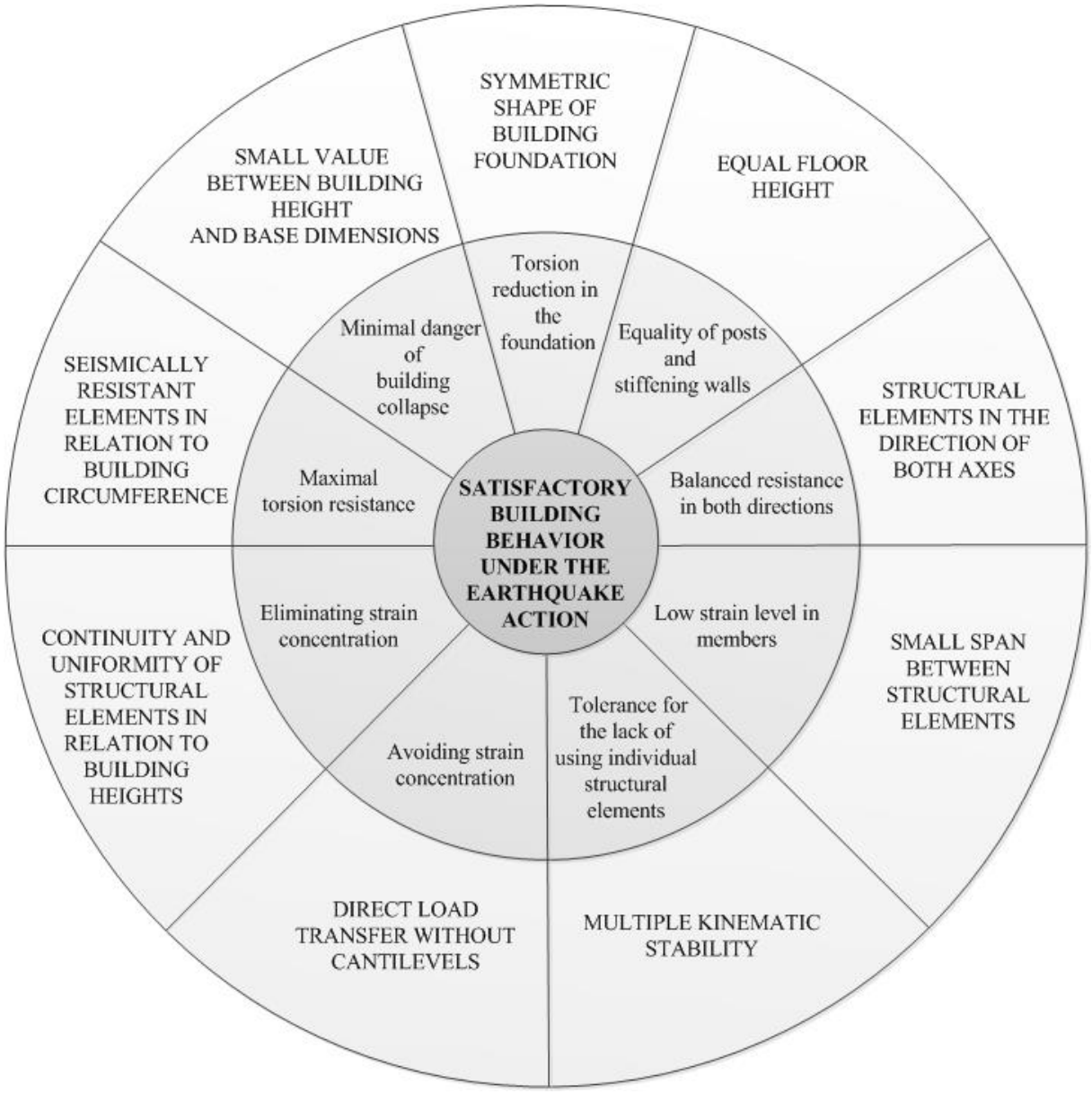


Fig. 1. Measures that can be applied during the conceptual design phase and the effects of their application

Regularity criteria related to the configuration of the building and the influence of the configuration onto the behavior of buildings open the possibility of evaluating design solutions. The ability for the evaluation to be performed during the conceptual design phase is significant, since it enables architects to deal with the consequences which the proposed design solution has on the behavior of the building (analysis, modeling and dimensioning of the structure) in the initial design stages [4], [5]. In that context, the paper [1] proposes an application for faster and more qualitative evaluation of project solutions in order to formulate recommendations for the building design at the level of conceptual design. The application for the defined function, shape and dimensions of the building, based on the defined criteria of regularity, provides information on the structural treatment of the proposed project solution.

3. SEISMIC ARCHITECTURE

The demands for aseismic buildings lead to major contradictions in the functions of buildings and their structure, since they are followed by greater restrictions which the structure sets to functional requirements. In the building process in seismically active areas, it is necessary to find a compromise between the architectural and structural requirements, often conflicting, implying a serious approach to the design and construction in these areas. The adoption to aseismic design requirements is sometimes considered to be limiting to the artistic freedom; however, the essence of this problem is not in its limitations, but in the absence of knowledge and the inability to develop adequate construction that would, within the earthquake-resistant knowledge, present the inventive type of architecture [2], [6]. The development of architecture, as a response to the threats of earthquakes, has in recent decades resulted in a special type of architecture specific to these areas. *Seismic architecture* was actually established as a result of a special approach to architectural design that draws its inspiration from earthquake engineering [7],[8],[3],[9],[10],[6].

The term *earthquake architecture* was first used by Bob Raithermann in 1985 in the paper "Earthquake engineering and earthquake architecture"; yet, the idea of using aseismic measures in architecture is not new. Architect David Farquason, back in 1873, proposed that the aseismic reinforcement from steel should be improved and also used as a decorative element in buildings [11].

The combination and the application of the principles of architectural and aseismic design have developed seismic architecture in response to the extent in which the seismic structure can be used as possible architectural expression. Seismic architecture can be defined as a set of elements of visual, conceptual and symbolic nature that connect architecture and earthquake engineering. Each architectural idea is based on earthquake engineering (aseismic structure) and each seismic intervention that improves the aesthetic quality of the building may be considered as seismic architecture [11], [5].

Seismic architecture combines the best of both fields and establishes a new type of approach to building in the areas prone to earthquakes. Slak and Kilar, in the paper [2], proposed a method for recognition and evaluation of architecture in the context of earthquake resistance. Using this estimation method, it is possible to classify buildings into several different levels of "seismic architecture". The proposed method for the evaluation of seismic architecture combines the seismic (structural) segment and architectural (symbolic) segment, which together form two principal groups of estimation parameters:

1) Parameters related to the seismic resistance of buildings;

2) Parameters related to architectural response to the earthquake threats.

Both sets of parameters require the assessment of data on the building that can be obtained from the detailed drawings of architecture and structure, as well as from the general concept, context and situation at a particular location and the overall appearance of the building, including both visible and conceptual and hidden features.

Authors have proposed the classification into four basic levels:

- **Level 0**: Architecture with no earthquakes that in the evaluation process reaches the maximum value of 25%.
- **Level 1**: Architecture of inferior earthquakes that in the evaluation method reaches values in the interval from 25% to 50%.
- **Level 2**: Balanced earthquake architecture that in the evaluation method reaches values between 50% and 75%.
- **Level 3**: Thorough earthquake architecture that can achieve the highest possible value in the evaluation method of 75 - 100%.

Levels of seismic architecture are presented in Fig. 2.

LEVELS OF SEISMIC ARCHITECTURE

LEVEL 0

The lowest (zero) level presents architecture of "anti- or no-earthquake". In this case, the visual and conceptual expression in architecture is achieved by confronting earthquake reality, since in this case the aseismic design requirements are negated (confrontation) or ignored (indifference). In the worst case, architecture defies the earthquake resistant structure regulations with intentional design errors. This level presents the conflict between earthquake engineering and architecture, as well as earthquake architecture. In this case, legal regulation is the only guarantee that "anti-earthquake" architecture cannot be completely realized in practice.

LEVEL 1

Architectural expressiveness is greater than structure, which, as an inferior partner, mostly provides security and serves the architectural concept which actually is not established from earthquake design. Already prepared building solution, sometimes together with the structure, seeks confirmation in earthquake engineering and is minimally adaptable to seismically resistant demands. It can include advanced technologies, the structure is hidden behind facades, and most details are hidden as well. The impact of structure onto architecture is thus minimal and mostly has inferior role.



Museum in Bilbao

LEVEL 2

Structure design is elaborated and visible on building facades and in interior. Structure design is one of architecture motifs and it is a logical consequence to building design. In this case, a high level of cooperation between two fields, as well as mutual understanding, is essential. The impact of structure on architecture can be significant, but it can also be almost invisible or minimal if it implies the structure integration into the architectural design.



Manantiales building, Chile



Hancock Building in Chicago

LEVEL 3

This level is based on the usage of structure as an exclusive aesthetic form, i.e. the structure is the only form that determines architecture. This principle can be called earthquake resistant structure, it is architecture and it enables a high intensity of development in both earthquake engineering and architecture. It is difficult to talk about the impact on architecture, since in this level the structure is architecture. This approach implies high level of cooperation with engineers, it uses integral knowledge for designing architecture, and it thus presents the synthesis of smart materials, shapes and structures.



Olympic stadium "Bird's Nest" in China

Fig. 2. Levels of seismic architecture

4. POSSIBILITIES FOR ACHIEVING SEISMIC PROTECTION

The loss of human lives and great material damages, occurring as a result of strong earthquakes, results in the design of buildings with adequate seismic protection. Methods for achieving seismic protection, according to the authors of the paper [2], can be divided into four groups: A) tectonic structure, B) basic protection according to regulations, C) passive protection, and D) active protection and developmental systems.

A) Tectonic structure (regularity, symmetry, height restriction, etc.)

This method of protection includes classical, traditional principles of regular structures which have been applied even before the adoption of building codes: the weight is concentrated in the lower part of the building; there are floors; walls are massive (larger dimensions), becoming progressively thinner towards the top; there is regularity (symmetry); the support is direct; the maximum dimension of the base is 1:4; buildings have height restrictions which depend on the materials used; the arrangement of elements demonstrates high density in construction that guarantees the transfer of horizontal shearing force into the foundation. The structure is "designed" to remain elastic during potential earthquakes. Opposite examples are the objects with soft construction, with the weight concentrated in the upper floors, irregularly shaped, with larger sheds, etc.

Many examples (e.g. structure of the Pantheon in Rome, church of St. Sophia in Istanbul, etc.) confirm that the ancient builders resisted earthquakes in a thoughtful way of construction, following seven basic principles [1]:

- Principle of symmetry (weight and stiffness are distributed evenly and symmetrically in relation to the plane passing through the center of gravity of the building);
- Principle of harmony (complied with certain proportions of the building dimensions);
- Principle of antigravity (structures are designed as light as possible with the lower gravity);
- Principle of elasticity (to provide uniform properties to the structure, i.e. use lighter materials, which are more resistant, with elastic properties);
- Principle of the closed system (bearing elements connected to each other to form a continuous contour in a vertical and horizontal direction);
- Principle of adequate foundation (structure support is provided on the ground with stable properties, the selection of the foundation depth, or replacement of weaker soil segments);
- Principle of seismic insulation (soothed vibration processes transferred from soil to the object, using additional devices).

B) Basic protection according to regulations (structure with the necessary combination of bearing capacity and ductility)

Basic protection according to modern building regulations has been developed in recent decades, and today it represents the minimum level of building resistance to earthquakes, which has to be taken into account when building new structures and renovating existing buildings in the areas prone to earthquakes.

Classic concept of seismic protection of buildings is based on ensuring sufficient resistance of the bearing structure, which may be achieved by high bearing capacity of the building or by lower bearing capacity, while ensuring sufficient ductility of the structure [1]. In the first case, structures are designed to withstand the expected maximum earthquake intensity in the elastic range, wherein the bearing structure and all other parts of the object remain undamaged. This concept is applied with very important facilities (nuclear power plants, large span bridges, large dams, etc.). In designing most new buildings and rehabilitating the existing buildings, another mode is applied that allows non-linear behavior of the structure during strong earthquakes, with the emergence of controlled damage degree to the structure, partitions and building equipment. It should be noted that the structural engineer, unlike the architect, is responsible for properly designed structure, meaning that all systems in use have to be compatible with safety and quality requirements.

C) Passive protection (base insulation, energy dissipation systems)

Passive protection encloses various systems of base insulation, which are usually combined with various types of systems or devices for passive energy dissipation. Structural means of passive protection can be divided into two groups: 1) Seismic insulation (elastic-metric or lead rubber bearings, slide bearings with sliding friction, and slide bearings with restoring force), and 2) Damping systems (hysteretic dampers, viscous dampers, and tuned mass/liquid) attenuators, phase transformation dampers).

In the first mode (basic insulation) special devices (seismic insulators) are placed between soil and foundation. They allow the structure to move during an earthquake without or with very little deformation, and hence bearing structure dilatation is small. In the second mode, by setting specific devices (dampers), the characteristics of the structure are altered by increasing the attenuation of the overall system. In this manner, during an earthquake, the structure will be under significantly less impact, keeping possible damage to the minimum. These systems may be placed above the foundation or in the critical areas along the entire structure.

D) Active protection (base insulation + semi-active and active damping systems) and developing systems

This method of protection is an upgrade of passive protection, which includes the use of the latest technologies such as semi-active and active systems of energy dissipation; computer controlled building response in the earthquake simulation using (ER) and (MR) dampers; and other smart variable systems of stiffness and damping. The material properties of ER and MR can be altered in milliseconds applied to electric or magnetic field of low power. At zero electric field, these materials are viscous liquids. At high fields, they behave as viscous-elastic-plastic solid matter. One of the most promising developing technologies today in these areas with frequent seismic activity are systems of neuro-fuzzy logic or fuzzy systems [12]. It is an active, computer-controlled system that monitors the activity of an earthquake at the site and treats the building and its environment as a complex dynamic system. After several earthquakes, the computer as a neural network uses the principle of "unuttered logic" in order to predict the following earthquake. Neuro-fuzzy logic system enables the form of local seismic predictions, which are the most accurate for the building. After processing the information, it is possible to calculate the maximum probability of the earthquake direction and thus automatically "prepare" the building for an earthquake.

5. CONCLUSION

Earthquake engineering has developed different ways of achieving seismic building protection, based on the regulations and recommendations specified in the building standards and regulations, as well as the use of passive and / or active systems for damping and energy dissipation under earthquakes. Designing buildings in seismically active areas emphasizes the importance of cooperation between the architect and the structural engineer to preserve free building design, solution flexibility in architectural design, and to provide the necessary seismic resistance of the structure.

The impact of building configuration on its behavior under the influence of an earthquake emphasizes the importance of good conceptual design. The possibility of evaluating design solutions in the initial stage of design includes aseismic design training for architects, as well as introduction into the consequences that the suggested configuration has on the behavior of a building (analysis, modeling, structure dimensioning).

"Seismic architecture" provides answers for the architect to the problems related to aseismic building design and the realization of ideas within the framework of earthquake resistant structures. It links earthquake engineering and architecture and combines the best of both fields. Solutions inspired by earthquake engineering technologies, where the elements and levels of earthquake engineering

technologies are used as elements of architectural expression, reduce the limitations of traditional principles of aseismic design, and provide the best seismic performance of buildings at the lowest cost for protection.

ACKNOWLEDGEMENTS

The paper presents a part of the research supported by the Ministry of Science and Technological Development of the Republic of Serbia within the technical project TR 36043 entitled: "The development and implementation of a comprehensive approach to new structures and the evaluation of safety of the existing structures for reducing seismic risk in Serbia".

REFERENCES

[1] Dražić, J. (2005). The Analysis of Interaction of Functional and Structural Building Properties in Aseismic Designing, Doctoral dissertation, University of Novi Sad, Faculty of Technical Sciences, Novi Sad.

[2] Slak, T., Kilar, V. (2008). Simplified Ranking System for Recognition and Evaluation of Earthquake Architecture, The 14 World Conference on Earthquake Engineering, October 12-17, Beijing, China.

[3] Garcia, B. (2000). Earthquake Architecture, New construction techniques for earthquake disaster prevention. Loft Publications, Barcelona.

[4] Dražić, J. (2006). Vrednovanje projektnih rešenja aseizmičke konstrukcije u fazi konceptualnog projektovanja, Konferencija Savremena građevinska praksa 2006, Zbornik radova, Novi Sad, str.85-101.

[5] Dražić, J. (2018). Building Design in Seismically active areas, iNDiS 2018, 14. International Scientific Conference, University of Novi Sad, Faculty of Technical Sciences, Department of Civil Engineering and Geodesy, Department of Architecture and Urban Planning in cooperation with Association of Structural Engineers of Serbia, Proceedings, novembar (21-23), 2018, Novi Sad, pp. 523-530.

[6] Slak, T., Kilar, V. (2012). Parameterization and Evaluation of Seismic Resistance within the Context of Architectural Design, Modern Applied Science; Vol. 6, No. 7; 2012, 1913-1852, Published by Canadian Center of Science and Education.

[7] Reitherman, R. (1985). Earthquake Engineering and Earthquake Architecture. Part of the AIA "Workshop for Architects and Related Building Professionals" on Designing for Earthquakes in the Western Mountain States. Retrieved from http://www.curee.org/architecture/

[8] Charleson, A. W., Taylor, M. (2000). Towards an Earthquake Architecture, Proceedings 12th World Conference on Earthquake Engineering January 2000. NZ National Society for Earthquake Engineering, Paper 0858, p. 8.

[9] Charleson, A. W., Taylor, M. (2004). Earthquake architecture explorations. Paper 596, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver.

[10] Slak, T., Kilar, V. (2007). Earthquake architecture as an expression of a stronger architectural identity in seismic areas. In: Brebbia, Carlos Alberto (ed.). Earthquake resistant engineering structures VI. Ashurst, Southampton; Boston: WIT Press. http://dx.doi.org/10.2495/ERES070081

[11] Lunji, M. (2016). Seizmička arhitektura pitanja vizuelne, konceptualne i simboličke prirode, Pogled 17, Časopis Inženjerske komore Crne Gore, br17, Inženjerska komora Crne gore, str.48-55.

[12] Kim, H., Roschke, P. N., Lin, P., Loh, C.(2005). Neuro-fuzzy model of hybrid semi-active base isolation system with FPS bearings and an MR damper. Science direct.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanskiodredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

SE - 8

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

СЕИЗМИЧКА ПОВРЕДЛИВОСТ НА ПОСТОЕЧКИ SИДАНИ ЗГРАДИ, ПРОЕКТ СЕИЗМОSИД - ДОСЕГАШНИ СОГЛЕДУВАЊА

Елена ДУМОВА-ЈОВАНОСКА[1], Грозде АЛЕКСОВСКИ[2], Лилјана ДЕНКОВСКА[3], Сергеј ЧУРИЛОВ[4], Кристина МИЛКОВА[5], Стефан МИЦЕВСКИ[6]

АПСТРАКТ

Значаен број на објекти од sидарија, изградени пред постоењето на прописи за асеизмичко проектирање, се користат како јавни институции, и тоа; училишта, градинки, судови, општинска администрација, судови, музеи, театри и слично. Потребата од анализа на сеизмичкиот ризик на овие објекти е од извонредно значење. Во рамките на научноистражувачкиот проект **СеизмоSид**, анализирани се шеснаесет репрезентативни sидани конструкции. Избраните објекти со архитектура, конструктивни системи и конструктивни материјали, се карактеристични за крајот на деветнаесеттиот и почетокот на дваесеттиот век не само на територијата на нашата земја туку и пошироко на Балканскиот полуостров.

Истражувачките активности во проектот се поделени во четири целини: РП1- селекција на репрезентативни објекти и нивна статичка и динамичка анализа, РП2-експериментална анализа на објектите со амбиентални вибрации (АВТ) и определување на механички карактеристики, РП3- калибрација на динамичките параметри од нумеричка анализа со резултати од АВТ и РП4- определување на криви на сеизмичка повредливост.

Главна цел на проектот **СеизмоSид** е дефинирање на серии на криви на сеизмичка повредливост за четири класи на sидани конструкции (неармирана sидарија со крута/флексибилна меѓукатна конструкција, регуларни/нерегулари) специфични за пет географски региони во Р.С. Македонија со детектиран сериозен сеизмички хазард.

Клучни зборови: *Sидани конструкции; Тестови со амбиентални вибрации; Сеизмички хазард; Сеизмичка повредливост*

[1] Проф. д-р, Градежен факултет, „УКИМ“, Скопје, dumova@gf.ukim.edu.mk
[2] Проф. д-р, Градежен факултет, „УКИМ“, Скопје, aleksovski@gf.ukim.edu.mk
[3] Проф. д-р, Градежен факултет, „УКИМ“, Скопје, denkovska@gf.ukim.edu.mk
[4] Вон. проф. д-р, Градежен факултет, „УКИМ“, Скопје, curilov@gf.ukim.edu.mk
[5] Асист. м-р, Градежен факултет, „УКИМ“, Скопје, milkova@gf.ukim.edu.mk
[6] Надворешен соработник, м-р, Градежен факултет, „УКИМ“, Скопје, micevski@gf.ukim.edu.mk

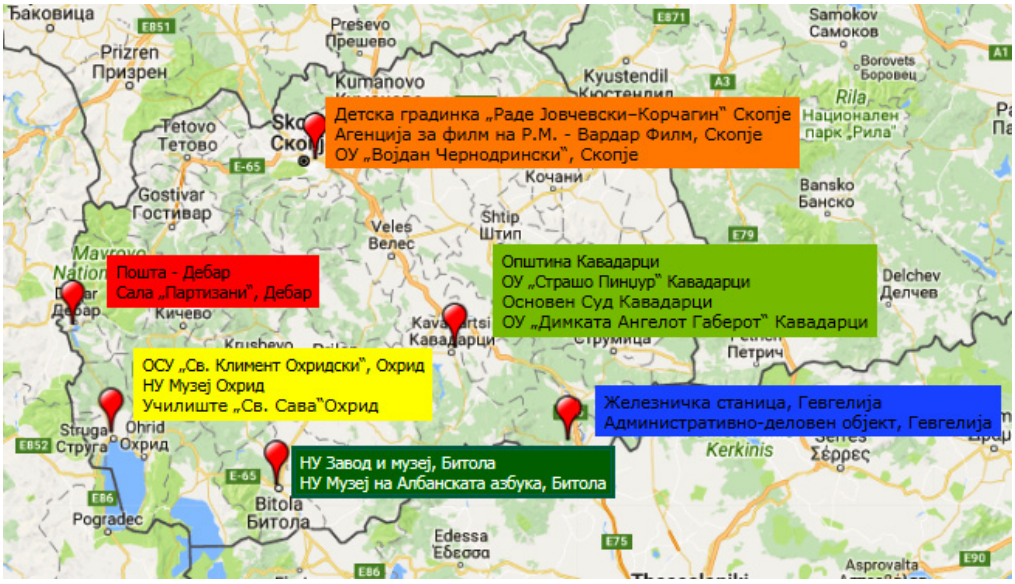
1. ВОВЕД

Серијата земјотреси кои есента 2016 година го погодија Скопје и неговата околина, како и земјотресите кои летото 2017 година се случија во Охридскиот регион силно ја вознемирија јавноста во Република Македонија. Имајќи го предвид слабиот до умерен интензитет на овие настани изненади високото ниво на паника која беше забележана, несоодветно на интензитетот и реалниот ризик предизвикан од земјотресите. Тоа сериозно го наметна прашањето за степенот на управувањето со сеизмички ризик во земјата која после разорниот земјотрес во Скопје 1963 година со помош на тогашната светска елита од областа на земјотресното инженерство вложи многу не само во правилното возобновување на Скопје туку во воспоставување на систем за справување со овој хазард.

Разбудената свест на јавноста за оваа опасност после деновите на (не)оправдана паника доведе до организирање на настан на кој стручната јавност се обиде да даде одговори на погоре изнесената дилема. Изложените сознанија и дискусиите можат да се сублимираат во две суштински констатации: првата, дека во управувањето со сеизмичкиот ризик доминира превенција, но ограничена на изградба на нови објекти, со постоење на регулатива за проектирање на сеизмички отпорни конструкции и втората дека сериозно е запоставена анализата на сеизмичката повредливост на постоечки објекти (особено изградени пред постоење на регулатива за асеизмичко проектирање) чиј број е сериозен особено во внатрешноста на земјата. Не изненадува фактот дека токму тие конструкции доживеаја ограничени неконструктивни и конструктивни штети.

1.1. Предмет и цел

Погоре изнесените согледувања го насочија интересот на научната јавност во земјата на анализа на сеизмичката повредливост на постоечките објекти. Тим од Одделот за анализа на конструкции и земјотресно инженерство на Градежниот факултет од универзитетот „Св.Кирил и Методиј“ од Скопје го фокусираше својот интерес на постоечки објекти изградени на крајот на деветнаесеттиот и првата половина на дваесеттиот век (до Скопскиот земјотрес од 1963 година), кои денес се користат како јавни институции од областа на образованието, администрација и култура. Главната цел на научноистражувачкиот проект Сеизмичка повредливост на sидани конструкции (СеизмоSид 2017-2020) е дефинирање на географски сензитивни криви на сеизмичка повредливост на овој тип на конструкции. Сеизмолошката опсерваторија на Македонија, при Природно-математичкиот факултет на УКИМ и Одделот за математика и наука за Земјата од Универзитетот во Трст, Италија се вклучија во проектните активности, во насока на подетално дефинирање на сеизмичкиот хазард на одделни географски региони од Р.С. Македонија.



Слика 1. Карта со локации на селектираните објекти од неармирана sидарија

Со оглед на фактот што предмет на анализа се конструкции од периодот генерално на првата половина на дваесеттиот век, во кој не постоела ниту свест за потреба од третирање на земјотресите при проектирањето и изградбата на објектите, доминантен конструктивен материјал е неармираната ѕидарија кој се комбинира со ограничена употреба на бетонот, пред се за меѓукатни конструкции и серклажи.

Табела 1. Избрани објекти од типот М5-U (Х е хоризонтална, В е вертикална)

Објект	Град	Изграден [година]	Катови	Висина [m]	Нерегуларност
Гимназија „Св. Климент Охридски“	Охрид	1910	3	11.95	Не
Центар за ментално здравје	Гевгелија	1910	2	7.25	Не
Музеј на албанската азбука	Битола	1921	3	12.16	Не
Спортски центар „Партизан“	Дебар	1930	2	9.80	Х и В
Железничка станица	Гевгелија	1880	3	10.30	Х и В
ОУ „Св. Сава“	Охрид	1900	3	14.25	Х и В
Институт за заштита на споменици	Охрид	1929	4	10	Х и В

Пред да се пристапи на подготовка на истражувачката програма во консултации со локалните власти во неколку општини со умерен до сериозен сеизмички хазард; Скопје, Битола, Охрид, Дебар, Кавадарци и Гевгелија направен е избор на 16 репрезентативни објекти. И тоа: детска градинка, четири основни училишта, гимназија, три музеја, агенција за филм, локален суд, пошта, спортска хала, железничка станица, општина и административна зграда. На Сл. 1 даден е шематски приказ локациите на избраните репрезентативни конструкции. Станува збор за конструкции кои влегуваат во категоризацијата М5 и М6 според класификацијата во Европската макро сеизмичка скала [1]. Она што особено остава впечаток е високиот процент на нерегуларност на овие објекти, како во основа така и по висина. Од шеснаесетте избрани објекти десет се нерегуларни (според дефиницијата за регуларност дадена во Eurocode 8 [2]). Тоа доведе до дополнително прецизирање на избраните конструктивни типови и дефинирање подтипови и тоа; М5-регуларни, М5-нерегуларни и М6-регуларни, М6-нерегуларни (Табели 1 и 2).

1.2. Претходни истражувања од областа на сеизмичката повредливост во Р.С. Македонија

Првите искуства од областа на сеизмичката повредливост во Р.С. Македонија датираат од раните 1990-ти години во Институтот за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија [3]. Следејќи ги тие искуства [4] во својата докторска дисертација презентира методологии за дефинирање на емпириски и аналитички функции на повредливост.

Подоцна [5] предлага аналитички метод за определување на зависности интензитет на земјотрес – штети, применет за дефинирање на криви на повредливост и матрици на веројатност на штети на армиранобетонски системи рамки и рамки со носиви ѕидови.

[6] Во рамките на Европскиот проект Risk-UE разработиле интегрален пристап за процена на сеизмичкото однесување и повредливоста на армиранобетонски конструкции.

Табела 2. Избрани објекти од типот М6-U со АБ меѓукатна конструкција
(Х е хоризонтална, В е вертикална)

Објект	Град	Изграден [година]	Катови	Висина [m]	Нерегуларност
Агенција за филм	Скопје	1950	2	9.70	Не
Институт за заштита на споменици	Битола	1928	3	11.25	Не
ОУ „Страшо Пинџур“	Кавадарци	1941	3	10.60	Х и В
ОУ „Војдан Чернодрински“	Скопје	1955	3	11.70	Х
Општинска зграда	Кавадарци	1955	3	11.30	Х и В
Градинка „Пепелашка“	Скопје	1920	2	10.08	Х
Основен суд	Кавадарци	1945	2	14.28	Х
ОУ „Димката А. Габерот“	Кавадарци	1928	3	15.70	Х и В
Пошта / T-home	Дебар	1935	3	10	Х

2. ПРОЕКТ СЕИЗМОСИД

Во продолжение даден е опис на истражувачките активности и резултати во поедините работни пакети на проектот СеизмоСид.

2.1 РП1 Избор и анализа на карактеристични објекти

За повеќето од селектираните објекти не постоеше релевантна проектна документација, во одредени случаи може да се најдат оскудни и тешко употребливи документи. Оттука како прва задача се наметна потребата премерување на објектите, детален преглед со цел да се изготват технички цртежи кои што подетално ќе ја отсликаат актуелната состојба на носивата конструкција, како и неконструктивните елементи кои со својата маса и крутост можат да влијаат на динамичкиот одговор на конструкциите. Не помал предизвик претставуваше недостатокот од информации за интервенциите изведени на конструкциите низ годините на експлоатација за кои во најголем број случаи информации се добиваа од усни искази на современиците на тие интервенции, било за санација/зајакнување или пренамена на објектите.

Следен чекор беше изготвување на математички/пресметковни модели на конструкциите врз база на изготвените технички цртежи на постојната состојба. За потребите на линеарната статичка и динамичка анализа на конструкциите беше избран софтверскиот пакет SAP2000 [7]. Дефинирани се тродимензионални пресметковни модели во кои носивите ѕидови од неармирана ѕидарија како површински носачи се моделирани со дводимензионални четириаголни конечни елементи. Механичките карактеристики на неармираната ѕидарија во анализата се усвоени во склад со сопствени претходни искуства [8], како и користејќи ги препораките дадени во Eurocode 6 [9] и од [10]. Особен предизвик при дефинирањето на пресметковните модели на објектите претставуваа дрвените флексибилни меѓукатни конструкции, на овој проблем посветено е дел од истражувањето [11].

На така дефинираните пресметковни модели спроведена статичка анализа од гравитациони товари и динамичка анализа за определување на динамичките карактеристики на конструкциите, периодите и обликот на тоновите форми. Добиените вредности од овие анализи претставуваат влезни величини при калибрација на динамичките карактеристики добиени по експериментален пат со тестови со амбиентални вибрации (АВТ).

Една од целите на првиот пакет беше да спроведе сеизмичката анализа според актуелните прописи во земјата, ПИОВСП'81 [12] и да се провери способноста на објектите, изградени пред воведување на сеизмички прописи, да ги прифатат сеизмичките товари според тие прописи. Со оглед на фактот дека овие прописи даваат напатствија само за дефинирање на вкупната сеизмичка сила и нејзина дистрибуција по висина, прилагодување на распределбата на катни сеизмички сили за 3Д модел на поедини носиви ѕидови беше неопходна. За таа цел во анализата определени се припадни волумени на носивите ѕидови и распределбата на сеизмичките сили на поединте носиви ѕидови е направена пропорционално на припадните волумени.

Прописот предлага контрола според дозволени напрегања при што се контролираат главните напрегања на затегање кои се определуваат според следниот образец:

$$\sigma_n = \sqrt{\sigma_0^2/4 + (1{,}5 \cdot \tau_0)^2} - \sigma_0/2 \geq \sigma_{n,doz}$$

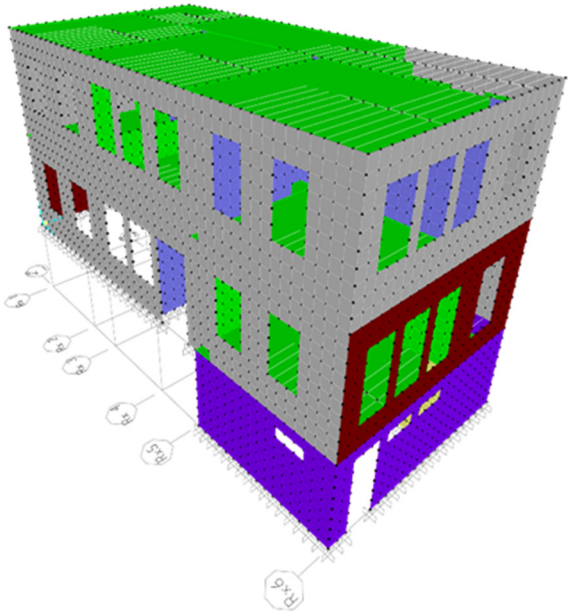
каде: $\sigma_{n,doz}$ - дозволени главни напрегања на затегање (дефинирано во прописи), σ_0 - нормални напрегања од гравитациони товари и τ_0 - напрегања на смолкнување од сеизмичко дејство.

Или контрола на граничната носивост на смолкнување определена според следниот израз:

$$\tau_{ult} = \sigma_{n,ult}/1{,}5 \cdot \sqrt{1 + \sigma_0/\sigma_{n,ult}}$$

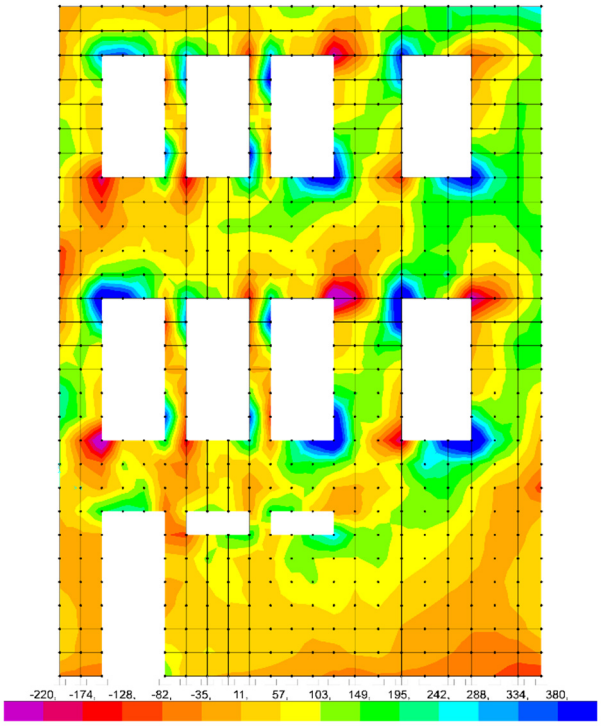
каде: τ_{ult} - ултимативна вредност на напрегањата на смолкнување, $\sigma_{n,ult}$ - ултимативна вредност на главни напрегања на затегање and σ_0 - нормални напрегања од гравитациони товари.

Погоре посочените обрасци се базираат на претпоставката дека анализата ќе се спроведува на дводимензионален модел во кој како носиви елементи се земаат само делови од носивите ѕидови кои се континуирани по целата висина на конструкција (исклучени се деловите од ѕидовите над/под отворите). На таков модел нормалните напрегања континуирано растат од врвот надолу. За разлика од 2Д пресметковни модели вредностите на напрегањата добиени од анализа на 3Д модел имаат одредени отстапувања од таа логика како резултат на соработката на соседните ѕидови во една рамнина (помеѓу отвори) но и со ѕидовите во ортогоналниот правец. Горе посочените констатации упатуваат дека при контролата на сеизмичкиот капацитет според актуелните прописи е поконзистентна доколку се проверуваат максималните главни напрегања со дозволените главни напрегања на затегање и минималните главни напрегања со дозволените напрегања на притисок на ѕидаријата.

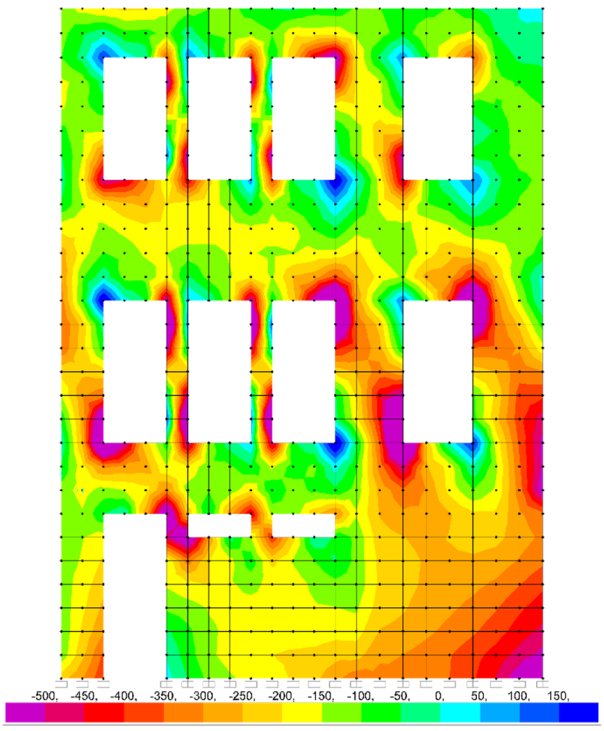


Слика 2. Графички приказ на 3D модел за една од разгледуваните конструкции

На Сл. 2 даден е пресметковниот 3Д модел на еден од објектите, изготвен во софтверскиот пакет SAP2000, а на Сл. 3 и Сл. 4 претставени се максималните и минималните главни напрегања во носивите ѕидови од една рамнина на објектот.



Сл. 3. Максимални главни напрегања од вертикални товари и сеизмичко дејство [KPa]



Сл.4. Минимални главни напрегања од вертикални товари и сеизмичко дејство [KPa]

2.2 РП2 Експериментални анализи

Во рамките на Работниот пакет 2 спроведени се експериментални анализи на избраните објекти од неармирана сидарија и тоа: 1) лабораториски тестови за определување на механички карактеристики на сидаријата и 2) тестови со амбиентални вибрации (АВТ) на објектите на лице место.

Избраните конструкции се изградени од полна тула и варов малтер, оттука целта на лабораториските тестови беше да се определат механичките карактеристики на тулите и малтерот како компоненти и сидаријата како конструктивен материјал. Примероци на тули и малтер беа извадени од два од избраните објекта, кај кои тоа беше одобрено од сопствениците.

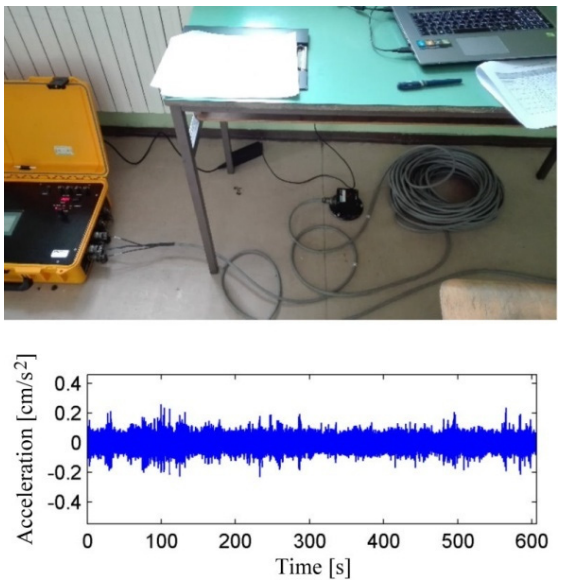
Прво беа спроведени лабораториските тестови на тули и малтер кои покажаа дека тулите имаат просечна специфична тежина од 1744.66 kg/m^3 и просечна јакост на притисок од 9.02 MPa. Типот и квалитетот на малтерот беа детектирани како варов малтер со додаток од дробена тула, со специфична тежина од 1700 kg/m^3, јакост на притисок од 2.18 MPa и јакост на затегање при свиткување од 0.47 MPa.

Втор чекор во лабораториските тестови беше подготовка на 6 примероци со димензии 500x440x125 mm од тулите извадени од селектираните објекти и малтер подготвен со својства на претходно тестираните парчиња малтер извадени од објектите. Рецептурата на малтерот беше составена од речен песок, бар и цемент во сооднос 2.25:1:0.083. Конечните измерени механички карактеристики на лабораториски подготвениот малтер, после 28 дена беа: специфична тежина од 1910 kg/m^3, јакост на притисок од 2.28 MPa и јакост на затегање при свиткување од 0.48 MPa. Со испитување на шесте подготвени примероци од сидарија, Слика 4.a), се доби средна вредност на јакоста на притисок од 2.45N/mm^2.

Динамичките тестови со амбиентални вибрации (АВТ) беа спроведени за сите избрани конструкции [13], со користење на мобилна опрема од системот Digitexx PDAQ Premium и едно и триаксијални акцелерометри, Сл. 5.



а)



б)

Слика 5.
а) Тестови на јакост на притисок на ѕидарија б) Опрема за АВТ и типичен запис на забрзување

Табела 3. Тонови форми за разгледуваните објект добиени со АВТ

Објект	Тип	Трансл. X	Трансл. Y	Рот. XY
Гимназија „Св. Климент Охридски“	M5 - P	3.096	2.539	2.832
Центар за ментално здравје	M5 - P	6.151	3.711	4.883
Музеј на албанската азбука	M5 - P	4.297	5.273	7.813
Спортски центар „Партизан“	M5 - HP	12.402	7.324	/
Железничка станица	M5 - HP	/	/	7.129
ОУ „Св. Сава“	M5 - HP	5.469	3.711	7.227
Институт за заштита на споменици, Охрид	M5 - HP	4.785	2.051	6.25
Агенција за филм	M6 - P	8.301	6.348	NI
Институт за заштита на споменици, Битола	M6 - P	/	/	/
ОУ „Страшо Пинџур“	M6 - HP	/	4.813	/
ОУ „Војдан Чернодрински“	M6 - HP	5.08	4.49	NI
Општинска зграда	M6 - HP	/	/	/
Градинка „Пепелашка“	M6 - HP	6.455	7.422	8.203
Основен суд	M6 - HP	4.102	4.199	4.213
ОУ „Димката А. Габерот“	M6 - HP	5.957	/	5.762
Пошта / T-home	M6 - HP	6.055	6.934	11.523

Во зависност од димензиите и архитектурата на објектите различен број на мерни места беа користени, генерално во дијапазон од 3 до 12 мерни места на кат. Измерените временски записи се со времетраење од 10 минути, со фреквенција на записите од 200 Hz. После одредени постапки за контрола на квалитетот и претпроцесирање на записите, беше спроведена познатата метода на декомпозиција во фреквентен домен (FDD) за определување на тоновите форми. Фреквенциите и обликот на тоновите форми беа определени од претпроцесираните сигнали со користење на софтверската алатка ARTeMIS Modal 4.5 [14].

За секој објект барем една доминантна тонова форма и соодветна фреквенција се идентификувани. Детектираните фреквенции се движат во ранг од 2.05 до 12.40 Hz. Кај повеќето објекти идентификуваните тонови форми претставуваат комбинирани тонови форми кои вклучуваат транслациски и ротациони осцилации, само кај ограничен број на објекти можеа да се детектираат тонови форми со чисти транслациски или ротациони осцилации. Во Табела 3. дадени се фреквенциите на идентификуваните тонови форми на објектите.

Експериментално идентификуваните фреквенциите на тонови форми на објектите беа анализирани во светло на нивната зависност од висината на објектите и односот попречна површина на ѕидовите/вкупна површина во основа, [13]. Не помалку вредни се споредбите на овие вредности со вредностите на основната периода добиени со емпириски образец предложен во Eurocode 8 [2]:

$$T_1 = C_t \cdot H^{3/4} \tag{1}$$

$$C_t = 0.075/\sqrt{A_c} \tag{2}$$

$$A_c = \sum [A_i \cdot (0.2 + (l_{wi}/H)^2)] \tag{3}$$

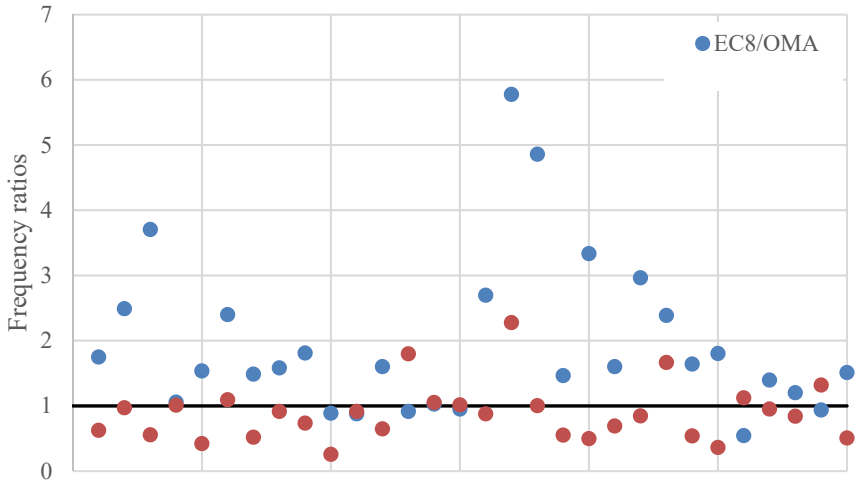
каде; T_1- основна периода, H - висина на објектот, A_c- фкупна ефективна површина на носивите ѕидови (во m^2), A_i – ефективна попречна повшина на носивиот ѕид i на првиот кат од објектот (во m^2), l_{wi}- должина на носивиот ѕид i на првиот кат во правец паралелен на сеизмичкото дејство (во m) со ограничување $l_{wi}/H \leq 0.9$.
По анализа на воочените несовпаѓања преложен е модифициран израз за апроксимативно добивање на основната периода, даден подолу:

$$C_t = \frac{0.075}{\sqrt{A_c}} \cdot \frac{A_c}{6} = \frac{0.0125 \cdot A_c}{\sqrt{A_c}} = 0.0125\sqrt{A_c} \tag{4}$$

На Сл. 6 графички се претставени резултатите добиени со оригиналниот израз даден во Eurocode 8 [2], и со модифицираниот.

2.3 РП3 Калибрација на пресметковните модели со експериментални резултати

Во Работниот пакет 3 беше предвидено да се спроведе калибрација на претходно подготвените 3Д модели со конечни елементи изготвени во софтверскиот пакет SAP2000 [7]. Експериментално проценетите динамичките карактеристики на објектите (периодите/фреквенциите и обликот на тоновите форми) претставуваат величини со кои се спроведе калибрацијата. Споредбата на експериментално добиените и аналитички пресметаните, на 3Д модели, динамички карактеристики на објектите претставува појдовна точка за калибрација. Првична намера беше да испита можноста за оваа намена да се користи автоматизирана постапка со софтверската алатка FEMtools [15]. Успешна примената на ваква алатка би значела сериозно намалување на пресметковниот товар при калибрација на голем на пресметковни модели за голем број на објекти неопходна за понатамошна анализа на нивната сеизмичка повредливост.



Слика 6. Споредба на односот на измерените и пресметаните вредности на фреквенциите на основниот тон, според оригиналниот и модифицираниот израз од Еврокод 8.

За тестирањето на примената на оваа алатка за објекти од неармирана ѕидарија беше направен обид да се калибрираат неколку од шеснаесетте селектирани објекти. Како параметри кои се варираат при калибрирањето избрани се: волуменската тежина, Јунговиот модул на еластичност. Врз основа на спроведените анализи и резултати произлегуваат следните заклучоци во поглед на калибрацијата применета на одбраните конструкции од неармирана ѕидарија:

- ✓ Корелационата анализа, односно спарувањето на пресметаните и измерените тонови форми успешно е спроведено само за една тонова форма на два од објектите, додека на третиот објект, спарени се три тонови форми.
- ✓ Најголема чувствителност на одбраните параметри за калибрирање на математичките модели е добиена за волуменската тежина и Јунговиот модул на еластичност за неармираната ѕидарија.

Ваквите резултати веројатно не треба да изненадуваат имајќи ја на ум сложеноста на ѕидаријата како материјал, нерегуларноста во основа и по висина, но и генералната крутост на објектите од неармирана ѕидарија.

За останатите конструкции се продолжи со калибрација во која мануелно се менуваат избраните механички карактеристики на ѕидаријата во границите дадени во литературата и препораките на кодовите. Од досега анализираните објекти може да се издвои еден генерален заклучок, разликите на експериментално добиените и аналитички пресметаните динамички карактеристики се помали за објектите со крути меѓукатни конструкции па оттука калибрацијата за објектите се постигнува со помалку симулации.

2.4 РП4 Криви на повредливост на ѕидани конструкции

Главна цел на проектот **СеизмоЅид** е дефинирање на серии на криви на сеизмичка повредливост за четири класи на ѕидани конструкции (неармирана ѕидарија со крута/флексибилна меѓукатна конструкција, регуларни/нерегулари) специфични за пет географски региони во Р.С. Македонија со детектиран сериозен сеизмички хазард.

Остварувањето на вака поставените цели вклучува одговор на две клучни прашања; а)на кој начин ќе се дефинира локалниот/регионалниот хазард и б) која методологија за определување на криви на повредливост ќе се примени. Во рамките на проектот **СеизмоЅид** избрано е сеизмичкиот хазард да се дефинира со примена на неодетерминистичкиот пристап предложен од партнерите од Одделот за математика и наука за Земјата од Универзитетот во Трст, Италија.

Сеизмичкиот хазард е претставен во облик на спектри на забрзување за пет региони од територијата на Р.С. Македонија. Во трудот [16] детално е презентиран неодетерминистичкиот пристап и неговата примена за нашата земја. Од извонредно значење за доверливоста на добиените спектри имаат податоците за сеизмичноста на разгледуваните региони обезбедени од Сеизмолошката опсерваторија на Македонија, при Природно-математичкиот факултет на УКИМ.

Паралелно со работата на определувањето на сеизмичкиот хазард се работеше и на тестирање на избраната методологија за определување криви на повредливост на објекти од неармирана ѕидарија, [16]. За таа цел наместо во планираните четири класи на објекти, првично објектите се групирани во две и тоа објекти со носиви ѕидови доминантно распоредени во еден правец и конструкции со ќелиесто распоредени носиви ѕидови. За потребите на определување на криви на повредливост на објекти од неармирана ѕидарија:

- Сеизмичкиот хазард е дефиниран со нееластичен спектар на забрзување на начин зададен во Еврокод 8, при тоа земени се три типа на спектри и тоа соодветни на тип на почва А, В и С а максималното забрзување на подлогата a_g (PGA) варира во опсег од 0.05g до 0.25g. Со варијација на овие два параметри се обезбедува покривање на соодветни вредности за најголем дел од територијата на Р.С. Македонија.
- За определување на одговор на конструкцијата од дадено сеизмичко дејство избрана е методата на спектар на капацитет (нелинеарна статичка анализа). Истата е имплементирана во софтверот MINEA [17], при тоа математичкиот модел на конструкцијата претставува конзола која работи на смолкнување. Во крутоста на конзолата учествуваат само носиви ѕидови кои се континуирани по цела висина на објектот, т.е. не се зема предвид придонесот во крутоста на елементите на ѕидот над отворите. Во софтверот се контролираат три можни механизам на лом; на свиткување (BL), лом на дијагонално затегнување (SZ) и лом на смолкнување (SS).
- Како показател на штети избрано е спектрално поместување S_d. Избрани се пет состојби на штети при што опсегот на показателот на штети кој дефинира одредено ниво на штети е усвоен според предлогот на [18]. Првата состојба означува дека конструкцијата не доживеала никакви штети, додека пак петтото ниво означува целосен колапс.
- Врз основа на одговорите од анализираните објекти и варијација на типови на почви и интензитети на сеизмичкото дејство дефинирани се функциите на дистрибуција на штети. Со познати функции на дистрибуција на штети се определени криви на повредливост за двете разгледувани класи на објекти од неармирана ѕидарија.

3. ЗАКЛУЧОК

Досегашните искуства и резултати од истражувањата можат да се сублимираат во следните заклучоци:

Работен пакет 1:

- При анализа на постоечки објекти од неармирана ѕидарија, изградени пред постоење на прописи за асеизмичко проектирање, со цел да се согледа нивниот капацитет за прифаќање на сеизмички товар пред се спроведува сеизмичка анализа дефинирана во [11] за проектирање на ѕидани конструкции.
- За спроведување на ваква анализа се препорачува примена на расположливи софтверски пакети со кои се спроведува линеарна анализа, при тоа да се променува 3Д модел во кој носивите ѕидови се моделираат со површински конечни елементи. Ваквиот модел овозможува прецизно моделирање на отворите како и соработката помеѓу носивите ѕидови од двата ортогонални правци.
- Актуелниот пропис контролата на напрегања ја дефинира според пристапот на дозволени напрегања. Со оглед на фактот дека се користи 3Д модел со конечни елементи при контролата на сеизмичкиот капацитет според актуелните прописи се препорачува да се

проверуваат максималните главни напрегања со дозволените главни напрегања на затегање и минималните главни напрегања со дозволените напрегања на притисок на ѕидаријата.

- Сериозен проблем останува моделирањето на флексибилните (дрвени) меѓукатни конструкции. Доколку е познат распоредот на носивите греди се препорачува нивно моделирање со линиски елементи зглобно поврзани со носивите ѕидови.

Работен пакет 2:

- Со оглед на ограничениот број примероци (тули, малтер) од селектираните објекти достапни за лабораториски испитување, може само да констатира дека добиените вредности на механичките карактеристики се во рамките на вредностите добиени од други истражувачи, достапни во литературата.
- Експериментално идентификуваните фреквенции на тоновите форми на селектираните објекти од неармирана ѕидарија се движат во ранг од 2 до 10 Hz, при тоа не е детектирана корелација на фреквенциите со висина на објектите, типот на меѓукатната конструкција или регуларноста на објектите. Фреквенциите на основниот тон споредени со соодветните вредности добиени со користење на емпириски образец даден во Eurocode 8 [2] укажаа на големи отстапувања. Тргнувајќи од премисата дека односот попречна површна на носивите ѕидови/вкупна површина е клучен параметар при апроксимативно определување на периодата на основниот тон, предложена е модификација на изразот даден во Еврокод 8, која дава подобро совпаѓање на експериментално идентификуваните и пресметаните вредности.

Работен пакет 3:

- Обидот калибрацијата на 3Д пресметковните модели со конечни елементи со експериментално добиените динамички карактеристики на конструкциите (периоди и облици на тоновите форми) да се спроведе автоматизирано со примена на софтверската алатка FEMtools [15] покажа сериозни потешкотии. На објектите со нерегуларности на конструктивниот систем не може успешно да се примени оваа постапка.
- При калибрација на пресметковните модели со експериментално идентификувани величини најголемо влијание имаат волуменската тежина и Јунговиот модул на еластичност за неармираната ѕидарија.
- Најголеми отстапувања на експериментално идентификуваните фреквенции и аналитички добиените на првичните пресметковни модели се забележуваат кај објектите со флексибилни (дрвени) меѓукатни конструкции.

Работен пакет 4:

- ✓ Обликот на добиените криви за објекти од неармирана ѕидарија со доминантно носиви ѕидови во еден правец, во која категорија влегуваат најголем број на училишни згради, укажува дека до интензитет на земјотрес од 0.10g објектите имаа мали штети, додека веќе на интензитет од 0.20g веројатноста на појавување на големи штети е повеќе од 50%.
- ✓ Обликот на добиените криви за објекти од неармирана ѕидарија со ќелиест распоред носиви ѕидови, во која категорија влегуваат најголем број на административни објекти, укажува дека до интензитет на земјотрес од 0.08g објектите имаа мали штети, додека веќе на интензитет од 0.15g веројатноста на појавување на големи штети е повеќе од 50%.

БЛАГОДАРНОСТ

Авторите изразуваат искрена благодарност на општинските авторитети и раководителите на институциите сместени во избраните репрезентативни конструкции, што овозможија пристап до објектите, како и помош при обезбедување на расположива документација за објектите. Не помала благодарноста за компанијата Digitexx Data Systems Inc., за обезбедување на потребната опрема при мерења амбиенталните вибрации и Заводот за испитување на материјали „Скопје“ АД Скопје, за спроведените

тестови на механичките карактеристики на пробните тела од репрезентативните конструкции. Досега спроведените истражувачки активности се финансирани од Катедрата за теорија на конструкции и компјутерска анализа од Градежниот факултет во Скопје, со финансиска поддршка од Цементарница „Титан“-Скопје и АДИНГ-Скопје. Истражувањата не ќе беа толку исцрпни без мотивираното учество на нашите магистранти: Ангела Гулевска, Александра Настова, Александар Руменовски, Дамјан Стаматовски, Ивана Николовкса, Кирил Перунковски, Мартина Тренова, Петар Ѓурчиновски, Петар Цветановски, Фестим Адеми.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Grünthal, G. (1998). European macroseismic scale 1998. European Seismological Commission (ESC).

[2] EN 1998-1 (2004), Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance, Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, CEN, Brussels.

[3] Petrovski J, Ristić D, Nocevski N (1992). Evaluation of vulnerability and potential seismic risk level buildings, *Proceedings of European Conference on Earthquake Engineering*, Madrid.

[4] Nocevski N K (1993). Definition of empirical and theoretical models for assessment of vulnerability level in high rise buildings, *Doctoral thesis*, IZIIS – Skopje.

[5] Dumova-Jovanoska E (2000).*"*Fragility curves for reinforced concrete structures in Skopje (Macedonia) region*",* Elsevier Journal, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, volume/issue 19/6, 30-Aug-2000

[6] Milutinović Z, Trendafiloski G, (2003). *Project "Risk-UE An advanced approach to earthquake risk scenarios with applications to different European towns"*, Contract: EVK4-CT-2000-00014.

[7] SAP2000 v.14 (2010), computer software, Computers & Structures.INC, San Francisco, California.

[8] Churilov S, Dumova-Jovanoska E (2013). In-plane shear behaviour of unreinforced and jacketed brick masonry walls. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Volume 50, July 2013, Pages 85–105.

[9] EN 1996-1-1 (2005). Eurocode 6 - Design of masonry structures, Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures, CEN, Brussels.

[10] Tomaževič M. (1999). Earthquake Resistant Design of Masonry Buildings, Imperial College Press, 1999.

[11] Denkovska et al. (2018), The influence of in-plane stiffness of timber floors on the seismic response of existing masonry buildings, 18-21 June, Thessaloniki.

[12] PIOVSP'81 (1981), Technical Regulations for Design and Construction of Buildings in Seismic Regions, *Official Gazette of S.F.R. Yugoslavia*, No. 31/81, 49/82, 29/83, 21/88, 52/90.

[13] Churilov et al. (2018). Ambient Vibration Testing of Public Unreinforced Masonry Buildings from the beginning of the 20th Century,16ECEE, 18-21 June, Thessaloniki.

[14] SVIBS-Structural Vibration Solutions (2014).ARTeMIS Modal 2.5.0.5, Aalborg, Denmark. www.svibs.com.

[15] FEMtools UM (2012). FEMtools Dynamic Design Solutions N.V. (DDS)

[16] Milkova et al. (2018). Region specific application of neo-deterministic analysis for reliable seismic hazard assessment, 16ECEE, 18-21 June, Thessaloniki.

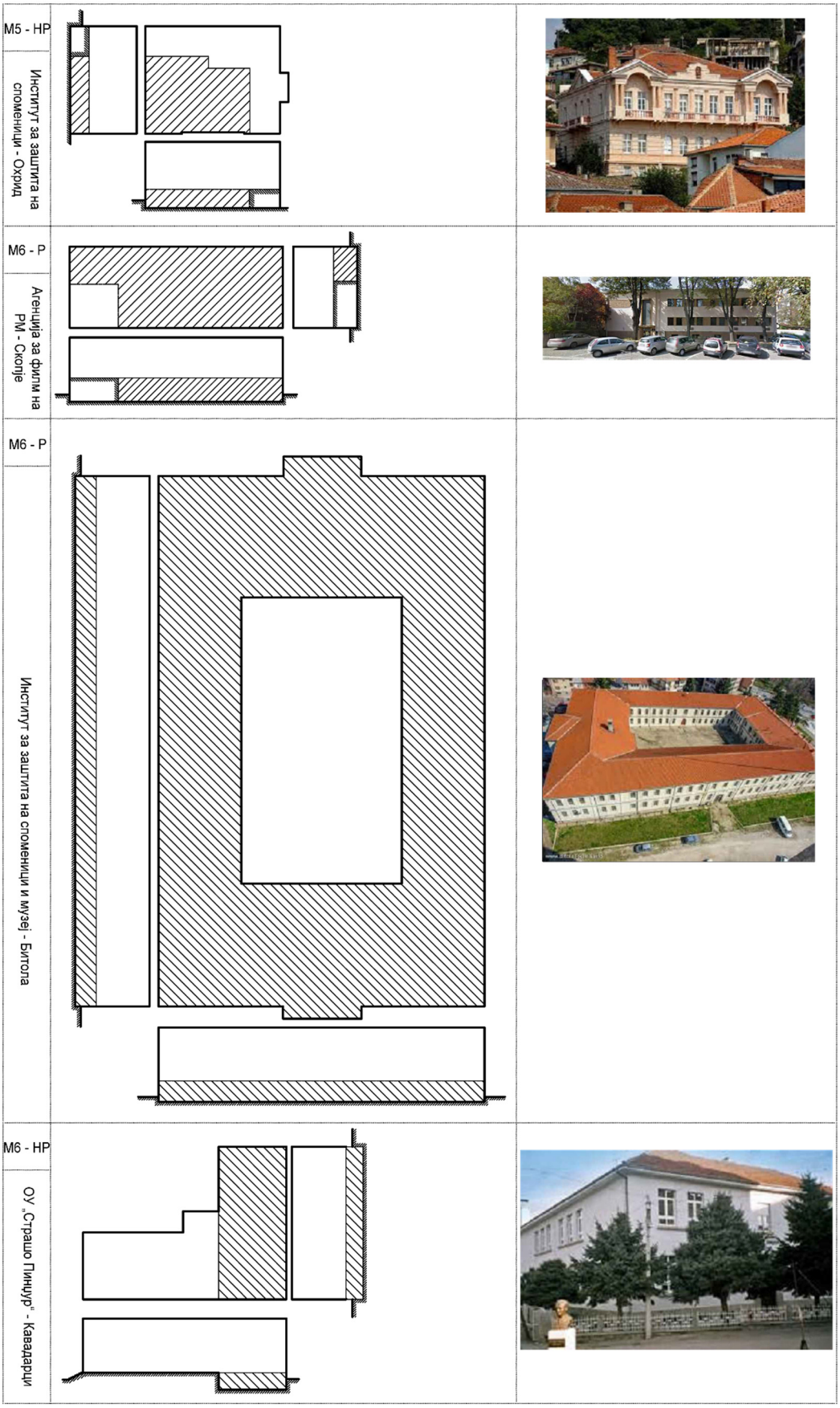
[17] MINEA software (2019). SDA-Engineering GmbH, Kaiserstraße_100,TPH III/B,52134 Herzogenrath, Germany, http://www.mineadesign.de.

[18] Lagomarsino, S., & Penna, A. (2003). Guidelines for the implementation of the II level vulnerability methodology. WP4: vulnerability assessment of current buildings. RISK-UE project: an advanced approach to earthquake risk scenarios with application to different European towns.

ПРИЛОГ



Сл. 5.1. Основа, пресеци и фотографии од избраните објекти



Сл. 5.2. Основа, пресеци и фотографии од избраните објекти



Сл. 5.3. Основа, пресеци и фотографии од избраните објекти

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

SE - 9

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

КОНСТРУКТИВНИ СИСТЕМИ НА УЛТРА ВИСОКИ ЗГРАДИ ВО СЕИЗМИЧКИ АКТИВНИ РЕГИОНИ

Кефајет ЕДИП[1], Голубка НЕЧЕВСКА-ЦВЕТАНОВСКА[2]

АПСТРАКТ

Желбата на човекот да ги постигне височините постоела уште во времето на првите цивилизации. Почнувањето на користење на лифтови за вертикална комуникација во згради и развојот на градежната индустрија во 19-ти век го вовеле првиот концепт на висока зграда или висококатница.

Поради големата висина висококатниците се изложени на хоризонтални сили предизвикани од ветер, но тие што се наоѓаат во сеизмички активни региони дополнително се изложени и на ризикот од можен земјотрес. Во високите објекти, покрај постигнување отпорност на гравитационите (аксијални) сили, многу важно е да се постигне отпорност на хоризонталните сили предизвикани од ветер и сеизмичност.

Најчесто користените конструктивни системи отпорни на хоризонтални сили се: крута рамка, ѕидови на смолкнување, надворешни појасни крути гредни решетки, рамка со туба, туба во туба и друго. Според градежниот материјал висококатница може да биде од челична, а.б. или композитна конструкција. Во зависност од градежниот материјал на конструкцијата и конструктивниот склоп може да се постигнат различни висини на згради.

Во овој труд е направен опис на неколку конструктивни системи карактеристични за висококатници со голема отпорност на хоризонтални сили и анализа на случај на конструкција на три изведени висококатници во сеизмички активни региони, тие се: кулата Таипеи 101 (101 надземни катови) во Тајван, кулата Шангаи (121 надземни катови) во Кина и кулите Џевахир (42 надземни катови) во Северна Македонија.

Клучни зборови: *Анализа на случај на конструкција на висококатници, висококатници и сеизмичност*

[1] М-р, Студент на докторски студии, УКИМ-ИЗИИС, Меѓународен Балкански Универзитет, Скопје, Република Северна Македонија, edip.kefajet@gmail.com

[2] Проф. д-р, ИЗИИС, Универзитет “Св. Кирил и Методиј”, Скопје, Република Северна Македонија, golubka@pluto.iziis.ukim.edu.mk

1. КОНСТРУКТИВНИ СИСТЕМИ НА УЛТРА ВИСОКИ ЗГРАДИ ВО СЕИЗМИЧКИ АКТИВНИ РЕГИОНИ

Историскиот развој на денешните модерни висококатници датира од 19-ти век, односно е тесно поврзано со развојот на науката, технологијата и индустријализацијата. Пронаоѓањето на лифтовите како и истовремениот развој на градежните материјали и градежната индустрија ја овозможиле изградбата на високите згради.

Поради големата висина сите висококатници се изложени на хоризонтално влијание на ветер. Но, висококатниците кои што се наоѓаат во сеизмички активни региони дополнително се изложени и на ризикот од можен земјотрес. Затоа покрај отпорноста на вертикалните (гравитациони) сили, во висококатниците е многу важно да се постигне отпорност на хоризонталните сили предизвикани од ветер и земјотрес.

Во висококатници најчесто користени конструктивни системи отпорни на хоризонтални сили се:

- Крута рамка
- Рамка со спрегови
- Ѕидови на смолкнување
- Рамка со ѕидови на смолкнување
- Рамка со спрегови, надворешни и појасни крути гредни решетки
- Рамка со туба
- Туба во туба
- Туба со надворешни дијагонални спрегови

Градежниот материјал и видот на конструктивниот систем го определуваат капацитетот на носивост односно максималната висина на зградата [1].

Во овој труд е направен преглед на примери на висококатници изградени во сеизмички активни региони во светот и кај нас:

- Кулата Таипеи 101
- Кулата Шангаи
- Кулите Џевахир

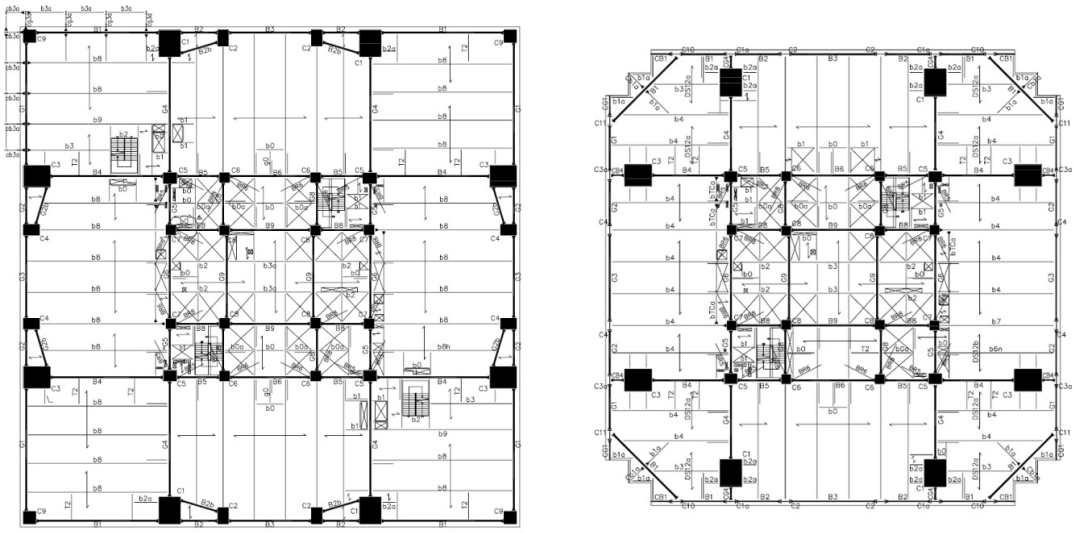
2. КУЛАТА ТАИПЕИ 101

Таипеи 101 (Таипеи Светска Финансиска Корпорација) е висококатница со висина од 508 метри и се состои од 101 надземни катови. Концептот на дизајнот се базира на традиционалната архитектура на Пагода. Долниот дел од кулата е пирамида со висина од 25 катови која се стеснува нагоре, додека горните 8 сегменти од кулата се надолу превртени пирамиди со висина од по 8 катови. Дизајнот на формата е направена според тајфуни со повратен период од 100 години со сила од 43,3m/sec. Забците од превртените пирамиди со должина од 2,5м драматично го намалуваат влијанието на ветерот. Проблемот на ветрови е константен во Таиван, но поради геолошката положба морало да се земе во предвид и ефектот на сеизмичките сили [2].

Конструктивниот систем на ова кула се состои од централно јадро зајакнато со спрегови кое што се поврзува со столбови од периметралната рамка со помош на надворешни крути гредни решетки кои опфаќаат висина од два ката (сл.1). Најчесто овие катови се наменети за технички простории или остави. Јадрото зајакнато со спрегови од темелите до кат 8 содржи и а.б. ѕидови. Мегарамката од надворешни крути гредни решетки и надворешни крути столбови го стабилизираат јадрото. Над секој сегмент од повлекување на кулата постои појас од крута гредна решетка која го пренесува периметралниот товар на надворешни супер столбови поставени по два на секоја страна од основата. На овој начин, конструктивните елементи првично наменети за примање на гравитациони товари истовремено обезбедуваат и аксијална крутост [2].

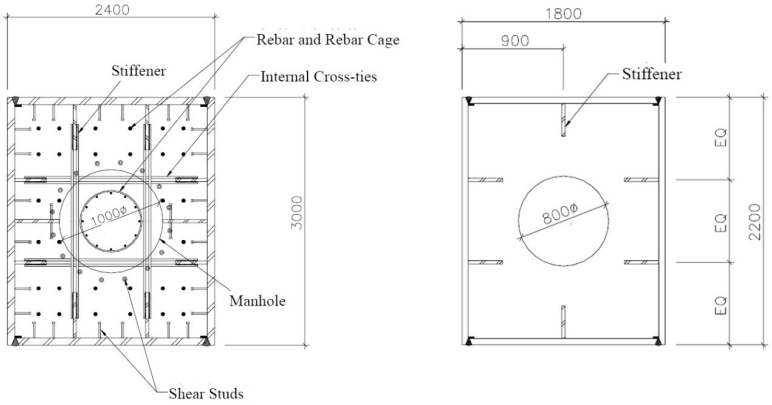
Во Таипеи 101 проблемот да се постигне истовремено доволна крутост за поместувања предизвикани од ветер и сеизмичка дуктилност на рамките е решен на следниот начин:

конструкцијата е дизајнирана да биде доволно крута и потоа е направена проверка за сеизмичка дуктилност и јакост на сеизмички сили. За ова цел се направени двојни конструкции: челични рамки кои примаат моменти делуваат заедно со јадрото зајакнато со спрегови и надворешни крути гредни решетки. Дополнително, врските помеѓу греди и столбови од јадрото овозможуваат алтернативен пат на спроведување на товари во случај на преоптоварување на елемент од спрегови [2].



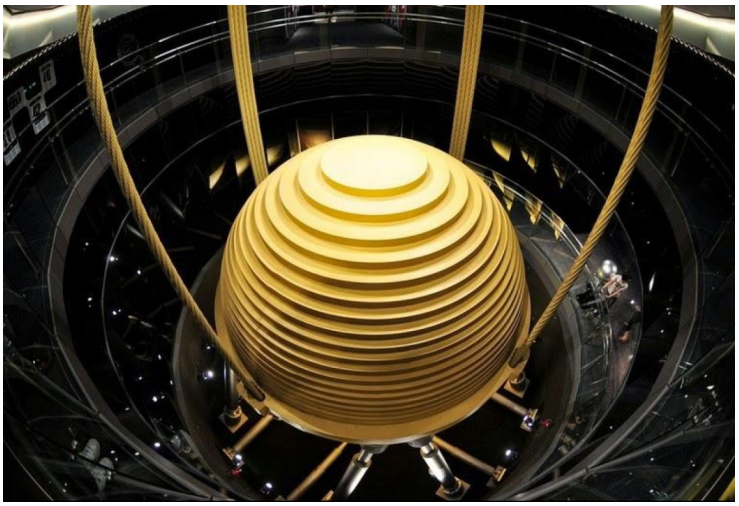
Сл.1. Карактеристична основа на кула на долните (лево) и горните (десно) катови [3]

Супер столбовите (сл.2) се челични квадрати со внатрешни траки и арматура полнети со бетон со сила од 69.000 kPa. Во кулата до кат 90 (сл.4) овие супер столбови овозможуваат зголемена крутост на конструкцијата при што се минимизираат меѓуспратните поместувања предизвикани од превртувачка ротација на долните катови [2].



Сл. 2. Детали на супер столб [3]

Со цел придушување на движењата на зградата во кулата Таипеи 101 е поставена сфера тешка 726 тони која што функционира како тег за синхронизирано придушување (сл.3). Овој тег претставува 0,24% од вкупната тежина на зградата, тој е поставен на ниво 88 поврзано со сајли на кат 92 и функционира со едноставно нишање. Во случај на земјотрес, отпорноста на амортизерите ќе се зголеми и ќе го ограничи движењето на тегот. Покрај овој систем на придушување, зградата е опремена и со дополнителни системи на амортизирање на движење [2].



Сл. 3. Тег за придушување [интернет]



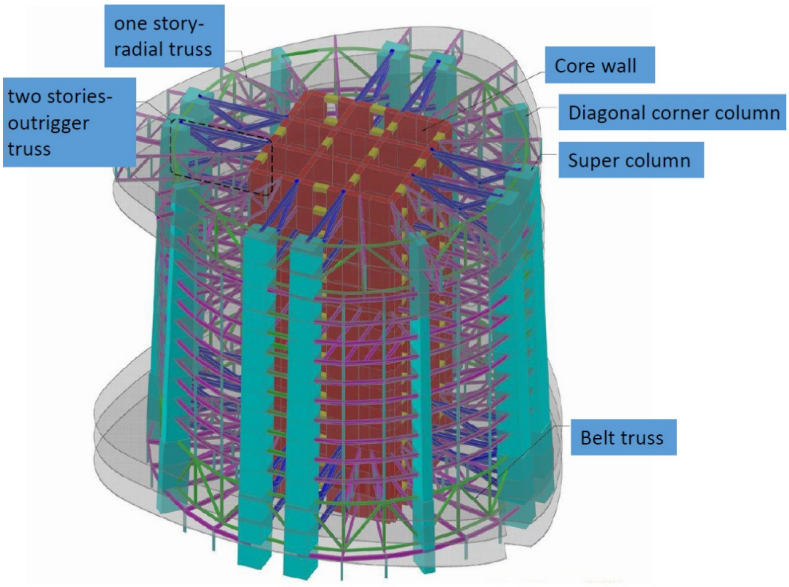
Сл. 4. Пресеци и изглед на кула [3]

Во Таипеи 101 користени се две системи на темелење, темелен ѕид со дебелина од 1,2 метри и длабочина од 47 м ги заобиколува кулата и трговскиот центар. Секој столб од атриумот на трговскиот центар лежи на кол со дијаметар од 2 метри и вдлабнати од 5 до 28 метри во тло до длабочина на носива земја. Вториот темелен ѕид со дебелина од 3 до 4,7м ја опкружува основата на кулата, примајќи ги товарите од столбовите и ѕидовите на смолкнување и ги пренесува на 380 колови со дијаметар од 1,5м поставени на 4 метри растојание. Коловите имаат капацитет на носивост од приближно 907 тони [2].

3. КУЛАТА ШАНГАИ

Кулата Шангаи се наоѓа во финансиска-трговска зона на ново Лујиазиу, во непосредна близина на кулите Цин Мао (420,5м) и Светски Финансиски Центар (474м) во Шангаи, Кина. Висококатницата Шангаи има висина од 632 метри, односно се состои од 121 катови. Кулата има ротирачка форма произлезена од испитувања на ветровен тунел, 55% од основата се врти за 120º при што се овозможува намалување на ефектот на ветрови за 24%. Функционалната програма на зградата е организирана во 9 вертикални зони [4].

Конструкцијата на кулата се состои од три дела: јадро, надворешна мега рамка (супер столбови со дупли појасни решетки) и надворешни крути гредни решетки. Армирано бетонската конструкција на јадрото се состои од 9 ќелии во форма на квадрат во долните катови кое што на погорните катови преминува во форма на крст. На краевите од јадрото поставени се челични столбови вградени во ѕид кои ја спроведуваат врската меѓу јадрото и надворешната гредна решетка (сл.5) [5].



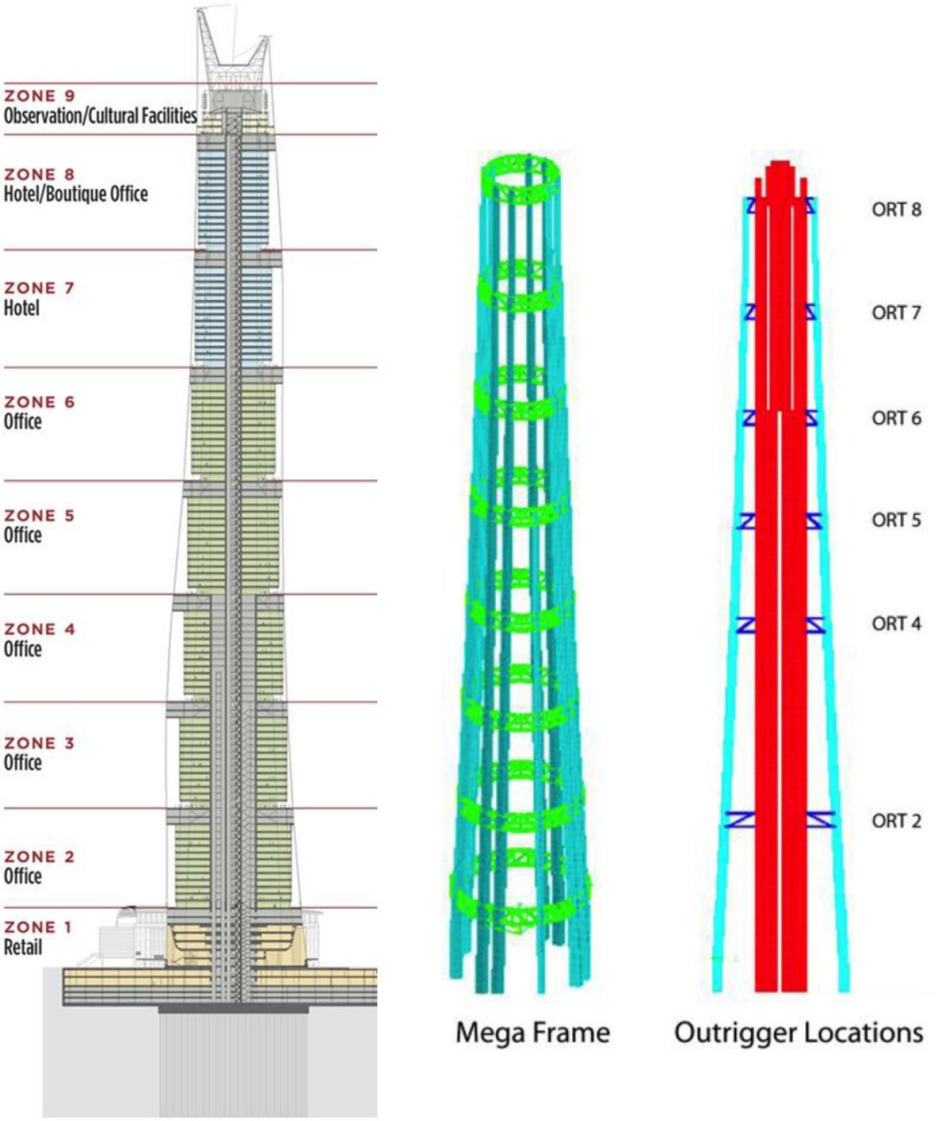
Сл. 5. Трдогимензионален изглед на конструкцијата [6]

Супер столбовите се композитни, тие се челични профили обвиени со армиран бетон, групирани по две на сите четири страни од основата се протегаат до зона 8. Дополнително 4 дијагонални супер столбови со агол од 45º во основа се поставени помеѓу ортогоналните супер столбови со цел да го намалат распонот меѓу столбовите (сл.5). Аголните столбови делуваат заедно со 8 групи на појасни гредни решетки кои се протегаат низ дво-катна висина, при што формираат надворешна мега рамка [5].

Појасните гредни решетки и надворешните гредни решетки се од челик. Овие конструктивни елементи се меѓусебно поврзани при што формираат кутиеста решетка која обезбедува доволна крутост на конструкцијата за отпорност на торзија. Исто така, појасните решетки служат за пренесување на гравитационите товари од секундарните челични столбови на супер столбовите [5]. Во допирот на две соседни зони со висина од два ката се протега надворешна крута гредна решетка (сл.6). Овие два ката служат како технички простории за сместување на електрични, водоводни и други инсталации. Во долните зони од кулата надворешните гредни решетки ја намалуваат основната периода на зградата, додека во горните зони допринесуваат за контролирање на катните поместувања. Низ целата висина на кулата поставени се вкупно 6 групи на надворешни крути гредни решетки (сл.6).

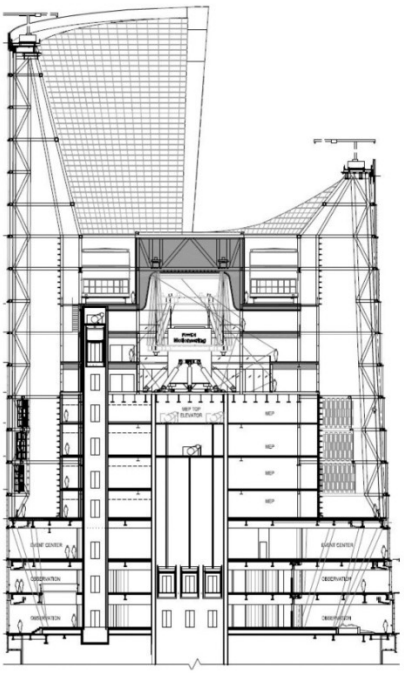
Заедно со појасна гредна решетка надворешната гредна решетка овозможува конструкцијата да биде доволно крута согласно барањата на градежниот закон на Кина [5]. Во кулата отпорноста на хоризонтални и вертикални сили се обезбедува преку внатрешната цилиндрична кула.

Првичната отпорност на хоризонтални сили се врши со помош на следниве конструкции: јадро, надворешна крута гредна решетка и супер столбови. Ова конструкција е подржана и од мега рамка составена од супер столбови, дијагонални столбови и дупли појаси на гредни решетки во секоја зона [4].



Сл. 6. Пресек низ кулата [5] и изгледи на конструктивните елементи [6]

Во деветтата зона од кулата, исто така нарекувана круна од кулата Шангаи, се формира атриум од небо. Конструктивниот систем на круната е составена од вертикални решетки кои ги примаат гравитационите товари и служат како потпора на фасадната потконструкција (сл.7). Хоризонталните сили преку радијалните потпори се пренесуваат на рамката од јадрото. Исто така, во круната од кулата се наоѓа тег за контролирано придувшување со тежина од 1.100 тони за балансирање на хоризонталните влијанија од ветер и земјотрес [4].



Сл. 7. Пресек низ врвот од кулата [6]



Сл. 8. Надворешен изглед на кулата [5]

Темелењето на високите згради е голем предизвик поради големите вертикални сили од гравитација и големите хоризонтални сили од ветер и сеизмичност. Местоположбата на кулата се одликува со слаба носива почва до длабочина од 120 метри. Од аспект на сеизмичност локацијата на кулата Шангаи се смета за тип 4 односно најнепожелна категорија на почва според Кинескиот градежен правилник. Кулата (сл.8) е темелена на темелна плоча со дебелина од 6 метри која е подржана од 947 колови со дијаметар од 1 метар инјектирани во тло со лиен бетон. Покрај мрежаст распоред, коловите под јадрото и супер столбовите се повеќе концентрирано распоредени. Коловите со капацитет на носивост од 1000 тони се со длабочина од 52 м до 56м. Со цел за еднаква распределба на товарите од кулата, на подземните катови со висина од 5 ката направени се конструктивни ѕидови кои ги поврзуваат ѕидовите од јадрото и супер столбовите [4].

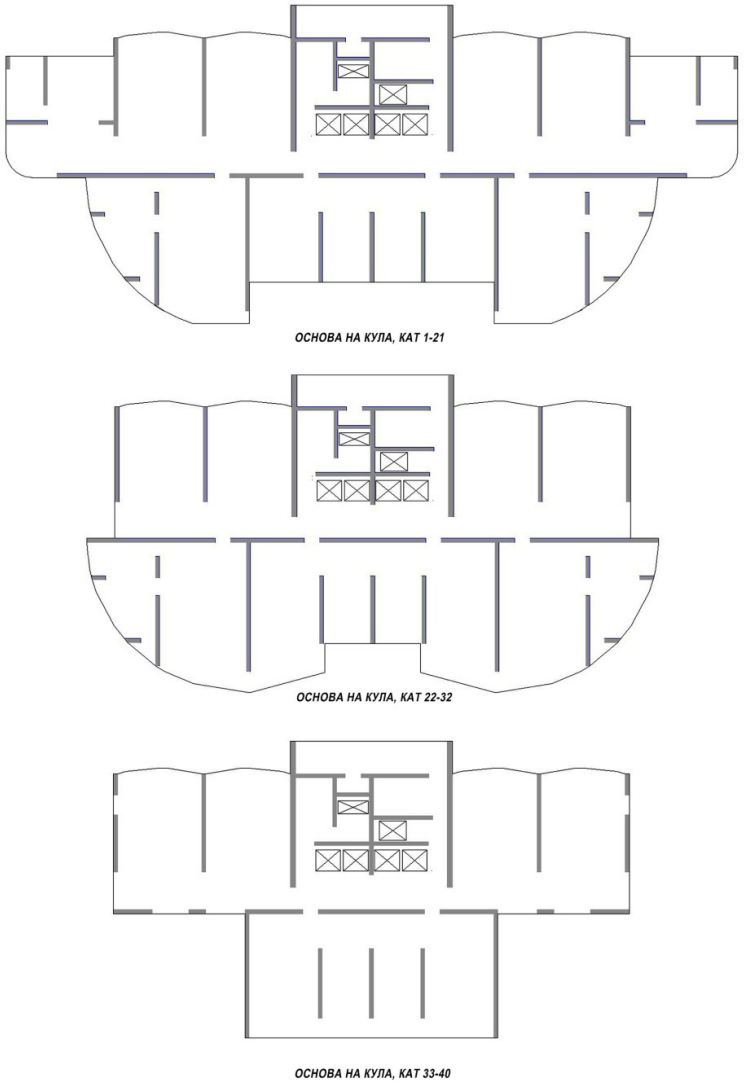
4. КУЛИТЕ ЏЕВАХИР

Станбено деловниот комплекс Џевахир се состои од 4 идентични станбени кули со висина од 42 ката и трговски центар. Вкупната висина на една станбена кула изнесува 133.20 метри. Во нашата земја овие кули претставуваат досега највисоко изградени станбени згради. Становите се распоредени од кат 1 до кат 40 додека кат 41 претставува технички кат.

Катната висина на станбените катови од кулата (1-40) е 3 метри, на приземјето катната висина изнесува 5,40 метри, на подземно ниво 1 катната висина е 330см и на подземно ниво 2 катната висина е 280см.

На приземјето на кулата има главен влез со рецепција, спортски и рекреативни содржини како сквош, фитнес, сауна, турска бања и санитарни групи.

Паркинг површините потребни за станбените кули и трговскиот центар се сместени во двата подземни нивоа кои функционираат како заеднички простор на овој комплекс [7].



Сл. 9. Основи на кула од кат 1 до 40 [8]

Конструктивниот систем на станбена кула се состои од јадро со а.б. ѕидови и систем на а.б. ѕидови кои се поврзуваат со јадрото со помош на греди со висина од 60см. Јадрото завзема централно место и во него се сместени две скалишни јадра, 6 патнички лифтови и техничка просторија од секој кат. Во правоаголната основа на кулата во средишниот дел се протега а.б. ѕид на кој што од двете страни се поврзуваат ортогонални а.б. ѕидови (сл.9). Димензиите на а.б. ѕидови се 25см, 30см и 40см. Меѓукатната конструкција на станбените катови (1-40) е со димензија од 20см. На подземните нивоа и на приземјето димензијата на м.к. е 25см. На кат 41 (технички кат) челичниот кафез е направен од хоризонтални, вертикални и дијагонални елементи со кутијаст профил со димензии 60x100x32мм [7]. Гравитационите сили се пренесуваат низ а.б. ѕидови, додека јадрото ги прима хоризонталните сили. А.б. ѕидовите ги минимизираат катните поместувања предизвикани од сеизмички сили [8].

Територијата на Скопје се класифицира во сеизмички активен регион со период на повратливост на земјотреси од 50 години. Затоа сеизмичките сили се земени како клучен фактор при проектирањето на кулите. Од друга страна, поради географската местоположба на Скопје, влијанието од ветер не е земено во предвид која што има мала брзина односно 28km/h [7].



Сл.11. 3Д модел на конструкција [8] и изглед на изведена состојба [интернет]

Станбената кула има а.б. темелна плоча со дебелина од 175см. Под темелната плоча поставени се а.б. колови со дијаметар од 1м и длабочина од 28м. Капацитетот на носивост на коловите изнесува 505 тони [8].

За ефикасна изградба на станбените кули е употребена тунелска оплата за лиење на а.б. конструкцијата од кат 1 до кат 40 (сл.10). Приземјето и подземните катови се лиени со систем на класична оплата. Исто така и кат 41 кој што е технички кат е изведен со класична оплата [7].



Сл. 10. Тунесла оплата [теренска посета/2012год]

5. ЗАКЛУЧОК

При проектирање треба да се има во предвид дека конструкциите кои што се проектирани да ги издржат гравитационите товари не обезбедуваат истовремено издржливост на сеизмички сили. Во сеизмички активни региони за постигнување на стабилност на конструкцијата потребно е пресметување на хоризонталните сили предизвикани од земјотрес и спроведување на детали на армирање за постигнување на дуктилност на конструкцијата. Од наведените примери може да се заклучи дека со соодветна конструкција и во сеизмички активни региони е возможно да се изградат современи висококатници.

ЛИТЕРАТУРА

[1] M. SARKISIAN (2016). Designing Tall Buildings, Structure as Architecture. Taylor&Francis Group, pp. 121-126.

[2] D. POON, et al. (2004). Structural Design of Taipei 101. CTBUH Seoul Conference.

[3] SH. SHIEH, et al. (2015). Structural Design of Composite Super-Columns for Taipei 101. www.researchgate.net

[4] J.XIA et al. (2010). Case study: Shanghai Tower, CTBUH Journal

[5] YI ZHU, et al. (2014). Structural Design Challenges of Shanghai Tower. www.thorntontomasetti.com

[6] A. NICHOLS, et al. (2014). Applied Arch. Structure, Case Study Presentation, Hong Kong Polytechnical University

[7] BTT&FAS (2011). Станбено-деловен комплекс Џевахир, Скопје, Технички опис за фаза Архитектура и проектна документација

[8] TIMKA ENGINEERING (2011). Станбено-деловен комплекс Џевахир, Скопје, Конструктивен извештај и проектна документација за станбени кули.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

SE - 10

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

SOFT STOREY EFFECTS ON SEISMIC ANALYSIS OF MULTISTOREY FRAME IN SSI PROBLEMS

Kemal EDIP[1], Vlatko SHESHOV[2], Julijana BOJADJIEVA[3], Toni KITANOVSKI[4], Jordanka CHANEVA[5], Dejan IVANOVSKI[6]

ABSTRACT

In this work general principles of applying soil structure interaction (SSI) to frame structures has been considered. The accent of the study has been given to the soft storey effects in SSI and the results are compared accordingly. The soil medium is simulated as a four layered infill as dense and loose medium. The frame structure is taken to be a four storey RC structure. The boundaries in the soil medium are considered as infinite elements in order to absorb the radiating waves. When considering the four storey frame structure, it is of great importance to study its behavior both to the parametric change in the soil and the structural stiffness. Thus, the soil medium is simulated as dense and loose medium by altering the shear wave velocities. On the other hand, the frame structure is simulated as regular and as a structure with soft storey in order to alter its stiffness. The soil structure system is subjected to time history acceleration in which the results of frame elements have been analysed comparatively. In the first parametric comparison the soil density is altered in order to compare the internal forces. Next, the stiffness of the frame structure is softened and the results are considered consequently. The obtained results show interesting outcome which should be taken into consideration in analysis. The conducted analyses have revealed interesting clues and are considered in detail.

Keywords: *Soft storey, soil structure interaction, infinite elements*

[1] Assoc. Prof. PhD, UKIM-IZIIS, Skopje, N. Macedonia, kemal@pluto.iziis.ukim.edu.mk
[2] Prof. PhD, UKIM-IZIIS, Skopje, N. Macedonia, vlatko@pluto.iziis.ukim.edu.mk
[3] Assist. Prof. PhD, UKIM-IZIIS, Skopje, N. Macedonia, jule@pluto.iziis.ukim.edu.mk
[4] MSc., UKIM-IZIIS, Skopje, N. Macedonia, tonik@pluto.iziis.ukim.edu.mk
[5] MSc., UKIM-IZIIS, Skopje, N. Macedonia, dance@pluto.iziis.ukim.edu.mk
[6] BSc, UKIM-IZIIS, Skopje, N. Macedonia, ivanovski@pluto.iziis.ukim.edu.mk

1. INTRODUCTION

In numerical simulation of frame structures considering the earthquake input as time dependent acceleration there has been significant advances in softwares. A missing point however has been the treatment of soil structure interaction SSI effects on both the strong motions transmitted to the structure and the structural response to these motions. Moreover, in numerical simulation of soil medium as a wide region the boundaries should be given special concern not to impact the results by reflection of the traveling waves in the soil medium. In dynamic analysis the situation is additionally complicated by the inertia terms such the radiation of the wave should be considered. In order to take into consideration the reflection of waves infinite elements have been used as boundaries in the soil medium.

2. INFINITE ELEMENTS

The formulation of infinite elements is the same as for the finite elements in addition to the mapping of the domain. Infinite elements are first developed by Zienkiewicz et al. [1] and since then have been developed in frequency and time domain. In the work of Häggblad et al. [2] infinite elements with absorbing properties have been proposed which can be used in time domain. In this work the development of infinite element has followed the techniques considering the time domain in which the infinite element is obtained from a six nodded finite element as shown in Fig 1.

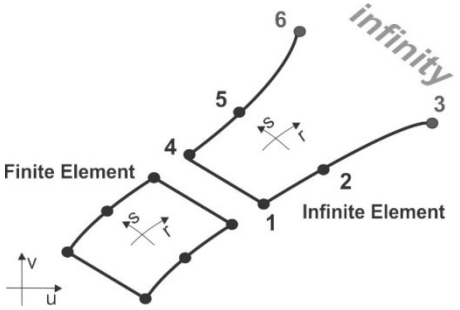


Fig. 1. Coupling of finite and infinite elements

The element displacement in *u* and *v* direction is interpolated with the usual shape functions N^1, N^2, N^4, N^5 *and* N^7*:*

$$u = [N^1 \quad N^2 \quad 0 \quad N^4 \quad N^5 \quad 0 \quad N^7 \quad 0]\mathbf{u}$$
$$v = [N^1 \quad N^2 \quad 0 \quad N^4 \quad N^5 \quad 0 \quad N^7 \quad 0]\mathbf{v} \qquad (1)$$

In expression (1), **u** and **v** are vectors with nodal point displacements in global coordinates. The shape functions are given in expression (2) as:

$$\begin{aligned} N^1 &= -(r-1)(-1+s)(s+1+r)/4 \\ N^2 &= (r-1)(1+r)(-1+s)/2 \\ N^4 &= -(r-1)(1+s)(s-1-r)/4 \\ N^5 &= -(r-1)(1+r)(1+s)/2 \\ N^7 &= (-1+s)(1+s)(r-1)/2 \end{aligned} \qquad (2)$$

Based on the iso-parametric concept, the infinite element in global coordinate is mapped onto an element in local coordinate system using the expression in (3). In the formulation of the infinite element, only the positive *r* direction extends to infinity.

$$r = [M^1 \quad M^2 \quad 0 \quad M^4 \quad M^5 \quad 0 \quad M^7 \quad 0]\mathbf{r}$$
$$s = [M^1 \quad M^2 \quad 0 \quad M^4 \quad M^5 \quad 0 \quad M^7 \quad 0]\mathbf{s} \qquad (3)$$

where

$$M^1 = -\frac{(1-s)rs}{1-r}$$

$$M^2 = -\frac{(1-s)(1+r)}{2(1-r)}$$

$$M^4 = -\frac{(1+s)rs}{1-r} \qquad (4)$$

$$M^5 = -\frac{(1+s)(1+r)}{2(1-r)}$$

$$M^7 = -\frac{2r(1+s)(1-s)}{(1-r)}$$

In expression (3), **r** and **s** are vectors of nodal point displacements in local coordinates where it is to be mentioned that, on the side of infinity ($r=1$), no mappings are assigned to the nodes as it is taken that no displacement is possible at infinity. The number and location of the nodes connecting finite and infinite elements must coincide to guarantee continuity condition between the elements. The main advantage of the proposed infinite elements is that the number of nodes on the infinite element allow coupling with finite elements with eight nodes which are used for displacement sensitive problems. Construction of element matrices is done by using the usual procedures as described in Bathe [1]. The new coordinate interpolation functions are taken into consideration in the Jacobian matrix as described in Bettess[2]. For the absorbing layer of the infinite element, the Lysmer-Kuhlmeyer [3] approach is used. In all cases, a plane strain two dimensional case is studied. For impact of plane waves on element sides, normal and tangential stresses are derived as follows:

$$\begin{bmatrix} \sigma^n \\ \tau \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} a\rho c^p & 0 \\ 0 & b\rho c^s \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{u}^n \\ \dot{u}^t \end{bmatrix} \qquad (5)$$

where c^P and c^S indicate compression and shear waves, ρ is the density of soil medium. In order to take into account the directions of the incident waves, coefficients a and b as suggested by Kouroussis [4] are used as multipliers for better wave absorption. Transformation from local to global coordinates is done automatically by the ANSYS software [5] such that there is no need of defining transformation matrices. By adding together the parts from each element, the governing incremental equations for equilibrium in dynamic analysis are obtained. The programming of the infinite element has been done using the Programmable Features of ANSYS[5]. For the sake of verification of the presented infinite elements, a couple of unbounded problems taking into account the static and dynamic cases, are shown.

3. COUPLED SOIL STRUCTURE INTERACTION MODELLING

In this direct time-domain method, the soil medium is modelled by two dimensional quadrilaterals using the finite element method. In order to show the influence of the soil medium in the response of SSI system, two types of soil modelling is considered similar to the investigations done in the work of Edip [6] and Sheshov [7].

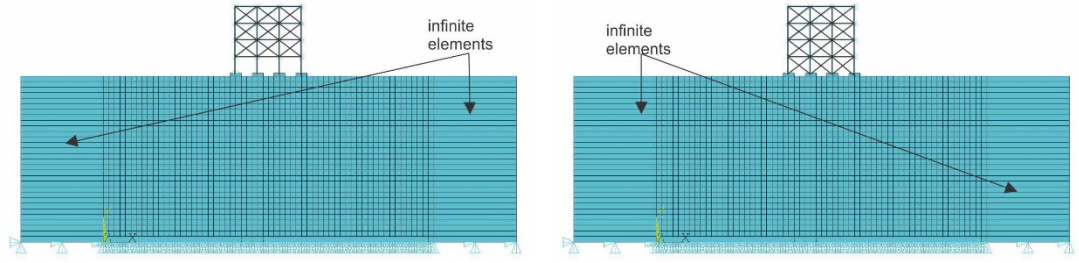


Fig. 2. Four storey frame with different stiffness simulation

The effect of soil-structure interaction is carried out by using the acceleration time history of the El Centro earthquake with a scaled peak ground acceleration of 0.25g. The moment transfer capability between the column and the footing is created by using a constraint equation where the rotation of the beam is transferred as force couples to the plane element. The seismic analysis is done using the software ANSYS in which both soil and structure are considered simultaneously.

The natural periods of frame structures with and without the presence of soft storey are 0.45s and 0.41s respectively. The soil medium characteristics for the soil layer are taken as given in the Table 1 below.

Table 1. Soil medium characteristics

Soil medium	Layer number	Thickness (m)	Unit weight (kN/m^3)	Shear velocity (m/s)
Dense soil	1	3	16	330
	2	7	17	420
	3	6	17.5	510
	4	14	18	690
Loose soil	1	3	16	160
	2	7	17	210
	3	6	17.5	250
	4	14	18	340

As it is given in Figure 2 the four storey frame structure rests above a soil medium composed of finite elements and infinite elements. In order to make a parametric analysis, first acceleration and displacement at the top of the frame structure are simulated considering loose and dense soil medium as given in the work of Edip [8]. The results of time history analysis are given in Figure 3.

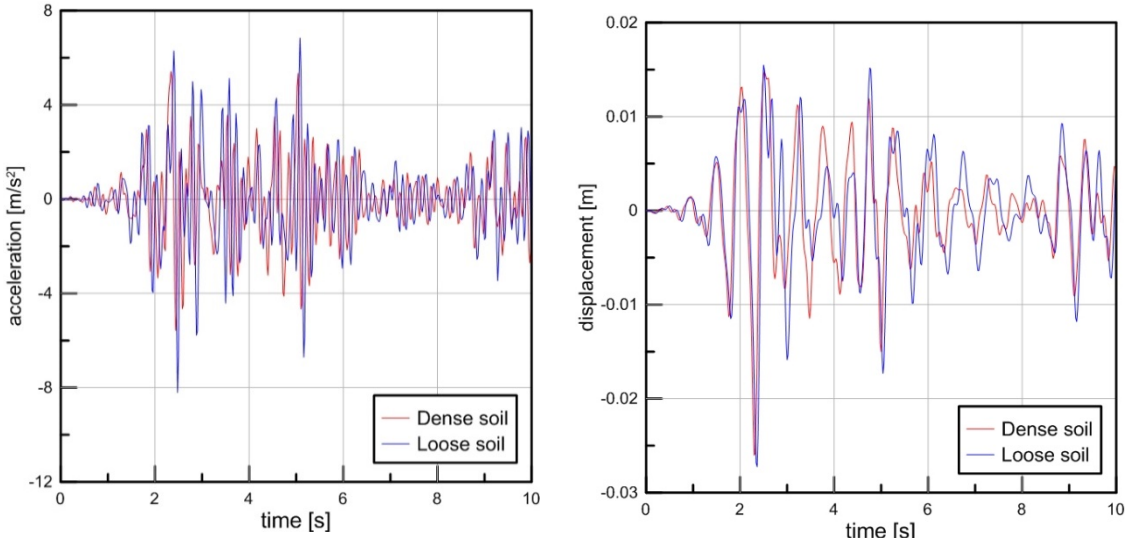


Fig. 3. Comparison of acceleration and displacement time histories at the top of the structure

As can be seen from Figure 3, the comparison shows that the loose soil conditions increase the acceleration values at the response of the soil-structure interaction system. In the acceleration comparison diagram it can be seen that the dense and loose soil responses follow each other although in the mid-span of the response the values of acceleration in loose soil are increased. In the authors view this is due to the input acceleration and has not relation to the strain accumulation. The smoothness of

the curves in both acceleration and displacement graphs is evidence that there is no reflection from the side boundaries of infinite elements.

Next, the comparisons are done considering the stiffness change in the structural system. Namely, the loose soil conditions have been adopted in order to reflect the soil structure interaction effects in a better way. Comparison of acceleration and displacement at the top of the frame structure is given in the figure below:

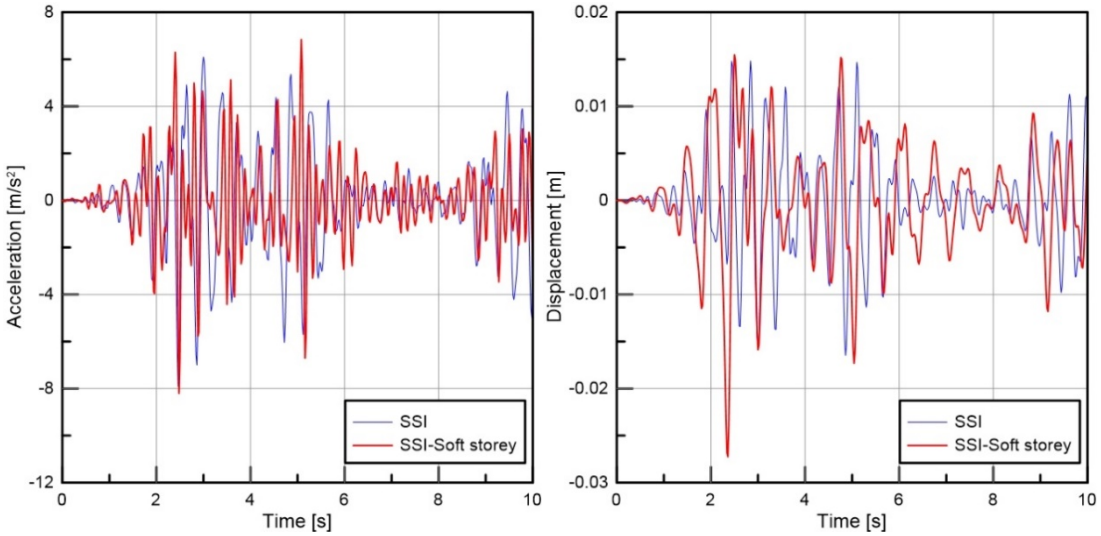


Fig. 4. Comparison of acceleration and displacement time histories considering soft storey effects

From Figure 4 it can be seen that the structure with soft storey decreases the acceleration values while increasing the displacement values. The obtained results in Figure 4 are in the acceptable boundaries since the ratios between the responses values vary up to value of 5. The most interesting point in comparison of internal points take place in comparing the structural moments values at the top of the structure. In Figure 5 the comparison of structural moment at the top of frame structure is shown.

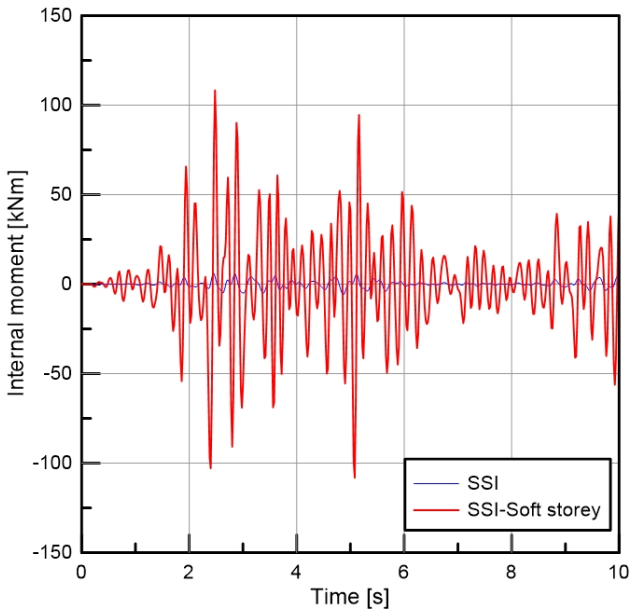


Fig. 5. Comparison of internal moment time histories considering soft storey

As can be seen from Figure 5 the internal moment values in soft storey structural system are increased enormously. The increase of internal moment values is based on response of the structure due to soil structure interaction where the base storey stiffness is reduced enormously. This shows the fact that soft storey effects although small in displacement and acceleration can influence the overall behavior of the structural analysis. Thus it is of great importance to consider the both structure and soil when analyzing structural systems and avoid soft stories in structures.

4. CONCLUSIONS

In this work the influence of soft storey in SSI system in structural response of a four storey frame is considered. In order to make a more general comparison the soil medium is considered to be of soft and stiff nature. The soil medium is considered as composed of four layers extending to infinity. The unbounded soil boundary conditions are considered to be of infinite elements which simulate both dense and loose soil conditions in an acceptable correctness. The results obtained from the analysis show that effects of soil modelling and its effect of soft storey structural elements are important factors to be considered in simulation of real structures. The presence of the soft storey especially plays significant role when considering the internal moments in the frame structure. It can be concluded that in seismic prone regions when soil medium is composed of loose soil materials it is suggested to avoid the soft storey in the structural modelling.

REFERENCES

[1] K.J.Bathe, *Finite Element Procedures in Engineering Analysis*. 1982, Englewood Cliffs. NJ, : Prentice-Hall.

[2] Bettess, P., *More on infinite elements.* INTERNATIONAL JOURNAL FOR NUMERICAL *METHODS* IN ENGINEERING, 1980. **15**(11): p. 1613-1626.

[3] Lysmer, J. *and* R.L. Kuhlmeyer, *Finite Dynamic Model for Infinite Media.* J.Engng Mech. Div., ASCE, 1969. **95,**: p. 859-877.

[4] Kouroussis, G., O. Verlinden, and C. Conti, *Finite-Dynamic Model for Infinite Media: Corrected Solution of Viscous Boundary Efficiency.* Journal of Engineering Mechanics, 2011. **137**(7): p. 509-511.

[5] ANSYS. *Fem Software*. 2006.

[6] Edip, K., *Development of three phase model with finite and infinite elements for dynamic analysis of soil media*. 2013, Ss. Cyril and Methodius: Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology.

[7] Sesov, V., et al., *Development of New Infinite Element for Numerical Simulation of Wave Propagation in Soil Media*, in *Experimental Research in Earthquake Engineering*. 2015, Springer. p. 423-436.

[8] K.Edip, V.Sesov., J.Bojadjieva and T.Kitanovski. *Contact effects on seismic analysis of multi-storey frame in soil structure interaction SSI problems*. in *Geo Environment and Construction European conference,Tirana, Albania*. 2015.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanskiodredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

SE - 11

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

SEISMIC BEHAVIOUR OF MASONRY INFILLED RC FRAME STRUCTURES WITH INCLUDED SOIL-STRUCTURE INTERACTION

Shpresim IBRAIMI[1], Koce TODOROV[2], Ljupco LAZAROV[3]

ABSTRACT

The phenomenon of the presence of masonry infill panels and soil-structure interaction have a significant influence on the seismic response of reinforced concrete buildings, but their effect is often neglected in most of the seismic regulations. Masonry infill affects the response of the structure, with increasing the lateral stiffness and strength, and affects the ductility, while SSI reduces the stiffness, which results with increasing the period of vibration and subsequently with reduction of the accelerations.

In order to take into consideration the influence of masonry infill and soil-structure interaction in the response of the buildings exposed to seismic action, 20 reinforced concrete frame structures with different storeys, 3 and 10 storeys, are analysed in this paper. Another scope, was to check if a failure in the soil could appear. Actually, during seismic design, the nonlinearities which occurs in the elements that will have a ductile behaviour are allowed, while plastification in the soil should not appear. Therefore, the safety coefficients are used in the foundation design. However, by including the infill in the analysis, the capacity of the structure is increased, and the same can reflect in loss of bearing capacity of the soil. In the process of evaluation, one type of masonry infill and three types of soil with defined strength-deformation characteristics, namely stiff, medium and soft soil type are adopted. The analysis was carried out for three levels of seismic hazard, i.e. maximum ground acceleration of 0.12g, 0.24g and 0.36g. A nonlinear static analysis was carried out, while the target displacements were determined using the N2 method and the extension of the N2 method for infilled frames. The analysis is performed using SAP2000 software.

The obtained results show that the presence of infill increases the strength and stiffness of analysed structures. On the other hand, soil-structure interaction reduces the stiffness, it does not affect the bearing capacity, but increases the expected displacements of the structure.

Keywords: *masonry infill; soil-structure interaction; nonlinear static analysis; N2 method; seismic demand*

[1] MSc Civil Engineer, ZIM "Skopje" AD Skopje, Institute for Testing Materials and Development of New Technologies "Skopje" AD - Skopje, Skopje, Republic of North Macedonia, shpresimi@yahoo.it

[2] Assoc. Prof., PhD, Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of North Macedonia, todorov@gf.ukim.edu.mk

[3] Prof., PhD, Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of North Macedonia, lazarov@gf.ukim.edu.mk

1. INTRODUCTION

Earthquakes represent rare phenomena that are difficult to be predicted by their intensity, place, time and frequency of occurrence. From these reasons, as well as due to the probability of an earthquake occurring at a given location during the lifetime of a structure, the design for seismic effects is significantly different from the design for the action of other groups of loads.

During earthquakes, the structures are expected to entered in the nonlinear range of behaviour, and inertial forces of considerable intensity appear, so the design for seismic effects is carried out with reduced elastic forces, which are several times smaller than the forces during the elastic behaviour of structures. The designing for elastic behaviour leads to uneconomic structures. For this reason, in the design process is introduced the concept of reduction of elastic forces to account for the ensured ductility. The reduction factor is related to the ability of the structure to develop plastic deformations, that is, to possess a certain level of global ductility. In this way, in the design process, is consciously allowed the structure to enter the nonlinear behaviour, with calculated risk for occurrence of certain acceptable level of damage, but it is necessary to prevent unwanted collapse mechanisms.

Certain phenomena are often neglected in the design process, due to simplifications, lack of practical methods for analysis and absence of clear provisions in the seismic regulations. Masonry infill, soil-structure interaction, effective stiffness of reinforced concrete elements, etc., are only part of parameters that can have significant influence on the seismic response of reinforced concrete buildings.

2. SEISMIC RESPONSE OF REINFORCED CONCRETE FRAMES WITH MASONRY INFILL

The construction of high rise buildings is basically associated with infill frames, and the masonry infill panels are used as interior partitions and external walls, mostly to satisfy the architectural requirements. Masonry infill is characterized with significant strength and stiffness and it can greatly alter the response of the structure exposed to dynamic loads. The experiences from the occurred earthquakes indicate that the effect of masonry infill can be variable, that is favourable, with the contribution of the infill in increasing the strength and stiffness capacity of the structure, and unfavourable, in case of irregular distribution of the infill in plane and along building height, which can result in "soft" storey mechanism, torsion effects, brittle failures of reinforced concrete columns due to local effects of the infill, etc.

The presence of masonry infill in the reinforced concrete frames changes the structural behaviour, thus the predominant frame whose elements are subjected to bending is transformed into a predominant truss whose elements are subjected to axial forces, fig 1. Under the influence of lateral loads, these systems are exposed to a high nonlinear response, which is caused by the interaction between the infill and the frame. The response of these systems depends on the mechanical characteristics of the frame and the infill, the level of lateral deformation levels, the presence of openings in the infill and geometrical configuration of the system.

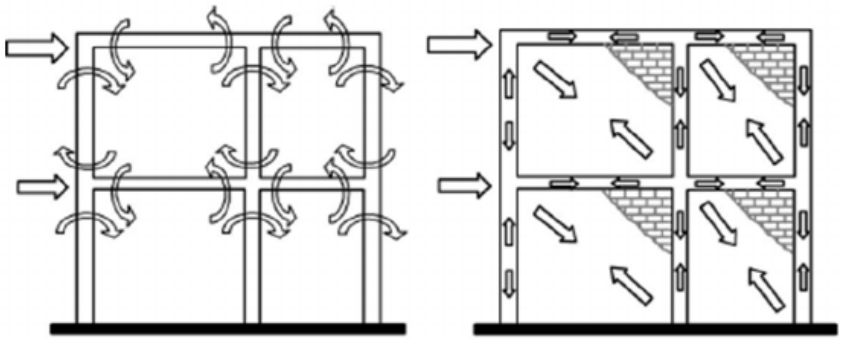


Fig. 1. Change of the mechanism of acceptance of lateral load due to the influence of masonry infill

Several methods have been developed for modelling of infill panels, and they can focus on micro-modelling of the individual components (bricks, mortar, etc.) and macro-modelling of masonry as a composite material. Depending on the level of accuracy and the desired simplicity, it is possible to use the following modelling strategies: detailed micro-modelling, simplified micro-modelling and macro-modelling.

3. INFLUENCE OF SOIL-STRUCTURE INTERACTION IN THE SEISMIC BEHAVIOR OF STRUSTURES

During the analysis of seismic response of structures, the effect of soil-structure interaction is usually neglected, and is assumed that the basis is fixed. This assumption is real only in cases where the structure is funded on rock or when the relative rigidity of the foundation in relation to the structure is very large. The current design methods ignore the effects of SSI, since the increase in natural period (and damping) due to soil deformability, along with the conventional acceleration design spectra that decrease monotonically with increasing structural period, leads almost invariably to smaller accelerations and stresses in the structure and its foundation, fig 2.

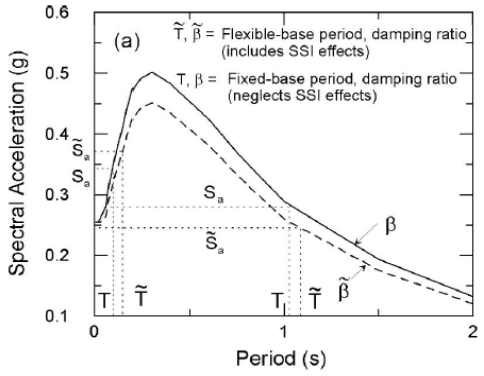


Fig. 2. Schematic showing effects of period lengthening and foundation damping as a result of SSI

However, there are also exceptions in which the perception of the positive role of SSI can lead to uncertain design. The reason for this is that the design spectrum of seismic codes does not include the spectra recorded on soft deep soils, fig 3. With an increase in the structural period, the structure will be found in the part of the spectrum with higher acceleration, which means that it will have an increased seismic response, [28]. The large spectral values of some of these records are undoubtedly the result of resonance of the soil deposit with the incoming seismic waves.

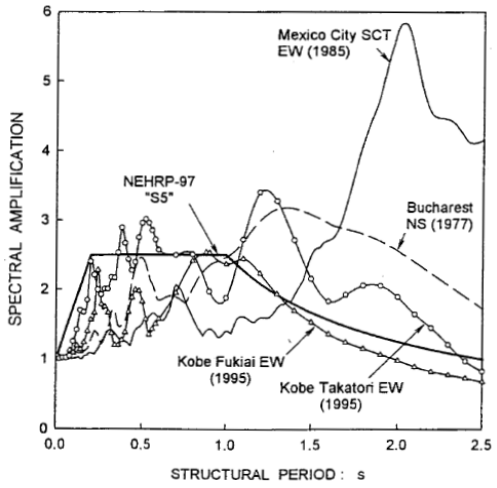


Fig. 3. Comparison of a typical seismic code design spectrum to actual spectra from catastrophic earthquakes with strong long-period components, β=5%

In some cases, the foundation nonlinearity could have a beneficial role in decreasing the ductility demand in the superstructure, [18]. In their study, the authors had presented results of incremental dynamic analysis of a bridge peer using three base conditions, namely fixed base, linear foundation and nonlinear foundation including uplift and soil plasticity. For the nonlinear system, in respect to the fixed and linear system, the system behaviour is different, and the answer lies in the yielding of the foundation that protects the structure.

During the analysis of the problem of soil-structure interaction, a numerical simulation of the soil medium is very important. There are several approaches for modelling of nonlinear dynamic soil-structure interaction. The modelling approach can be divided in direct and hybrid methods. Among direct approaches, the finite element method represents the most used one, while among hybrid methods there are two approaches: Winkler-based models and macro-element models.

4. NUMERICAL EVALUATION

In order to take into consideration the influence of different parameters in the response of the buildings exposed to seismic effects, as masonry infill and soil-structure interaction, a comparative nonlinear static analysis of 20 reinforced concrete frame structures with 3 and 10 storeys is performed. In the process of evaluation, one type of masonry infill and three types of soil, namely stiff, medium and soft soil type are adopted, and the structures are exposed at three levels of seismic hazard, i.e. maximum ground acceleration of 0.12g, 0.24g and 0.36g. The obtained results are expressed in terms of comparison of capacity curves, stiffness degradation, target displacements, total and inter-storey drifts.

4.1. Seismic analysis according to the Rulebook in R.N.Macedonia

For the purpose of the analysis a concrete f_c=25/30 MPa with modulus of elasticity E=31500 MPa, reinforcement bars RA 400/500-2 with modulus of elasticity E=210000 MPa and yield strength σv=400 MPa are adopted. The structures, 3 and 10-storey bare frames, are designed using the equivalent static method according to the Rulebook [34]. In table 1, the total mass of the frames, period of vibration, design seismic force, displacements and stresses obtained for the analysed frames are presented.

Table 1. Characteristics of analysed reinforced concrete frame structures

RC Frame	m_{tot} (t)	T_1 (sec)	S (KN)	S/G (%)	$\delta_{max}/\delta_{alow}$ (H/600) (cm)	$\sigma_{0\,(g+p)}$ (MPa)
3-storey	179.96	0.517	176.54	10.00	1.07/1.5	4.58
10-storey	675.98	1.071	433.56	6.50	3.48/5.0	5.69

4.2. Effective stiffness of reinforced concrete elements

The determination of design seismic forces is based on linear elastic analysis, which means that uncracked section properties of elements are usually considered. This is actually not the case because during seismic action, cracking occurs for low levels of bending moments compared to the corresponding yield moment. So, a secant stiffness value pointing to yielding would reflect a more realistic behaviour. Some design seismic codes recognize the influence of cracking, and specify reduction factors to be applied to the stiffness of the uncracked cross section.

In the analysed structures, elastic flexural and shear stiffness properties of concrete elements are adopted as follows: for the 3-storey frame, 0.40 for beams and for columns it depends on the level of axial force $C_{1,2}$=0.5, C_3=0.45, and for the 10-storey frame, 0.40 for beams and for columns $C_{1,2}$=0.6, $C_{3,4,5}$=0.55, $C_{6,7,8}$=0.5 and $C_{9,10}$=0.45.

4.3. Description of analysed models

In table 2 are presented the analysed reinforced concrete frame structures with different storey's and combination of above mentioned parameters.

As an additional case, models M9, M10, M19 and M20 are adopted, where the foundations are designed for soil with higher strength characteristics, but they are analysed on soil with lower strength characteristics, for example due to inadequate geotechnical investigations.

Table 2. Analysed models with different modelling parameters

3 storey reinforced concrete frame structures		10 storey reinforced concrete frame structures	
M1 (3-BF)	Bare frame	M9 (10-BF)	Bare frame
M2 (3-BF_ST)	Bare frame, stiff soil	M10 (10-BF_ST)	Bare frame, stiff soil
M3 (3-BF_M)	Bare frame, medium soil	M11 (10-BF_M)	Bare frame, medium soil
M4 (3-BF_SO)	Bare frame, soft soil	M12 (10-BF_SO)	Bare frame, soft soil
M5 (3-INF)	Infill panel	M13 (10-INF)	Infill panel
M6 (3-INF_ST)	Infill panel, stiff soil	M14 (10-INF_ST)	Infill panel, stiff soil
M7 (3-INF_M)	Infill panel, medium soil	M15 (10-INF_M)	Infill panel, medium soil
M8 (3-INF_SO)	Infill panel, soft soil	M16 (10-INF_SO)	Infill panel, soft soil
M9 (3-BF_SO-1)	Bare frame, soft soil, foundations of medium soil	M19 (10-BF_SO-1)	Bare frame, soft soil, foundations of medium soil
M10 (3-INF_SO-2)	Infill panel, soft soil, foundations of medium soil	M20 (10-INF_SO-2)	Infill panel, soft soil, foundations of medium soil

4.4. Characteristics of adopted masonry infill

Masonry infill is characterised with compressive strength in horizontal direction f'_{me90}=1.84MPa, thickness t=20cm, modulus of elasticity E_m^0=1500f_m, secant modulus of elasticity E_m^0=1000f_m, shear strength τ_0=0.18MPa and sliding friction coefficient μ=0.5.

The masonry infill is modelled using an equivalent diagonal strut, and the nonlinear behaviour is simulated using the nonlinear force-displacement envelope according to [27], [28] and [17]. For the sake of completeness, the model used in the study is briefly presented.

The elastic in-plane stiffness of a solid unreinforced masonry infill panel prior to cracking shall be represented with an equivalent diagonal compression strut of width w:

$$w = 0.175 \cdot \lambda_h^{-0.4} \cdot d \tag{1}$$

where

$$\lambda_h = h \cdot \sqrt[4]{\frac{E_m \cdot t \cdot \sin\theta}{4 \cdot E_c \cdot I_c \cdot h_m}} \tag{2}$$

where d is diagonal length of infill panel, λ_h is non-dimensional parameter, h is column height, E_m is modulus of elasticity of infill material, t is thickness of infill panel and equivalent strut, Θ_h is angle whose tangent is the infill height to length aspect ratio, E_c is modulus of elasticity of frame material, I_c is moment of inertia of column, h_m is height of masonry infill panel.

The analytical model assumes that the contribution of the masonry infill panel to the response of the infilled frame can be modelled by "replacing the panel" by a system of two diagonal masonry compression struts. The lateral force-deformation relationship is assumed to be a smooth curve bounded by a bilinear strength envelope with initial elastic stiffness until the yield force V_y, post-yield degraded stiffness until maximum force V_m and the corresponding displacements u_y and u_m. The

maximal force that causes compression failure of the masonry infill V_c and maximal horizontal sliding-shear force V_f are determined as follows:

$$V_c = w \cdot t_m \cdot f'_{me90} \cdot \cos\theta \tag{3}$$

$$V_f = \frac{\tau_0 \cdot t_m \cdot l_m}{1 - \mu \cdot \tan\theta} \tag{4}$$

The maximal force V_m is determined from the condition of the two failure criteria, actually is adopted the smaller force. The other parameters needed to define the envelope are determined:

$$U_m = \frac{\varepsilon'_m \cdot d}{\cos\theta} \tag{5}$$

$$K_0 = 2\left(\frac{V_m}{U_m}\right) \tag{6}$$

$$V_y = \frac{V_m - U_m \cdot \alpha \cdot K_0}{1 - \alpha} \tag{7}$$

$$U_y = \frac{V_y}{K_0} \tag{8}$$

According to [17] is determined the residual bearing capacity of masonry infill V_p=0.3V_m and displacement u_p.

The obtained envelope for the adopted masonry is expressed by force - storey drift relationship, fig 4.

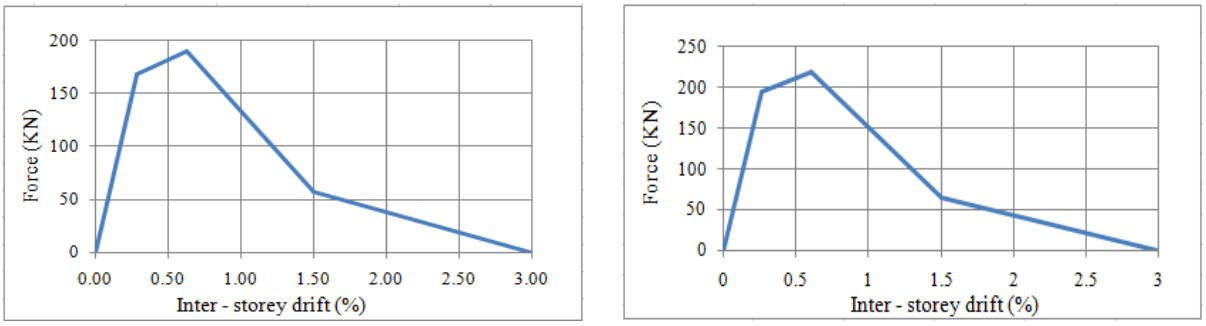


Fig. 4. Characteristic force – storey drift envelope for the masonry infill for 3 and 10 storey frame

The first branch represents the separation of the infill from the surrounding frame, large initial horizontal stiffness and appearance of first cracks, the second branch is typically short due to the low ductility of infill frames, characterized by a reduced value of stiffness, it is achieved maximal force and exhaustion of the bearing capacity, in the third branch the infill collapses, but it continues to resist the horizontal deformations, while in the fourth branch there is a complete degradation of the infill.#

4.5. Characteristics of adopted types of soil

In the analysis are adopted three types of soil, namely stiff, medium and soft soil, which according to the technical provisions for soils GN200 comply with GW, SF_s and CI. The classification and characteristics of soil are expressed in terms of cohesion, angle of internal friction, bulk density, Poisson's coefficient and modulus of elasticity.

The bearing capacity of soil is determined by [33] and [6], but in the analysis are adopted the latter.

$$\sigma_{allowed} = \frac{V}{A} = 0.5\gamma B N_\gamma s_\gamma i_\gamma + c_d N_c s_c i_c + q_0 N_q s_q i_q \tag{9}$$

where V represent the vertical force, A is effective foundation surface, γ is bulk density, B is foundation width, c_d is calculated value of cohesion, q_0 is the load on the foundation, N_q, N_c and N_γ are bearing capacity factors, s_q, s_c and s_γ are shape factors, i_q, i_c and i_γ are factors of force inclination

The design bearing capacity of soil is defined with the allowed stresses, which include safety coefficients. But, during nonlinear analysis, the real value of the materials is considered without safety coefficients, actually analysis is performed with the ultimate bearing capacity of soil.

According to [18], it is assumed that foundation soils are not susceptible to significant strength loss due to earthquake loading. In general, soils have considerable ductility unless they degrade significantly in stiffness and strength under cyclic loading. Single footings, which are relatively stiff in relation to the soil, can explicitly be modelled with uncoupled springs for all six degree of freedom, or three degree of freedom for plain case.

The stiffness characteristics of soil are determined in accordance with the recommendations in [18] and Pais and Causel (1988), where the obtained results are almost identical, and are adopted the latter. The procedure for determination of stiffness characteristics of rectangular strip footings embedded in homogeneous half-space consists of calculation of stiffness coefficients of foundation at the surface, embedment correction factors and determination of total stiffness. Accordingly, the bearing capacity of soil, ultimate capacity, foundation dimensions and stiffness characteristics of foundations are determined.

The nonlinear behaviour of analysed soils is presented with idealized elastoplastic envelope force - displacement, fig 5.

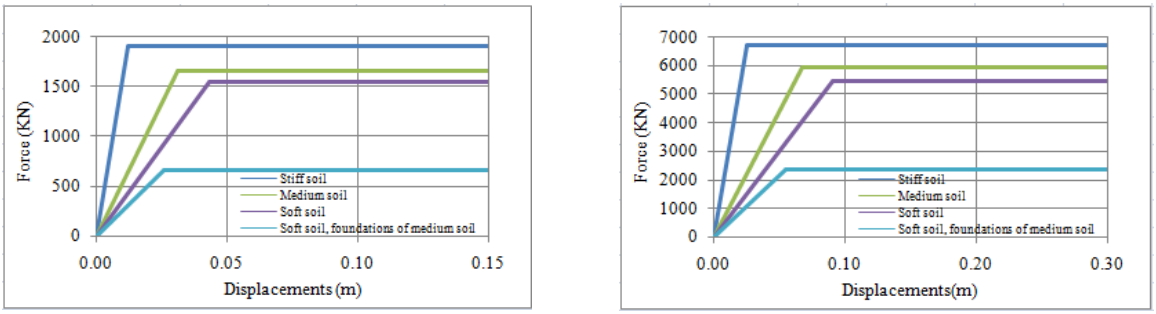


Fig. 5. Idealized elastoplastic envelope force-displacements for the soils for 3 and 10 storey frame

4.6. Nonlinear static analysis

In recent years, new methods of seismic analysis have been developed containing performance-based engineering concept. This design approach has been applied in order to pay greater attention to damage control, actually what will be the extent of damage that will occur in the structure for different level of seismic hazard. The most precise approach for determining the structural response is the nonlinear dynamic analysis. But, due to its complexity lead to the development of nonlinear static procedures.

N2 is nonlinear method for the seismic analysis of structures, [7] and [10]. It's based on simplified procedure that combines the pushover analysis of MDOF model with the response spectrum analysis of an equivalent SDOF system. The method is formulated in the acceleration - displacement format. In the method are applied inelastic spectra.

In order to apply the N2 method to infilled RC frames, [13] and [14], two modifications of the basic version of the method are made. First, the pushover curve is idealized as a multi-linear force-displacement envelope and secondly, the inelastic spectra by using specific reduction factors (R-μ-T relation) is determinate. The basic characteristic of the pushover curve of infilled RC frames is a substantial decrease in strength after the infill has begun to degrade. The intersection of the extension of the horizontal yield plateau with the capacity diagram defines the demand point, fig 8.

The analysis was carried out with the software package SAP2000. The mathematical modelling of structural elements is performed with frame elements, while the modelling of the infill and SSI is

performed with link elements. The nonlinear behaviour of cross-sections is taken into account through moment-curvature relationship and moment-axial force interaction, which is represented by plastic hinges. Nonlinear static pushover analysis is performed for the assumed triangular displacement shape, while the target displacements were determined using the N2 method and its extension for the infilled frames. The analysis is performed with displacement control, with control joint at the top, maximum 2% of structure's height.

A demand spectrum according to Eurocode 8 is used with the following parameters: soil class C, type 1 elastic response spectrum (Ms>5.5), viscous damping 5% and different levels of seismic hazard. The adopted levels of peak ground acceleration comply with different return period of earthquakes that is expected to occur in Skopje, while as referent earthquake is taken a_{gR}=0.24g#with return period of 475 years and probability of occurrence 10% in 50 years, which represents moderate to strong earthquakes. The other levels of seismic hazard are a_g=0.12g#with return period of 60 years and probability of occurrence 80% in 50 years, which represents weak earthquakes, and a_g=0.36g#with return period of 1600 years and probability of occurrence 3% in 50 years, which represents strong earthquakes.

5. DISCUSSION OF THE RESULTS

5.1. Modal analysis

The masonry infill has significant influence in the shape of first period of vibration, with uniform differences of modal displacements in height of the bare and infilled frames, but these differences are larger at the 3 storey frame. This is due to the relative participation of infill in the total lateral stiffness, which affects more the 3 storey frame, because of the smaller dimensions of R.C. elements. On the other hand, SSI has larger influence in the shape of first period of vibration at the 10 storey frame.

In regard to the first three periods of vibration, the infill has significant influence, reducing the period of vibration at the infilled frame in relation to the bare frame, around 50% at the 3 storey and 25% at the 10 storey frame. SSI makes the structure more flexible, and increases the period, 11% at 3 storey frame and 19% at 10 storey frame on soft soil in relation to the bare frame.

5.2. Capacity curves

The capacity curves of analysed models are shown in fig 6. Due to the masonry infill, the increase in the strength of analysed infilled frames amounts 2.6 times at 3-storey and 2.0 times at 10-storey frames, in respect to the bare frames. On the other hand, the displacements are decreased.

SSI does not affect the bearing capacity of the frames. SSI protects the start of infill damage on larger lateral displacements. In model M20, development of plastic deformations on the frames and infill does not appear, because the nonlinearity is concentrated in the soil medium.

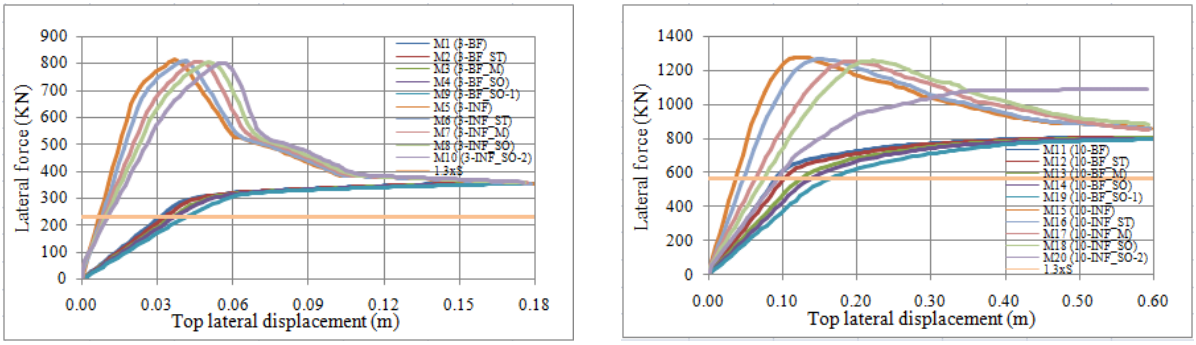


Fig. 6. Capacity curves of 3 and 10 storey frames

5.3. Stiffness degradation

In fig 7 is shown the change in secant lateral stiffness, gained as a relation between instant lateral force and the displacements at the top of the frames, as well as the relation between secant and the initial lateral stiffness in function of final lateral displacements. The lateral stiffness of the model with infill

for the 3-storey frame equals 4.85 times in relation to the bare frame, while for the models with SSI (soft soil) equals 1.18 times the bare frame. The lateral stiffness of the model with infill for the 10-storey frame equals 2.5 times in relation to the bare frame, while for the models with SSI (soft soil) equals 1.45 times the bare frame.

The degree of degradation of lateral stiffness at small displacements is almost identical at all models. With increase of the displacements, larger level of degradation appears at the model with infill, while lowest degradation appears at the model on soft soil.

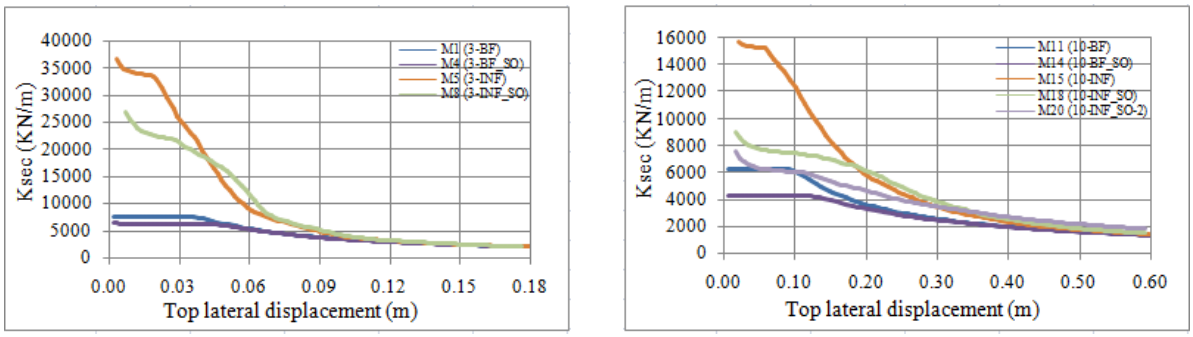


Fig. 7. Secant lateral stiffness for 3 and 10 storey frames

5.4. N2 method

Target displacements for different levels of seismic hazard are determined using N2 method and its extension for the infilled frames, which is shown in fig 8 for characteristic models M1 and M5.

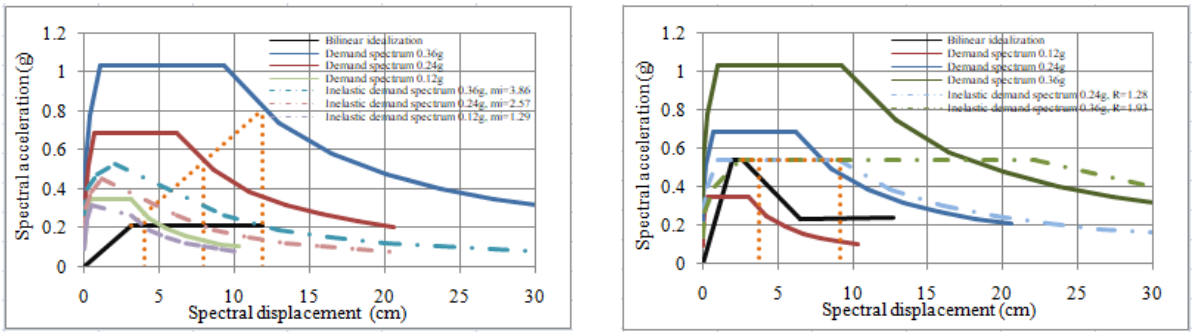


Fig. 8. Determination of target displacements using N2 method for model M1 and M5

In fig 9 are shown capacity curves and target displacements for different levels of PGA at characteristic models of 3 and 10 storey frames.

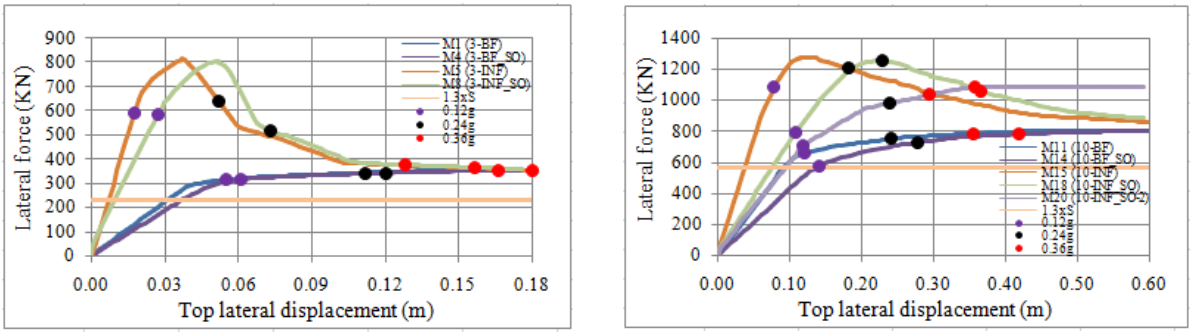


Fig. 9. Target displacements for different level of seismic hazard for 3 and 10 storey frames

For the 3 storey frames, for 0.12g at the elements of the frames appear the first plastic hinges, for 0.24g the frames are still in life safety state, but at the frames with infill occurs storey mechanism on the first floor, while for 0.36g the elements of the frames are in collapse state with displacement ductility in the range of 5.0.

For the 10 storey frames, for 0.12g at the elements of the frames appear the first plastic hinges, for 0.24g the frames are still in life safety state, while for 0.36g the elements of the bare frames are in life safety state, while the frames with infill are in collapse state with displacement ductility in the range of 4.0, fig 10. In the model M20, plastic hinges occur only at the contact soil-structure which are in immediate occupancy state. The plastification in the soil protects the structure, nonlinearities do not appear in the structure, while at the foundation are developed permanent deformations and rotations.

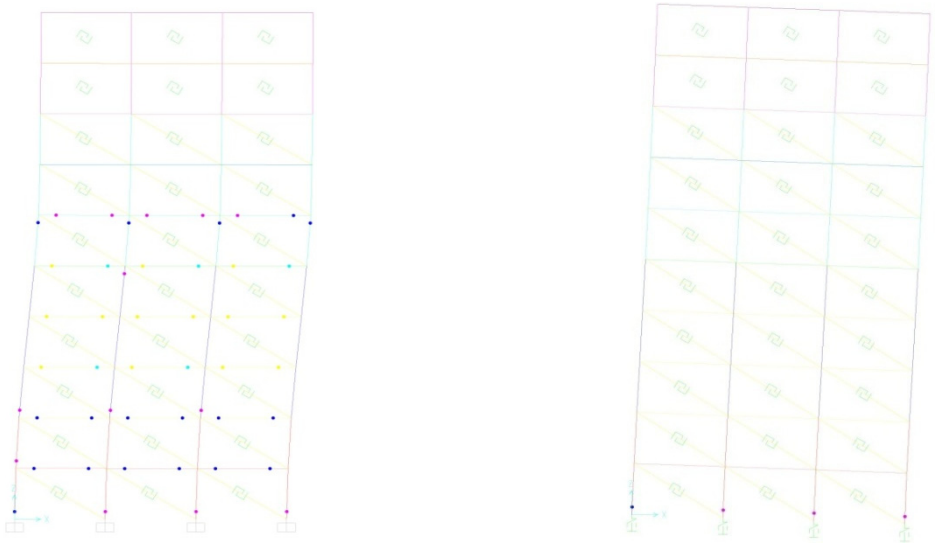


Fig. 10. Level of degradation at the model M15 and M20 for 0.36g

5.5. Total displacements and inter-storey drifts

Regarding total displacements, at the 3 and 10 storey frames, the bare frame has larger displacements in relation to the infilled frame, while the frame on soft soil has the largest displacements. These displacements grow linearly as the PGA increases, with exception of the infilled frame for 0.36g.

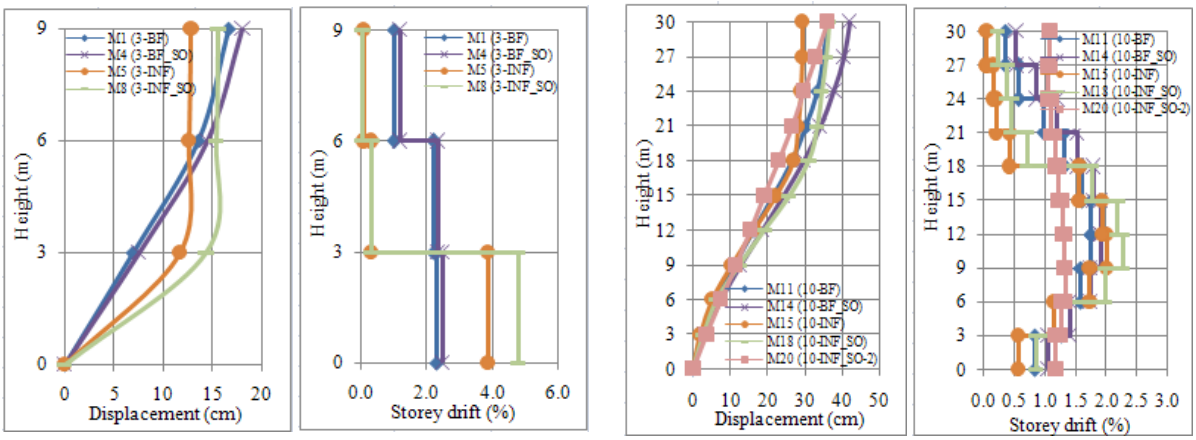


Fig. 11. Total displacements and inter-storey drifts for 0.36g at 3 and 10 storey frames

At the 3 storey frames, for 0.12g the smallest displacements appear at the infilled frame, for 0.24g the displacements are almost the same at all frames (the biggest increase is at the frames with infill, because of strength and stiffness degradation of the infill, formation of storey mechanism on the first floor, and concentration of displacements at the same level), and for 0.36g the largest displacements appear at the frame with infill and frame with infill with included SSI-soft soil.

At the 10 storey frames, for 0.12g the smallest displacements appear at the frames with infill, for 0.24g the displacements are almost the same at all frames, and for 0.36g the largest displacements appear at the frame with infill and frame with infill with included SSI-soft soil. At model M20, appears uniform distribution of inter-storey drifts, the nonlinearity is concentrated on the soil.

6. CONCLUSIONS

The results from analysis show that the infill essentially affects the seismic resistance of r.c. buildings. For low levels of seismic hazard, the infill increases significantly the strength and stiffness, while the displacements are decreased. For high level of seismic hazard, collapse mechanisms appear due to the infill. For coupled buildings with included infill and SSI, the soil flexibility protects the start of infill damage on larger lateral displacements, while the base shear remains the same. The overstrength of the structure due to the presence of infill, has no effect on the appearance of plastification in the soil medium. The safety coefficients that are included in the foundation design ensure the safety from possible occurrence of plastification in the soil.

REFERENCES

[1] Applied Technology Council, (1996). ATC 40: Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings, volume 1, Redwood City, California, U.S.

[2] Asteris., P.G., Antoniou, S.T., Sophianopoulos, D.S., Chrysostomou, C.Z. (2011). Mathematical macromodelling of infilled frames: State of the art, American Society of Civil Engineers, Journal of structural engineering, pp. 1508-1517

[3] Cremer, C., Pecker, A., Davenne, L. (2002). Modelling of nonlinear dynamic behavior of a shallow strip foundation with macro-element, Journal of earthquake engineering, vol.6, no.2, pp. 175-211

[4] Crisafulli, F.J., Carr, A.J., Park, R. (2000). Analytical modeling of infilled frame structure - A general review, Bulletin of the New Zealand Society for earthquake engineering, vol. 33, no. 1, New Zealand

[5] Gxp rydOMrydqryvnd/#G1/#a xulory/#V1#2007,1#\lgdql#nrqvwuxnfll/#vnulswd#suhgdydz d/# Xqlyhu}lwhw#Vy1Nlulo#L#P hwrglm/#Udghc hq#I dnxowhw#D#V nrsmn/#J1#P dnhgrqlmd

[6] European Committee for Standardization, (2003). Eurocode 7: Geotechnical design - Part 1: General rules, EN 1997-1, Brussels, Belgium

[7] European Committee for Standardization, (2003). Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, prEN 1998-1. Final draft, Brussels, Belgium

[8] European Committee for Standardization, (2003). Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects, prEN 1998-5. Final draft, Brussels, Belgium

[9] European Committee for Standardization, (2005). Eurocode 6: Design of masonry structures - part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures, EN 1996-1-1, Brussels, Belgium

[10] Fajfar, P. (2000). A nonlinear analysis method for performance based seismic design, Earthquake Spectra, vol.16, no.3, pp. 573-592

[11] Fajfar, P. (2001). Structural analysis in earthquake engineering - A breakthrough of simplified non-linear methods, 12th Europen conference on earthquake engineering, paper reference 843, London, UK

[12] Fajfar, P., Dolsek, M. (2002). Mathematical modeling of an infilled RC frame structure based on the results of pseudo-dynamic tests, Earthquake engineering and structural dynamics no.31, pp. 1215-1230

[13] Fajfar, P., Dolsek, M. (2004). Inelastic spectra for infilled reinforced concrete frames, Earthquake engineering and structural dynamics no.33, pp. 1395-1416

[14] Fajfar, P., Dolsek, M. (2005). Simplified non-linear seismic analysis of infilled reinforced concrete frames, Earthquake engineering and structural dynamics no.34, pp. 49-66

[15] Fardis, M. (2006). Seismic design issues for masonry infilled rc frames, 13th European conference on earthquake engineering, Geneva, 2006

[16] Federal Emergency Management Agency, (1997), FEMA 273: NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Washington, D.C., U.S.

[17] Federal Emergency Management Agency, (1998), FEMA 306: Evaluation of earthquake damaged concrete and masonry wall buildings, Washington, D.C., U.S.

[18] Federal Emergency Management Agency, (2000), FEMA 356: Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Washington, D.C., U.S.

[19] Federal Emergency Management Agency, (2003), FEMA 450: NEHRP Recommended Provisions for seismic regulations for new buildings and other structures, Washington, D.C., U.S.

[20] Federal Emergency Management Agency, (2005), FEMA 440: Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures, Washington, D.C., U.S.

[21] Ferraguti, F. (2009). Seismic analysis of masonry infilled r.c. frames, Master of science thesis, University Roma Tre, Rome, Italy

[22] Figini, R. (2010). Non-linear dynamic soil-structure interaction: Application to seismic analysis and design of structures on shallow foundations, PhD thesis, Politecnico di Milano, Milan, Italy

[23] Gazetas, G. (2006). Seismic design of foundations and soil-structure interaction. 1st European conference on earthquake engineering and seismology, no. K7, Geneva, Switzerland

[24] Lazarov, L., Todorov, K. (2010). Comments to Eurocode 8 Recommendations in modeling and analysis of structures, 14th European conference on earthquake engineering, Ohrid, R.Macedonia

[25] Лазаров Љ., Тодоров К. (2012). Нелинеарно однесување на конструкции од високоградбата на земјотрес, печатени предавања, Универзитет „Св. Кирил и Методиј“, Градеѓен факултет – Скопје, Р. Македонија

[26] Madan, A., Reinhorn, M., Mander, J.B., Valles, R.E. (1997). Modeling of masonry infill panels for structural analysis, American Society of civil engineers, Journal of structural engineering, vol. 123, no. 10, pp. 1295-1302

[27] Madan, A., Reinhorn, M., Mander, J.B., Valles, R.E., Reichmann, Y. (1995). Modeling of masonry infill panels for structural analysis, National center for earthquake engineering research, New York, U.S.

[28] Mylonakis, G., Gazetas, G. (2000). Seismic soil-structure interaction: Beneficial or detrimental?, Journal of earthquake engineering, vol.4, no.3, pp. 277-301

[29] Mylonakis, G., Nikolaou, S, Gazetas, G. (2006). Footings under seismic loading: Analysis and design issues with emphasis on bridge foundations, Soil dynamics and earthquake engineering, no. 26, pp. 824-853

[30] Panagiotakos, T.B., Fardis, M.N. (1996). Seismic response of infilled r.c. frame structures, 11th World conference on earthquake engineering, paper no. 225, Acapulco, Mexico

[31] Paulay, T., Priestly, M.J.N. (1992). Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings, New York, U.S.

[32] Pecker, A, Chatzigogos, C, T. (2010). Nonlinear SSI: Impact on the seismic response of structures, Geotechnical, geological and earthquake engineering, volume 17, pp. 79-104

[33] Сојузен завод за стандардизација, Службен лист на СФРЈ бр.31 (1981). Правилник за технички нормативи за изградба на објекти од високоградба во сеизмички подрачја

[34] Тодоров, К. (2014) Сеизмички перформанси на исполнети армирано бетонски рамки со отворен прв кат, докторска дисертација, Универзитет „Св. Кирил и Методиј“, Градеѓен факултет – Скопје, Р. Македонија

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

SE - 12

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

ЕКСПЕРИМЕНТАЛНО ИСПИТУВАЊЕ НА СЕИЗМИЧКИОТ ОДГОВОР НА СТАКЛЕНИ ФАСАДНИ ПАНЕЛИ

Филип МАНОЈЛОВСКИ[1], Антонио ШОКЛАРОВСКИ[2], Ангела ПОПОСКА[3], Александра БОГДАНОВИЌ[4], Лидија КРСТЕВСКА[5]

АПСТРАКТ

Фасадните панели иако третирани како неконструктивни системи, може да имаат фатално влијание за време на земјотрес како последица на лом и нивно паѓање. Фактот што за фасадните панелни елементи не се изработени експлицитни правилници за нивно проектирање под дејство на хоризонтални сили од сеизмика, примарно заради диверзитетот на типот на врски помеѓу конструктивните елементи и панелите, доведува до потреба од сеизмичка квалификација на производите преку експериментално испитување на вибро платформа следејќи ги пропишаните процедури на стандардите. Институтот за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија ИЗИИС во изминативе години има интензивна соработка со производители на неконструктивни елементи, во рамки на која е извршена серија на испитувања на однесувањето на овие системи на вибро платформа согласно стандардот AC156. Предмет на овој труд е испитувањето на стаклени фасадни панели. За потребите на испитувањето извршени беа вкупно 30 тестови од кои поголемиот дел беа со интензивни сеизмички побуди, а дел се изведени со цел одредување на динамичките карактеристики на конкретниот систем. Сите врски и специфични елементи од панелите беа инструментирани со мерачи на забрзување, апсолутно и релативно поместување и мерни траки. Репрезентативниот примерок на стаклени фасадни панели е испитан согласно споменатиот стандард и како таков успешно ги исполни условите за нивна употреба во сеизмички активни подрачја.

Клучни зборови: *Фасадни панели; Сеизмичко испитување; Вибро платформа; Сеизмичка квалификација; AC156*

[1] М-р, Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија, Универзитет “Св. Кирил и Методиј”, Скопје, Република Северна Македонија, filipmanojlovski@iziis.ukim.edu.mk
[2] М-р, Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија, Универзитет “Св. Кирил и Методиј”, Скопје, Република Северна Македонија, antonio@iziis.ukim.edu.mk
[3] М-р, Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија, Универзитет “Св. Кирил и Методиј”, Скопје, Република Северна Македонија, angela@iziis.ukim.edu.mk
[4] Доц. д-р, Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија, Универзитет “Св. Кирил и Методиј”, Скопје, Република Северна Македонија, saska@iziis.ukim.edu.mk
[5] Проф. д-р, Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија, Универзитет “Св. Кирил и Методиј”, Скопје, Република Северна Македонија, lidija@iziis.ukim.edu.mk

1. ВОВЕД

Изградбата на нови станбени и индустриски објекти честопати не ги следи конвенционалните начини на нивно проектирање, односно не подразбира носива конструкција и исполна од sидани преградни и фасадни sидови кои се третираат како неконструктивни. Особено значајна група, а воедно и растечка група на објекти се оние кај кои фасадните елементи се префабрикувани и подготвени за монтажа на конструктивниот систем. Меѓу другите, станбените и деловни висококатници кои во најголемиот дел од случаите фасадно се обликуваат со префабрикувани панели, претставуваат значителен дел од изградените објекти во развиените градски средини во светски рамки. Доколку се земе во предвид фактот дека најчесто зградите се изведуваат во развиени централни градски подрачја, вредноста како и влијанието од аспект на безбедност и економичност кои тие го имаат врз големиот број на корисници не може да се занемари, напротив, се третира со особена важност.

Сеизмичкото влијание врз конструктивните елементи до сега многу пати се покажало како тип на оптоварување со кое се врши нивно димензионирање, а истото е потврдено преку бројни експериментални и аналитички истражувања. Меѓутоа, сеизмичкото однесување на монтажните конструктивни и неконструктивни системи сеуште не е со сигурност потврдено. За тоа говорат и бројните различни одговори на објектите подложени на сеизмичко влијание иако истите биле димензионирани согласно важечки проектни правилници (1).

Кога станува збор за неконструктивни системи, односно фасадните панели кои ќе бидат цел на презентирање во рамките на овој труд, мора да се напомене дека тие може да имаат потенцијално фатално влијание како последица на лом и паѓање при дејство на земјотрес, што не смее да се занемари.

Фактот што за фасадните панелни елементи не се изработени експлицитни правилници за нивно проектирање под дејство на хоризонтални сили од сеизмика, примарно заради диверзитетот на типот на врски помеѓу конструктивните елементи и панелите, доведува до потреба од сеизмичка квалификација на производите преку експериментално испитување на вибро платформа следејќи ги пропишаните процедури на стандардите (2) (3).

Од интерес и предмет на понатамошна презентација е испитувањето на стаклени фасадни панели. За потребите на испитувањето извршени беа вкупно 30 тестови од кои поголемиот дел беа сеизмички побуди и дел на тестови за експериментално одредување на динамичките карактеристики на фасадниот систем. Сите врски и специфични елементи од панелите беа инструментирани со мерачи на забрзување, апсолутно и релативно поместување и мерни траки. Репрезентативниот примерок на стаклени фасадни панели е испитан согласно споменатиот стандард и како таков успешно ги исполни условите за нивна употреба во сеизмички активни подрачја.

2. МЕТОДИ НА ИСПИТУВАЊЕ

Серијата на тестови беше извршена во целосна согласност со стандардот AC156 издаден од Меѓународниот Совет за Стандарди (ICC). Имено, целта на оваа стандардизирана постапка е да се исполнат минималните услови под кои се сертифицираат неконструктивните елементи преку испитување на сеизмичка вибро платформа. Во оваа група на елементи спаѓаат сите архитектонски, машински, електро-технички и други елементи трајно прикачени на основниот конструктивен систем со потребен услов основната сопствена фреквенција на осцилирање на системот да биде поголема или еднаква на 1.3Hz (2).

2.1. Процедура на испитување

Дејството на динамичката побуда согласно техничките услови и стандардна процедура е биаксијално, така што со цел да се испитаат влијанијата во двата ортогонални правци, целиот модел беше ротиран за агол од 90 степени. Оттука произлегуваат две конфигурации детално прикажани во Табела 1 за кои се извршени вкупно 30 различни тестови, за кои меѓу задолжителните биаксијални, изведени беа испитувања на динамичките карактеристики како и

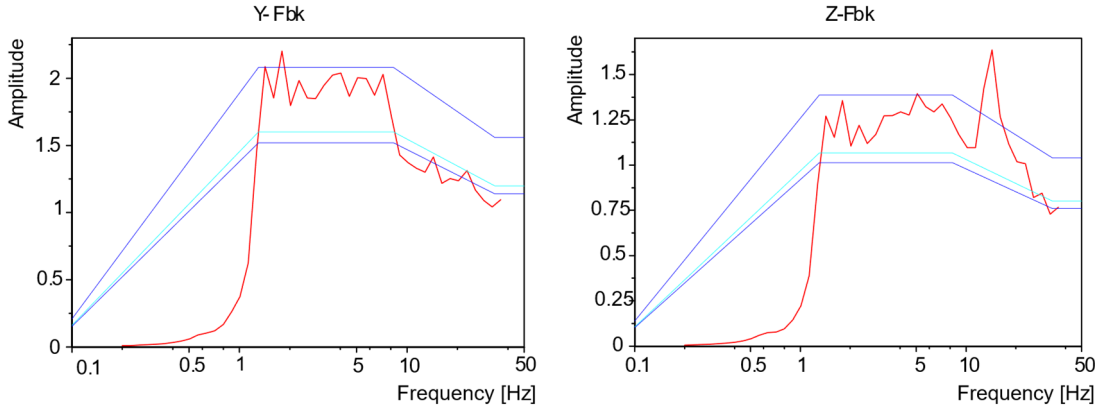
одговор на елементите при реални случени земјотреси како Ел Центро, Калифорнија (1940), Петровац, Црна Гора (1979) и Кобе, Јапонија (1995).

Табела 1 Опис на конфигурациите на испитуваниот модел

Конфигурација	**Насока во однос на контролна соба**	**Висина на панел [mm]**	**Број на панели**	**Дејство на сеизмичка сила на панел**	
				Прав	**Аголен**
1	Y – во правец	3805	2 (Аголен и прав)	Нормално на рамнина	Во правец на рамнина
2	X – нормално	3805	2 (Аголен и прав)	Во правец на рамнина	Нормално на рамнина

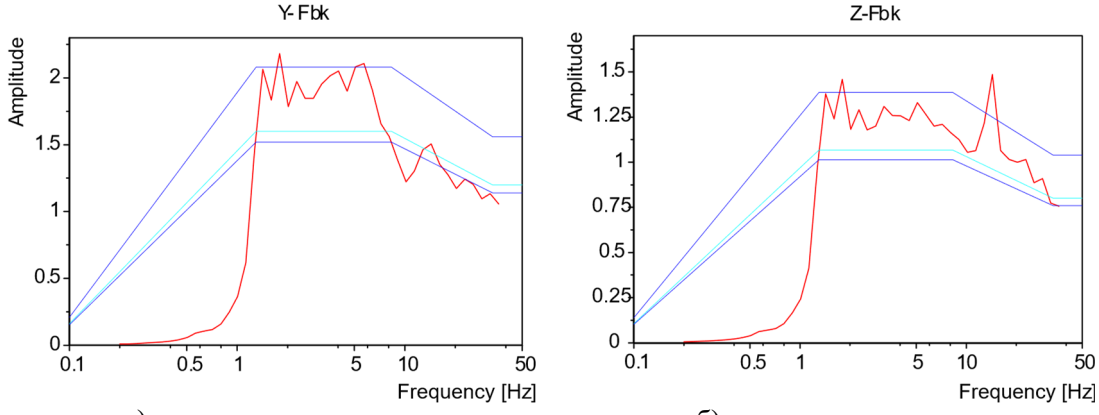
Основната цел на процедурата за испитување е генерираните временски истории на забрзување односно тест спектарот да бидат во согласност со пропишаниот стандардизиран спектар во вертикален и хоризонтален правец соодветно, без притоа да настанат оштетувања на елементот кој е предмет на сертифицирање.

Така, спектрите на побуда на генерираните вештачки земјотреси, односно реалните забрзувања кои се постигнати со вибро платформата се прикажани на Слика 1 и Слика 2 за првата односно втората конфигурација соодветно. Пресметката на спектрите кои се постигнуваат со вибро платформа е извршена со придушување од 5% од критичното. Тест спектарот задолжително треба да се најде во границите на стандардизираниот спектар во опсег од 1.3-33.3Hz, но согласно пропишаната процедура, односно член 6.5.3 од AC156 дозволени се одредени контролирани отстапувања.



а) хоризонтален правец б) вертикален правец

Слика 1 Тест спектар и граници на пропишан стандардизиран спектар – конф. 1



а) хоризонтален правец б) вертикален правец

Слика 2 Тест спектар и граници на пропишан стандардизиран спектар – конф. 2

Максималните забрзувања од генерираните вештачките земјотресни побуди за првата конфигурација во хоризонтален правец изнесуваат 0.87g, а во вертикален 0.65g. За втората

конфигурација 0.86g и 0.63g соодветно. Минималните разлики во вредностите како и кај тест спектрите се заради ротацијата на сетот кој се испитува и неговото влијание врз вибро платформата, кои се во очекуваните граници и не влијаат врз правилното одвивање на испитувањата.

Со цел следење на состојбата на тестираните елементи, односно промената на крутоста пред и по секоја серија на испитување со биаксијални динамички побуди, извршени беа тестови за определување на динамичките карактеристики со хармониска побуда со растечка фреквенција од 1.3 – 33.0Hz, во вертикален и хоризонтален правец.

2.2. **Опис на испитуваниот модел**

Процедурата на монтирање на елементите вклучително и сите реални, оригинални средства за поврзување како и вредноста на моментот за затегнување на шрафовите во целост одговараат на реален случај на имплементирање на овој тип на фасадни панели.

Фасадните панели се состојат од главна носива правоаголна конструкција изработена од алуминиумски профили на која со помош на специјално дуктилно силиконско лепило е прикачен пакетот од стаклена фасадна обвивка. Аголниот дел се состои од истите составни елементи со тоа што на аголот со цел обликување на ќошот прикачен е уште еден мал панел чие присуство значително го менува начинот на монтажа и однесување на фасадниот панел. Термичките и водонепропусните карактеристики се исто така обезбедени на соодветен начин но истите не се од интерес при сеизмичките сертифицирања.

Како основна носива конструкција на која се монтираат фасадните панели искористен е постоечки армирано бетонски аголен елемент кој заради потребата од зголемување на висината е модифициран со крута челична конструкција. Со оглед на тоа дека меѓу катните поместувања не се цел на постигнување, туку само пренесување на соодветна вредност на сеизмичка сила на врските и испитување на фасадниот систем во резонансни услови, аголниот елемент беше исклучително крут, односно имаше висока сопствена фреквенција.

Врските помеѓу фасадните панели и аголната носива конструкција овозможуваат брза и непречена монтажа. Двата типа на фасадни панели имаат ист тип на врски со тоа што аголниот фасаден елемент има дополнително уште еден пар врски во долниот и горниот дел. Целта на поврзувањето е да се оневозможи влијание на фасадните елементи како целина врз носивиот конструктивен систем. Тоа е постигнато на начин кој врската на долниот дел, која наликува на елементарен конзолен елемент навлегува во предвидениот отвор во алуминиумската рамка и со тоа се овозможува само вертикално поместување во позитивен правец, односно извлекување нагоре. Горните врски, пак, овозможуваат пролизгување во позитивен и негативен вертикален правец додека поместувањето во хоризонтален правец е оневозможено. Како такви сите фасадни елементи се независни и не се во спрега со главниот конструктивен систем односно не придонесуваат значително во глобалната крутост.

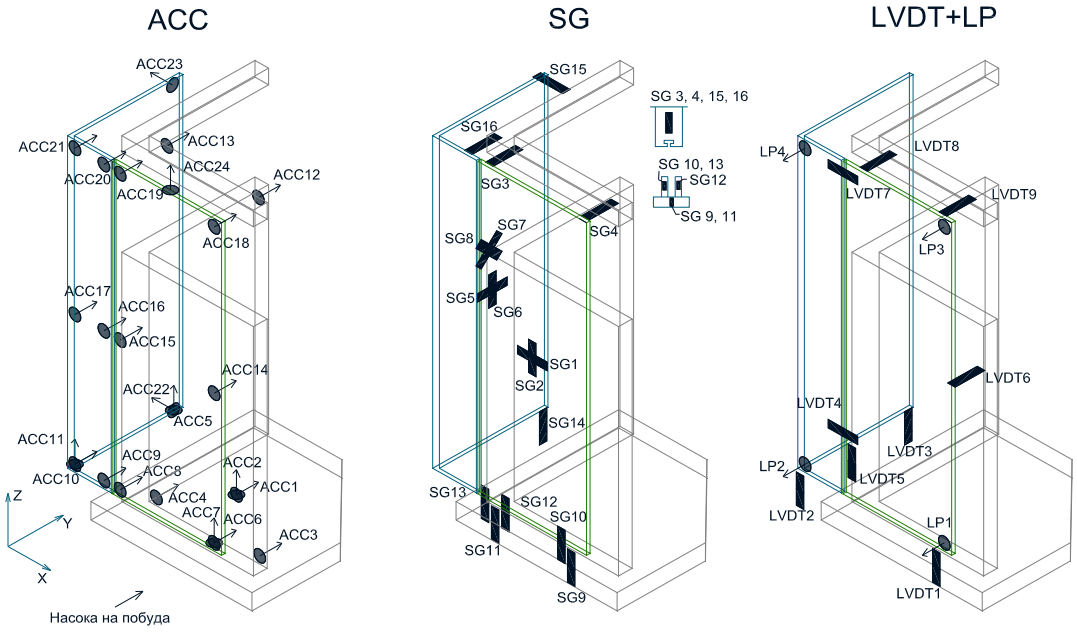
На Слика 3 прикажани се три погледи кон инструментираниот модел за испитување поставен на вибро-платформата.



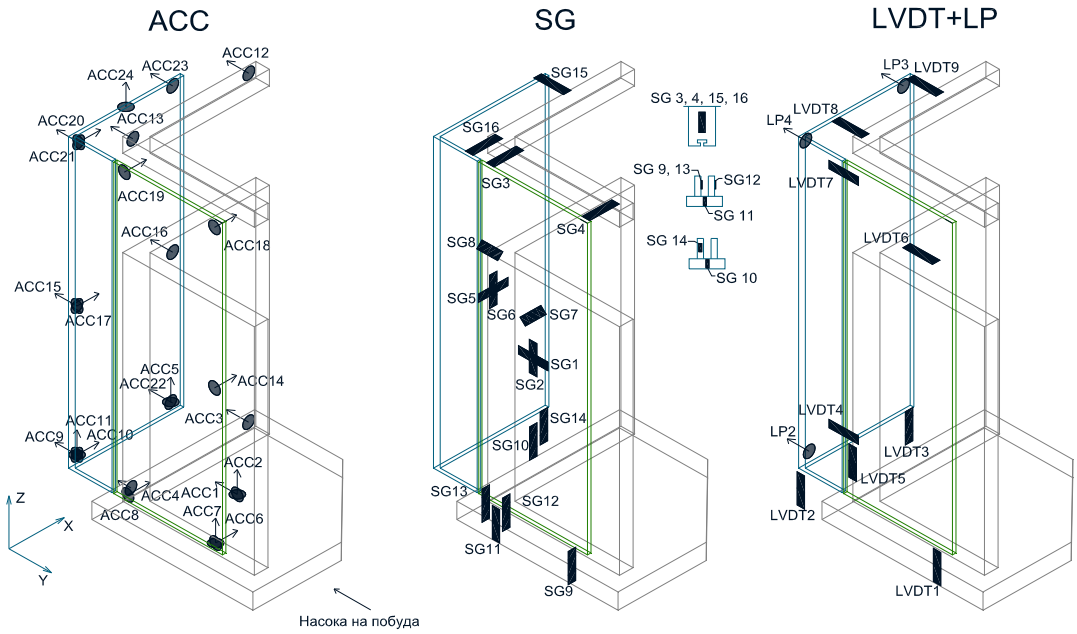
Слика 3 Инструментиран модел за испитување поставен на вибро-платформа

2.3. **Инструментација**

На Слика 4 и Слика 5 аксонометриски се прикажани сите поставени инструменти за првата и втората конфигурација соодветно.



Слика 4 Инструментација на испитуваниот модел – конфигурација 1



Слика 5 Инструментација на испитуваниот модел – конфигурација 2

Со цел за регистрирање на сите физички величини при извршувањето на тестовите користени беа акцелерометри (ACC), мерачи на апсолутни (LP) и релативни поместувања (LVDT), како и мерни траки (SG) за следење на дилатацијата во стаклениот панел.

3. РЕЗУЛТАТИ

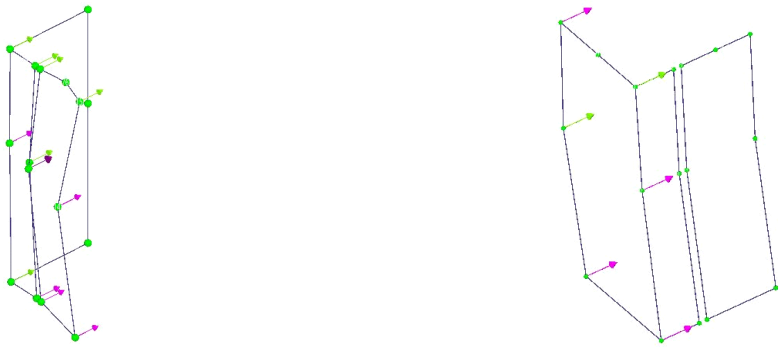
Со цел постигнување на концизен критички осврт на резултатите од мерните инструменти добиени при испитувањето, во следниот дел ќе бидат прикажани и разгледани само дел, односно оние кои се од значење за оцена на сеизмичкото однесување на испитуваните елементи (4). Во Табела 2 прикажани се измерените резонантни фреквенции добиени како последица на влезна синусна временска историја на забрзувања со низок интензитет. Овие тестови се извршени пред

и по задавањето на генерираните земјотреси со цел да се испита дали и колку има промена во крутоста на испитуваниот систем.

Табела 2 Динамички карактеристики на испитуваните модели

Конфигурација	Тест	Правец	Тип на побуда	Влезно забрзување [g]	Фреквенција [Hz]
1	9	Хоризонтален	Синусна (1.3-33.0Hz)	0.02	9.40
	13				9.25
2	15	Хоризонтален	Синусна (1.3-33.0Hz)	0.02	7.80
	20				6.80

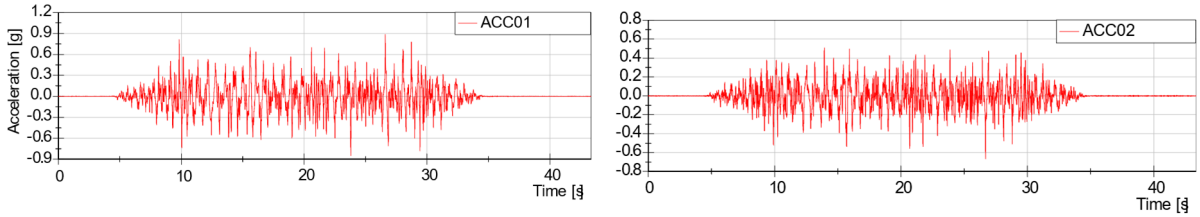
Со цел визуелизација и детално испитување на динамичките карактеристики на елементите во целина за двете конфигурации извршена е дополнителна обработка на резултатите со софтверскиот пакет ARTeMIS (5) со помош на методата на декомпозиција во фреквентен домен (frequency domain decomposition FDD). Така, земајќи ги во предвид регистрациите на сите акцелерометри по соодветна конфигурација добиени се основните сопствени фреквенции на осцилирање чија вредност е во согласност со експериментално добиената при резонантна состојба на поединечните акцелерометри. На Слика 6 прикажани се основните први сопствени тонови форми на осцилирање на фасадните елементи за конфигурација 1 и 2 соодветно.



а) б)

Слика 6 Графички приказ на основни тонови форми, FDD метод; а) кон. 1 и б) кон. 2

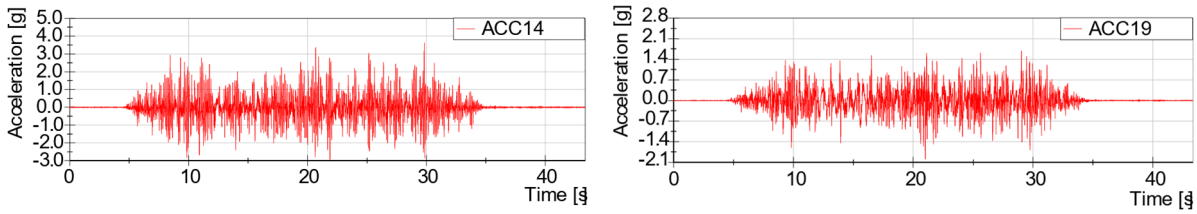
На Слика 7 се прикажани временските истории на забрзување на акцелерометрите нумерирани како ACC01 и ACC02, односно акцелерометрите поставени централно на темелот кои регистрираат забрзување во правец на побуда, хоризонтално и вертикално. Овие временски истории незначително се разликуваат за конфигурација 1 и 2, па затоа заради поедноставување прикажани се резултати само од првата конфигурација.



а) б)

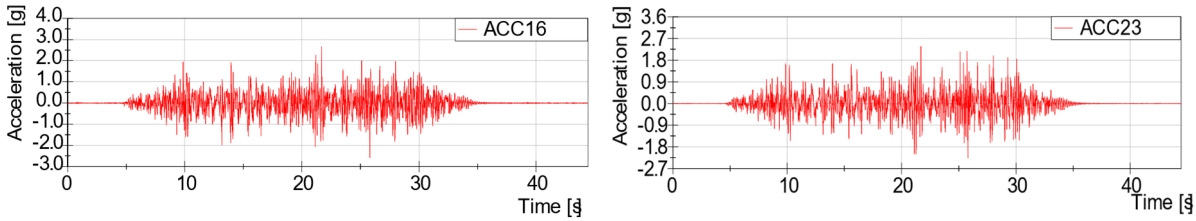
Слика 7 Временски истории на влезно забрзување; а) вертикално и б) хоризонтално

На сликитеСлика *8* иСлика *9* прикажани се временските истории на забрзување на селектирани мерни точки поставени на врвот на конструкцијата (ACC14 и ACC 16) како и на средина (ACC19 и ACC 23) при конфигурација 1 и 2 соодветно.



а) б)

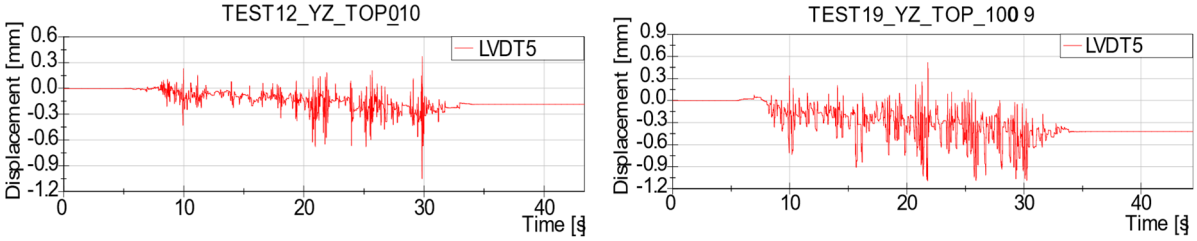
Слика 8 Временски истории на забрзување на горниот дел на панелот; а) кон. 1 и б) кон. 2



а) б)

Слика 9 Временски истории на забрзување на средниот дел на панелот; а) конф.1 и б) конф.2

На Слика 10 се прикажани временските истории на релативни поместувања во вертикален правец помеѓу двата фасадни панели. Истите се од мерачот LVDT5, за двете конфигурации, чија точна локација е прикажана на Слика 4 и Слика 5.



а) б)

Слика 10 Временски истории на релативно поместување на панелите; а) конф. 1 и б) конф. 2

4. ДИСКУСИЈА НА РЕЗУЛТАТИ И ЗАКЛУЧОЦИ

Комплексноста на динамичкото однесување на неконструктивните елементи прикачени на носива конструкција уште еднаш ја потврдуваат потребата од лабораториски испитувања на вибро платформа со цел не само добивање на сеизмичка квалификација на одреден производ туку и негово усовршување и надградување во поглед на оптимизација на вградените материјали со примарна цел на прифатливо ниво на оштетување и превенција на колапс.

Во продолжение ќе бидат коментирани резултатите кои се од најголемо значење во поглед на критички осврт на однесувањето на системот на фасадни панели согласно стандардот за испитување AC156.

Измерените фреквенции за првата конфигурација, пред сеизмичките тестови и по нив, 9.40Hz и 9.25Hz, како и 7.80Hz и 6.80Hz за втората конфигурација укажуваат на минимална промена на основните фреквенции на осцилирање на фасадните панели.

Максималните забрзувања од генерираните вештачките земјотресни побуди за првата конфигурација во хоризонтален правец изнесуваат 0.87g додека за втората конфигурација 0.86g. Максималните забрзувања, пак, регистрирани на горниот дел од панелите изнесуваат 3.0g и 2.0g за првата и втората конфигурација соодветно, додека во средината изнесуваат 2.5g за двете конфигурации.

Како најзначајни за квантитативно потврдување на пролизгувањето помеѓу двата фасадни панели се резултатите од мерачите на релативни поместувања кои покажуваат резидуални деформации од 0.3mm односно 0.5mm во вертикален правец за двете конфигурации соодветно.

Со детална анализа на измерените вредности на сите инструменти вклучени во испитувањето на овој реален модел, како и со визуелната инспекција на сите елементи вклучени во системот за фасадно обликување на конструкциите, може да се заклучи дека овој тип на панели и

соодветните врски со конструктивниот дел во потполност ги задоволуваат условите за нивна употреба во сеизмички активни региони согласно стандардот AC156.

ЛИТЕРАТУРА

[1] *Performance of industrial buildings during the Emilia earthquakes in Northen Italy and* recommendations *for their strengthening.* **Dionysios A. Bournas, Paolo Negro, Fabio F. Toucher.** 2013, Bulletin of Earthquake Engineering, pp. 2383-2404.

[2] **(ICC-ES),** International **Code Council Evaluation Service.** Acceptance criteria for seismic qualification bu shake-table testing of nonstructural components and systems. 2010. AC156.

[3] **(IEEE),** Institute **of Electrical and Electronic Engineers.** IEEE Recommended practise for seismic qualification of class 1E equipment for nuclear power generating solutions. New York : s.n., 2006. 344.

[4] **Sounds, Structural Vibrations.** ARTeMIS Modal software.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanskiodredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

SE - 13

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

ОПРЕДЕЛУВАЊЕ НА КРИВИ НА ПОВРЕДЛИВОСТ ЗА НЕАРМИРАНИ SИДАНИ КОНСТРУКЦИИ

Кристина МИЛКОВА[1], Гордијана ШЕКУТКОСКА[2], Благица МИШКОВА[3], Елена ДУМОВА-ЈОВАНОСКА[4]

АПСТРАКТ

Во овој труд е анализирано однесувањето под дејство на земјотрес на постоечки конструкции од неармирана sидарија, изградени пред постоење на прописи за проектирање, лоцирани на различни локации во Р.С.Македонија. Sиданите конструкции кои се анализираат се селектирани во рамките на проектот „Сеизмичка повредливост на постоечки sидани згради“,СЕИЗМОSИД[1].

Тринаесетте избрани конструкции се поделени во две главни групи кои се очекува да имаат слично однесување при сеизмичко дејство: конструкции со доминантно носиви sидови во еден правец и конструкции со ќелиаст распоред на sидови.

При анализата се користени нееластичните спектри предложени во ЕС 8. Употребени се три типови на спектри (тип на почна А, В, С) и пет нивоа на сеизмички интензитет (од 0.05g до 0.25g).

Носивоста на конструкциите е определена со нелинеарна статичка анализа. За верификација на конструкциите е користен софтверот MINEA (SDA Engineering). За потребите на анализите за определување на криви на повредливост е програмиран дополнителен модул во рамките на софтверот.

Пресечната точка помеѓу кривата на носивост и употребениот спектар се зема како параметар за дефинирање на штети. Нивоата на оштетување се дефинирани од кривата на капацитет, на тој начин што таа е поделена на пет дела користејќи емпириски формули кои се во функција од точката на течење и максималното помесување. Како резултат на тоа, дефинирани се пет нивоа на штети.

За определување на кривите на повредливост е употребена постапката на максимална веројатност на штета. Како резултат на анализата се пресметани две серии на криви на повредливост.

Клучни зборови: *sидани конструкции, криви на повредливост, криви на капацитет*

[1] Асист. м-р, Градежен факултет, УКИМ,Скопје, Република Северна Македонија, milkova@gf.ukim.edu.mk
[2] м-р, Градежен факултет, УКИМ, Скопје, Република Северна Македонија, g.sekutkoska@gmail.com
[3] м-р, Градежен факултет, УКИМ , Скопје, Република Северна Македонија, b_m_blagica@yahoo.com
[4] Проф. д-р, Градежен факултет, УКИМ, Скопје,Република Северна Македонија, dumova@gf.ukim.edu.mk

1. ВОВЕД

Потребата од анализа на сеизмички ризик во регионите со умерен до висок сеизмички хазард, во кои се вбројуваат и делови од Македонија е од сé поголема важност. Сеизмичката процена на конструктивното однесување на многубројните постоечки административни и семејни ѕидани конструкции изградени во првата половина од минатиот век е од особен интерес за дефинирање на сеизмичкиот ризик во Македонија.

Проценатa на сеизмичката повредливост на конструкции лоцирани на поголем регион за прв пат била направена во раните 70ти години, употребувајќи емпириски пристап. Употребата на матрици за веројатност на штети била предложена од Whitman et al [2] во 1973 година. Во неговото истражување, штетите се дефинирани преку параметарот однос на штети, што претствува однос на чинењето на санацијата и чинењето на ново проектиран објект.

HAZUS е национално призната методологија за процена на потенцијални штети при различни видови на хазарди.Проценатa на повредливоста е заснована на Методот на Спектар на капацитет, при што се пресметува пресечната точка на кривата на капацитет на конструкцијата и спектарот на одговор.

Истражувањата во Македонија во оваа област не заостануваат многу зад светските истражувања. Имено, Ночевски во својата докторска дисетрација, работена под менторство на Петровски [3], предложил оригинална методологија за дефинирање на емпириски и аналитички криви на повредливост. Предложен е иновативен пристап при определување на критериум на штети на ниво на елемент. Имено, штетите се рангирани во пет степени, при што критериумот за штети се утврдува во зависност од карактеристичните точки од анвелопната крива на зависноста сила – деформација на одреден конструктивен или неконструктивен елемент. Думова – Јованоска [4] во својата докторска дисертација предлага методологија за дефинирање на зависноста штети-интензитет на земјотрес изразена во облик на криви на повредливост и матрици на веројатност на штети, применета на армирано – бетонски конструкции од високоградбата.

Сеизмичката повредливост на постоечките ѕидани конструкции на територија на Македонија е дел од проектот “СеизмоСид” каде што предмет на интерес се ѕиданите конструкции изградени во првата половина на XX век, [1].Овој проект претставува научно истражувачки труд на катедрата за теорија на конструкции и компјутерска анализа при Градежниот факултет – Скопје. Во рамките на овој проект се анализираат 16 јавни објекти од масивна неармирана ѕидарија кои што се седиште на јавни институции од типот на: администрацијата, образованието и културата. Акцентот е ставен на определувањето на сеизмичкиот хазард како и на повредливоста на овие објекти.

Во овој труд се спроведува анализа за определување на криви на повредливост на две класи на ѕидани конструкции.

2. ИЗБОР НА КОНСТРУКЦИИ

Избраните неармирани ѕидани конструкции се категоризирани во две главни категории и тоа: конструкции кои имаат доминантно носиви ѕидови во еден правец и конструкции со ќелиаст распоред на ѕидови. Првата класа на конструкции вклучува објекти во кои главните носиви ѕидови се нормални на подолжниот правец на објектот. Меѓукатните конструкции кај овие објекти се потпираат на главните носиви ѕидови, додека подолжната стабилност се постигнува со ѕидовите од ходниците.
Втората класа на објекти се класифицирани како објекти со ќелиест распоред на ѕидови. Ќелиестите системи се такви каде што надворешните и внатрешните ѕидови се носиви во двата правци и во основа имаат изглед на келии.
Разгледаните конструктивни системи се изведени од полна тула, со дрвена или армиранобетонска меѓукатна конструкција.

Избраните објекти се прикажани во Табела 1. Анализирани се вкупно 13 објекти и тоа 6 објекти со ќелиаст распоред на ѕидови и 7 објекти со доминантно носиви ѕидови во еден правец. Клучна разлика помеѓу двете групи, а според тоа и начинот на ваков тип на поделба е направена поради сличното однесување на конструкциите од една група при дејство на сеизмички товари.

Табела 1. Класи на конструкции

Објекти со ќелиаст распоред на ѕидови:	Објекти со доминантно носиви ѕидови во еден правец:
• "Музеј на албанска азбука" – Битола НУ Завод за заштита на спомениците на културата и Музеј- Охрид • Основен суд – Кавадарци • Агенција за филм на Република Македонија "Вардар филм" – Скопје • Главна пошта – Дебар • Железничка станица – Гевгелија • "Музеј на албанска азбука" – Битола	• Општинско средно училиште, "Св. Климент Охридски", Охрид • Општинско основно училиште, "Св. Сава", Охрид • Општинско основно училиште, "Страшо Пинџур", Кавадарци • Општинско основно училиште, "Димката Ангелов Габерот", Кавадарци • Старо училиште, Гевгелија • Општинско основно училиште, "Војдан Чернодрински", Скопје

3. НЕЛИНЕАРНА СТАТИЧКА АНАЛИЗА НА КОНСТРУКЦИИТЕ

Конструкциите се пресметани во софтверспецијализиран за анализа на ѕидани конструкции MINEA, SDA-engineering GmbH. Претпоставката при анализата е дека секој ѕид е претставен како континуирана конзола, односно ѕидовите во кои има отвори не се анализираат. Верификацијата на конструкциите е направена со нелинеарна статичка анализа, така што хоризонталниот товар итеративно се зголемува, се до состојба на лом. Нелинеарното однесување е претставено на тој начин што во итеративната постапка се пресметува должината на притиснатата зона на ѕидот, при тоа со зголемување на деформацијата на ѕидот, должината се намалува. Генерално, клучните елементи при анализата се следните:

- Во анализата на конструкциите е употребено максимално земјино забрзување како најчесто користен показател на интензитетот на земјотресот. Сеизмичкото дејство е претставено преку нееластичен спектар на забрзување на подлогата зададен во Еврокод 8, при што се варирани три типови на почва: А, В и С. Интензитетот на земјотресот е земен во граници од 0.05g до 0.25g со чекор 0.05g. На тој начин, секоја од конструкциите е анализирана со 15 нееластични спектри на одговор.
- Се пресметува зависноста сила – деформација за секој ѕид посебно. Капацитетот на секој ѕид посебно е пресметан според нанесениот верикален товар, геометријата на ѕидот и материјалните карактеристики на блоковите и малтерот. При анализата се контролираат следните механизми на лом: лом при дијагонално затегнување, смолкнување и при свиткување.
- Пресметка на капацитетот на конструкцијата – Push Over крива. Кривите на капацитет од поединечките ѕидови се суперпонирани во една резултантна крива на капацитет на конструкцијата.
- Трансформација на кривата во дијаграм Sa-Sd со користење на еквивалентна единечна маса.
- Наоѓање на пресечна точка помеѓу спектарот и кривата на капацитет. Според положбата на пресечната точка може да се утврди дали конструкцијата има задоволителна носивост при дејство на сеизмички товари.

Во овие анализи, идентификацијата на степенот на оштетување е прикажана преку пресметаното спектрално поместување Sd. Користени се избраните степени на штети предложени од Лагомарсино и Пена [6], спред чие истражување се дефинирани пет нивоа на оштетување прикажани во Табела 2. Границите на оштетување се добиени преку поделба на билинеаризираната крива на капацитет на конструкцијата, при што се користени точката на развлекување и точката на ултимативно поместување.

Табела 2. Граници на штети

Степен на штета	Спектрално поместување, Sd
Без штета	Sd < 0,7Dy
Минорна/Незначителна штета	0,7Dy < Sd ≤ Dy
Штета со среден степен на големина	Dy < Sd ≤ Dy + 0,25(Du-Dy)
Големи штети	Dy + 0,25(Du-Dy) < Sd ≤ Du
Колапс	Sd> Du

4. ПОСТАПКА ЗА ОПРЕДЕЛУВАЊЕ НА КРИВИ НА ПОВРЕДЛИВОСТ

Кривите на повредливост се претставени преку логнормални модели и се дефинирани со два параметри, средната и логнормалната стандардна девијација за даден сеизмички интензитет (SI). Со користење на логнормална дистрибуција, кривата на повредливост е опишана во функција од сеизмичкиот интензитет (SI):

$$P(C|SI = x_i) = \int_{-\infty}^{x} \frac{1}{x\sigma_{\ln,SI}\sqrt{2\pi}} * e^{-\frac{1}{2}*\left(\frac{\ln x-\mu_{\ln,SI}}{\sigma_{\ln,SI}}\right)^2} dx = \phi\left(\frac{\ln x - \mu_{\ln,SI}}{\sigma_{\ln,SI}}\right) = \phi\left(\frac{\ln\left(\frac{x}{\theta}\right)}{\beta}\right) \langle 1 \rangle$$

$P(C|SI = x_i)$е веројатноста за достигнување на колапс за даден интензитет на земјотрес, $\mu_{\ln,SI}$ и $\sigma_{\ln,SI}$ се средна вредност и стандардна девијација на $\ln SI$, фе е кумулативна функција на дистрибуција, θ е средна вредност и β е логаритамска стандардна девијација [7].

Со пробабилистичките анализи на објектите всушност се добиваат дискретни точки, кои ја опишуваат врската помеѓу интензитетот на земјотресот и очекуваната веројатност за надминување на оштетувањето пресметано преку методите за добивање на одредено ниво на штета за анализираната конструкција од даден земјотрес.

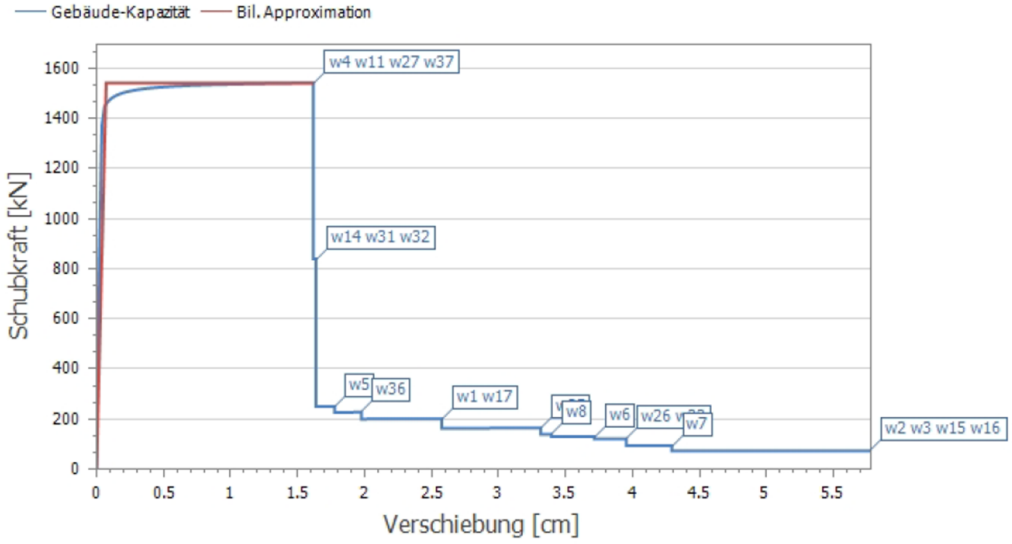
Веројатноста за оштетување при даден сеизмички интензитет Si = xi, се пресметува како однос на бројот на анализирани конструкции кои постигнале одредено ниво на штета и вкупниот број на анализирани конструкции.

Дискретните точки за различен интензитети на земјотресот Si се користат за да се изведе врската помеѓу интензитетот на земјотресот и очекуваната веројатност од штета во однос на лог-нормална кумулативна функција на распределба.Пресметката на веројатноста за оштетување на конструкцијата при даден интензитет на земјотрес Si = xi за дадено ниво на штети се пресметува според равенката:

$$P(C|S_a = x_i) = \frac{\text{Број на анализирани примероци со одредена штета за } S_i=x_i}{\text{вкупен број за анализирани примероци за сеизмички интензитет } S_i} \langle 2 \rangle$$

5. КРИВИ НА ПОВРЕДЛИВОСТ НА СЕЛЕКТИРАНИТЕ КЛАСИ НА ОБЈЕКТИ

Сите генерирани примероци за анализа кои се добиени со варирање на параметрите за добивање на нееластичниот спектар на одговор се анализирани посебно и на тој начин се извршени вкупно 195 нелинеарни статички анализи. За секој објект е пресметана кривата на капацитет на конструкцијата и определен е пресекот на кривата на капацитет со спектарот на одговор. На сл.1 е прикажана кривата на капацитет за еден од објектите.



Сл. 1. Билинеарна апроксимација на вкупната крива на капацитет

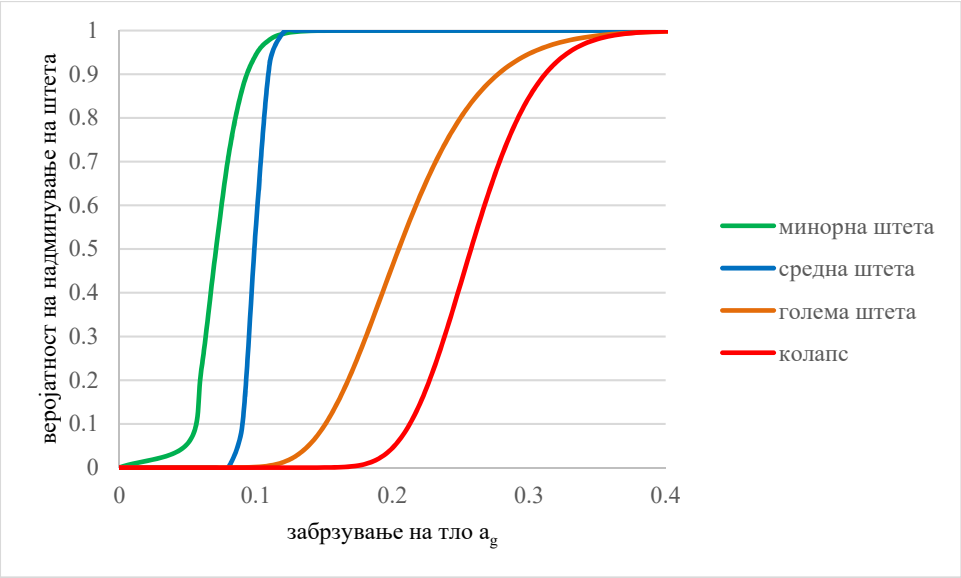
Според пресметаното максимално поместување, секој анализиран примерок е класифициран во една од дефинираните штети : од „без штета“ до „колапс“, како што е прикажано во Табела 3. За секој сеизмички интензитет посебно, веројатноста за надминување на одредена штета е пресметана како однос на бројот на примероци кои се класифицирани како штети помали или еднакви на соодветната штета и вкупниот број на анализирани примероци.

Табела 3. Пресметани штети за ООУ „Св. Климент Охридски“ - Охрид

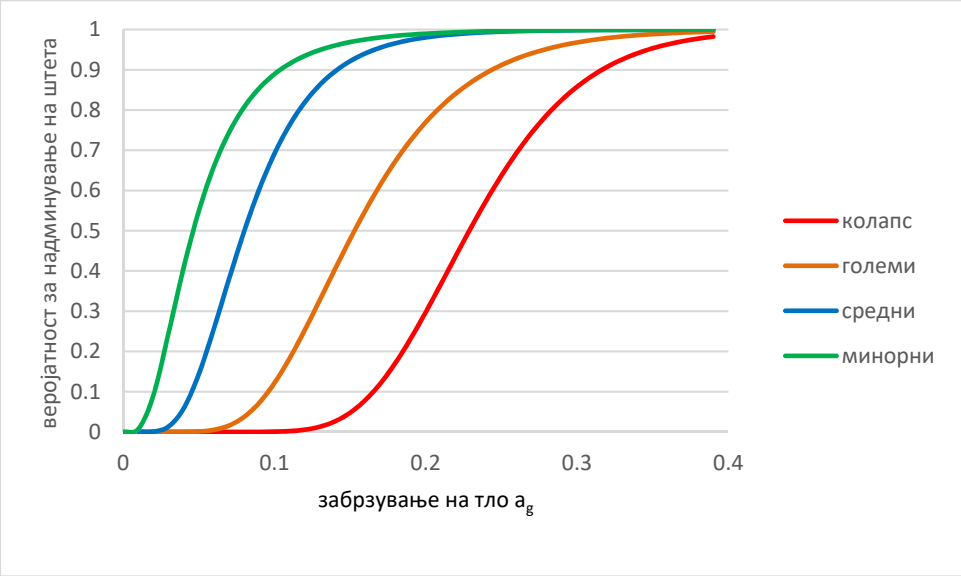
Општинско средно училиште "Св. Климент Охридски" - Охрид					
a_g [m/s^2]	**ТИП НА ПОЧВА А**		**ТИП НА ПОЧВА В**		**ТИП НА ПОЧВА С**	
0.05g	Без штета		Минорна штета		Без штета	
0.10g	Штета со среден степен		Штета со среден степен		Штета со среден степен	
0.15g	Штета со среден степен		Големи штети		Штета со среден степен	
0.20g	Големи штети		Големи штети		Големи штети	
0.25g	Колапс		Колапс		Големи штети	

Со вака дефинираната статистичка обработка на резултатите и користење на методот на максимална веројатност на штета се пресметани кривите на повредливост на двете класи на објекти. Според обликот на пресметаните криви на повредливост може да се заклучи следното:

- за интензитет на земјотрес од 0,1g веројатноста на надминување на штета со среден степен кај конструкциите со доминантно носиви ѕидови во еден правец е 50%, додека кај конструкциите со ќелисат распоред на ѕидови е 80%
- за интензитет на земјотрес од 0,20g веројатноста на надминување на голема штета кај конструкциите со доминантно носиви ѕидови во еден правец е 50%, додека кај конструкциите со ќелисат распоред на ѕидови е 80%.
- за интензитет на земјотрес од 0,30gи кај двете класи на конструкции веројатноста за колапас на конструкциите е 85%, додека за интензитет на земјотрес од 0,35g веројатноста за колапс на конструкците е 100%.



Сл. 2.Приказ на кривите на повредливост за конструкции со ѕидови доминантно носиви во еден правец



Сл. 3. Приказ на криви на повредливост за конструкции со ќелиасти ѕидови

ЛИТЕРАТУРА

[1] Dumova-Jovanoska E., Aleksovski G, Denkovska L, Churilov S, Milkova K, Bogoevska S, Micevski S, (2018), Seismic Vulnerability of Existing Masonry Structures in Republic of Macedonia – SeismoWall, 16th European Conference on Earthquake Engineering, Thessaloniki, Greece.

[2] [Whitman, R.V., Reed, J.W. and Hong, S.T. (1973). “Earthquake Damage Probability Matrices”, Proceedings of the Fifth World Conference on Earthquake Engineering, Rome, Italy, Vol. 2, pp. 2531-2540.

[3] Petrovski J., Stankovic V., Nocevski N., Ristic D.,Development of Empirical and Theoretical Vulnerability and SeismicRisk Models', Proceedings of 8th World Conference on Earthquake Engineering San Francisco, California, USA,1984

[4] Dumova- Jovanoska, E., Fragility curves for reinforced concrete structures in Skopje (Macedonia) region, Soil dynamics and earthquake engineering 19 (2000), Elsevier, pp 455-466 FEMA 433, Using HAZUS – MH for Risk Assessment, August 2004

[5] Lagomarsino, S. and Penna, A.: Guidelines for the implementation of the II level vulnerability methodology, WP4: Vulnerability assessment of current buildings. RISK-UE project: An advanced approach to earthquake risk scenarios with application to different European towns, 2003.

[6] Baker, J. W. “Efficient analytical fragility function fittingusing dynamic structural analysis.” Earthquake Spectra, 2015.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

SE - 14

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

СЕИЗМИЧКО ЗОНИРАЊЕ НА РЕПУБЛИКА С. МАКЕДОНИЈА СОГЛАСНО БАРАЊАТА НА ЕВРОКОДОТ 8

Зоран МИЛУТИНОВИЌ [1], Радмила ШАЛИЌ [2]

АПСТРАКТ

По барање на Владата на Република С. Македонија, во 2016 година за потребите на Националниот анекс на Еврокодот 8, беа изработени карти на сеизмичко зонирање кои во 2018 година беа и официјално усвоени во рамките на стандардот МКС EN 1998-1:2012/НА:2018. Сеизмичкото зонирање за двата референтни нивои на забрзување на тлото се темели врз современ модел на сеизмички хазард, кој во себе интегрира два сеизмотектонски модели, четири различни атенуациони зависности, но и земање во предвид на различните дефиниции на минималните и максималните магнитуди на сеизмичките извори. Конечното зонирање е изработено со соодветно избрана интерполациона техника и дефинирани критериуми на сведување на резултантните вредности на ниво на катастарски општини кои во голема мерка ја олеснува примената на картите во проектантската пракса.

Предлогот за вградувањето на локациски зависните T_{DLR} и T_{NCR} параметри во Решението за локациски услови, дел „Општи урбанистичко-архитектонски податоци“, не само што би ја олеснило работата на сите субјекти инволвирани во процесот на градење, туку би овозможило административно дефинирање и конзистентна примена на пропишаните сеизмички проектни параметри во севкупниот процес на урбанистичкото планирање и проектирање на градежните објекти. Вградувањето на T_{DLR} и T_{NCR} параметрите во Решението значително би ги зајакнале механизмите на имплементацијата на спроведувањето на генералната државна стратегија на национално прифатливиот степен на сеизмички ризик, неговата контрола и намалување.

Клучни зборови: МКС EN 1998-1:2012/НА:2018; Сеизмичко зонирање, Сеизмички хазард, Национален анекс, Еврокод 8, Република С. Македонија.

[1] Проф. д-р, Професор во пензија, Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија (ИЗИИС), Универзитет “Св. Кирил и Методиј”, Скопје, Република Северна Македонија, milutin.zvm@gmail.com
[2] Доц. д-р, Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија (ИЗИИС), Универзитет “Св. Кирил и Методиј”, Скопје, Република Северна Македонија, r_salic@iziis.ukim.edu.mk

1. ВОВЕД

Процесот на дефинирање на сеизмичкиот хазард за територијата на Р. С. Македонија датира од средината на минатиот век и еволуира заедно со мапите на сеизмичко зонирање преку имплементацијата и развојот на прописите за проектирање, но и преку бројните национални и интернационални научно-истражувачки проекти.

Скопскиот земјотрес од 1963 година покажал неконзистентности и слабости во одредени сегменти на прописите од 1948 година што било главна причина за донесувањето на ПТП-ГвСП64. Долго време по неговото донесување, се до 1990 година, составен дел на ПТП-ГвСП64, а покасно и на ПИОВС81 правилниците била Сеизмолошката карта на Југославија (Mihailović, 1950) издадена од Сеизмолошкиот завод на СФРЈ во 1950 година. За територијата на С. Македонија во 1979 година е озваничена картата на сеизмичко реонирање (Хаџиевски и Пекевски, 1976; Службен весник на СРМ бр. 2/79). Иако примената на истата била задолжителна за проектирање и градењето на инвестициони објекти и објекти на граѓани на територијата на С. Македонија (Службен весник на СРМ бр. 2/79), истата не нашла поширока примена во проектантската пракса.

Последните прописи од 1981 година, ПИОВС81, до 1982 година година се поврзани со картата на Mihajlović од 1950 година, во периодот 1982-1990 со Привремената сеизмолошка карта на СФРЈ (Сл. Лист на СФРЈ бр. 48/1982), а од 1990 година со сетот од карти за максимални очекувани интензитети со повратен период (ПП) од 50, 100, 200, 500, 1,000 и 10,000 (ПП50, ... ПП10,000) години со 63% веројатност од не-надминување (случување) од кои за проектирање на објекти од високоградбата класифицирани во II и III категорија се користи ПП500 картата (Сл. Лист на СФРЈ бр. 52/90).

Најновите карти на сеизмичко зонирање (Милутиновиќ и соработници, 2016) се изработени според дефинираниот формат и во согласност со процедурата за определување на проектните сеизмичките дејства врз градбите пропишана со МКС EN 1998-1:2004 Еврокод 8, во понатамошниот текст реферирана како МКС EN 1998-1:2012/НА:2018.

2. СЕИЗМИЧКИ ХАЗАРД

Сеизмичкиот хазард за територијата на Македонија, анализиран за потребите на Националниот анекс на МКС EN 1998 1:2004 (МКС EN 1998-1:2012/НА:2018), е базиран врз интегрална мулти-дисциплинарна холистичка анализа на расположивиот фонд на податоци и резултати од сите претходни геолошки, тектонски, неотектонски и сеизмолошки истражувања, регионални истражувања на сеизмичкиот хазард, национални и регионални податоци од силните земјотреси и GPS мерења, а врз основа на квалитативно нов пристап во моделирањето на просторната дистрибуција на сеизмичноста.

Анализите на сеизмичкиот хазард се извршени со користење на веројатносниот пристап (PSHA) кој ги интегрира ефектите од сите можни сеизмички извори кои имаат влијание на локацијата од интерес преку пресметување на комбинирана веројатност од нивно надминување (Esteva, 1967; Cornell, 1968, SSHAC, 1997).

Изборот на методолошкиот пристап и претпоставките, заедно со користење на алтернативни модели на просторно зонирана и просторно осреднета сеизмичност, резултираше со:

- надминување на субјективизмот експлицитно вграден во моделите на просторно зонирана сеизмичност;
- инкорпорирање на најновите сознанија за акумулацијата и кинематиката на деформациите на земјината кора и активната тектоника во регионот на Јужен Балкан добиени со GPS мерења (Dumurdzanov et al, 2004, 2005; Burchfiel, 2006; Kotzev, 2008, Думурџанов и соработници, 2016);
- инкорпорирање на алеаторната и епистематската непоузданост во анализите на сеизмичкиот хазард; и,

- надминување на некомплементарноста на постојните методи и техники за оцена на сеизмичкиот хазард, во основа компатибилни со ПИОВС81 барањата, да генерираат продукти потребни за имплементација на МКС EN 1998 1:2004: Еврокод 8.

Моделирањето и евалуацијата на сеизмичкиот хазард на Македонија (Милутиновиќ и соработници, 2016) се базирани врз сеопфатните истражувања на Шалиќ (Шалиќ, 2015) и каталогот на земјотреси на Македонија (СО/ПМФ-Скопје, 2016) рекомпилиран во географските граници Lon: 19.30-24.20 и Lat: 39.80-43.30.

Утврено е дека националните, меѓутоа и од регионот на Јужен Балкан, вкупно 672 трокомпонентални записи на силни земјотреси (аналогни и дигитални) се недоволни (по број, епицентрални/хипоцентрални и други растојанија и магнитуди на случените земјотреси) за дефинирање на веродостојни модели на атенуација на земјотресните движења, односно GMPE (Ground Motion Prediction Models = Модели за предскажување на земјотресните движења).

Проблемот е надминат со селекција на четири GMPE модели развиени во склоп на проектите NGA-WEST 2 и RESOURCE и нивната верификација со националните/Јужен Балкан податоци. Докажано е дека (Salic et al, 2016) најкомпатибилни се следните 4 модела: BSSA14 (Boore et al., 2014), CY14 (Chiou and Youngs, 2014), Aetal14 (Akkar et al., 2014) и Betal14 (Bindi et al., 2014) и истите, со аналитички пресметани и статистички поткрепени тежински фактори (Salic et al., 2016) се применети во анализите на сеизмичкиот хазард на Македонија.

Сеизмичкиот хазард на Македонија е моделиран со два концептуално различни модела на сеизмичност:

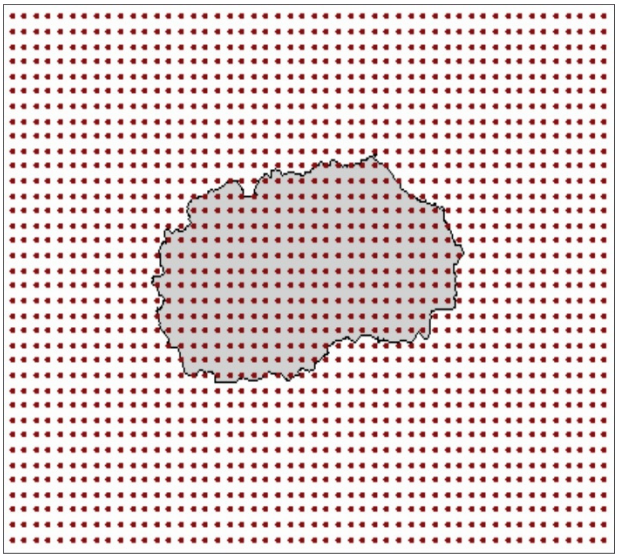
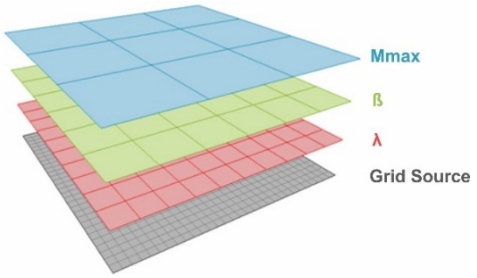
- Модел на просторно осреднета сеизмичност (Kijko и Smit, 2012) (Слика 1, М1); и,
- Модел на просторно зонирана сеизмичност (Шалиќ, 2015; Милутиновиќ и соработници, 2016) формулиран во географските граници Lon: 19.30-24.20 и Lat: 39.80-43.30 (Македонија со појас од 100-150 km од границите) (Слика 2, М2).

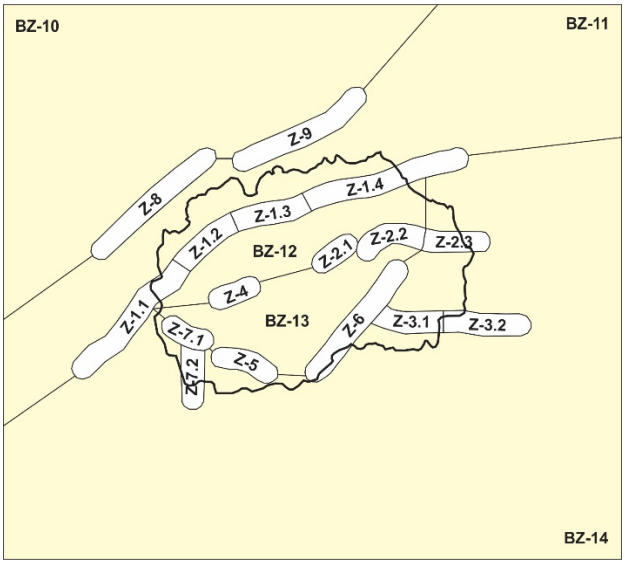
Моделот на просторно зонирана сеизмичност е формулиран врз основа на следната актуелна фактографија:

- Во историско време, сеизмичката активност од деструктивен карактер се манифестирала во неколку сеизмотектонски зони со предоминантна И-З до СИ-ЈЗ ориентација (Думурџанов и соработници, 2016);
- Територијата на Македонија и блиските простори на Бугарија и Грција и денес се наоѓаат во режим на јужна екстензија (Думурџанов 2004, 2005; Burchfiel, 2006; Kotzev, 2008; Думурџанов и соработници, 2016). Резултатите на извршените GPS мерења (3 епохи) покажуваат дека целата територија на Македонија се движи кон Ј-ЈИ со брзина од 2 до 4 mm годишно. Ориентација на екстензијата и брзината на движење претставуваат потенцијал за акумулирање на енергија и активирање на постари или формирање на нови наложени И-З до СИ-ЈЗ гравитациони раседи кои можат да бидат жаришта на идни силни земјотреси.

Врз основа на ригорозна анализа, корелација и синтеза на постојните тектонски, неотектонски и сеизмолошки податоци и резултатите од GPS мерењата, извршена е концептуална редефиниција на моделот на сеизмичноста на територијата на Македонија. Досегашната парадигма дека примарниот носител на сеизмичноста е Вардарската зона е заменета со парадигмата, поткрепена со мерењата на современите кинематички процеси во регионот на Јужен Балкан (Думурџанов 2004, 2005; Burchfiel, 2006; Kotzev, 2008; Думурџанов и соработници, 2016), дека примарниот носител на сеизмичноста на Македонија е наложената трансверзална раседна тектоника со предоминантна ориентација во правецот И-З.

Аналогно, редефиниран е сеизмо-тектонскиот и математичкиот модел на сеизмичкиот хазард на Македонија, Шалиќ (Шалиќ, 2015), Милутиновиќ (Милутиновиќ и соработници, 2016), Слика 1, М2. Сеизмичноста на просторите неопфатени со моделот на зонираната сеизмичност опфатени се со моделот на основна (background) сеизмичност формулиран во географските граници Lon: 19.30-24.20 и Lat: 39.80-43.30 (Македонија со појас од 100-150 km од границите).

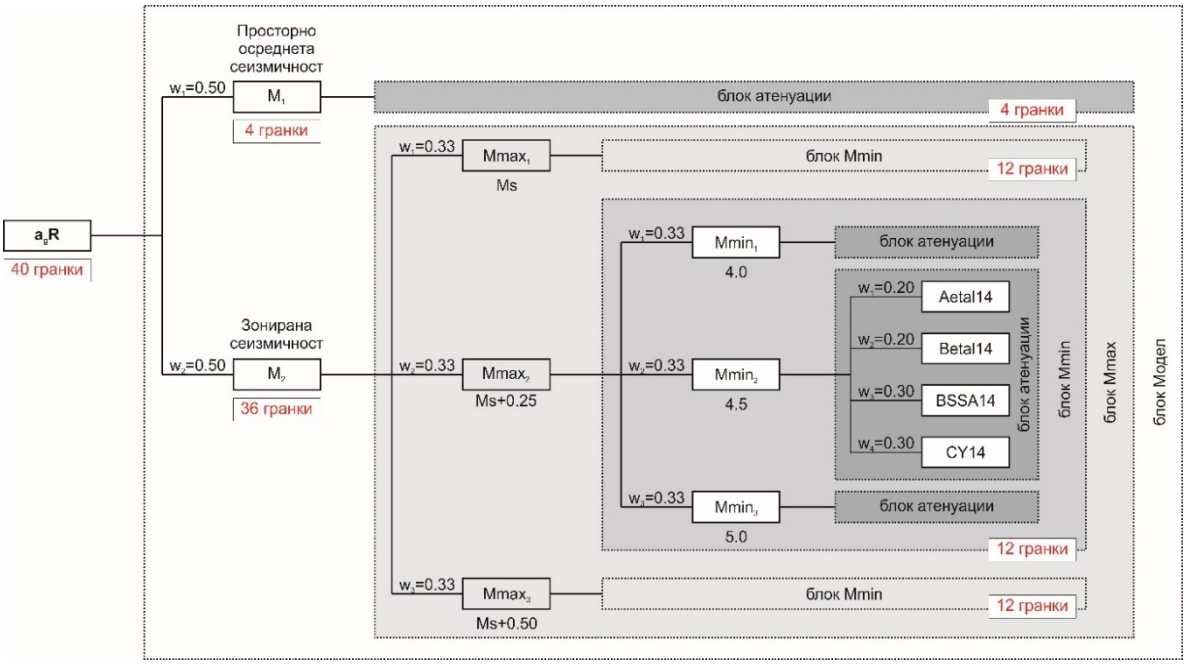
М1 – Модел на мрежна сеизмичност (МК-ЕС8)	
	**Параметри на сеизмички хазард за секој точкаст извор:** λ – средна стапка на повторливост β – b вредност на изворот дадена во форма на природен логаритам M_{max} – максимално очекувана магнитуда за изворот 
Геометрија на моделот	Параметри на сеизмички хазард

М2 – Модел на површински зони (МК-ЕС8)	
	**Параметри на сеизмички хазард за секој Површински извор:** M_0 – минимална магнитуда λ – средна стапка на повторливост β – b вредност на изворот дадена во форма на природен логаритам M_{max} - максимално очекувана магнитуда за изворот
Геометрија на моделот	Параметри на сеизмички хазард

Сл 1. Користени сеизмотектонски модели за анализа

Третманот на епистематските непоузданости се опфаќа со конструкција на логичко стебло (logic tree) во кое секоја гранка представува можно хазардно сценарио базирано врз определена комбинација на елементите од усвоениот сет на алеаторни и епистематски варијабли. Резултатот од сценарио анализите се соодветен сет на хазардни криви развиени за секој јазел од усвоената аналитичка пресметковна мрежа со која е дискретизиран просторот во кој се анализира и мапира сеизмичкиот хазард. Агрегацијата на хазардните криви, за секој јазел одделно, се врши со соодветно дефинирани тежински фактори (тежина на гранката) кои зависат од веројатноста на тоа сценарио и резултира во соодветна координатно зависна финална хазардна крива.

Логичкото стебло формулирано за определување на сеизмичкиот хазард на Македонија, соодветно со барањата на МКС EN 1998 1, е прикажано на Слика 2.



Сл 2. Третман на епистематската непоузданост – Формулирано логичко стебло

Агрегација на придонесите на усвоените GMPE модели (блок: атенуации, 4 гранки) е извршена со Шалиќ (Salic et al., 2016) тежинските фактори. Со оглед дека не постојат реални податоци за дефинирање на асиметрични тежински фактори за агрегација на хазардните криви зависни од епистематските Mmin (блок: Mmin, 12 гранки) и концептуален модел на сеизмичкиот хазард (блок: модел) и алеаторната варијабла Mmax (блок: Mmax, 36 гранки), усвоен е „еднаква шанса“ пристапот (equal chanse approach).

Хазардните криви се пресметани и мапирани во густа мрежа од јазли (27,777) на меѓусебно растојание од 0.025° (2.775 km) Lat и 0.025° (2.075 km) Lon.

ПП95 (веројатност на надминивање од 10% во период од 10 години, односно веројатност на надминивање од 41% во период од 50 години) и ПП475 (веројатност на надминивање од 10% во период од 50 години) картите на сеизмичкиот хазард (преку изолинии) за Р.С. Македонија се прикажани на Слика 3. Картите ги прикажуваат максималните очекувани хоризонтални забрзувања a_{gR} пресметани за тип на тло А (Vs_{30} = 800 m/s) чие надминување во тек на било кој период од интерес: (1) t = 10 години (Слика 3а); и, (2) t = 50 години (Слика 3б), се очекува со веројатност од p = 10%.

3. СЕИЗМИЧКО ЗОНИРАЊЕ

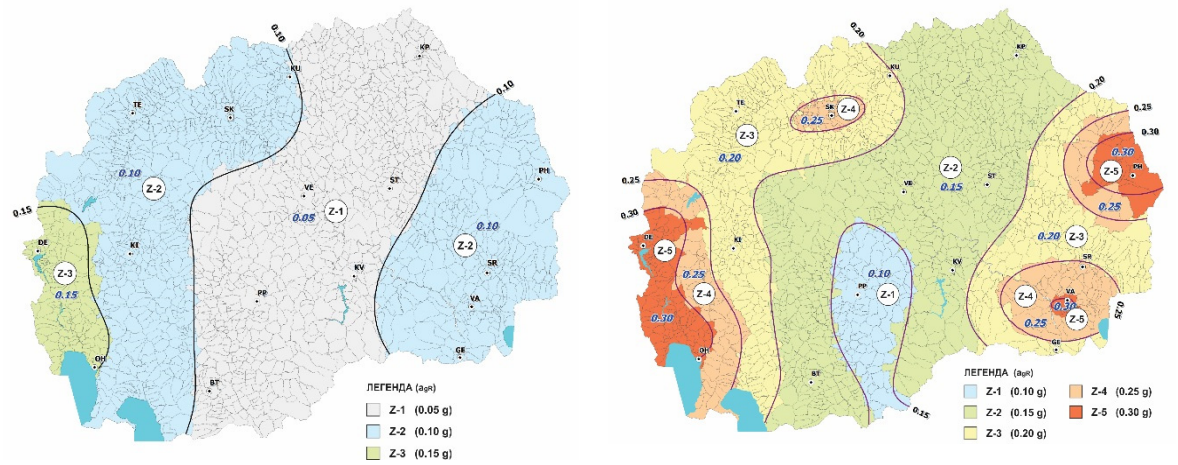
Покрај сеизмолошките параметри опфатени со процедурата за определување на сеизмичкиот хазард, процесот на сеизмичко зонирање опфаќа дополнителни национално стратешки параметри:

- економска одржливост на севкупниот процес на градење според ревидираното зонирање согласно економскиот потенцијал на државата и населението; и,
- определени корекции на хазардот усогласени со планираниот просторен развој, достапност на терените во услови на сеизмички предизвикана катастрофа и други природни и административни специфики на националниот простор.

со кои државата го дефинира степенот на национално прифатливиот сеизмички ризик на својата територија.

Авторите на картите, сметаат дека вградувањето на локациски зависните T_{DLR} и T_{NCR} параметри во Решението за локациски услови, дел „Општи урбанистичко-архитектонски податоци“, не само што би ја олеснило работата на сите субјекти инволвирани во процесот на градење, туку би овозможило административно дефинирање и конзистентна примена на пропишаните сеизмички

проектни параметри во севкупниот процес на урбанистичкото планирање и проектирање на градежните објекти. Вградувањето на T_{DLR} и T_{NCR} параметрите во Решението значително би ги зајакнале механизмите на имплементацијата на спроведувањето на генералната државна стратегија на национално прифатливиот степен на сеизмички ризик, неговата контрола и намалување.



а) ПП95 (T_{DLR}) карта на сеизмичко зонирање б) ПП475 (T_{NCR}) карта на сеизмичко зонирање

Сл 3. ПП95 и ПП475 карти на сеизмичко зонирање со елементи на сеизмички хазард за Р.С. Македонија (МКС EN 1998-1:2012/НА:2018)

Земајќи го во предвид горенаведеното, предложено е, во светски рамки, уникатно решение за рационална и системски контролирана примена на сеизмичките проектни параметри како во процесот на урбанистичкото планирање и проектирање, така и во севкупниот процес на проектирање и градење на градежните објекти. Имено, референтните проектни параметри кои се однесуваат на T_{NCR} = 475 и T_{DLR} = 95 години, се пресликани на ниво на катастарски општини односно административни единици согласно НТЕС ниво 5 административната поделба, а хиерархиски дефинираните критериуми во Милутиновиќ и соработници (2016).

Со наведениот пристап:

- елиминирани се оперативните проблеми кои ги предизвикува потенцијалната миграција на agR изолиниите од ± ~2.5 километри;
- се обезбедува релативно едноставна и ефикасна примена на табеларно систематизираните TNCR = 475 и TDLR = 95 сеизмички проектни параметри во управната постапка за издавање на одобрение за градење; и,
- се создава рационална основа за значително зајакнување на механизмите на спроведувањето на генералната државна стратегија на национално прифатливиот степен на сеизмички ризик, неговата контрола и намалување.

БЛАГОДАРНОСТ

Авторите на овој труд ја изразуваат својата огромна благодарност до сите соработници кои учествуваа во изработкатата на картите.

Посебна благодарност до Институциите кои учествуваа или ја помогнаа релазацијата на оваа проектна активност: Институтот за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија (УКИМ-ИЗИИС), Сеизмолошката обсерваторија при УКИМ-ПМФ-Скопје, Институтот за стандардизација на Р.С. Македонија, Геолошкиот завод на Р.С. Македонија и Агенцијата за катастар на недвижности на Р.С. Македонија.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Akkar, S., M. A. Sandikkaya and J. J. Bommer (2014). Empirical ground-motion models for point- and extended-source crustal earthquake scenarios in Europe and the Middle East, B. Earthq Eng 12, 359-387.

[2] Bindi, D., M. Massa, L. Luzi, G. Ameri, F. Pacor, R. Puglia, and P. Augliera (2014a). Pan-European ground-motion prediction equations for the average horizontal component of PGA, PGV, and 5%-damped PSA at spectral periods up to 3.0s using the RESORCE dataset. Bulletin of Earthquake Engineering, 12(1): 391–430, 2014a. doi: 10.1007/s10518-_013-_9525-_5.

[3] Boore, D. M., J. P. Stewart, E. Seyhan, and G. M. Atkinson (2014). NGA-West 2 equations for predicting PGA, PGV, and 5%-damped PSA for shallow crustal earthquakes. Earthquake Spectra, 30(3):1057–1085. doi: 10.1193/070113EQS184M.

[4] Burchfiel, B. C., A. Todosov, R. W. King, V. Kotzev, N. Dumurdanov, T. Serafimovski, B. Nurce (2006). GPS results for Macedonia and its importance for the tectonics of the southern Balkan Extensional regime: Tectonophysics 413, 239–248.

[5] Chiou, B. S.-J. and R. R. Youngs (2014). Update of the Chiou and Youngs NGA model for the average horizontal component of peak ground motion and response spectra. Earthquake Spectra, 30(3):1117–1153, Aug 2014. doi: 10.1193/072813EQS219M.

[6] Cornell, A.C. (1968). Engineering Seismic Risk Analysis, Bulletin of Seismological Society of America, Vol. 58, No. 5, pp. 1583-1606.

[7] Dumurdjanov, N., Z. Milutinovic and R. Salic (2016). Seismotectonic Zones and Seismic Hazard in the Republic of Macedonia, Third Congress of Geologists of Republic of Macedonia, 30.09-02.10.2016, Struga, Macedonia.

[8] Dumurdzanov, N., T. Serafimovski & B. C. Burchfiel (2004). Evolution of the Neogene-Pleistocene basins of Macedonia: Geological Society of America Digital Map and Chart Series 1 (accompanying notes), 20 pp.

[9] Dumurdzanov, N., T. Serafimovski & B. C. Burchfiel (2005). Cenozoic tectonics of Macedonia and its relation to the South Balkan extensional regime: Geosphere 2005, 1, 1–22, Doi: 10.1130/GES00006.1.

[10] Esteva, L. (1967). Criterios para la construcción de espectros para diseño sísmico. Proceedings of XII Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural y III Simposio Panamericano de Estructuras, Caracas, 1967. Published later in Boletín del Instituto de Materiales y Modelos Estructurales, Universidad Central de Venezuela, No. 19.

[11] Kijko, A. & A. Smit (2012). Extension of the b-value Estimator for Incomplete Catalogs. Bull. Seism. Soc. Am, Vol. 102, No 3, pp. 1283–1287. doi: 10.1785/0120110226.

[12] Kijko, A. (2011). Introduction to Seismic Hazard Analysis, Encyclopedia of Solid Earth Geophysics, Springer, 2011.

[13] Kotzev, B., R.W. King, B. C. Burchfiel, A. Todosov, B. Nurce and R. Nakov (2008). Crustal Motion and Strain Accumulation in the South Balkan Region Inferred from GPS Measurements. Bo E.S. Husebye (ed.), Earthquake Monitoring and Seismic Hazard Mitigation in Balkan Countries. Springer Science + Business Media B.V. 2008.

[14] Mihailovic, J. (1950). Seizmološka karta Yugoslavije (Seismologic Map of Yugoslavia), Radovi seizmoloskog zavoda FNRJ u Beogradu, 110 pp., 1950.

[15] Milutinovic, Z., J-P. Massue & V. Poyarkov (2001). School of Civil Protection Handbook. EUR-OPA Major Hazards Agreement of the Council of Europe and International Organization for Migration, Strasbourg-Geneva, 2001.

[16] Robin, M. (2004). Seismic Hazard and Risk Analysis, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA, USA.

[17] Salic, R., M. A. Sandıkkaya, Z. Milutinovic, Z. Gulerce, Ll. Duni, V. Kovacevic, S. Markusic, J. Mihaljevic, N. Kuka, N. Kaludjerovic, N. Kotur, S. Krmpotic, K. Kuk, D. Stanko (2016). BSHAP Project Strong Ground Motion Database and Selection of Suitable Ground Motion Models for the Western Balkan Region, Bulletin of Earthquake Engineering, DOI: 10.1007/s10518-016-9950-z.

[18] SSHAC (Senior Seismic Hazard Analysis Committee) (1997). Recommendations for Probabilistic Seismic Hazard Analysis: Guidance on Uncertainty and Use of Experts, U.S. Nuclear Regulatory Commission, U.S. Dept. of Energy, Electric Power Research Institute; NUREG/CR-6372, UCRL-ID-122160, Vol. 1-2. Also a review of the document by National Academy Press, Washington, DC, 73 pp.

[19] Technical Committee CEN/TC 250 (2004). EN 1998-1:2004: E - Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. December 2004.

[20] Weichert, D.H. (1980). Estimation of the earthquake recurrence parameters for unequal observation periods for different magnitudes, Bull. Seism. Soc. Am. 70, 1337-1346.

[21] Државен завод за статистика на Република Македонија (2015). Регионите во Република Македонија, 2015. Скопје, 2015. ISSN 1857-6141.

[22] Думурџанов, Н., З. Милутиновиќ и Р. Шалиќ (2016). Сеизмотектонски зони и сеизмички хазард во Република Македонија. Трет Конгрес на Геолозите на Република Македонија, 30.09-02.10.2016 година, Хотел „Дрим“, Струга, Македонија.

[23] Закон за водите. Службен весник на РМ, бр. 87, 15.07.2008 г.

[24] Милутиновиќ, З., Р. Шалиќ, Д. Томиќ (2016). Сеизмички хазард и сеизмичко зонирање на Република Македонија, Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија, Универзитет Св. Кирил и Методиј во Скопје, Извештај ИЗИИС 2016-18, Март 2016.

[25] Одлука за изменување и дополнување на одлуката за утврдување на номенклатура на територијални единици за статистика-НТЕС, Службен весник на Република Македонија, бр. 10, 20 Јануари 2014 г.

[26] Одлука за утврдување на номенклатура на територијални единици за статистика – НТЕС, Службен весник на Република Македонија, бр. 158, 28 Декември 2007 г.

[27] ПИОВС81 - Правилник за техничките нормативи за изградба на објекти на високоградба во сеизмички подрачја. Сл. Лист СФРЈ бр. 31/81 (вклучувајки ги измените и дополненијата 49/82, 29/83, 21/88 и 52/90).

[28] Правилник за начинот на менување на границите на катастарските општини и за определување на катастарските општини кои се одржуваат во центарот за катастар на недвижности Скопје и секторите за катастар на недвижности во Република Македонија, Службен весник на Република Македонија, бр. 159, 18 Ноември 2013 г.

[29] ПТП ГвСП64 – Правилник за технички прописи за градење во сеизмички подрачја (Службен лист на СФРЈ бр. 39/6).

[30] Хаџиевски и Пекевски (1976). Карта на земјотресно реонирање на СР Македонија, Сеизмолошка обсерваторија, Универзитет Св. Кирил и Методиј во Скопје, 1976, Службен весник на СРМ, бр. 2 од 31 Јануари 1979.

[31] Шалиќ, Р. (2015). Современ пристап за определување на сеизмичкиот хазард во Република Македонија. Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија (УКИМ-ИЗИИС), Докторска дисертација, Март, 2015.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

SE - 15
mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

MEASURING ASSOCIATION BETWEEN THE TWO RECENT SEISMIC HAZARD ASSESSMENTS FOR RN MACEDONIA

Zoran MILUTINOVIC[1], Radmila SALIC[2], Laurentiu DANCIU[3]

ABSTRACT

The main objective of the contribution is to examine and report on various possible measures of association between the two nominal scale data and the multi-class binary map set.

The map comparison and quantification of association measures are conducted on two 475 years return period seismic hazard maps of RN Macedonia. The first one is the probabilistic ground shaking map backing the seismic zoning of RNM developed based on the national referent seismicity model (Milutinovic at al., 2016) and in full compliance with EN 1998-1:2004/MKS EN 1998-1:2012 Eurocode 8 requirements. The second map is also a probabilistic ground shaking map but resulting from another project, i.e., ECHO INFRA-NAT derived on also on the referent national seismicity model but slightly modified for project needs.

Out of ten map association measures tested, five (Chi-square χ^2, Cramer's V and contingency C coefficients, joint information uncertainty U and Kappa measure) are calculated from nominal scale maps, while another five (Jaccard's C_J, simple matching C_A, odds rate O_R, contrast C_W and Yule's Y measures) from categorical binary map pairs. Particular attention is dedicated to the AUC/ROC Discriminator System, being recommended for further implementation in studies of a kind.

The contribution presents all input contingency tables so the tabulated results are easily reproducible. To the best knowledge of authors, this is the pioneering trial to implement identification and ranking of spatial associations techniques on seismological maps.

Keywords: *Seismic hazard; map; association; measures*

[1] Prof. PhD, Retired, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, University "Ss. Cyril and Methodius" in Skopje, Skopje, Republic of North Macedonia, milutin.zvm@gmail.com

[2] Ass. Prof. PhD, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, "Ss. Cyril and Methodius" in Skopje, Skopje, Republic of North Macedonia, r_salic@iziis.ukim.edu.mk

[3] PhD, Department of Earth Science, ETH Zurich, laurentiu.danciu@sed.ethz.ch

1. INTRODUCTION

The territory of Macedonia is a seismically active region in the southern Balkans. Since 1948, the seismic design regulations are based on the maximum expected intensities maps, which were expressed in terms of different macroseismic intensity scales (Salic et al. 2012) [1].

In 2007 ISRM (The Institute for Standardization of R. Macedonia) initiated activities (ISRM Technical Committee TC-30, 2007-2011) for adaptation and adoption of the Eurocodes. Contrary to the seismic design code in effect [2] prescribing seismic action proportional to dimensionless, seismic zone dependent, coefficient of seismicity K_S, the Eurocode8 [3] relates it to zonal referent ground acceleration a_{gR} (cm/s^2) corresponding to soil class A ($V_{s,30} \geq 800\ m/s$). This qualitative redefinition of seismic action made the development of a_R seismic hazard assessment and mapping complying with EN 1998-1:2004 requirements a prioritized necessity.

The first seismic hazard maps that were specifically produced for Macedonia following a fully probabilistic approach (PSHA) were those generated during the project "Harmonization of Seismic Hazard Maps for the Western Balkan Countries" (BSHAP) in 2010 (Mihaljević et al. 2017) [4]. The pan-European (Turkey included) Seismic Hazard Model (i.e., ESHM13, Woessner et al. 2015) [5] which is the result of the project "Seismic Hazard Harmonization in Europe (SHARE)" also covers Macedonia and it was more up to date hazard study for the country. Galasso et al. (2013) [6] also describe a study that was developed as part of the flood and earthquake risk assessment for Albania, Serbia, and Macedonia. All listed studies are of a regional or pan-European scale and are based on data compiled homogeneously across national borders.

The first nationwide oriented PSHA seismic hazard study was conducted by Salic (2015) [7]. The study was focussed on testing various seismicity models and modelling techniques, ground motion models, uncertainty models, and available software solutions. As such, the first fully probabilistic models of Salic (2015) [7] implemented in CRISIS 2014 (Ordaz at al., online available at http://www.r-crisis.com/about/crisis/) software package are the backbone referent models and document [7] for the development of the seismic zoning maps for Macedonia complying with EN 1998-1:2004/MKS EN 1998-1:2012 Eurocode 8 (Milutinovic at al., 2016) [8].

Recently, Salic at al. (2019) [10] has been testing the potential update of the national seismic hazard model within the ECHO INFRA-NAT (www.infra-nat.eu) Project by adopting and using the OpenQuake engine (Pagani et al., 2014, https://github.com/gem/oq-engine/#openquake-engine). The main update includes also the use of different ground motion models, as well as slightly different seismogenic source model (see Salic at al., 2019 for more info).

For the design practice, the geographical position of acceleration isolines in the ground shaking map is of utmost importance for defining the seismic action. However, for seismic hazard analysts and decision makers, in addition, quantitative information on the degree of association between newly developed seismic hazard products (i.e., hazard maps, hazard curves, uniform hazard spectra) and the existing ones, or ones to be developed is needed for estimating their overall compliance.

The puzzling, but not yet answered, question is what is the degree of association between various hazard maps developed based on Macedonian referent seismic hazard model [8] and hazard maps based on ESHM13 Pan-European model, or hazard maps to be based on ESHM20 model being under the development (SERA (http://www.sera-eu.org/en/home/) WP25: Updating and extending the European Seismic Hazard Model).

The identification and ranking of spatial associations on maps are essential in many areas of science. For example, in exploration geology (identification of map patterns that are indicative of mineral deposits), environmental geology (correlation of geochemical patterns in soils with possible causes of pollution), medical geology (spatial correlation of distribution of diseases with geochemical patterns in soil or groundwater), or in geomorphology and hydrogeology - identification of factors (soil type, vegetation type, slope, ..., other), predictive modelling and validation of spatial distribution of hazards from landsliding, soil erosion or flash floods and other related phenomena.

To the best knowledge of authors this paper, this is the first trial to implement identification and ranking of spatial associations techniques on seismological maps. Kohrangi et al., (2018) [9] provides a

procedure to compare various hazard products with the seismic design zonation in an iterative way from earthquake catalogue, seismogenic source, and ground motion models. However, in this investigation, the methods and techniques selected for measuring association presented hereinafter dominantly originate from pharmacology, clinical medicine, psychology, business intelligence, environmental research, and other scientific fields needing a comparison of predictive ability between modelling techniques. As the reader will appreciate from the following, making quantitative comparisons between one map and another is quite complex, and the treatment devoted to it in this paper shall be considered as a brief introduction.

2. DATA AND MATERIALS

Methods for comparison and quantitative evaluation of the degree of association between two maps are demonstrated on two seismic hazard maps; both developed for a mean return period of 475 years (10% of exceedance probability within 50 years observation time). Hereafter they are referred to as RP475 maps. The first one, the *MapA*, is the seismic hazard map backing the seismic zoning map of Macedonia developed for National Annex to MKS EN 1998-1:2012 Eurocode 8 (Milutinovic at al., 2016) [8]. The second one, the *MapB*, is the seismic hazard map tested for the needs of ECHO INFRA-NAT Project [10].

The PSHA study area is region framing the territory of Macedonia with a belt of 100-150 km from the borders (Lon: 19.30° -24.20°; Lat: 39.80° -43.30°). The computational cell of *MapA* is Lon: 0.025° (~2.075 km); Lat: 0.1° (~2.775 km). The computational cell of *MapB* is four times larger, i.e., Lon: 0.1° (~8.3 km); Lat: 0.1° (~11.1 km). This contribution analyses a segment bounded by Lon: 20.30° -23.20°; Lat: 40.60° -42.40°.

Both maps are modelled by a 0.025°x0.025° multi-class grid raster (Figure 1). To each grid cell (hereafter termed pixel) of the raster model is assigned a unique class number (1 to 6) representing seismic zones Z1 to Z6 the values of which are presented in Table 2. To assure further overlay operations, the order of attribute tables of *MapA* and *MapB* is exactly the same, so that the classes are matched successfully.

The multi-class raster of both maps comprises 8,352 cells, each. The distribution of cells by six classes [Z1; Z2; Z3; Z4; Z5; Z6] is for *MapA*: [2,920; 2,949; 1,378; 689; 297; 119] and for *MapB*: [678; 3,809; 2,449; 941; 457; 18], respectively

Table 1 presents the brake down of unique conditions resulting from the overlay of a *MapA* (Fig.1a) and a *MapB* (Fig. 1b). As can be observed, from six intrinsic categorical variables characterizing modelled multi-class raster grids of *MapA* and *MapB*, there are only 13 possible unique conditions. Such a reduction of unique conditions combinations, from 36 possible to 13, is because 23 conditions do not occur because the migration of classes is limited to two neighbouring classes (upper and lower), only. Each pixel of the overlay map is keyed to the unique condition number. Thus the unique conditions map could be reclassified, with Table 1 as a lookup, by *MapA* or *MapB* classes (thereby reconstituting the original maps), or by area or, in this particular case, by pixel count since all the pixels are of the same area.

Table 1. *MapA/MapB* Unique Conditions (UCond) table

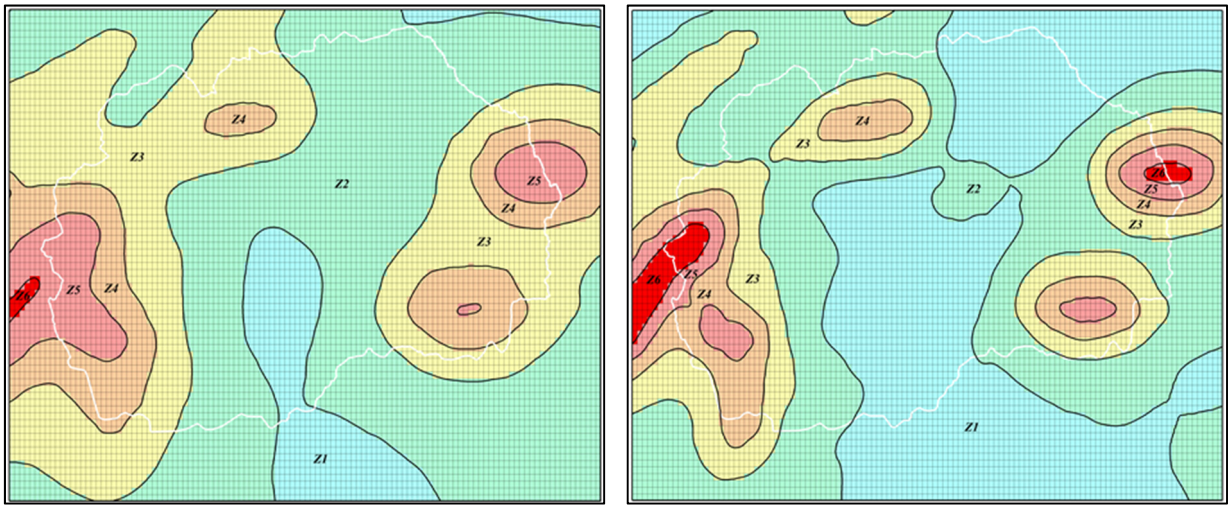
UCond	MapA	MapB	No. Pixel
1	**Z1**	**Z1**	**678**
2	Z2	Z1	2,242
3	**Z2**	**Z2**	**1,567**
4	Z3	Z2	1,382
5	**Z3**	**Z3**	**1,018**
6	Z3	Z4	49
7	Z4	Z3	360
8	**Z4**	**Z4**	**540**
9	Z4	Z5	41
10	Z5	Z4	100
11	**Z5**	**Z5**	**256**
12	Z5	Z6	101
13	**Z6**	**Z6**	**18**
Total			**8,352 pixels**

The unique conditions table (Table 1) is a basis for preparing the contingency (also known as a *cross-tabulation* or *crosstab*) table, *T* (Table 2), which in a matrix form displays the frequency distribution of categorical variables.

3. METHODOLOGY

A number of different measures of association for nominal scale data and binary maps have been proposed.

In the most general case of two nominal scale multiple class maps, the most common measures are based either on *chi-squared* or *entropy* statistics. For the special case of two maps with the same number of matched classes, the *kappa* coefficient of the agreement is often used. A variable is called nominal if its values are the members of some unordered set. In the RP475 Seismic Hazard Map of RSM map (Fig. 1a) *seismic zone* is a nominal variable with six categorical variables (Z1, Z2, Z3, Z4, Z5, and Z6). The same is valid for INFRA-NAT RP475 PSHA Map, Fig.1b.



a) *MapA*: Milutinovic et al. (2016) RP475 PSHA Map b) *MapB*: INFRA-NAT RP475 PSHA Map (Salic, 2019)

Fig. 1. RP475 seismic hazard maps

Where the two maps are binary, a host of similarity or "matching coefficients" have been used, as developed mainly for use in cluster analysis, see Romesburg (1990) for a review. A variety of measures based on conditional probability, such as the odds ratio, Yule's (1912) [14] coefficient of association, the "contrast" and others are frequently applied to binary maps.

Irrespective of the type of map pairs assessed (nominal scale or binary), the first and an essential step in the data preparation phase is to create a contingency table (Table 2), which is a referent matrix for calculating all decided measures of *MapB/MapA* association. Establishment and further implementation of cross tabulation matrix *T*allows to avoid cumbersome GIS manipulation with all maps. Thus, the problem is reduced to the matrix, rather than GIS manipulations.

Table 2. Contingency table, T, for maps *MapB/MapA*; Nominal scale map analysis

Class		MapA (Test)						Total (Ti.)
		Zone Z1 0.10g	Zone Z2 0.15g	Zone Z3 0.20g	Zone Z4 0.25g	Zone Z5 0.30g	Zone Z6 0.35g	
MapB (Training)	Zone Z1	678	2,242					2,920
	Zone Z2		1,567	1,382				2,949
	Zone Z3			1,018	360			1,378
	Zone Z4			49	540	100		689
	Zone Z5				41	256		297
	Zone Z6					101	18	119
Total (T.j)		678	3,809	2,449	941	457	18	$T_{..}$ = 8,352

For nominal scale maps, the contingency matrix is of $[n \cdot m]$ dimension, where n is a number of categorical variables intrinsic to *MapB*, and m is ditto, but for the *MapA*. The contingency matrix for binary maps is of *[2 by 2]* dimension, as presented in Fig. 3.

For data modelled in multi-class raster grid, the area of grid cells is constant and equals to $A = dlx \cdot dly$ where dlx and dly are the grid cell linear length measures in x and y directions of the

raster map. For counts (frequency of occurrence) cross tabulation the value of $A = 1$ and each grid cell can be treated as a "pixel" of area A. Accordingly, hereinafter, the grid cell is referred as *"pixel"*, and where needed, it will be indicated that multiplication with pixel's areal unit coefficient, A, is needed.

Except for ROC/AUC assessment, all other treated association measures are a symmetrical combination of two uncertainty measures, one being the uncertainty with which *MapB* assesses *MapA*, the other being the uncertainty with which *MapA* assesses *MapB*.

The results presented are derived by in-house developed Matlab based software. During the preparation of this paper abundantly are used Boham-Carter (1994) [11], Merriam et al. (1996) [12], various Internet sites and papers not presented in References.

3.1 Cross-Tabulation – Contingency and Proportion Matrices

The contingency table between maps *MapB* and *MapA*, denoted by T, with elements T_{ij}, where rows of the table i, i=1,2 ... n are classes of *MapB* and columns of the table j, j=1, 2 ... m are classes of *mapA* is presented in (Table 2). The marginal totals of T are defined as $T_{i.}$ for the sum of the i-th row, $T_{.j}$ for the sum of the j-th column, and $T_{..}$ for the total summed over rows and columns.

The simplest type of contingency table is a 2x2 table (as presented in Fig.3), with two levels of categorical variables contained in *MapA* and *MapB*. However, they can be larger than 2x2 (as presented in Table 2), and they do not have to be uniform ($n \neq m$).

The proportion, P, matrix (Table 5) is a derivative from the contingency (confusion) table. It summarizes (a) joint, (b) marginal, and (c) conditional probability distributions. Elements of P, p_{ij}, are obtained by dividing each element of matrix T (Table 2) by the grand total $T_{..}$ (Eq. 4.1). The marginal proportion totals are defined by Eqs. 4.2 and 4.3

$$p_{ij} = T_{ij}/T_{..}; \qquad p_{i.} = T_{i.}/T_{..}; \qquad p_{.j} = T_{.j}/T_{..} \tag{1.1, 1.2, 1.3}$$

3.2 Nominal Scale Maps

3.2.1 Chi-square Statistic and Corresponding Measures of Association

For a regular grid of constant cell size, the final chi-square value (χ^2) is a product between the pixel size (A) and the chi-square value calculated from the contingency table related to the frequency of pattern occurrence (χ_F^2)

$$\chi^2 = A\,\chi_F^2 = \sum_{i=1}^{n}\sum_{j}^{m}\frac{(T_{ij} - T_{ij}^2)^2}{T_{ij}^*} \tag{2}$$

If the *MapA* and *MapB* are independent of one another, with no correlation between them, then the expected number of pixels in each overlap category is given by the product of the marginal totals, divided by the grand total. Thus the expected number of pixels T_{ij}^* for the i-th row and j-th column is

$$T_{ij}^* = (T_{i.}\,T_{.j})/T_{..} \tag{3}$$

where T_{ij}^* (Table 3) is the expected pixel ratio for the i-th row and j-th column under the assumption of no association between maps, obtained from the product of the marginal totals $T_{i.}$ and $T_{.j}$.

The lower limit of χ_F^2=0 when the observed pixels exactly equal the expected pixels and the two maps are entirely independent. As the observed pixels become increasingly different from the expected ones, the value of χ_F^2 increases and has a variable upper limit.

Table 3 T_{ij}^{*} Matrix

Class		MapA (Test)				
		Zone Z1	Zone Z2	Zone Z3	Zone Z4	Zone Z5
MapB (Training)	**Zone Z1**	19.2316	95.0895	55.5579	21.0123	12.1088
	Zone Z2	18.8526	93.2158	54.4632	20.5982	11.8702
	Zone Z3	9.0947	44.9684	26.2737	9.9368	5.7263
	Zone Z4	4.2632	21.0789	12.3158	4.6579	2.6842
	Zone Z5	1.7053	8.4316	4.9263	1.8632	1.0737
	Zone Z6	0.8526	4.2158	2.4632	0.9316	0.5368

Table 4. Chi-square values for the count cross tabulation between *MapB* and *MapA* maps

Class		MapA (Test)						$\chi_{i.}^2 = \sum_{j}^{m} \frac{(T_{ij} - T_{ij}^2)^2}{T_{ij}^*}$
		Zone Z1	**Zone Z2**	**Zone Z3**	**Zone Z4**	**Zone Z5**	**Zone Z6**	
MapB (Training)	**Zone Z1**	820.31	622.26	856.21	328.99	159.77	6.29	2,793.84
	Zone Z2	239.39	36.67	309.45	332.26	161.36	6.36	1,085.49
	Zone Z3	111.86	628.45	932.83	270.01	75.40	2.97	2,021.52
	Zone Z4	55.93	314.22	115.92	2,754.00	102.95	1.48	3,344.51
	Zone Z5	24.11	135.45	87.09	1.70	3,536.97	0.64	3,785.95
	Zone Z6	9.66	54.27	34.89	13.41	1,371.15	1,227.58	2,710.97

$\chi_F^2 = \sum_{i=1}^{n} \chi_{i.}^2$ = **15,742.28**

Two commonly quoted dimensionless coefficients of association based on chi-square values are the Cramer's coefficient, V (Eq. 4.1), and the contingency coefficient C (Eq. 4.2)

$$V = \sqrt{\chi^2/(T_{..}\, M)}\,; \qquad C = \sqrt{\chi_F^2/(T_{..} + \chi_F^2)} \qquad (4.1, 4.2)$$

where M is the minimum of $(n-1, m-1)$. The magnitude of the contingency (C) and Crammer's (V) coefficients is independent of measurement units, thus dimensionless, and varies between 0 (no correlation between the maps) to a maximum value less than 1.

Where these measures are applied to tables of counts based on independent random sampling, the statistical significance of associations can be tested. However, with areal measurements, this is inappropriate. Nevertheless, even in this case, chi-square values can provide an exploratory and descriptive measure of spatial correlation between maps if these limitations are appreciated.

The chi-square values calculated from Table 2 are shown in Table 4. The χ^2 value (Eq. 1|) is approximately $15{,}742 \cdot A$, which information is not very helpful because there is no basis for judging how significant this value is, being dependent on the χ_F^2 calculated from Table 2 and the units of measurement (A). However, the relative variation in $\chi_{i.}^2$ chi-square values within the table are quite instructive. The largest value is for Zone 5 (0.30g) association ($\chi_{3.}^2$=3,786), the second-largest for Zone 4 (0.25g) association ($\chi_{4.}^2$=3,345), and so on.

The values of contingency (Eq. 4.2) and Crammer's (Eq. 4.1) coefficients are C = 0.809 and V = 0.687. Although it is not possible to assess the significance of these coefficients statistically, they are both substantially greater than 0.

3.2.2 Entropy Measures

The entropy measures, also known as information statistics, are defined using the area/count proportions (Table 5) as estimates of probabilities. Proportions are dimensionless, so entropy measures have the advantage over chi-squared measures of being unaffected by measurement units.

Having defined proportion matrix P for *MapA* and *MapB* from T, then the entropy of *MapA* and *MapB* are

$$H(A) = -\sum_{j=1}^{m} p_{.j} \ln(p_{.j})\,; \quad H(B) = -\sum_{j=1}^{n} p_{i.} \ln(p_{i.})\,; \quad H(A,B) = -\sum_{j=1}^{n}\sum_{i=1}^{m} p_{ij} \ln(p_{ij}) \qquad (5.1, 5.2, 5.3)$$

where ln is the natural logarithm (logit), and $H(A,B)$ is the joint entropy of the combination.

A *joint information uncertainty,* U, as a measure of association, varies between 0 (perfect disagreement) and 1 (perfect agreement between the maps), is defined as

$$U = U(A,B) = 2\,[(H(A) + H(B) - H(AB)/H(A) + H(B)] \quad (6)$$

For proportion matrix and associated marginal totals presented in Table 5, $H(A) = 1.399, H(B) = 1.4173$ and $H(A,B) = 2.0203$ the $U = 0.5345$ which is substantially greater than 0.

Table 5. Proportions Matrix P for maps *MapA* and *MapB*

Class		MapA (Test)						$p_{i.}$	$p_{i.} \ln(p_{i.})$
		Zone Z1	Zone Z2	Zone Z3	Zone Z4	Zone Z5	Zone Z6		
MapB (Training)	Zone Z1	0.0812	0.2684					0.3496	-0.3674
	Zone Z2		0.1876	0.1655				0.3531	-0.3676
	Zone Z3			0.1219	0.0431			0.1650	-0.2973
	Zone Z4			0.0059	0.0647	0.0120		0.0825	-0.2058
	Zone Z5				0.0049	0.0307		0.0356	-0.1186
	Zone Z6					0.0121	0.0022	0.0142	-0.0606
$p_{.j}$		0.0812	0.4561	0.2932	0.1127	0.0547	0.0022	$\sum p_{ii}$=0.4881	
$p_{.j} \ln(p_{.j})$		-0.2038	-0.3581	-0.3597	-0.2460	-0.1590	-0.0132	U = 0.5345	
H(A) = 1.3399			H(B) = 1.4173			H(AB) = 2.0203			

3.2.3 Kappa Measure

The coefficient of agreement, *kappa,* is calculated only for pairs of nominal-scale maps containing the same number of categorical variables *(matched classes).* Originally proposed by Cohen (1960) [13] for use with psychology data, *kappa* measures the *amount of agreement* between attributes and corrects for the *expected* amount of agreement. *Kappa* has been quite widely used for measuring the classification accuracy of LANDSAT images, where the true classification is sometimes available as "ground truth."

The results of the classification can be expressed as an already discussed contingency table, T (Table 2), often referred to in remote sensing as **a** *"confusion matrix."* The values in the principal diagonal reflect the amount of agreement (positive matches), and the off-diagonal elements show the amount of "confusion," where the classes of the maps are mismatched. The kappa coefficient is defined here in terms of expected pixel proportions with the formula

$$\kappa = \frac{\sum_{i=1}^{n} p_{ii} - \sum_{i=1}^{n} q_{ii}}{1 - \sum_{i=1}^{n} q_{ii}} \quad (7)$$

where p_{ij} is the observed area proportion defined above for entropy (Table 5), and q_{ii} (Table 6) is the expected pixel proportion for the i-th row and j-th column under the assumption of no association between maps, obtained from the product of the marginal totals $p_{i.}$ and $p_{.j}$, n is the number of matched classes. In contrast to chi-square, which compares the observed and expected frequencies for each overlap category, kappa looks only at the categories in the principal diagonal of the proportions matrix. The term p_{ii} is the total observed agreement, whereas q_{ii} is the total expected agreement due to chance.

Table 6. Expected Proportion Matrix Q for maps *MapA* and *MapB*

Class		MapA (Test)						Total ($q_{i.}$)
		Zone Z1	Zone Z2	Zone Z3	Zone Z4	Zone Z5	Zone Z6	
MapB (Training)	Zone Z1	0.0284	0.1594	0.1025	0.0394	0.0191	0.0008	0.3496
	Zone Z2	0.0287	0.1610	0.1035	0.0398	0.0193	0.0008	0.3531
	Zone Z3	0.0134	0.0752	0.0484	0.0186	0.0090	0.0004	0.1650
	Zone Z4	0.0067	0.0376	0.0242	0.0093	0.0045	0.0002	0.0825
	Zone Z5	0.0029	0.0162	0.0104	0.0040	0.0019	0.0001	0.0356
	Zone Z6	0.0012	0.0065	0.0042	0.0016	0.0008	0.0000	0.0142
Total (q.j)		0.0284	0.1594	0.1025	0.0394	0.0191	0.0008	$\sum q_{ii}$=0.2491

Kappa varies between -1 (perfect disagreement) to +1 (perfect agreement), with a value of 0 indicating that the agreement is no better than that expected due to chance. In addition, besides the overall kappa value (Eq. 7), a *conditional* kappa value (Eq. 8), can be calculated for each class, showing the breakdown of the agreement by class. Conditional kappa for the i-th class is defined here as

$$\kappa_i = (p_{ii} - q_{ii})/(p_{i.} - q_{ii}) \qquad (8)$$

For *MapA* and *MapB*, the proportion of observed agreement is $\sum p_{ii}$ = 0.4881 (Table 5), whereas the calculated proportion of expected agreement is $\sum q_{ii}$ = 0.2491 (Table 6), so kappa is (0.4881-0.2491)/(1-0.2491) = 0.3184, or 31.84%. Without adjusting for the expected agreement, the observed agreement is 48.8% (the proportion of the total area that is correctly classified), but after removing the expected agreement due to chance, the value of kappa is 31.84%. The conditional kappa values (κ_C of Table 8) show that individual classes vary in agreement from 13.84% to 85.40% and that a simple estimate of the correct proportion understates the degree of correlation in each class.

3.3 Binary Maps

The comparison of binary maps is a special case of comparing nominal scale maps, thus any method presented in Section 3.2 also apply. The need to compare binary maps occurs regularly in geology, for example in comparing two different kinds of binary anomaly patterns, or matching the presence of a particular lithology to a distinctive geophysical or geochemical indicator pattern.

Calculations of binary maps is illustrated on probabilistically estimated ground shaking maps *MapA* and *MapB* used for evaluation of nominal scale map-related association measures. Two binary map patterns have been selected from these nominal scale multi-class maps. One binary pattern is 0.25g (Zone Z4 or class 4 of *MapA*). The pattern (0.25g) is either present (1) or absent (0). Similarly, *MapB* is the binary (1, 0) pattern produced map based on the presence or absence of the same pattern (0.25g) in the nominal scale *MapB*. Binarized maps *MapA* and *MapB* are presented in Fig. 2. Cells with pattern presence (1) are indicated in grey.

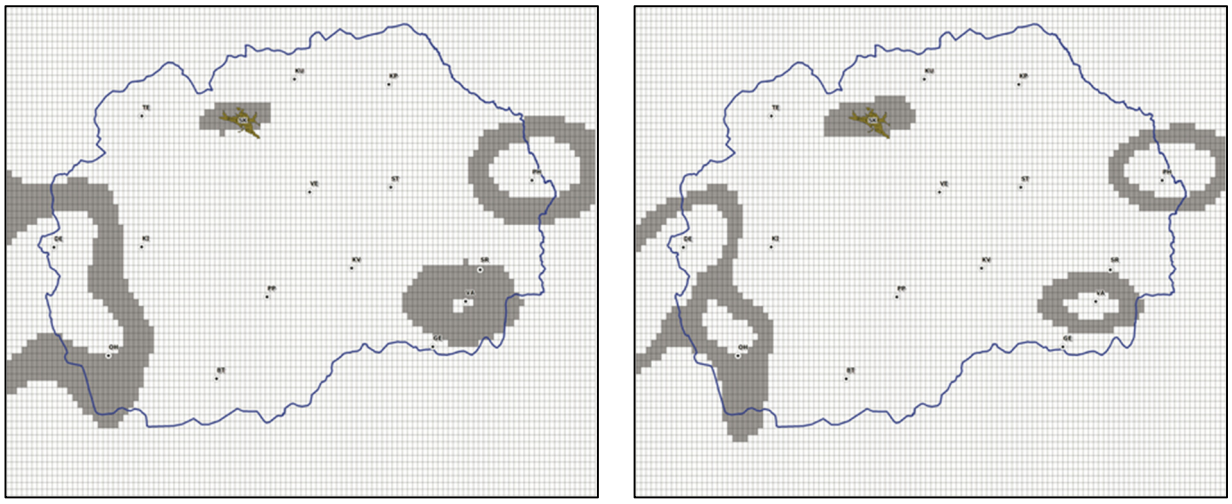
As in the case of nominal scale maps (Section 3.2), the first step is the establishment of a simple, four-member (2 by two) contingency, also known as *confusion*, matrix (Fig. 3) that summarize overlap relationships of these two binary maps. For all categorical classes contained by *MapA* and *MapB* raster's, the confusion matrices are presented in Table 7.

A commonly-used similarity or matching coefficients for cluster analysis, where samples are described by a number of binary attributes, are dimensionless *Jaccard's*, C_J, and *simple matching*, C_A, coefficients

$$C_J = T_{11}/(T_{12} + T_{21} + T_{22}); \qquad C_A = (T_{11} + T_{22})/(T_{11} + T_{12} + T_{13} + T_{22}) \qquad (9.1, 9.2)$$

Both the Jaccard's C_J and *simple matching* C_A (in geographic literature known as the coefficient of *areal association*) are dimensionless coefficients that range between 0 (complete dissimilarity) to 1 (complete similarity). Comparatively, due to the inclusion of negative matches T_{22} of Fig. 3), the value of C_A is appreciably greater than the values of C_J.

For the data presented in Table 7, C_J ranges from 0.151 to 0.514 and C_A from 0.566 to 0.988 (Table 8). The values of C_A are appreciably greater, due to the inclusion of negative matches (T_{22}) in the nominator of expression (Eq. 9.2), which by far is the largest of the four overlap regions (Table 7).



a) *MapA*: Milutinovic et al. (2016) RP475 PSHA Map b) *MapB*: INFRA-NAT RP475 PSHA Map (Salic, 2019)

Fig. 2. Binarized RP475 Seismic Hazard Maps for zone 4 (Z4, 0.25g)

For maps of Fig. 2, the four possible overlap conditions correspond to the four elements of the confusion matrix T. The area/count proportions for each overlap condition are $p_{ij=T_{ij}/T_{..}}$ as before, and the proportions could be treated as estimates of probabilities.

Combinations of two conditional odds [$O(B|A)$ and $O(B|\bar{A})$] in various ways provide a symmetrical measures of association between two binary patterns. The simplest measure is the *odds ratio*, O_R (Eq. 10) which is straightforward to calculate from the confusion matrix, being the product of the terms on the principal diagonal, divided by the product of the off-diagonal elements.

$$O_R = O(B|A)/O(B|\bar{A}) = (T_{11} \cdot T_{22}) \,/\, (T_{12} \cdot T_{21}) \tag{10}$$

For patterns that are positively associated the odds ratio is always positive, being greater than one, ($O_R > 1$), $O_R = 1$ if the two patterns are independent and $O_R < 1$ if they are negatively associated.

Transformation of *odds rate* to a logit scale produces a closely-related index of the association called the *contrast*, C_W (Eq. 11).

$$C_W = \ln O(B|A) - lnO(B|\bar{A}) = \ln(T_{11} \cdot T_{22}) - ln(T_{12} \cdot T_{21}) \tag{11}$$

C_W is 0 when the patterns overlap only by the expected amount due to chance, is positive for positive associations and negative for negative associations. For *MapB/MapA* example, C_W = 4.184 indicating a good positive association.

The difference of the square roots of the conditional odds, divided by the square root of their sum, provides another convenient association measure, the *Yule's, Y* (Eq. 12) coefficient of association

$$Y = \frac{\sqrt{O(B|A)} - \sqrt{O(B|\bar{A})}}{\sqrt{O(B|A)} + \sqrt{O(B|\bar{A})}} = \frac{\sqrt{T_{11}/T_{21}} - \sqrt{T_{12}/T_{22}}}{\sqrt{T_{11}/T_{21}} + \sqrt{T_{12}/T_{22}}} \tag{12}$$

In value Y ranges between -1 and +1 like a correlation coefficient, with 0 implying independence of the two patterns. For *MapB/MapA* example, Y=0.5699 indicating a strong positive association.

3.4 AUC/ROC Discriminator System

AUC/ROC is one of the most important evaluation metrics for any classification model's performance. It is a discriminator system which indicates how well the positive classes (TP $/T_{11}/$ and TN $/T_{22}/$, Figs. 3 and 4) probabilities are separated (discriminated) from the negative classes (FP $/T_{12}/$ and FN $/T_{21}/$, Figs. 3 and 4). TP, FP, FN, and TN are standard notation used in AUC/ROC field, and as presented in Fig. 3, they are equivalent to T_{11}, T_{12}, T_{21} and T_{22}.

		Actual Class A		
	Test outcome	*Positive (**1, A**)*	*Negative (**0,** $\bar{A}$)*	
Trained Class B	*Positive (**1, B**)*	**True positive** (TP=T_{11}=$A \cap B$)	**False positive** (FP=T_{12}= $A \cap \bar{B}$) Type I error)	*Precision* TP / (TP+FP)
	*Negative (**0,** $\bar{B}$)*	**False negative** (FN=T_{21}= $\bar{A} \cap B$) Type II error)	**True negative** (TN=T_{22}= $\bar{A} \cap \bar{B}$)	*Negative predictive value* = TN / (FN+TN)
		Sensitivity = TP / (TP +FN)	*Specificity* = TN / (FP+TN)	*Accuracy* = (TP+TN) / TOTAL

Fig. 3. General form of Confusion (Contingency) Table, *T*

AUC/ROC curve is a performance measurement for the classification problem at various thresholds settings. ROC is a probability curve that summarizes and plot the trade-off between the true positive rate (TP) and false positive (FP) rate for a predictive model using different probability thresholds, and AUC is a degree or measure of separability. AUC apprises how much model is capable of distinguishing between classes. Higher the AUC, better the model is at predicting 0s as 0s and 1s as 1s. The diagonal (dashed blue line in Fig. 5, divides the ROC space. Points above the diagonal represent good classification results (better than random) while points below the line represent bad results (worse than random). A rough guide for grading the accuracy of a diagnostic test is the traditional academic point system: AUC=0.90-1.00 = excellent, 0.80-0.90 = good, 0.70-0.80 = fair, 0.60-0.70 = poor and 0.50-0.60 = fail. However, the literature suggests other ranking schemes, e.g., an AUC = 0.5: corresponds to a random, i.e., a *useless model*; less than 0.7: *sub-optimal* performance; 0.70–0.80: *good* performance; greater than 0.8: *excellent* performance; =1: *perfect* classifier

Table 7. Confusion Matrices for all categorical variables of modelled *MapA* and *MapB* rasters

Class Z1	678	2,242	2,920
	0	5,432	5,432
	678	7,674	8,352
Class Z2	1,567	1,382	2,949
	2,242	3,161	5,403
	3,809	4,543	8,352
Class Z3	1,018	360	1,378
	1,431	5,543	6,974
	2,449	5,903	8,352
Class Z4	540	149	689
	401	7,262	7,663
	941	7,411	8,352
Class Z5	256	41	297
	201	7,854	8,055
	457	7,895	8,352
Class Z6	18	101	119
	0	8,233	8,233
	18	8,334	8,352

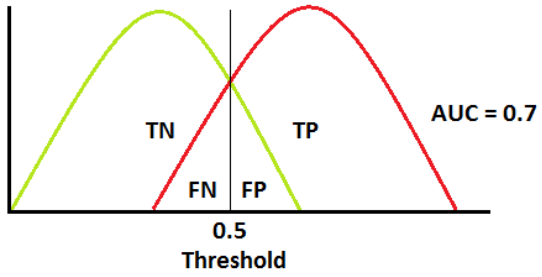


Fig. 4. Joint probability distributions of Fig. 3. (in red TP, in yellow TN) (Upper figure)

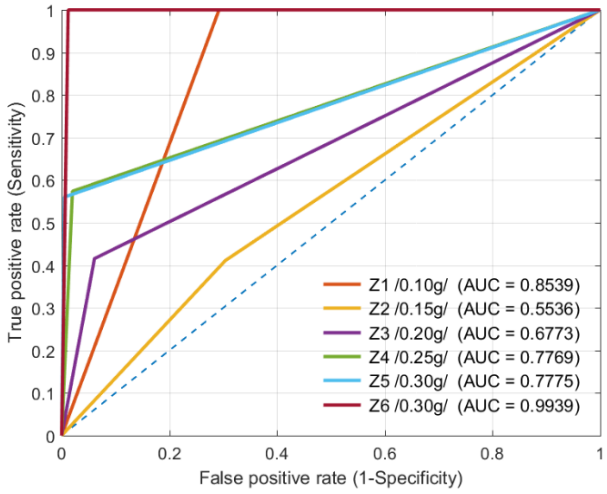


Fig. 5. ROC/AUC curves for *MapB/MapA* test (Right figure)

The ROC (Receiver Operating Characteristics) curve was first developed by electrical and radar engineers following the attack on Pearl Harbor in 1941 to assess the performance of radar receivers in detecting targets, but it has since been adopted in various scientific fields (psychology, medicine,

radiology, biometrics, forecasting of natural hazards, meteorology, model performance assessment, and other areas). Nowadays, it is increasingly used in machine learning and data mining research.

AUC is an asymmetric measure of association and depends on which map is compared to which. AUC of *MapB/MapA* (comparison of *MapB* with *MapA*) and *MapA/MapB* (comparison of *MapA* with *MapB*).

To apply the AUC/ROC discriminator system for measuring *MapB*/*MapA* association, the *MapA* is selected as a "ground truth (test)," and *MapB* is treated as a model (training). ROC curves, calculated based on the one-against-all technique, are presented in Fig. 5. The worst agreement is for Z2 class (AUC=0.554, 'fail') and the best is for Z6 (0.994, 'excellent'). Other classes are in between: Z3 (0.677, 'poor'), Z4 and Z5 (both 0.777, 'fair') and Z1 (0.854, 'good'). The rough estimate of an overall $\overline{AUC}$

$$\overline{AUC} = \sum_1^6 AUC_i/(T_{i.}/T_{..}) = 0.712 \quad (13)$$

where $T_{i.}$ and $T_{..}$ marginal totals presented in the last column of Table 2. While approximate, the overall $\overline{AUC}$ indicate fair to good association of ECHO INFRA-NAT RP475 (Fig. 1b) with Milutinovic at al. (2016) (Fig. 1a) RP475 seismic hazard map.

4. DISCUSSION AND CONCLUSIONS

The degree of association of *MapB* with *MapA* with regard to investigated measures of association is discussed throughout the text, so this section summarizes only general findings and observations derived from data presented in Table 9 which comparatively presents values of all measures investigated.

Only five measures, out of twelve investigated, assess the degree of the association at map level (χ^2, V, C, U, and K). The χ^2 value for the whole table is approximately $15{,}742.28 \cdot A$, which is not very helpful because there is no basis for judging how significant this value is. The values of the other four measures range from 0.318 to 0.808 (Table 8). Although it is not possible to assess the significance of these coefficients statistically, they are all substantially greater than 0, indicating fair to good association of *MapB* to *MapA*.

Table 8. Brake down on values of investigated measures of *MapB/MapA* association

Zone	Measures derived from nominal scale data						Measures derived from binary scale data							
	χ^2/A (1)	V (3.1)	C (3.2)	U (6)	K (7)	K_C (8)	C_J (9.1)	C_A (9.2)	O_R (10)	OR_N (---)	OR_D (---)	C_W (11)	Y (12)	AUC (---)
Z1	2,794	0.664	0.808	0.535	0.318	0.164	0.232	0.732	3,287.359	3,685,951	1,121	8.098	0.966	0.854
Z2	1,085					0.138	0.302	0.566	1.599	4,953,287	3,098,444	0.469	0.117	0.554
Z3	2,022					0.630	0.362	0.786	10.953	5,642,774	515,160	2.394	0.536	0.677
Z4	3,344					0.756	0.495	0.934	65.633	3,921,480	59,749	4.184	0.780	0.777
Z5	3,786					0.854	0.514	0.971	243.978	2,010,624	8,241	5.497	0.880	0.778
Z6	2,711					0.149	0.151	0.988	3001.374	152,320	51	8.007	0.964	0.994
Sym	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	No	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	No
Range	0, +∞	0, 1	0, 1	0, 1	-1,+1	-1,+1	0, 1	0, 1	0, +∞	---	---	±∞	-1,+1	0-1

(10): Equation used for calculation; *Sym:* Symmetrical measure; *Range:* Range of measure values

Eight measures (Table 9) assess the comparison of categorical variables maps (Fig. 2), out of which six are computed with the one-against-all technique. The characteristic of all measures investigated is that the degree of association increase with increasing value of the association measure. Utilizing this fact, as well as the fact that intrinsic to both maps are six categorical variables, the values of each measure (columns in Table 8) are sorted individually in an ascending order, to each value is attributed the order number and, for better visualization of outcomes of analyses conducted, the adequate colour from the following six grade colour scheme (Table 9): (1) red – poor (worst) association; (2) light blue – better: (3) orange – better than light blue; (4) dark green – better than orange; (5) light green – better than dark green; and, (6) yellow – better than light green.

Evident from Table 9 is that calculated measures do not provide a uniform ranking of association. One of the principal reasons is that all measures are not based on the same postulates. χ^2, as well as C and U of Table 8, do not distinguish between significant interactions due to the agreement and significant interactions due to disagreement and are suggested (Bonham-Carter, 1994/2006) to be avoided for binary cases. Jaccard's coefficient, C_J, does distinguish between positive and negative matches, thus, if

matching areas of positive agreement are more important than matching areas of negative agreement, it might be considered as a suitable measure, although expected matching is not compensated. C_A requires careful interpretation because chance associations are not compensated. However, the other may be the inhomogeneity between the size of areas of positive agreements (TP), accompanied by a radical increase of areas with negative agreement (TN). Being characteristic of seismology maps of RNM, this effect needs further research and clarification. In short, selection of appropriate measure for comparing maps, particularly of binary ones is task oriented issue on which the analyst should put proper attention.

Table 9. Brake down on ranking of analyses conducted for *MapB/MapA* association measures

Zone	Measures derived from nominal scale data		Measures derived from binary scale data					
	χ^2/A	K_C	C_J	C_A	O_R	C_W	Y	AUC
Z1 (0.10g)	4	3	2	2	6	6	6	5
Z2 (0.15g)	1	1	3	1	1	1	1	1
Z3 (0.20g)	2	4	4	3	2	2	2	2
Z4 (0.25g)	5	5	5	4	3	3	3	3
Z5 (0.30g)	6	6	6	5	4	4	4	4
Z6 (0.35g)	3	2	1	6	5	5	5	6

Rank matching of χ^2, K_C and C_J are good for Z2, Z3, Z4, and Z5 zones, whereas ranking of zones Z1 and Z6 is entirely mismatched. C_A seldom matches ranks of other measures and might be considered as inappropriate, at least based on the provided results. The group of O_R, C_W, Y and AUC measures match excellently over all zones, except AUC that mismatches Z1 and Z6 zones where the other measures are in the perfect match.

Generally, the worst association (Table 9) is for the Z2 binary map pair. The best association is for Z6 and Z1 binary map pairs. Other zones Z3, Z4, and Z5, are in between (Table 9) in ascending rank as listed.

The authors identify and recommend that map association decision making process leaned on O_R, C_W, Y and AUC measures, not only due to their assessment stability, as presented in Table 9, but also the fact that they are linked to weights of evidence modelling and AUC/ROC validation.

The one-against-all technique applied to categorical class binary map pairs does not estimate the overall measure of association between two maps. A rough estimate on AUC/ROC results provides $\overline{AUC}$ = 0.712, thus fair to good association of ECHO INFRA-NAT RP475 (Fig. 1b) with Milutinovic at al. (2016) (Fig. 1a) RP475 seismic hazard map.

REFERENCES

[1] Salic, R.B., Z.V. Milutinovic, and M.A. Garevski (2012). Results Achieved and Improvements Needed in the Field of Seismic Hazard Assessment of Republic of Macedonia. In Proc. of 15th World Conference on Earthquake Engineering. Lisbon, Portugal.

[2] PIOVS81 – Rulebook on Technical Norms for Construction of High-Rises in Seismic Areas, Official Gazette of SFRY No. 31/81 (including the modifications and amendments 49/82, 29/83, 21/88 and 52/90).

[3] CEN, EN 1998-1: (2004): Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance – Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings. December 2004.

[4] Mihaljević, J., P. Župančič, N. Kuka, N. Kaluđerović, R. Koçi, S. Markušić, R. Šalić, et al. 2017. BSHAP Seismic Source Characterization Models for the Western Balkan Region. Bulletin of Earthquake Engineering 15 (10): 3963–85. doi:10.1007/s10518-017-0143-5.

[5] Woessner, J., D. Laurentiu, D. Giardini, H. Crowley, F. Cotton, G. Grünthal, G. Valensise, et al. 2015. "The 2013 European Seismic Hazard Model: Key Components and Results." Bulletin of Earthquake Engineering 13 (12): 3553–96. doi:10.1007/s10518-015-9795-1.

[6] Galasso, C., I. Gomez, A. Gupta, and B. Shen-Tu. 2013. Probabilistic Seismic Hazard Assessment of Albania, Macedonia and Serbia. In Proceedings of 50 Years of Skopje Earthquake – 50 Years of European Earthquake Engineering (SE-50EEE). 29 to 31 May 2013, Skopje, Macedonia.

[7] Salic, R. (2015). Advanced Approach to Seismic Hazard Assessment in the Republic of Macedonia, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology (UKIM-IZIIS), Ss. Cyril and

Methodius University in Skopje, Doctoral dissertation. Skopje, R. Macedonia, March 2015. (In Macedonian).

[8] Milutinovic, Z., Salic, R., Tomic, D. (2016). Seismic Zoning Map of the Republic of Macedonia According to the Requirements of МКС EN 1998-1:2004 – Eurocode 8 (Explanatory Note & Map reading guide), Report IZIIS 2016-26, August 2016 (In Macedonian „Карти на сеизмичко зонирање на Република Македонија согласно барањата на МКС EN 1998-1:2004 - Еврокод 8 – Толкувач“).

[9] Kohrangi, M., L. Danciu and P. Bazzurro (2018). Comparison between outcomes of the 2014 Earthquake Hazard Model of the Middle East (EMME14) and national seismic design codes: The case of Iran. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Volume 114, November 2018, Pages 348-361.

[10] Salic, R. et al., (2019). INFRA-NAT, Deliverable D1.2: Calculation of site-specific seismic hazard - Seismic Hazard Assessment Results (2019). [The deliverable D1.2 at this very moment is not authored. Salic is one of the authors of Section 3.2: Site-specific hazard for RNM. Without any pretension to violate the work and authorship of other INFRA-NAT consortium team members, referring Salic at al., 2019) is relevant for Section 3.2, only.]

[11] Bonham-Carter, G.F. (1994/2006). Tools for Map Analysis: Map Pairs, Chapter 8 in Geographic Information Systems for Geoscientists: Modelling with GIS. Computer Methods in the Geosciences Volume 13. Elsevier Butterworth-Heinemann, 2006.

[12] Merriam D.F., U.C. Herzfeld, A, Förster. (1996). Pairwise Comparison of Spatial Map Data. In: Geologic Modeling and Mapping. Computer Applications in the Earth Sciences. Springer, Boston, MA.

[13] Cohen, J. (1960). "A coefficient of agreement for nominal scales." *Educational and Psychological Measurement*. **20** (1): 37–46. doi:10.1177/001316446002000104.

[14] Yule, G. Udny (1912). "On the Methods of Measuring Association Between Two Attributes." Journal of the Royal Statistical Society. 75 (6): 579–652. doi:10.2307/2340126.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

SE - 16

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

ANALYSIS OF THE SEISMIC OF AN ARCH-GRAVITY DAM

Stevcho MITOVSKI[1], Ljupcho PETKOVSKI[2], Frosina PANOVSKA[3]

ABSTRACT

The Janneh dam is designed as an arch-gravity Roller Compacted Concrete dam (H=157 m), currently under construction in Lebanon. It was initially designed as a straight-gravity dam. However, due to seismic reasons, its layout has been curved.

In the paper is performed numerical analysis of dam Janneh, by spatial (3D) numerical models, thus applying two approaches for seismic analysis regarding the simulation of the water effects: by Westergaard method and as reservoir modelled as compressible water fluid. Namely, the model consists of dam body, rock foundation and water reservoir, modelled as sub-structural elements. The analysis were executed by application of code SOFiSTiK. Moreover, the time history analysis was carried out for Operational Basis Earthquake (OBE), with Peak Ground Acceleration PGA=0.37g.

The behaviour of the contact zone dam-foundation was simulated by interface elements of type spring, by specifying input parameters for non-linear behaviour of the zone.

Keywords: *dams, water effect, time history analysis, seismic response.*

[1] Assistant Prof., PhD, Civil Engineering Faculty, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, N. Macedonia, smitovski@gf.ukim.edu.mk
[2] Prof., PhD, Civil Engineering Faculty, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, N. Macedonia, petkovski@gf.ukim.edu.mk
[3] Teaching assistant, MSc., Civil Engineering Faculty, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, N. Macedonia, frosinapanovska@yahoo.com

1. INTRODUCTION

The construction of arch gravity dams under favorable conditions (shape of the valley, strength of the bedrock, availability of construction materials) is a more and more competitive alternative. More specifically, when Roller Compacted Concrete (RCC) is used, such alternative may be comparable to a Conventional Vibrated Concrete (CVC) arch dam in terms of costs of the project. Moreover, the higher overall thickness of the dam allows its construction on bedrocks of lower quality compared to that required for CVC arch dams.

2. SPECIFIC BEHAVIOUR OF ARCH-GRAVITY DAMS

The behavior of straight gravity dams on wide valleys is well known and several international guidelines may be used in order to assist their design:

- The dam withstands the water pressure by means of shear strength at the dam/foundation interface and at several weak planes in the dam body and/or within the bedrock;
- Crack opening at the upstream toe is generally only allowed for unusual and extreme load cases (occurrence of MCE type of earthquake).

Except for high-seismicity sites, 2D rigid block analysis is usually considered sufficient to assess the stability of arch gravity or gravity dams. In cases when the layout of a gravity dam is curved with a small enough radius of curvature, arch effect is triggered, even under normal operating conditions. The arch effect laterally transfers a part of the water pressure to the abutments of the dam. This leads to an offloading of the central blocks and an overloading of the bank blocks.

In the present case study is analyzed the seismic response of Janneh dam (H=157m), currently under construction in Lebanon, thus applying numerical models including two approaches for simulation of the water effect: by Westergaard method (added masses) and case of reservoir modelled as compressible water fluid.

3. GEOMETRY OF THE DAM

The Janneh dam is designed as arch-gravity RCC dam. The dam was initially designed as a straight-gravity dam. However, due to seismic reasons, its layout has been curved.

The definition of the upstream and the downstream faces of the dam is cylindrical (simple curvature). The dam layout and typical cross sections A-A (at block B5) and B-B (at block B0) are displayed on Fig. 1. The maximal height of the dam above the excavation is designed at 157.0 m, with crest width of 10.0 m and length of 300.0 m. Maximal width at the dam base is designed to 66.0 m. The crest elevation is at 847.0 masl. Downstream slope from elevation 831.2 masl to elevation 752.4 masl is by slope 0.8H/1V.

4. DESCRIPTION OF PROGRAM PACKAGE SOFISTIK

The numerical analysis of dam Janneh is carried out by application of code SOFiSTiK, produced in Munich, Germany. The program is based on finite element method and has possibilities for complex modeling of the structures and simulation of their behavior. It also has possibility in the analysis to include certain specific phenomena, important for realistic simulation of dam's behavior, such as: discretization of the dam and foundation taking into account the irregular and complex geometry of the structure, simulation of stage construction, simulation of contact behavior by applying interface elements and etc. in order to assess the dam behavior and evaluate its stability. The code SOFiSTiK in its library contains and various standards and constitutive laws (linear and non-linear). Moreover, the code SOFiSTiK has possibility for spatial (3D) modelling of the structures, most common applied in case of arch and arch-gravity dams.

Within the stage of numerical analysis, following steps must be undertaken, typical for this type of analysis: (1) choice of material parameters and constitutive laws (concrete. rock foundation and interface elements); (2) discretization of the dam and the rock foundation and (3) simulation of the dam behaviour for the typical loading states (as required in the topic formulation).

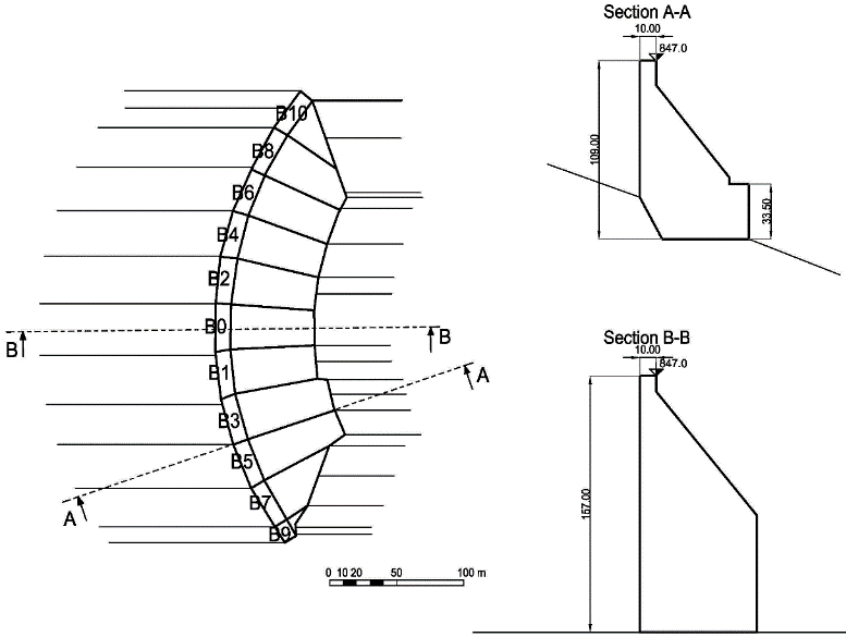


Fig. 1. Plane view and cross sections A-A and B-B of Janneh dam.

4.1 Input parameters and constitutive laws for the materials

The choice of material parameters, as input data for the stress-deformation analysis is complex process, taking into account various factors and influences. The stress state of the rock foundation in the numerical model is taken into account as initial state. A linear constitutive law is applied for the rock masses in the foundation, with input data specified in Tab. 1, according to the topic formulation.

The dam body is planned to be constructed by Roller Compacted Concrete (RCC). The dam construction will be simulated by subsequent horizontal layers of approximately equal height. Total of 10 subsequent horizontal layers (groups) are applied in the numerical model. The concrete is adopted as linear-elastic material, with input parameters also specified in Tab. 1.

The water load is important specific phenomena in case of dams analysis. Rather complex is the water effect simulation in numerical models in case of seismic loads, where there are generally two approaches – by Westergaard method (added mass) or reservoir modelled as compressible fluid.

Table 1. Material parameters.

Material	Density (kg/m^3)	Deformation modulus (GPa)	Poisson's ratio	c (kPa)	ϕ (°)	Tensile strength (MPa)
Concrete	2400	20	0.2	-	-	-
Bedrock	2800	25	0.25	-	-	-
Water	1000	0.00000125	0.499	-	-	-
Dam/ foundation interface	-	-	-	0	45	0

4.2 Discretization of dam body and foundation

Numerical analysis in the report are performed by spatial (3D) model, where the dam body and the foundation are modeled with volume elements. A powerful and reliable finite element should be applied in case where an analysis of structure with complex geometry and behavior is required, having in consideration that the correctly calculated deformations and stresses are of primary significance for assessment of the dam stability. In this case, for discretization of the dam body and the rock foundation are applied quadrilateral finite element (as auxiliary elements, type quad, by 4 nodes), volume finite element (type bric, by 8 nodes) and interface element of type spring.

The model is composed of dam body, rock foundation and interface elements at contact dam-foundation. The rock foundation is modeled according to the specified geometry [1]. More precisely, the numerical model captures the dam body, limited by dam site shape apropos the rock foundation, with approximate length upstream of the central section 248.0 m and downstream of 265.0 m. The rock foundation below the dam is taken in consideration at approximate depth of 223.0 m. The length of rock foundation in the left bank is approximately 227.0 m, while in the right bank the length is 242.0 m. The spatial model has geometrical boundaries, limited to horizontal and vertical plane. In these planes are defined the boundary condition of the model (Fig. 2). The horizontal plane in the lowest zone of the model is adopted as non-deformable boundary condition, vertical planes perpendicular on X-axis are boundary condition by applying fixed (zero) displacements in X-direction and vertical planes perpendicular on Y-axis are boundary condition by applying fixed (zero) displacements in Y-direction. The discretization is conveyed by capturing of the zones of various materials in the model – concrete and rock foundation.

The behavior of the contact zone dam – foundation is simulated by interface elements (type "spring", Fig. 3). Namely the interface elements are used to model the contact dam-foundation, which enable differential displacements in the zone. Interfaces in principle, act as compressed ones, i.e. the relative displacement along the contact are in fact displacements in tangential direction of the spring. The behavior of the springs is described by two parameters: normal stiffness C and tangential stiffness Ct. On the current level of development in geotechnics, several approaches of shear strength testing are known, but there are still cases when it is very usual to adopt or assume them, and very often this problem is not even treated. Along with this, it is very difficult to conclude how close is the prognosis of the parameters to the actual conditions which are expected in the phase of exploitation of the structures. The theory and methodologies for determination of shear strength along discontinuities are also developed [2, 3]. Furthermore, there are some developed methodologies to define shear strength along interfaces concrete-rock mass in a phases of design for concrete dams [4, 5]. Some detail analyses of shear strength parameters in designing of fill dams can be found in Barton and Kjaernsli [6], while summarized overview is given by Tančev [7, 8]. The research of input data for the stiffness properties by specially arranged laboratory direct shear test can be done by applying the Hoek's apparatus [9]. In the present case there are no specified input data and for simulation the non-linear behavior are adopted values of $C=1\times10^8$ KN/m^3 and $Ct=1\times10^6$ KN/m^3, and also is applied input for non-occurrence of tension stresses along with input of friction and cohesion parameters, thus applying Mohr-Coulomb constitutive law for the contact zone behavior. Namely, the nonlinear behavior of the contact zone is enabled by input of non-possibility for crack occurrence i.e. if tension stresses occurs there is possibility for crack generation in that zone, depending whether or not are exceeded the allowable tension stresses of the concrete.

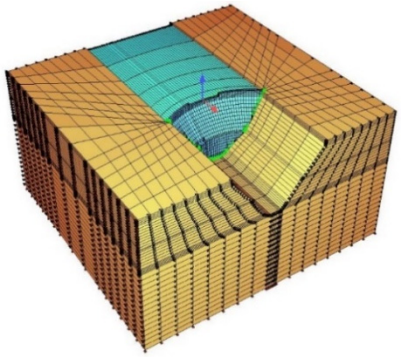


Fig. 2. View of the numerical model dam-reservoir-foundation, with boundary conditions.

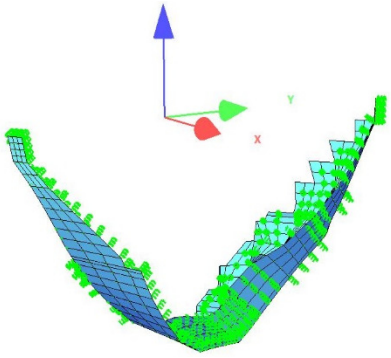


Fig. 3. Contact zone dam-foundation, modelled with interface elements.

5. SEISMIC ANALYSIS

The aim of this section of the report is to study the seismic behaviour pf the dam. The seismic reponse is analyzed in case of Operating Basis Earthquake (OBE). In the further analysis for estimation of the dynamic stability of the dam, it is required to determine the response of the structure under action of design earthquake Z_1 (synonym for OBE). For the seismic analysis, in case of OBE, Z_1 a duration t=15s is adopted for the acceleration record. For the seismic analysis in time domain, for Z_1 the peak ground acceleration is $PGA_{1x} = 0.37g$. The earthquake action is simulated by time history analysis.

5.1 Initial state for seismic analysis

The carried out analysis in case of static loading, for full reservoir (water elevation at 839.0 masl) serves as initial state for the seismic analysis.

As previously mentioned, the water effect within the seismic analysis can be modeled by Westergaard method and by treating of the reservoir as compressible fluid. The general formulation by the Westergaard method assumes parabolic distribution of the hydro-dynamic pressure along the dam upstream face, and the normal hydro-dynamic pressure in certain point of the curved surface is proportional on the full normal acceleration.

The various types of executed analysis offers possibility to research the time dependent parameters of the seismic response of the dam. Although, data regarding the maximal stress superposition, duration and zone of occurrence are possible to obtain. The input data is the time history of accelerations (Fig. 4), thus calculating the response during the excitation. By such method the seismic response of the structure in time domain is obtained by direct integration of the motion equation.

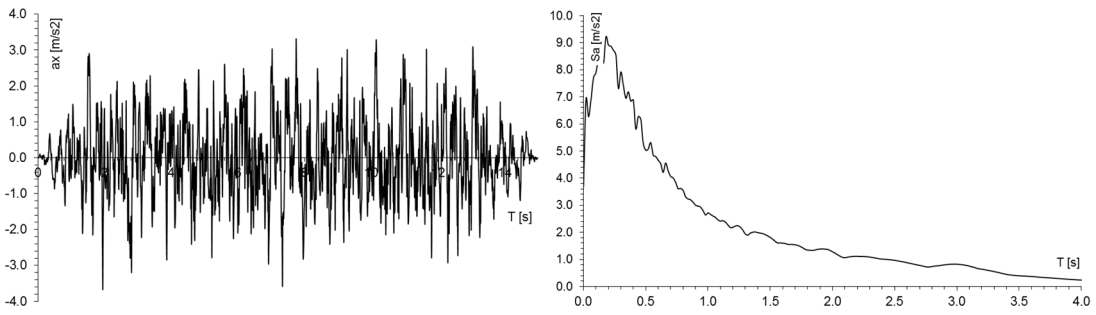


Fig. 4. Accelerograms of horizontal component of accelerations and response spectrum for damping DR = 0.05 for OBE, Z_1, $a_{x,max}$=0.37g.

5.2 Linear pseudo-static analysis based on site response spectrum acceleration

The dynamic properties of the dam in case of full reservoir are determined by analysis of 50 tone modes of the free oscillations. According to Eurocode 8 [10], recommendations, the percentage of activated mass should be over 90%, that is met here (97% in X-direction). The period of first modal shape is T_1=0.40 s and it is a case of symmetrical model shape, while the second is asymmetrical, by T_2=0.28 s (Fig. 5).

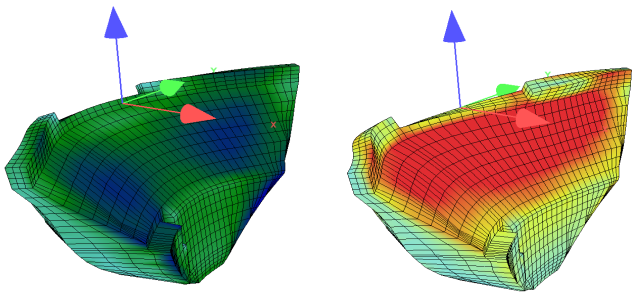


Fig. 5. First (left) and second (right) modal shape, f_1=2.49 Hz and f_2=3.49 Hz respectively.

Regarding the models with time history analysis a concise overview has been done for models no. 1 and no. 2 and in the following are displayed and commented some of the output results for accelerations and displacements during the excitation period.

5.3 The dam's response at OBE earthquake

The model no. 1 includes initial state of the dam, applied interface elements by Mohr-Coulomb law and water effect simulated by Westergaard method. The model no. 2 includes initial state of the dam, interface elements, following Mohr-Coulomb law and water effect simulated by applying the water as compressible fluid.

On Fig. 6 is displayed dynamic response of the dam and response spectra under action of the specified OBE earthquake in node no. 124, central node at dam crest for section B-B at elevation 839.0 masl, where maximal accelerations are expected to occur. From the output results it can be noticed that in case of model no. 1 the dam responds to OBE earthquake by amplification of the horizontal acceleration in the crest multiplied by 11 regarding the peak ground acceleration (dynamic amplification factor DAF=11). The dynamic response of the dam in case of model no. 2 under action of the OBE earthquake at node no. 124 is also displayed on Fig. 6, along with the response spectra. From the output results it can be noticed that dam responds by amplification of the horizontal acceleration in the crest multiplied by 8.15 regarding the peak ground acceleration (DAF=8.15).

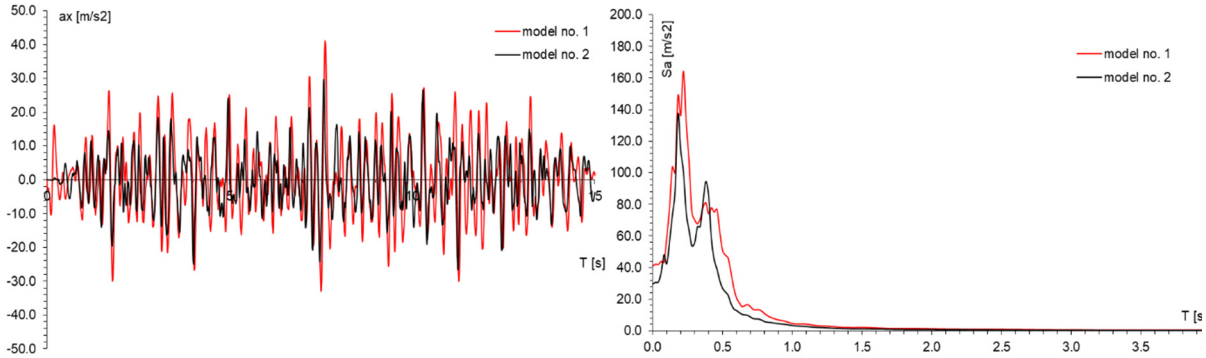


Fig. 6. Accelerations ax [m/s^2] ÷ T [s] and response spectra Sa [m/s^2] ÷ T[s], in horizontal direction for damping DR = 0.05, node 124 at action of (OBE, Z1) for model no. 1 and model no. 2.

In case of arch dams also the response at node at one quarter of the dam's crest is analyzed also. Namely, on Fig. 7 is displayed the dynamic response and the response spectra at node 14 (crest node at section A-A, elevation 839.0 masl approximately at one quarter of dam's crest length). It can be concluded that the dam's response is analogous as in case of central node 124, only with lower amplification factors. The obtained dam's response is more intensive by model no. 1, with value of dynamic amplification factor DAF=3.75, compared to model no. 2, with DAF=3.15.

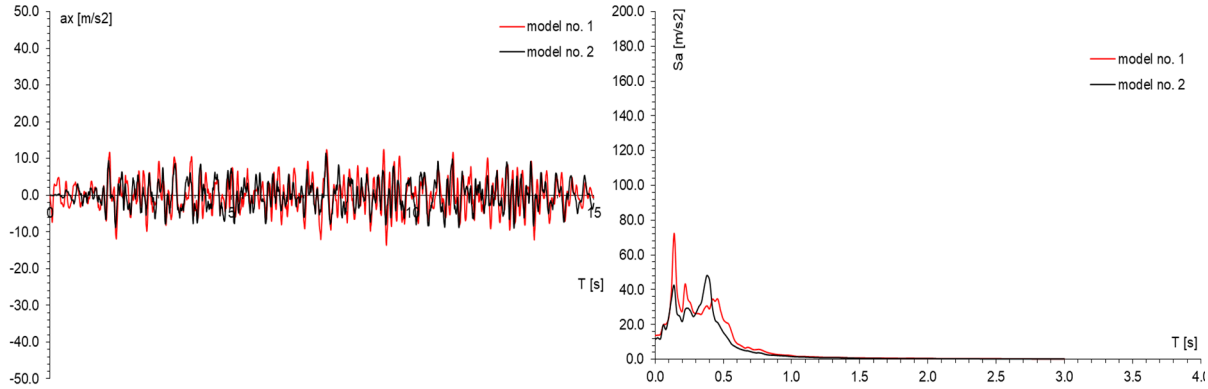


Fig. 7. Accelerations ax [m/s2] ÷ T [s] and response spectra Sa [m/s2] ÷ T[s], in horizontal direction for damping DR = 0.05, node 14 at action of (OBE, Z1) for model no. 1 and model no. 2.

On Fig. 8 are displayed relative displacements at node 124 at dam's crest. The total amplitude of the displacements is approximately 170 mm.

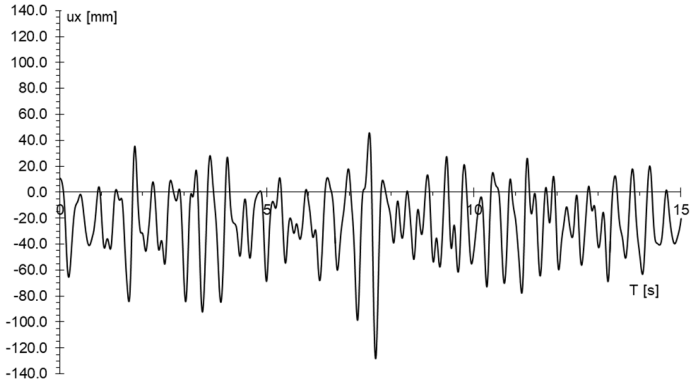


Fig. 8.1 Displacements ux [mm] ÷ T [s] in horizontal direction for damping DR = 0.05, node 124 at action of (OBE, Z1) for model no. 2.

6. CONCLUSIONS

From the numerical experiment of simulation of the structural behaviour of Janneh dam following concluding remarks can be drawn out:

1. The prediction of the arch gravity dam behaviour during construction, after construction, reservoir filling and service period by means of numerical models is of primary importance.
2. The interface elements are applied at the contact dam-foundation, thus simulating the contact behaviour. It is a very complex part of the modeling and it requires specific shear tests for determination of the input parameters (normal and tangential stiffness or more complex non-linear stress – strain curve).

3. The seismic analysis treats the dam stability at action of strong earthquakes. In the present case study are determined the dynamic properties of dam Janneh for full reservoir for 50 tone modes of the free oscillations. The period of first modal shape is T_1=0.40 s and it is a case of symmetrical model shape, If the natural periods of the dam are in the descending region, the dynamic response of the dam will decrease and cracks will occur. The values for the period and modal shapes are typical for such type of dam.
4. Regarding the obtained results from the time history analysis, in case of node. no. 124 (central node at dam crest) it can be stated that under action of OBE earthquake by PGA=0.37 g, the dam responds by DAF=11 (model no. 1) and DAF=8.15 (model no. 2). The diagrams of time history of accelerations have proper shape of dynamic response of arch gravity dams.
5. By analysis of the response spectra (for OBE excitation) it can be noticed that zone of resonant effects is in the interval (0.3-0.4) s, mainly corresponding to registered data for natural periods for such structures.
6. The simulation of water effect by Westergard method generates higher dynamic amplification factor compared to the approach where water is treated as compressible fluid. However, additional analysis are required by adopting various input parameters for the water fluid properties, as well and applying interface elements at contact zone dam-reservoir.

REFERENCE

[1] Andrian F., Agresti P., Mathieu G., (2017). 14th International Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams, Theme B, Static and seismic analysis of an arch gravity dam, ARTELIA Eau & Environment

[2] Goodman R., (1968). Effect of joints on the strength of tunnels – Research on rock bolt reinforcement, Omaha District, Corps of Engineers Omaha, Nebraska

[3] Goodman R., Taylor R., Brekke T., (1968) A Model for the Mechanics of Jointed Rock.

[4] Anđelković Vl. (2001) Analysis of shearing modulus on bedrock-concrete interface. Monography: Managing water resources of Serbia (in Serbian)

[5] Jovanovski M., Gapkovski N., Anđelković Vl., Petrović Lj. (2002) Some possibilities for determination of bedrock-concrete interface shearing strength in Hoek's box. Proceedings from the First symposium of Macedonian Association for Geotechnics, Ohrid, pp.78-86

[6] Barton N., Kjaernsli B. (1981) Shear strength of rockfill. Journal of the geotechnical engineering division, Vol.107, N0 GT7

[7] Tanchev L., (2014) Dams and appurtenant hydraulic structures, Second edition, A.A. Balkema Publ., CRC press, Taylor & Francis Group plc, London, UK

[8] Tančev L. (1989) Static analysis of rockfill dams. Studentski zbor, Skopje (in Macedonian)

[9] Mitovski S., (2015) PhD thesis, Static analysis of concrete dams by modelling of the structural joints, Ss Cyril and Methodius University, Civil Engineering Faculty – Skopje

[10] Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance, 1998.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

SE - 17
mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

ХИДРАУЛИЧКА НЕСТАБИЛНОСТ НА ЈАЛОВИШНИ БРАНИ

Ана НАНЕВСКА[1], Виолета МИРЧЕВСКА[2], Мирослав НАСТЕВ[3]

АПСТРАКТ

Јаловишните брани настануваат со зафаќање на остаточниот материјал при извлекување на минералите од рудата. Потребно е да се задоволат низа ригорозни критериуми со цел да се обезбеди долгорочна стабилност, бидејќи нивното рушење може да доведе до неконтролирано ослободување на јаловишен материјал во непосредната околина, огромно загадување на животната средина и загуба на човечки животи. Стабилноста и безбедноста на овие брани е променлива во тек на нивниот животен век, бидејќи оптоварувањата развиени во тек на оперативните фази и инкрементното надвишување на браната предизвикуваат зголемување на хоризонталните и вертикалните напрегања, што резултира во постепена консолидација, слегнување и дисипација на порен притисок. Оваа статија се фокусира на евалуација на стабилноста на јаловишната брана веднаш пред завршување на последната оперативна фаза, со акцент на потенцијалните хидродинамички почвени деформации. Посебно внимание е посветено на ефектите кои предизвикуваат внатрешна нестабилност како суфозија и ликвифакција или т.н. “heave” ефект во случај на појава на различни состојби на филтрација и динамички товари за проценетите OBE и MCE типови на сеизмички хазард. Анализите се споведени за јаловишна брана висока 72м, со две различни опции на геомембранско облагање на границите на резервоарот со цел исполнување на барањата за заштита на животната средина.

Клучни зборови: *јаловишна брана, хидродинамички почвени деформации, ликвифакција, внатрешна ерозија, “heave” ефект, суфозија*

[1] М-р, Институт за Земјотресно Инженерство и Инженерска Сеизмологија, Универзитет Св. Кирил и Методиј во Скопје, Република Северна Македонија, e-mail: nanevska@pluto.iziis.ukim.edu.mk

[2] Професор, Институт за Земјотресно Инженерство и Инженерска Сеизмологија, Универзитет Св. Кирил и Методиј во Скопје, Република Северна Македонија, e-mail: violeta@pluto.iziis.ukim.edu.mk; mircevska.violeta@gmail.com

[3] Научен истражувач, Центар за Геолошко Истражување Канада, Квебек Сити, Канада; e-mail: miroslav.nastev@canada.ca

1. ВОВЕД

Јаловишните брани настануваат со зафаќање и складирање на мешавина од вода и руден остаток, т.н. јаловишен материјал [1]. Јаловишните брани се најчесто земјени брани од јаловишен или локален неконсолидиран материјал со мала пермеабилност, со цел спречување на загадување на животната средина. Во тек на оперативните фази, секое последователно надвишување на браната предизвикува пораст на хоризонталните и вертикалните напрегања, што резултира во постепена консолидација, дисипација на порен притисок и слегнување. Поради тоа, безбедноста и стабилноста на овој тип на брани е променлива во тек на нивниот животен век. Безбедноста на браната е дополнително загрозена кога таа е изложена на дејство од земјотресна побуда [1, 2, 3]. Во оваа статија, третирана е состојбата на филтрација и статичката и динамичката стабилност за последната операциона фаза од технолошкиот процес т.е. за изграденост на јаловиштето до ниво на круна од 952.0 метри надморска височина. Потенцирани се потенцијалните хидродинамички деформации, како појава на ерозија и потенцијал на ликвифакција [4, 5, 6].

Под дејство на сеизмичкото циклично придвижување доаѓа до пораст на порниот притисок пропорционално со сеизмичкото дејство, што пак е придружено со промена на динамичките сферни тотални и ефективни напрегања во почвениот скелетон. Потенцијалот на статичка и динамичка ликвифакција претставува проблем на рамнотежа помеѓу тоталните динамички напрегања и динамичките порни притисоци во јаловишната брана. Во програмот АДАД-ИЗИИС моментално се развива нумерички модел за определување на варијацијата на порниот притисок како резултат на сеизмичкото дејство. Од овие причини потенцијалот на динамичка ликвифакција е определен само за одредени случаи на развој на динамички сферен и порен притисок.

При динамичкиот одговор на конструкцијата, краткото времетраење на земјотресната побуда не условува промена на филтрационите гранични услови односно нема влијание на стационарниот режим на филтрација. Од овие причини, во анализата се воведува претпоставка дека порните притисоци се непроменливи и со минимална вредност која е еднаква на онаа генерирана при стационарната филтрација.

Имено, определувањето на потенцијалот на ликвифакција се врши за три карактеристични случаи: (а) $\sigma_0/u < 0$, негативен однос кој соодветствува на појава на чисто затегање т.е. состојба на појава на ликвифакција независна од магнитудата на порниот притисок, (б) $0 < \sigma_0/u < 1$, состојба кога динамичкото сферично напрегање ќе добие помала вредност од минималната вредност на порниот притисок и (в) $1 < \sigma_0/u < 1.2$, случај кога под дејство на сеизмичката побуда порниот притисок од стационарната филтрација се зголемува до 20%.

Предложени се две аналитички решенија: модел А каде процесот на филтрација на контаминирана вода е спречен со обложувањена дното на јаловишното езеро, на возводната косина на иницијалната брана и на карпестите косини на двата брега и модел Б каде обложувањето е само на дното од таложното езеро и карпестите косини на левиот и десниот брег на долината по целата должина и висина на таложното езеро. Согласно препораките на ICOLD, браната треба да биде анализирана на два типа на проектни земјотреси и тоа: Најсилен очекуван земјотрес во регионот (Maximum Credible Earthquake MCE) и оперативен земјотрес (Operating Base Earthquake OBE). Со цел да се минимизира веројатноста од појава на еколошка катастрофа, усвоени се горните граници од анализираните и очекувани сеизмички нивоа на хазард, односно усвоени се земјотресни побуди со интензитети на земјини забрзувања кои имаат многу мала веројатност на надминување. Динамичката анализа е извршена за OBE тип на земјотрес што одговара на 10% веројатност на надминување во период од 50 години, односно повратен период на земјотресното дејство од 475 години или годишна веројатност од 2×10^{-3} и MCE тип на земјотрес дефиниран со веројатносна анализа со 1% веројатност на надминување во период од 100 години или повратен период на земјотресно дејство од 9950≅10 000 години или годишна веројатност од 10^{-4}. За анализа е усвоен синтетички генериран земјотрес скалиран соодветно за $\mathrm{PGA} = 0.2\mathrm{g}$ (OBE) и $\mathrm{PGA} = 0.5\mathrm{g}$ (MCE). Во оваа статија, прикажани се резултатите од динамичката анализа за синтететички генерираниот земјотрес со $\mathrm{PGA} = 0.5\mathrm{g}$ (MCE).

Сеизмичкото однесување на јаловишните брани е стабилно и во безбедносните граници, како резултат на малата крутост на почвените материјали вградени во браната, што ги прави овие конструкции способни да издржат значителни деформации во тек на земјотресни побуди. Оваа особина ги прави овие конструкции поволни за региони подложни на зеизмички хазард. Сепак според сознанијата и историјатот на рушени брани, доколку статичката и динамичката стабилност не се соодветно адресирани [7, 8, 9], може да настанат големи загуби по човечки животи и негативни влијанија на животната средина. Во извештајот на USCOLD, [10, 11] референцирана е листа на 221 рушења на јаловишни брани под различни теренски услови, конструктивни типови и вградени материјали. Според податоците, главната причина за рушење е нестабилност на косините, најчесто предизвикана од појава на суфозија или "heave" ефект. Поради тоа, покрај потребата за современи критериуми за анализа на одредени оперативни фази, потребен е детален мониторинг во тек на изградбата и после затворање на рудникот. Во фазата на култивирање, статичката стабилност на јаловишната брана е зголемена заради извршеното дренирање и консолидација, но сеизмичката стабилност е сеуште актуелна [2, 3, 1].

2. КРИТИЧЕН ХИДРАУЛИЧЕН ГРАДИЕНТ И "HEAVE" ЕФЕКТ

Статичката и сеизмичката стабилност на овој тип на брани се оценува врз основа на анализа на: очекувано слегнување на круната, хоризонтални придвижувања, појава на хоризонтални и/или трансверзални пукнатини, пораст на порен притисок, состојба и обем на неконсолидираниот јаловишен материјал, рушење на косините, суфозија, зголемување на протокот на вода низ медиумот итн. Првично, стабилноста на јаловишните брани е обезбедена со спречување на појава на внатрешна ерозија, суфозија и "heave" ефект. Прогресивниот процес на ерозија води кон канализирање на филтрационият тек, што претставува формирање на незаштитена патека по која ќе излегува водата заедно со почвените честички, што може да доведе до сериозни оштетувања и рушења на браната.

Филтрационият тек е од голема важост при процесот на проектирање и конструирање на јаловишните брани, бидејќи директно влијае на процесот на внатрешна ерозија која настанува поради канализирање, како и на стабилноста на низводната косина и на системот во целина. Процесот на филтрација низ порозниот медиум настанува како резултат на разликата на потенцијалот која постои на границите на филтрационият домен. Се додека филтрацијата се одвива на контролиран начин под услов манифестираниот хидрауличен градиент да е понизок од критичниот, не се јавува никаков проблем, филтрираната вода е чиста и нема миграција на честички. Но, доколку честичките на насипот почнат да се движат поради големиот хидрауличен градиент на кој се изложени, може да дојде до сериозни штети и уривање на браната. Според тоа, со цел да се превенира појава на нестабилност, една од најважните инженерски задачи при анализа на ваков тип на конструкција е определување на актуелниот и критичниот хидрауличен градиент во доменот јаловишно езеро-брана.

Дефиницијата на максималниот критичен хидрауличен градиент за стабилна јаловишна брана е комплексна задача. Процедурата се базира на мерење на хидрауличната спроводливост за различни видови почви во лабораториски услови, теоретски развој и емпириско искуство базирано на теренски набљудувања. Според истражувањето наWeijers & Sellmeijer (1993) [12], хидрауличниот градиент зависи од геометријата на филтрационият домен, дистибуцијата на потенцијалот, должината на текот на филтрација, дебелината на слоевите низ кои настанува филтрација, коефициентот на униформност Cu (т.е., d60/d10) и материјалните својства на почвата.

Ексерименталното истражување на Quanyi Xie et al., 2018 [13] го покажува влијанието на степенот на компакција и рапавоста на материјалот на вредноста на критичниот хидрауличен градиент. Се покажува дека почвената компакција која има зацврстувачки ефект и делува против индуцираните деформации од филтрација, може да предизвика зголемување на критичниот хидрауличен градиент од 10% до 70%. Според работните групи на ICOLD и истражувањата на Perzlmaier et al, 2007 [14], критичниот хидрауличен градиент зависи од условите на почвената структура, ја условува појавата на хидродинамички нестабилности во тек на филтрацијата и може да определи со равенката (1):

$$i_{crit} = \frac{(1-n)(\gamma_s - \gamma_w)}{\gamma_w} \quad (1)$$

каде i_{crit} е критичен хидрауличен градиент, n е порозност, γ_s е специфична тежина на почва и γ_w е специфична тежина на вода. Критичниот хидрауличен градиент е различен за различни видови на почви. Weijers & Sellmeijer (1993) [12] спровеле истражување во кое се поврзува варијацијата на критичниот хидрауличен градиент со големината на честичките и хидрауличната спроводливост на материјалот, односно покажале како критичниот градиент се зголемува кај почви составени од поголеми честички. Дополнително, за слабо до добро гранулирани почви и фини и средни песоци со коефициент на униформност Cu помал од 4, според Quanyi Xie [13] вредностите на критичниот хидрауличен градиент имаат релативно ниски вредности од 0.15 до 0.25%.

„Heave“ ефектот претставува хидродинамичка деформација која се манифестира кога порниот притисок ја надминува тежината на заситената почва. При тоа ефективните напрегања во почвата се намалуваат до вредности блиски или еднакви на нула, почвата ја губи отпорноста на смолкнување и се однесува слично на течност. Оваа состојба е позната како ликвифакција. Феноменот на нестабилност поради ликвифакција може да биде опишан преку два можни механизми, прогресивно зголемување на дилатациите се до рушење или ненадејно брзо рушење на почвената матрица. Недренираните растресити почви со ниска хидраулична спроводливост се подложни на рушење главно преку “strain softening” ефектот т.е. намалување на јакоста на смолкнување како резултат на континуирано развивање на пластични деформации на смолкнување [10]. Статичка ликвифакција [4, 5] настанува во случај на монотоно товарење, при што “strain softening” не е доволен услов. Потребна е некаква дополнителна сила или активирачки фактор со цел да се развие статичка нестабилност од типот на дожд, нагла промена на филтрациониот ток и градиентот, брзо губење на јакоста итн. Активирачки фактор за настанување на динамичка ликвифакција може да биде сеизмичка активност или некој друг тип на циклично товрење.

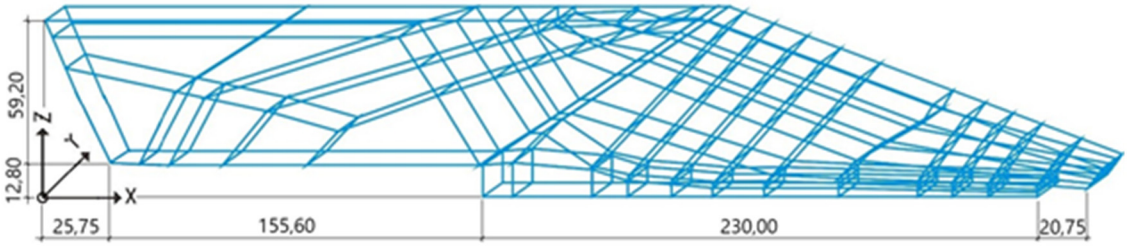
Потенцијалот и на двата типа на ликвифакција е дефиниран преку споредбата на развиениот порен притисок и манифестираните сферични главни напрегања. Физички, на ниво на почвени честички, силата на филтрација делува нанадвор, рамномерно во сите насоки, а сферичното напрегање делува на ист начин, но во обратна насока, односно навнатре. Според тоа, потенцијалот на ликвифакција претставува проблем на рамнотежа кој резултира во ефективно напрегање еднакво на нула. Имено, за време на споро товарење на недренирани водозаситени почви или брзо товарење на дренирани или недренирани водозаситени почви, спречената контракција на почвената матрица поради некомпресибилноста на порната вода резултира во надворешно насочени напрегања, и следствено, намалени вредности на почвените ефективни напрегања.

3. АНАЛИЗА НА ВНАТРЕШНАТА НЕСТАБИЛНОСТ

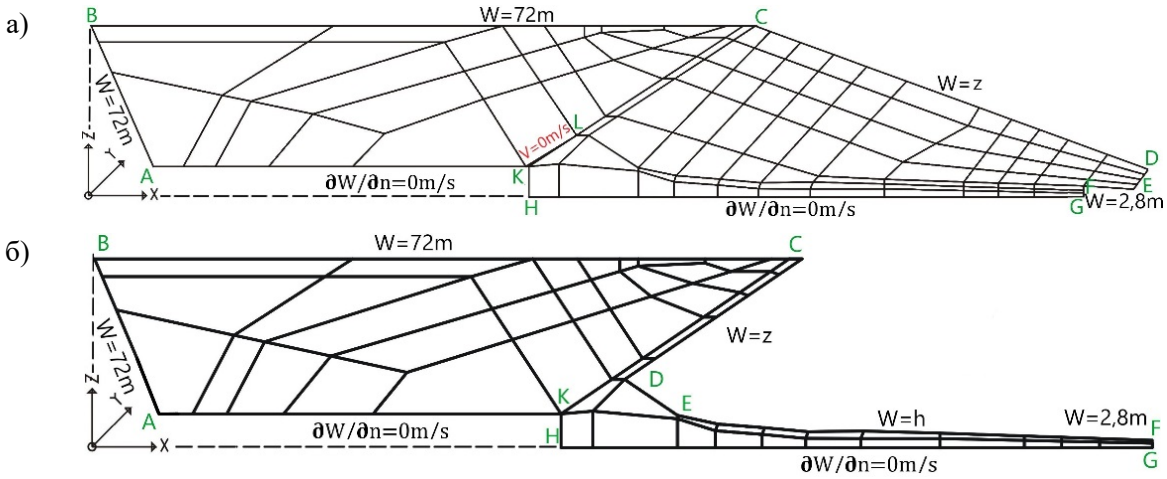
Во оваа статија се анализира јаловишна брана со висина од 72м. Филтрационите гранични услови го раководат процесот на стационарна филтрација, кој директно условува појава на внатрешна нестабилност како суфозија, “heave” ефекти и манифестација на статичка и динамичка ликвифакција во јаловишната брана. Со цел да се утврди дали и во каков обем различните сценарија на воспоставена филтрација ќе влијаат на статичката и сеизмичката стабилност на моделот, се разгледуваат два модели со различни опции на геомембранско облагање. Кај моделот А, спречената филтрација на вода во доменот до кота на круна на иницијална брана условува почвениот материјал во овој домен да се наоѓа во потопена состојба. Нормалното дренирање е оневозможено, а под дејство на воспоставената диструбиција на потенцијалот текот се насочува над круната на иницијалната брана кон зоните на песочното потпорно тело. Кај моделот Б е овозможен ефективен филтрационен тек, со цел задоволување на барањата за непречено одвивање на технолошкиот процес на флотација. Филтрациониот тек е насочен преку иницијалната брана во дренажните килими лоцирани во чакалестата основа, поради што се смета

дека не доаѓа до продор на вода во песочната брана, односно дека во овој дел не се воспоставува филтрација.

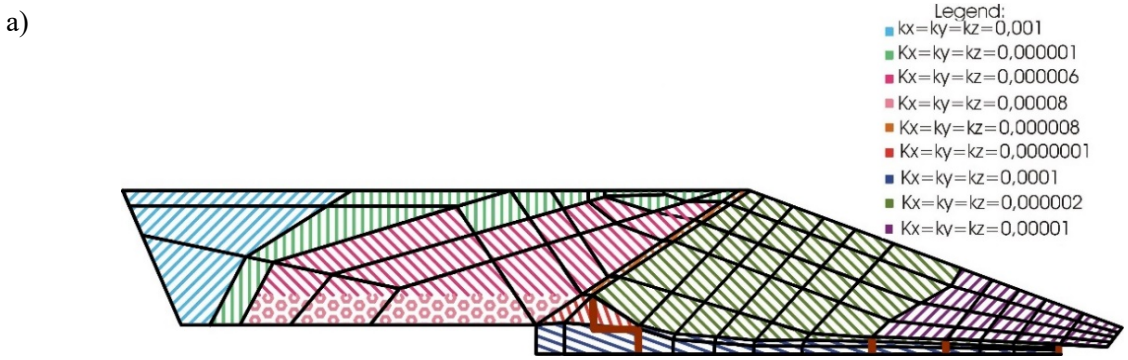
На Слика 1 е прикажан тродимензионалниот модел на телото на браната и мулјот од таложното езеро. Моделиран е централниот дел од браната со ширина од 20 метри. Математичкиот модел е компатибилен со моделот за анализа на напонско-деформационата состојба во статички и динамички услови на товарење. Филтрационите гранични услови што раководат со филтрационит тек, се пропишани во однос на референтниот координатен систем и се прикажани на Слика 2 а) и Слика 2 б), за модел А и модел Б, соодветно. На страничните ѕидови на резервоарот кои претставуваат гранитен камен со мала пермеабилност, се пропишува филтрационен граничен услов брзината на филтрација да биде нула. На Слика 3 а) и Слика 3 б) прикажани се коефициентите на изотропна пермеабилност на вградените материјали во целиот домен на јаловишно езеро-песочна брана. Застапеноста на различните коефициенти $k_x = k_y = k_z$ со нивните вредности во m/sec се дадени во приложените легенди. Исто така на сликите прикажана е и положбата на дренажните килими во филтрациониот модел.



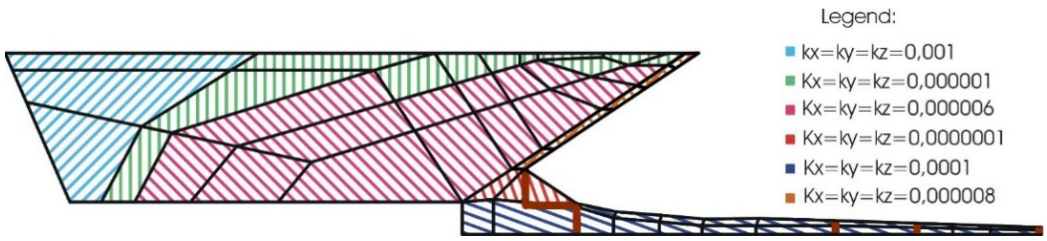
Сл. 1. Тродимензионален филтрационен модел на телото на браната и мулјот од таложното езеро



Сл. 2. Филтрациони гранични услови во однос на референтниот координатен систем за а) модел А и б) модел Б



б)



Сл. 3. Филтрационен домен со соодветни коефициенти на изотропна пермеабилност [m/sec] за а) модел А и б) модел Б

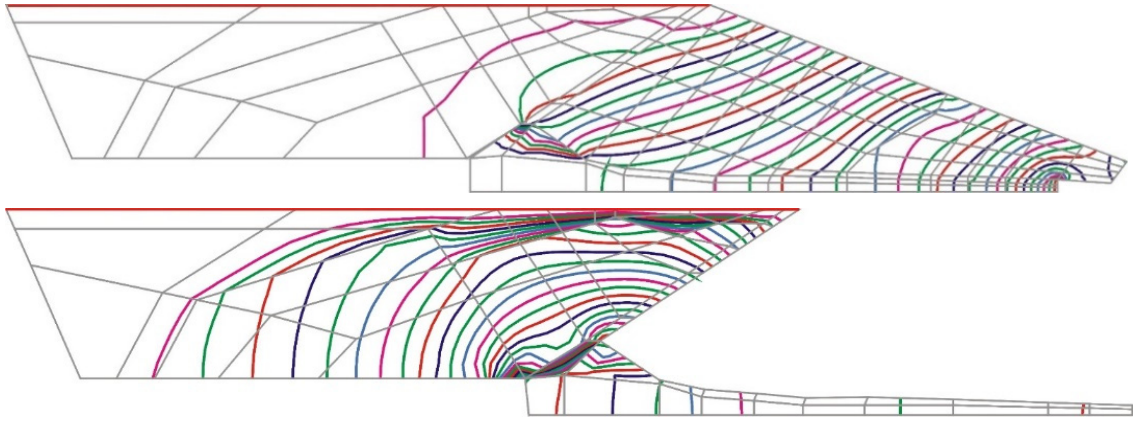
4. РЕЗУЛТАТИ ОД АНАЛИЗАТА

Изборот на резултатите прикажани во оваа статија се добра репрезентација за статичкиот и сеизмичкиот одговор на јаловишната брана, што го вклучува и потенцијалот на статичка и динамичка ликвифакција. Распределбата на потенцијалот во филтрациониот домен за модел А и модел Б е прикажана на Слика 4 а) и Слика 4 б). Во случај на модел А, дисипацијата на потенцијалот се одвива во целиот домен, што не е случај кај моделот Б. Како резултат, според прикажаните резултати на Слика 5 а) до Слика 5 ѓ) и Слика 6 а) до Слика 6 г), во јаловишното езеро на моделот А се јавуваат поголеми потенцијали споредено со моделот Б. Истото може да биде констатирано и од манифестираните порни притисоци прикажани на Слика 7 а) до Слика 7 д) и Слика а) до Слика д). Бидејќи дисипацијата на потенцијалот во моделот А се одвива по подолг пат на филтрација, манифестираниот хидрауличен градиент и магнитудите на брзините на филтрација се помали од оние кај моделот Б, Слика 9 а) и Слика б). Сепак, истите специфични зони на доминантни брзини на филтрација во согласност со пропишаните коефициенти на изотропна пермеабилност и манифестираниот градиент се забележуваат и кај двата модели.

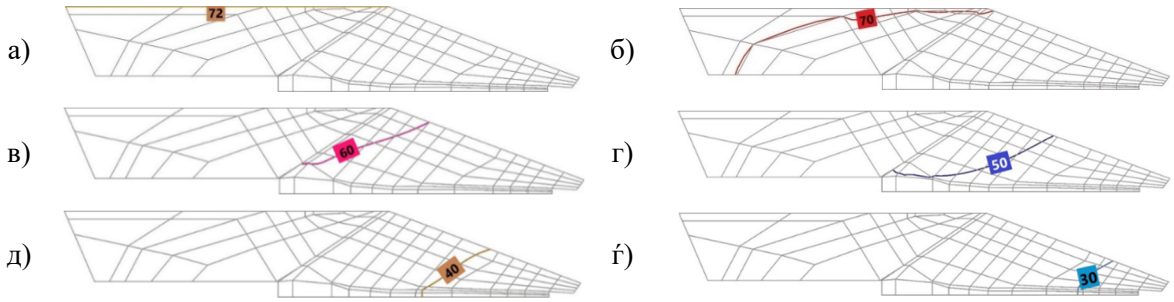
Во песочното потпорно тело во моделот А се јавуваат непосакувани филтрациони сили кои водат до воспоставување на порен притисок и филтрациони брзини кои може да ја дестабилизираат низводната косина на браната од дејство на внатрешна нестабилност, т.е. статичка ликвифакција (Слика 10 а)), суфозија (Слика 11 а)) и динамичка ликвифакција (Слика 12 а) до Слика 12 в)). Овие ефекти се понезначителни кај моделот Б, а прикажани се на Слика 10 б), Слика 11 б) и Слика 12 г) до Слика 12 ѓ). Зоните каде појавата на динамичка ликвифакција е неизбежна се ишрафирани и прикажани на Слика 12 б) и Слика 12 д). Односот σ_0/U во овој случај е помал од 1 и е дефиниран под претпоставка на константен порен притисок во тек на сеизмичкото дејство, еднаков на порниот притисок во статички услови. Појавата на динамичка ликвифакција е неизбежна и во случај на чисто смолкнување, односно негативно сверично напрегање, а зоните на појава се прикажани на Слика 12 а) и Слика 12 г). На Слика 12 в) и Слика ѓ) ишрафирани се зоните каде динамичката ликвифакција е манифестирана во случај кога доаѓа до зголемување на порниот притисок за 20% под дејство на сеизмичката побуда.

а)

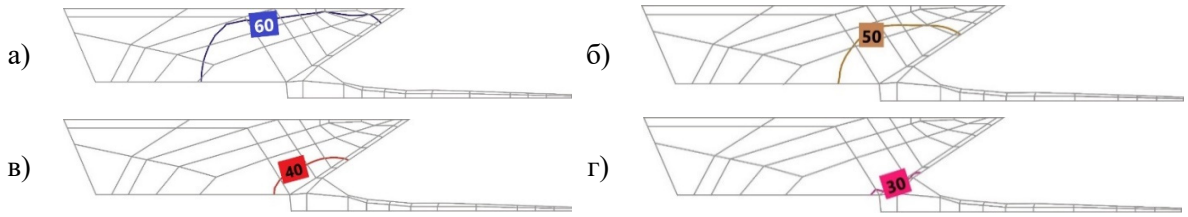
б)



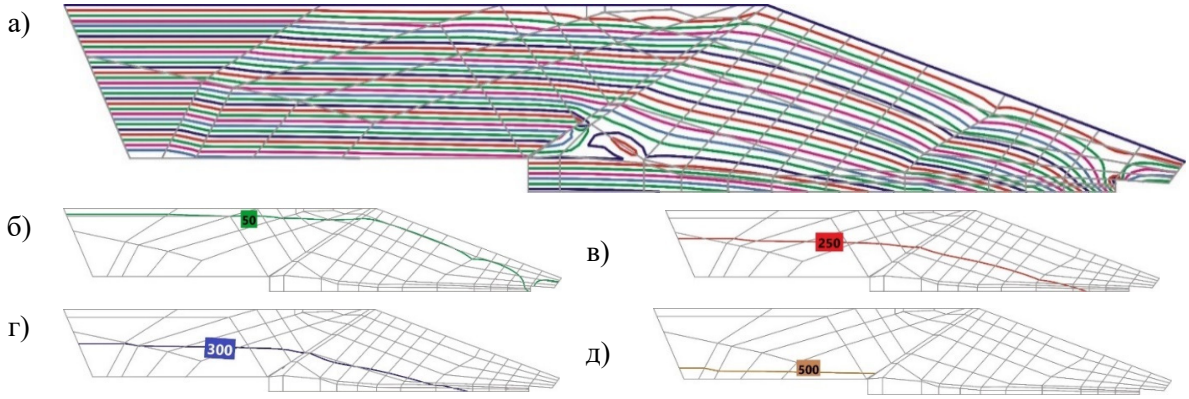
Сл. 4. Распределба на потенцијалот во филтрациониот домен за а) модел А и б) модел Б (еквидистанца 2м)



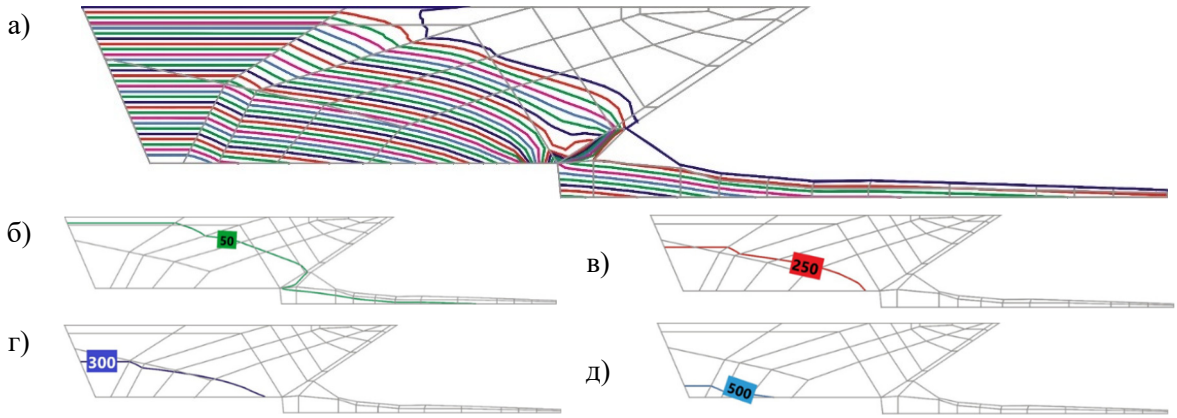
Сл. 5. Модел А: Положба на одделни еквипотенцијални линии а) W=72m, б) W=70m, в) W=60m, г) W=50m, д) W=40m и ѓ) W=30m



Сл. 6. Модел Б: Положба на одделни еквипотенцијални линии а) W=60m, б) W=50m, в) W=40m и г) W=30m



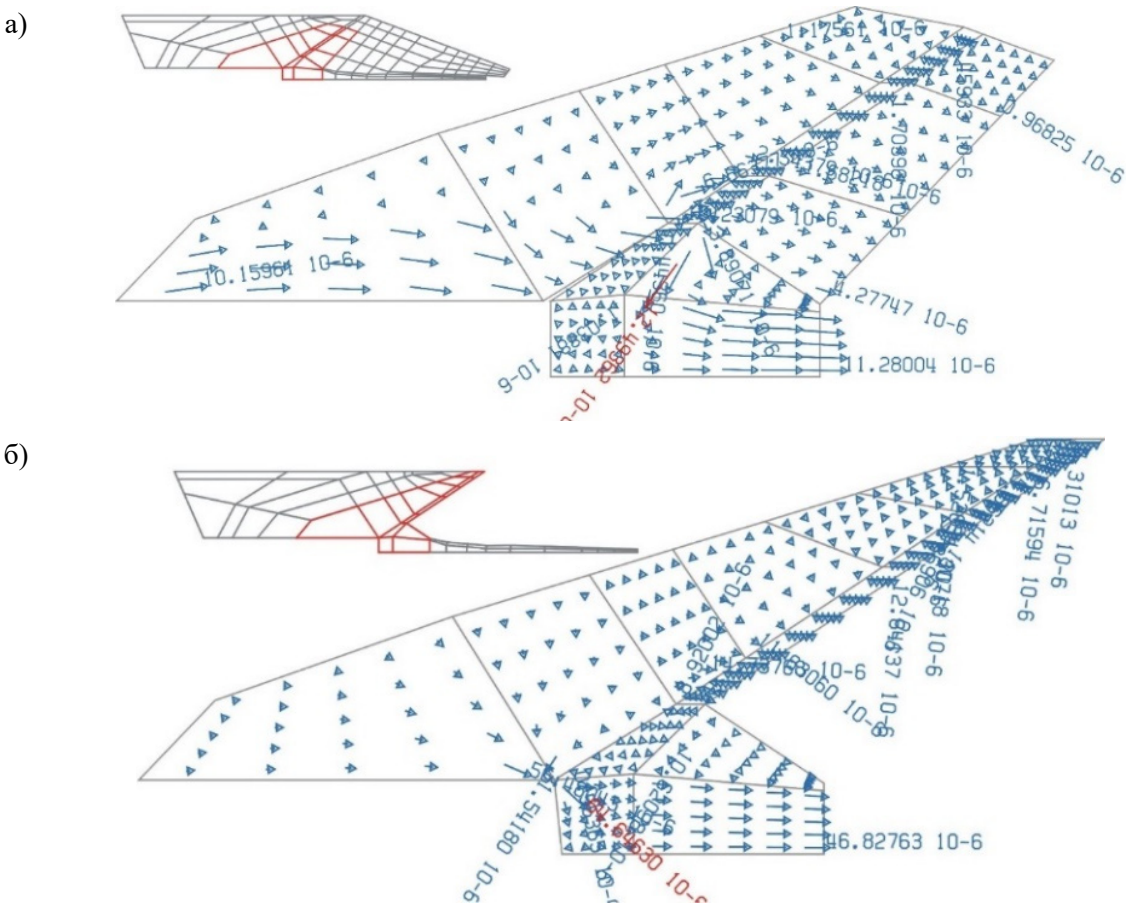
Сл. 7. Модел А: а) дистрибуција на порни притисоци (еквидистанца 20 kPa) и положба на одделни порни притисоци во филтрациониот домен б) U=50 kPa,в) U=250 kPa, г) U=300 kPa и д) U=500 kPa



Сл. 8. Модел Б: а) дистрибуција на порни притисоци (еквидистанца 20 kPa) и положба на одделни порни притисоци во филтрациониот домен б) U=50 kPa,в) U=250 kPa, г) U=300 kPa и д) U=500 kPa

а)

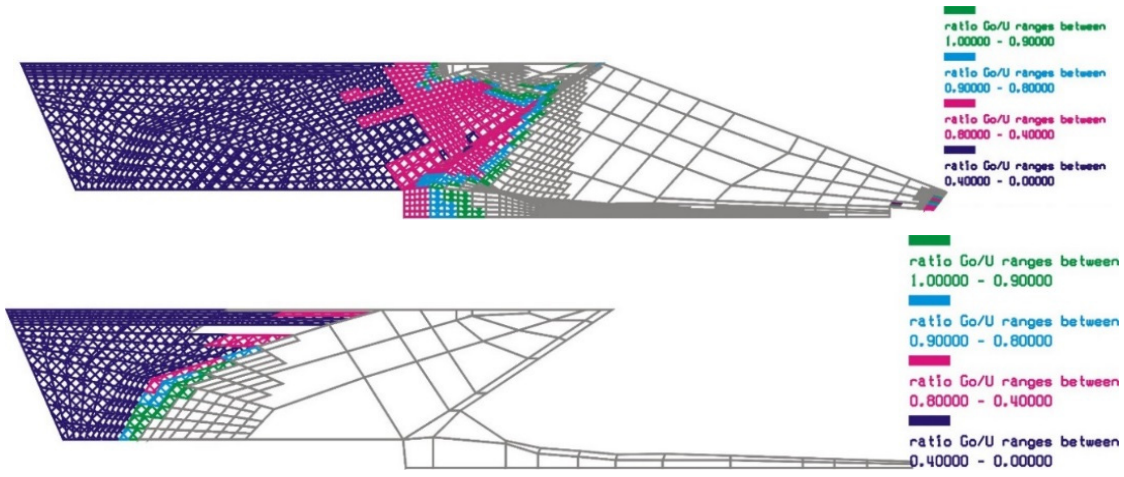
б)



Сл. 9. Брзини на филтрација [m/s] во одделни карактеристични делови од филтрациониот домен а) модел А и б) модел Б

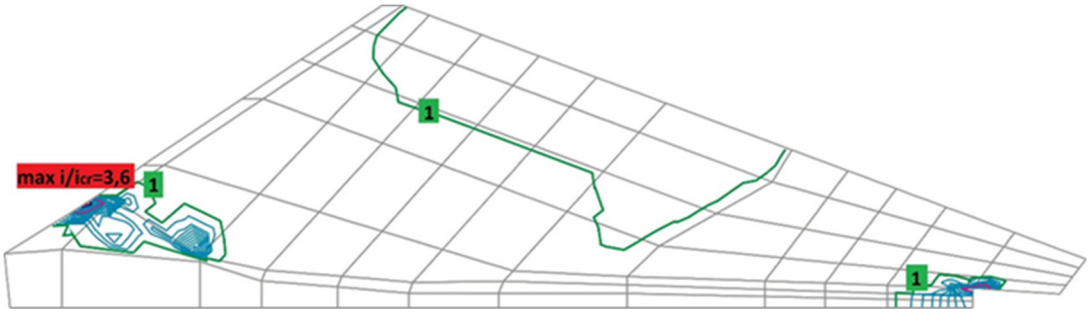
а)

б)

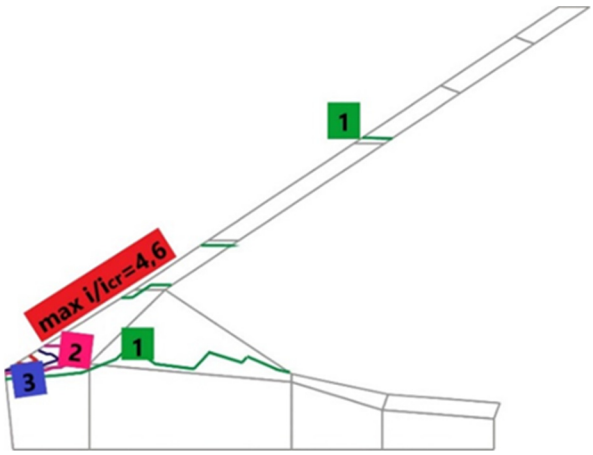


Сл. 10. Потенцијал на статичка ликвифакција за а) модел А и б) модел Б

а)

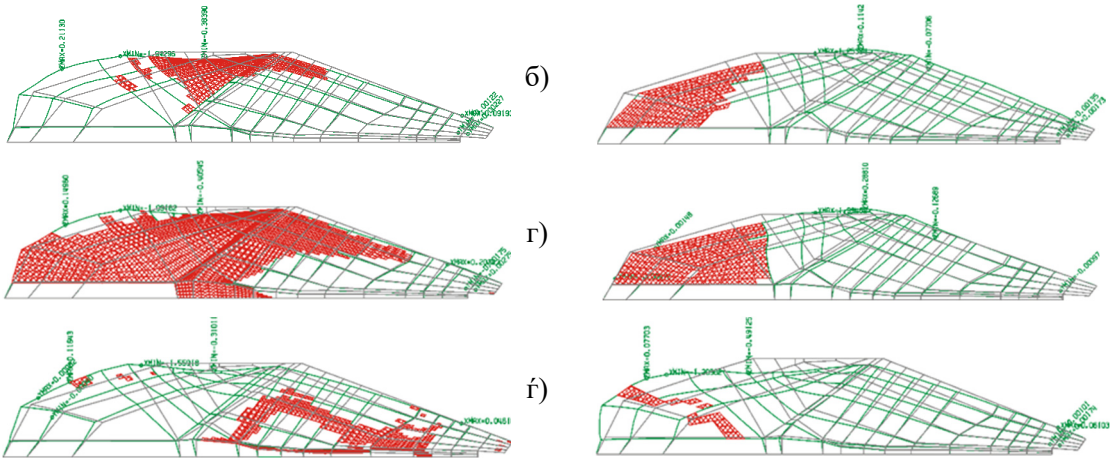


б)



Сл. 11. Зони со потенцијал за појава на суфозија $i/i_{cr}>1$ за а) модел А и б) модел Б

а) б)



в) г)

д) ѓ)

Сл. 12. „Snapshot“ во време на појава на најширока зона на ликвифакција за модел А а) чисто затегање $\sigma_0/U < 0$ во T=10.18s, б) $0 < \sigma_0/U < 1$ во T=10.37s и в) $1 < \sigma_0/U < 1.2$ во T=7.79s; и модел Б г) чисто затегање $\sigma_0/U < 0$ во T=8.74s, д) $0 < \sigma_0/U < 1$ во T=11.32s и ѓ) $1 < \sigma_0/U < 1.2$ во T=11.54s. Сеизмички влез: MCE со PGA=0.5g

5. ЗАКЛУЧОК

Главно, рушењата на јаловишните брани во статички и динамички услови настануваат како резултат на суфозија и ликвифакција. Поради тоа, имајќи ги во предвид огромните последици од рушење на ваков тип на брани, се препорачува избегнување на техничкото решение со обложување на дното и на косината на иницијалната брана. Доколку е потребно од аспект на заштита на животната средина, се препорачува обложување само на дното кое ќе гарантира непречен филтрационен ток и стабилност на системот во статички и динамички услови.

ЛИТЕРАТУРА

[1] International Commission on Large Dams, Committee on Mine and Industrial Tailings Dams (ICOLD) (1996). A Guide to Tailings Dams and Impoundments. ICOLD Bulletin 106. ICOLD, Paris.

[2] Fell R., Mac Gregor P., Stapledon D., Bell G. (2005). Geotechnical Engineering of Dams. A.A. Balkema. Leiden. 440 p.

[3] International Commission on Large Dams, Committee on Mine and Industrial Tailings Dams (ICOLD) (1982). Manual on Tailings Dams and Dumps. ICOLD Bulletin 45. ICOLD, Paris.

[4] Charles, W.W. What is Static Liquefaction Failure of Loose Fill Slopes? The 1st Italian Workshop on Landslides.

[5] De Jager R. (2006). The behaviour of solids during static liquefaction in Geotechnical engineering. Master thesis, Delft University of Technology. The Netherlands.

[6] Kramer S.L. (1988). Triggering of liquefaction flow slides in coastal soil deposits. Engineering Geology. 2617–31.

[7] American Society of Civil Engineers/U.S. Committee on Large Dams. (1975). Lessons from Dam Incidents – USA. Committee on Failures and Accidents to Large Dams of the USCOLD.

[8] Foster M., Fell R., Spannagle M. (2000). The statistics of embankment dam failures and accidents. Canadian Geotechnical Journal. pp. 1000-1024.

[9] International Commission on Large Dams, Committee on Tailings Dams and Waste Lagoons (ICOLD) (2001). Tailings Dams – Risk of Dangerous Occurrences. ICOLD Bulletin 121, ICOLD, Paris.

[10] USCOLD (U.S. Committee on Large Dams) (2000). Observed Performance of Dams during Earthquakes, vol. II. Committee on Earthquakes. Denver, CO

[11] USCOLD (U.S. Committee on Large Dams) (1994). Tailings dam incidents. U.S. Committee on Large Dams. 82p.

[12] Weijers J., Sellmeijer J. (1993). A new model to deal with the piping mechanism. Filters in geotechnical and hydraulic engineering. Edited by Brauns J., Heibaum M., and Schuler U. A.A. Balkema, Rotterdam, pp. 349-355.

[13] Quanyi X., Jian L., Bo H., Hongtao L., Yuying L., Xuanzheng L. (2018). Critical Hydraulic Gradient of Internal Erosion at the Soil–Structure Interface.

[14] Perzlmaier S., Muckenthaler P., Koelewijn A. R. (2007). Hydraulic Criteria for Internal Erosion in Cohesionless Soil. In Assessment of the Risk of Internal Erosion of Water Retaining Structures: Dams, Dykes and Levees. Intermediate Report of the European Working Group of ICOLD. Contributions to the Symposium in Freising, Germany.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

SE - 18
mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

EVALUATION OF IMPROVED MODELLING OF STEEL MOMENT RESISTING FRAMES SUBJECTED TO EARTHQUAKE LOADING

Borjan PETRESKI[1], Igor GJORGJIEV[2]

ABSTRACT

The objective of this study is to weigh the relevance and accuracy of the recently introduced stiffness and strength deterioration inclusive model for representing the plastic hinge regions in steel moment resisting frames (MRFs) through several seismic performance-based analyses. For that purpose, the study concentrates on the comparison and assessment of two separate approaches for modelling of the steel MRFs undergoing realistic earthquake loading. The evaluation of the similarities and differences of the both modelling methods and their assessment relative to relevant research studies and codes of practice is performed over the most significant and applicable parameters for seismic analysis of a structure.

In the first part of the research study, the design characteristics of the model and the choice of the ground motion records are presented. Namely, a building configuration is presented, designed to conform to the European codes of practice, particularly the EC3 [1] dealing with the design of the steel structures and EC8 [2] concerned with the seismic design of structures. Two sets of seven acceleration records are chosen as realistic earthquake loading to represent the medium seismicity and high seismicity scenarios. They are extracted from the database and scaled to match the EC8 elastic spectra for the two hazard scenarios with PGA = 0.25g and PGA = 0.35g.

Afterwards, the concepts of modelling of the plastic hinge regions in the steel moment frames are reviewed and the efforts and difficulties while implementing them explained. Then, the nonlinear analyses are conducted, and the evaluated response parameters presented. In the end, the structural responses represented through the various output recorders are compared and the connection with previous works and codes of practice is established.

Keywords: *nonlinear analysis; steel; moment resisting frames; plasticity modelling; performance-based design*

[1] Assist. MSc, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of North Macedonia, borjan@iziis.ukim.edu.mk
[2] Prof. PhD, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of North Macedonia, igorg@iziis.ukim.edu.mk

1. INTRODUCTION

The general behaviour of the moment resisting frames has been researched in a large amount of previous studies in the field of the earthquake engineering. There are plenty of research findings on the evaluation of the realistic demand parameters of the steel MRFs and their comparison with the existing codes of practice.

The MRFs are one of the three main structural steel typologies used for seismic design of steel frames. They are characterized as the most ductile structural type possessing a large number of possible dissipative zones, following the fact that plastic hinges can develop both in the beams and the columns. Possessing the feature of being the most ductile type, these structures exhibit very large deflections before the structural damage occurs [3]. Observing closely, that is a good characteristic as their ductility level is high and less material is used without a failure of the structure but on the other hand the large inter-story drifts can lead to great damage to the non-structural components. Even though the overall stability of the structure can be easily satisfied following the ‘’weak beam – strong column’’ rule from EC8 which allows for maximum energy dissipation capacity, due to the MRF’s low lateral stiffness, the drift effects need careful considerations.

2. MODEL DEFINITION

The studied frames consist of three bays of 6.0 m span, a first story height of 4.5 m and upper stories height of 3.5 m each. For the initial modelling and design of the frames, presented in this report, joints are assumed to be full-strength and rigid. In this specific research, the joints are not of a big concern but these MRF’ constituent elements are a prospective research topic for future improving of assessment of the MRF structures. The story plan is square with uniform span lengths in both principal directions. The lateral force resisting system is placed at the perimeter of the plan of the buildings. The interior frames are assumed to be gravity frames and their lateral load resisting capacity is neglected. Two-dimensional frame models are used for the design, with appropriate selection of the separate areas for gravity and seismic loads. A conceptual schematic with the typical building plan and the positioning of the lateral load resisting system is presented in Fig. 1.

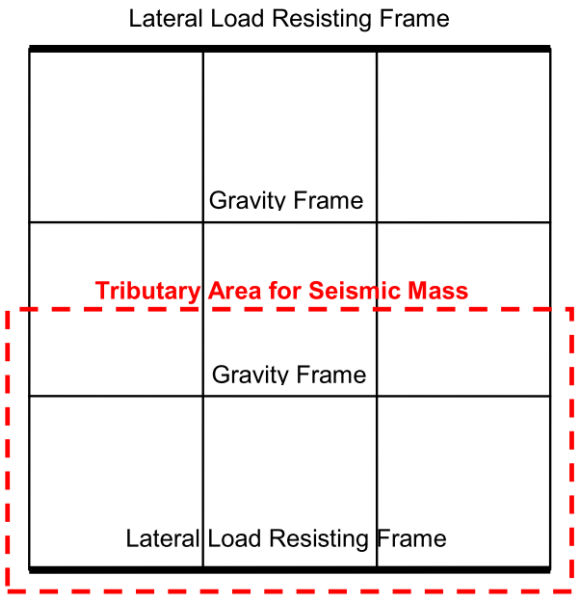


Fig. 1. Typical plan layout of the model building.

The material for all frame elements is S355 steel with an over-strength factor γ_{ov} =1.25 which gives a yield strength of the frame elements of 443.75 kN/m^2. The Young’s modulus E = 210 GPa, Poisson’s ratio ν = 0.3 and 0.25% linear strain hardening (as a percentage of the initial elastic modulus). The choice of the behavior factor ‘’q’’ is mostly based on the maximum allowed by EC8 for the frame type, which is assumed to be a common assumption in standard design practice despite possible limitations. For this

particular case of MRF, a value of q = 6.5 is used. The lateral force method of analysis is employed for calculating the seismic action effects. No torsional effects are considered. The permanent loads, the imposed loads and the relevant combination factors are selected for an intended residential or office use of the building.

Regarding the Serviceability Limit State, the EC8 suggests a parameter regarded as the inter-story drift sensitivity coefficient ''θ''. It is prescribed in Eq. 1:

$$\sigma = (P_{tot} \cdot d_r)/(V_{tot} \cdot h) \quad (1)$$

where, P_{tot} represents the total gravity load at and above the considered story, d_r is the design inter-story drift, V_{tot} is the total seismic story shear and h is the inter-story height. Regarding the investigated structure, the drift levels at every story are limited to 0.75% of the story height (implying ductile non-structural elements connected to the frames) and it is attempted in the first instance to limit the inter-story drift sensitivity coefficient θ to < 0.1 (so that P-Δ effects are not considered in the analysis and design). However, if it is estimated that the condition $\theta < 0.1$ leads to impractical design solutions (i.e. irrational increase of required steel sections), so it is then relaxed to $0.1 < \theta < 0.2$, with appropriate magnification of the seismic action effects by the factor 1/(1-θ).

3. GROUND MOTION SELECTION

According to the NEHRP classification [4], the nonlinear response-history analysis is performed for many reasons including the designing of new buildings and assessing the performance of new and existing buildings. In order to assess the previously defined moment resisting frame's behavior when subjected to realistic earthquake loading a reliable set of recorded ground motions is required.

Regarding the codes of practice, the EC8 provisions a minimum of three accelerograms. If three sets of analyses were performed, the maximum value of the three peak responses is used for component checking, with due attention being paid to the sign of the action. On the other hand, if seven sets of analyses are performed, the average value of the seven peak responses is used for component checking' [5] observed in the case of this research study.

Therefore, two sets of seven ground motion records are incorporated in the study, each representing the two distinctive scenarios of medium hazard (MH) and high hazard (HH) seismicity. The only prerequisite that is followed when choosing the records is the upper limit equal to 10 imposed on the allowable scaling factor that is applied to the original accelerograms, during the matching process to the target spectrum. The acceleration response spectra of the 7 selected records for the MH and HH scenario are presented in Fig. 2 along with the mean spectrum and the EC8 target spectrum.

The first 7-record subset represents a MH scenario and is extracted from the database using the following criteria: magnitude M from 5.0 to 6.5, distance from fault 10 km to 100 km, shear wave velocity Vs from 180 m/s to 800 m/s, EC8 Type 1 Soil C target spectrum with peak ground acceleration PGA0 = 0.25 g and minimization of D_{RMS} over a period range from 0.2 s to 2.0 s. The second 7-record subset represents a HH scenario and is extracted from the database using the following criteria: magnitude M higher than 6.5, distance from fault 20 km to 100 km, shear wave velocity Vs from 180 m/s to 800 m/s, EC8 Type 1 Soil C target spectrum with PGA = 0.35 g and minimization of D_{RMS} over a period range from 0.2 s to 2.0 s.

The performed selection and scaling of the ground motion records is verified considering that the mean value of the 5% damped response spectra for the collection of motions is greater than 90% of the corresponding value of the design response spectrum for the site for periods ranging from 0.2T to 2.0T, where T is the fundamental period of the structure in the fundamental mode for the direction of response being analyzed [2]. Namely, the fundamental periods for the both frames integrated in this study are calculated beforehand and are esteemed at T_1 = 1.35 s and T_1 = 1.14 s for the MH and HH scenario frames respectively, meaning that the average response spectra between the boundaries of 0.2 – 2.0 s (taking into consideration the both cases) should be compared with the EC8 design response spectra. The logical explanation for this prerequisite can be clarified by the point that the period range from 0.2T to 2.0T, where T is the first period of the structure, is intended to account for an increase in period due to the inelastic action on the structure (that is why the fundamental period is multiplied by a factor of

1.5 to an effective value) and the second mode of the structural dynamic response, which is generally evaluated around one quarter and one third of the fundamental period of the structure if the building is regular following the design codes provisions.

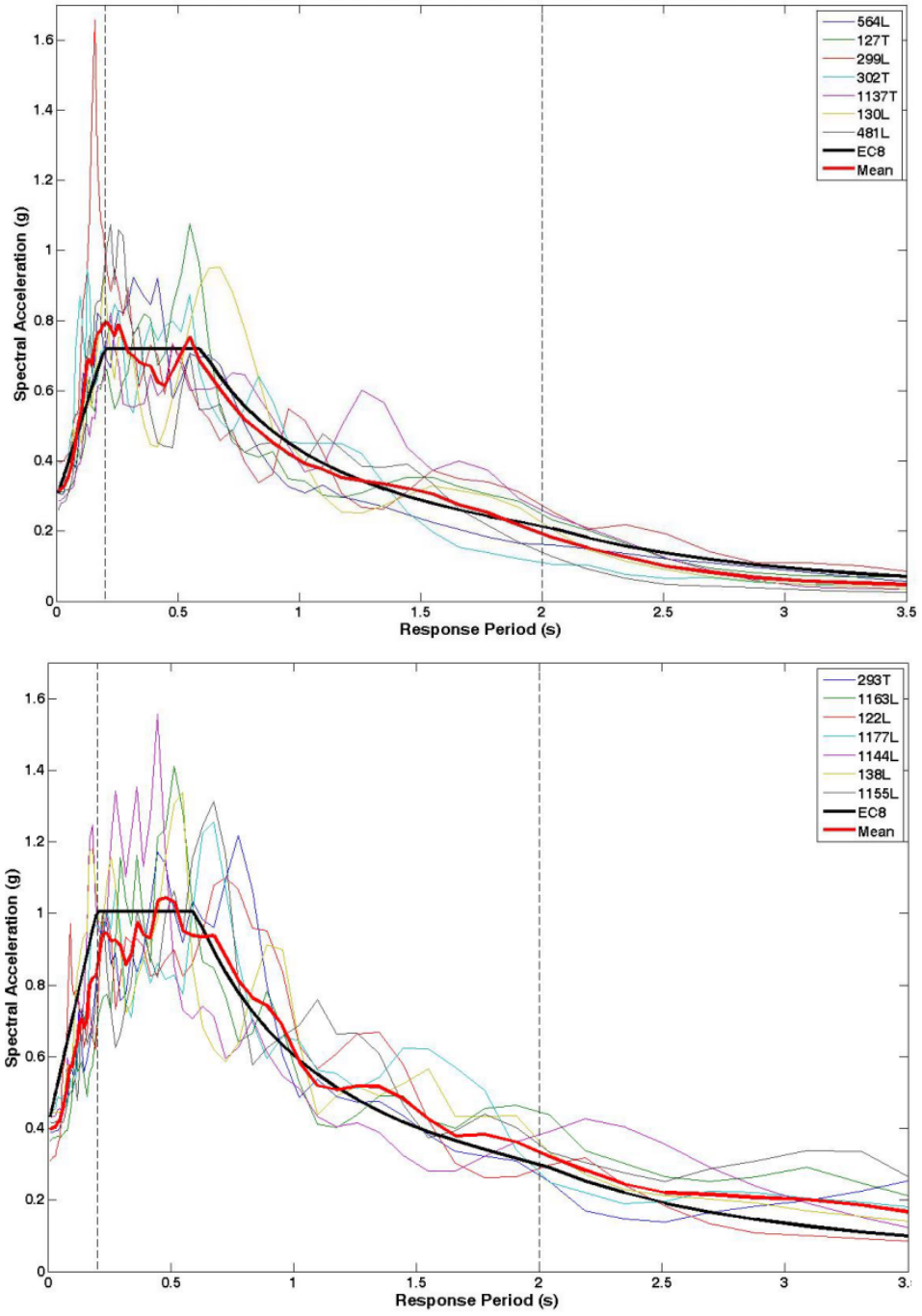


Fig. 2. Comparison of the scaled acceleration response spectra of the 7-record set: MH (top), HH (bottom)

4. MODELLING TECHNIQUES

One of the first steps towards implementation of improved models for designing and assessing of steel moment frames has been undertaken in the research of Ibarra, Medina & Krawinkler [6]. Their research consists of description, calibration and application of relatively simple hysteretic models that include stiffness and strength deterioration materials which are critical for demand predictions as a structural system approaches collapse. According to their study, at the early stages of inelastic behavior, both deteriorating and non-deteriorating systems exhibit similar responses, but the differences become

significantly important when the post-capping stiffness is attained in the response. In another words, the response of the structural systems that undergo large inelastic excursions is controlled by deterioration in assemblies of components. The authors suggest that the implementation of a stern assessment of a structure subjected to earthquake loading is not complete without the application of models capable of recording the history of damage at different levels of seismic action until collapse.

In order to model the strength and stiffness deterioration phenomenon and to compare it with the simplified bilinear material behavior approximation, two separate types of finite element modelling are employed.

Firstly, the modelling is performed via distributed plasticity model, Fig. 3 (left). This is the most frequently used model in the nonlinear analysis of steel MRFs. The distributed plasticity models are constituted of nonlinear elements and demand greater computational effort than the lumped plasticity approach with plastic hinges. That is due to the integration of the nonlinear cross-sectional response along the element length and over the cross-section depth.

Then, the approach for concentrated plasticity modelling of the MRFs is applied. The stiffness deteriorating springs in the concentrated plasticity model are placed only at the ends of the beams as the intention is to limit the occurrence of plastic hinges during realistic earthquake loading in the beams of the structure. That leads to beam frame elements formed out of two springs at the assumed location of plastic hinges connected with an elastic finite beam - column element in the unaffected central beam region, Fig. 3 (right).

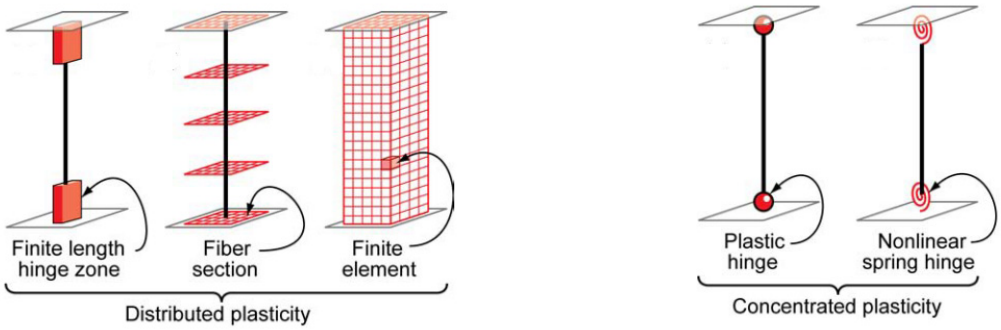


Fig. 3. Distributed plasticity models (left) and concentrated plasticity models (right) [7]

5. MATERIAL MODELS

The material assigned to the main nonlinear finite elements of the distributed plasticity frame is a simple bilinear steel material acquired from the OpenSees [8] database and presented in Fig. 4 (left). The values for the elastic stiffness parameter E and the yield strength F_y are 210 GPa and 443.75 kN/m^2 accordingly, while the b parameter which represents the strain-hardening ratio (the ratio between the post-yield tangent and initial elastic tangent) is assumed as 0.25%.

The deterioration model developed by Ibarra, Medina & Krawinkler, referred to as Ibarra-Krawinkler (IK) model, presents the breakthrough of the use of the deteriorating stiffness models in the field of earthquake engineering. This model was then improved by Lignos & Krawinkler [9], Fig. 4 (right) to refer to the asymmetric element hysteretic performance, incorporating varying rates of cyclic deterioration in the two separate loading directions, implementing residual strength parameter, and inclusion of an ultimate deformation θ_u at which the strength of a component deteriorates to zero as a result of unstable crack growth and fracture.

The main parameters incorporated in the modified IK deterioration model are also the most important input parameters for modelling of the lumped plasticity frame in the OpenSees software: the pre-capping rotation θ_p, which represents the difference between the yield rotation and the rotation at the maximum moment; the post-capping rotation θ_{pc}, which is a term explaining the plastic deformation increase after capping of the material until zero-strength condition; and the ‘’reference cumulative plastic rotation’’ –

Λ, which is a parameter defining the rate of cyclic deterioration derived on the basis of the hysteretic energy dissipated when the element is undergoing cyclic loading.

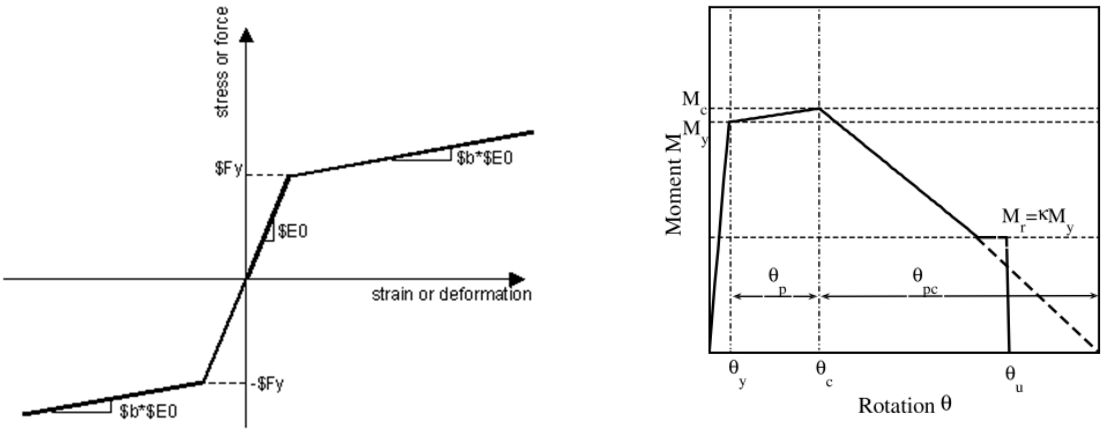


Fig. 4. Bilinear steel material [8] (left) and strength and stiffness deterioration inclusive steel material [9] (right)

6. CALIBRATION AND VERIFICATION OF THE PLASTICITY MODELS

The use of the elastic beam - column elements ended with rotational springs has its deficiency in the need of calibration of the model in order to obtain the real stiffness and strength characteristics, easily achieved with the distributed plasticity model. The implementation of two totally different element types provokes the problem in the second modelling approach as the structural properties of the investigated members (the beams) are a combination of the individual properties of the integral components. Two logical starting points for the solution of the stiffness calibration would be the two opposite extreme conditions. Firstly, the stiffness of the entire element, K_{el}, should be equal to the stiffness of the beam-column, K_{bc}, forcing all of the element deformations into the springs. Or else, the other option is the assignment of infinite stiffness in the springs and resulting in numerical instability problems.

For the purpose of avoiding the problems of the both options, a random multiplier *n* is implemented, which can be assigned to the stiffness parameters of the sub-elements. Namely, the rotational spring stiffness is assumed to be *n* times larger than the rotational stiffness of the beam - column element, expressed as $K_s = nK_{bc}$, where $n >> 1$. It is then possible to express the sub-elements' stiffnesses in terms of the member overall stiffness and the newly incorporated multiplier *n*, Eq. 2 and 3.

$$K_{bc} = K_{el} \cdot (n + 1)/n \tag{2}$$

$$K_s = K_{el} \cdot (n + 1) \tag{3}$$

In order to emphasize the importance of the model calibration while performing the comparison of the distributed and the lumped plasticity models of the steel moment frame structures, a simple pushover analysis of two cantilever beams modelled using the both approaches has been performed.

The beam implemented is an IPE360 European wide flange section beam with a length of 3.0 m. According to the distributed plasticity approach, the beam has been modelled as a one nonlinear beam-column element with five integration points along the element's length. Following the lumped plasticity approach the beam has been modelled with two separate sub-elements. The full length of the beam is covered by an elastic beam-column element with the same material characteristics as the nonlinear beam-column finite element, ending with a rotational nonlinear spring representing the plastic hinge with stiffness and strength deterioration characteristics.

In the first instance the lumped plasticity model was developed without consideration of the calibration methods. It was observed that the elastic stiffness of the nonlinear beam-column was by far greater than the stiffness of the lumped plasticity model, even though the strengths of the both assemblies are almost compatible. The graph showing the comparison of the both approaches before the calibration of the

lumped plasticity model is shown in Fig. 5, top. The pushover analysis is represented through the tip displacement versus base reaction plot.

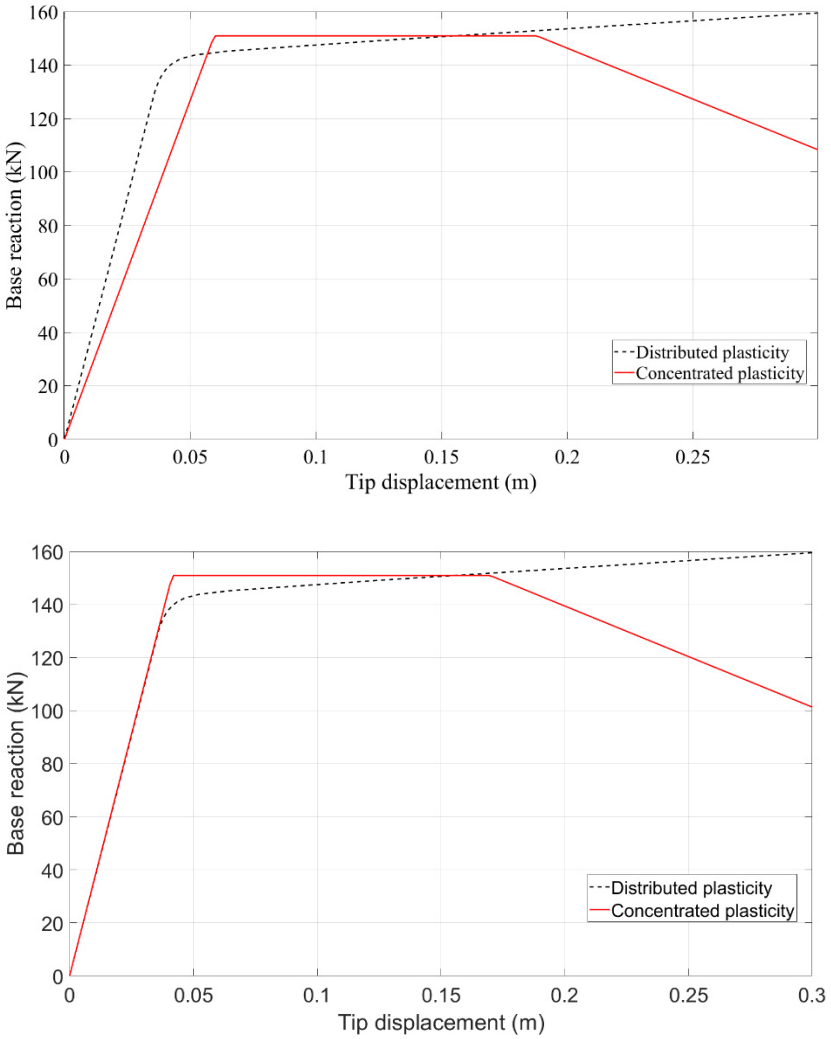


Fig. 5. Stiffness comparison: Pre-calibration (top) and post-calibration (bottom)

The pushover curves after the calibration of the lumped plasticity model are shown if Fig. 5 (bottom) and the difference the calibration makes is immediately visible. It is obvious that the pushover curves of the both modelling approaches are more balanced after the calibration took place. The only inconsistency is in the transition between the elastic and the plastic range of the both models. The distributed plasticity model that uses the bilinear steel material is modelled so that it utilizes smooth transition and capturing of the Bauschinger effect while the deterioration model uses narrow transition between the elastic and plastic phase of the element. Its significance, however, is observed after the capping moment when the element's strength begins to deteriorate with increased deformation. The elastic stiffnesses observed are totally identical and the base reaction at the displacement level at which the concentrated model's strength begins to deteriorate matches the base reaction of the distributed plasticity model at that characteristic displacement level.

7. ANALYSIS RESULTS AND CONCLUSION

For the need of performance assessment of the structures subjected to seismic loading, whether expressed as a realistic ground motion history, a pushover or a pseudo - static lateral force analysis, the American provisions for codes of practice propose three types of performance assessment, two of which are adopted in this research.

The scenario-based assessment evaluates the response of a structure and its components to a user-specified earthquake events, usually defined and categorized according to the event magnitude and the distance between the structure and the earthquake source. Then, the intensity-based assessment, which is the most common type of performance assessment of structures subjected to seismic action, is used for computing the structural response for a predefined intensity level of ground movement. The response of the structure is represented through several parameters such as element forces and deformations, story drifts or global estimates of loss. Finally, the last type of assessment is the risk – based which is used to provide information about the structural response over a user-specified period of time. It is believed to be the most thorough assessment type as it involves a set of intensity-based assessments over the range of ground motion levels of interest. The predicted responses for each intensity-based assessment are then combined (integrated) with the ground motion hazard curve to predict the annual rates of exceedance. In this structural evaluation study, the scenario and intensity-based assessments are incorporated and the steel moment resisting frames are subjected to several analyses.

Following the scenario based structural performance assessment, the frames are subjected to medium and high hazard scenarios while regarding the intensity levels, three levels of 100%, 175% and 350% are considered. Here, a combination of the codes of practice can be observed as the American intensity-based performance assessment is using the European performance measures. Namely, in EC8 the levels of the seismic action on structures are defined as the design earthquake scenario considering 100% intensity of the ground motion, near collapse scenario represented with 175% of the ground movement intensity and collapse level which involves subjecting the structure to 350% increased realistic ground motion.

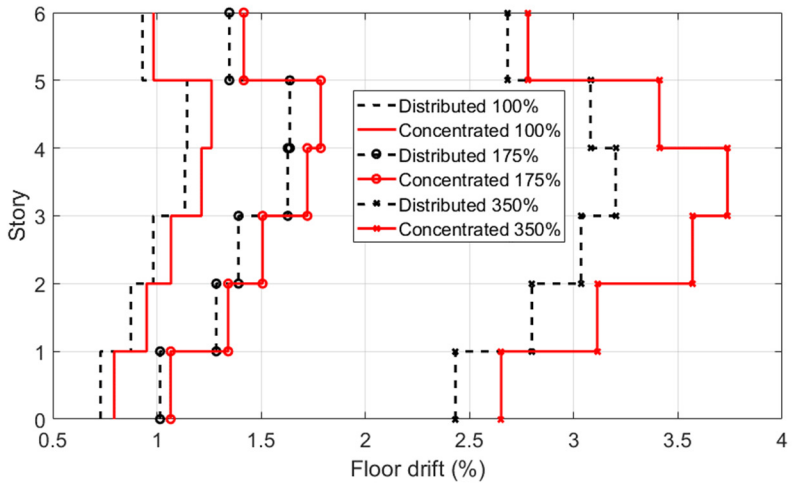


Fig. 6. Estimated floor drift demands (MH)

Generally, it is observed that the lumped plasticity model predicts more flexible structural response considering the floor drift parameter, Fig. 6. Within the MH scenario, the differences between the two models at the greater probability of occurrence levels (design earthquake and near collapse level) are almost negligible and the greatest variation is 10%. The distribution of the floor drift demands over the height of the frame is correspondent among the models and shows greater demands at the upper floors as the inelasticity is low at these levels of loading. As observed in the experimental part of this dissertation project the major inconsistency caused by the strength and stiffness deterioration model used for modelling of the concentrated plasticity hinge regions, occurs at larger inelastic levels characterized with roof drift of around 3%, undergone at the earthquake intensity level of 350% or the two times near collapse level. That is exactly where the structure starts experiencing deviating performance when modelled with the modified Ibarra-Krawinkler (IK) model. Noticeably, the alteration is most obvious within the 350% intensity, where the responses of the floors exceeding the 3% drift demonstrate almost 20% variance while the floors within that limit behave in the same manner as before. Also, the distribution for this intensity level is specific, as the maximum floor drift demand migrates from upper to the lower floors.

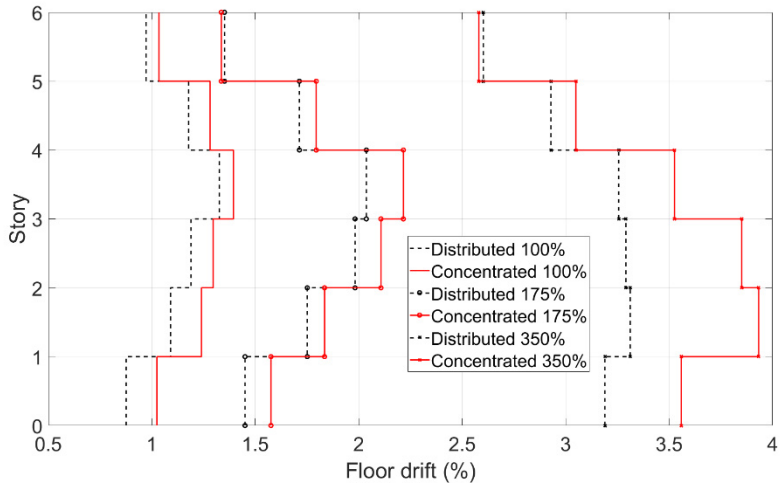


Fig. 7. Estimated floor drift demands (HH)

Considering the second performance evaluating scenario, the HH scenario, the observations with respect to the comparison of the both models are generally similar, Fig. 7. Even though the differences at the lower intensity levels are slightly greater than the variations observed during the medium hazard scenario assessment, the greatest drift demand deviation is observed following the two times near collapse level intensity ground motion.

Regarding the EC8 provisions, the average floor drifts representing the design level earthquake for both the medium and high hazard scenarios show general conformity and comply with the provision of 1.5% which the steel moment frames investigated are designed for. As the intensity level increases, naturally, the drift limits are exceeded. That observation proves accurate for the design of the frames according to the EC8 since the drift limit provision is intended for use within the design level earthquake or the limit state of significant damage (SD) as it is referred to in the European standards. For design of frames subjected to earthquake intensity with smaller probability of occurrence such as the near collapse level (NC) the drift limit should be additionally increased.

Based on FEMA recommendations [5] for steel moment frames, drift limit indicators are provided following the structure's response to different performance levels. FEMA categorizes the drift limitations in three classes: 1) immediate occupancy, represented with 0.7% transient and negligible residual drift, 2) life-safety, exhibiting maximum of 2.5% transient and 1% residual drifts, and 3) collapse prevention, limited with 5% of transient and residual drifts. Considering this categorization of the structural response levels, even though this assessment is based on the US design codes and existing structures, the MH and HH frames fit in the same performance level classes for the equivalent intensity level transient analyses. The design level earthquake and near collapse intensity levels drift demands classify both the lumped and the distributed plasticity models into the life-safety class regarding the transient analysis drift evaluation. The two times near collapse performance level, however, is within the collapse prevention limit of 5%.

REFERENCES

[1] European Committee for Standardization - CEN (2004). Eurocode 3 — Design of steel structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels, Belgium

[2] European Committee for Standardization - CEN (2004). Eurocode 8 — Design of structures for earthquake resistance, Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. Brussels, Belgium

[3] Petreski B., Gjorgjiev I. (2019). Strength and Stiffness Deterioration Material Influence on Demand Parameters in Steel Moment Frames. Proc of the 14th Nordic Steel Construction Conference. Copenhagen, Denmark.

[4] Haselton C., Whittaker A., Hortacsu A., Baker J., Bray J., Grant D. (2012). Selecting and scaling earthquake ground motions for performing response-history analyses. Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering.

[5] Federal Emergency Management Agency – FEMA (2012). Seismic performance assessment of buildings. Washington DC, USA.

[6] Ibarra L. F., Medina R. A., Krawinkler H. (2005). Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration. Earthquake Engineering and Structural Dynamics vol. 34 (12), pp. 1489-1512.

[7] Deierlein G., Reinhorn A. M., Willford M. R. (2010). Nonlinear structural analysis for seismic design. NEHRP seismic design technical brief 4, pp. 1-36.

[8] OpenSees – OpenSees Version 2.4.3. (2015). http://opensees.berkeley.edu/index.php.

[9] Lignos D. G., Krawinkler H. (2012). Development and utilization of structural component databases for performance-based earthquake engineering. Journal of Structural Engineering vol. 139 (8), pp. 1382-1394.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

SE - 19
mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

АНАЛИЗА НА ДЕВЕТКАТНА НА РЕАЛНИ СЕИЗМИЧКИ ДЕЈСТВА

Марина ПОПОСКА[1], Марта СТОЈМАНОВСКА [2], Живко БОЖИНОВСКИ [3] , Драги ДОЈЧИНОВСКИ [4]

АПСТРАКТ

Во трудот накратко е прикажан динамичкиот одговор на конкретна конструкција, изложена на реални сеизмички дејства. Избрана е армиранобетонска конструкција со катност Пр+8, со дефинирани димензии во основа и по висина, како и дефинирани димензии на конструктивните елементи и предвидена длабочина на фундирање. Извршена е статичка и динамичка анализа во два софтверски пакети, SAP2000 и DRABS. Конструкцијата е анализирана на постојани, променливи и сеизмички товари. Сеизмичките товари се земени како еквивалентна статичка сила, како и записи регистрирани од случени земјотреси. Регистрираните записи се групирани во три сета, сет 1 – употребувани временски истории во УКИМ-ИЗИИС, сет 2- регистрирани временски истории од блиски земјотреси и сет 3- регистрирани временски истории од далечни земјотреси. Од спроведените анализи извршена е компарација на добиените резултати за релативните катни поместувања на конструкцијата, потребната дуктилност на конструкцијата за сетовите на временски истории, како и контрола на капацитетот на поместувања на конструкцијата.

Клучни зборови: *динамичка анализа, реални акцелерограми ,дуктилност*

[1] М-р, УКИМ-ИЗИИС, Скопје, Република Северна Македонија, marina@iziis.ukim.edu.mk
[2] Доц. д-р, УКИМ-ИЗИИС, Скопје, Република Северна Македонија, marta@iziis.ukim.edu.mk
[3] Проф. д-р, УКИМ-ИЗИИС, Скопје, Република Северна Македонија, zivko@iziis.ukim.edu.mk
[4] Проф. д-р, УКИМ-ИЗИИС, Скопје, Република Северна Македонија, dragi@iziis.ukim.edu.mk

1. ВОВЕД

Проектирање на сеизмички отпорни конструкции во сеизмички активни региони е сложен процес кој се состои од избор на конструктивен систем, избор на длабочина и начин на фундирање, дефинирање на проектните надворешни влијанија - гравитациони и сеизмички, соодветна изработка на детали, како и дефинирање на степенот на стабилност и степенот на повредливост на објектот.

Стабилноста на објектот се контролира преку динамички одговор на конструкцијата за реални сеизмички дејства.

За таа цел една од клучните активности во процесот на проектирање и контрола е дефинирање на локалните почвени услови на предметната локација каде објектот треба да се гради, дефинирање на потенцијалната опасност од земјотреси преку анализа на околните жаришта со дефинирање на проектните параметри со интензитет и фреквентен состав.

Извршена е статичка и динамичка анализа на конструкција со катност Пр+8 и кота на фундирање -8.0m, изложена на сеизмички влијанија од блиски и далечни сеизмички жаришта, кои генерираат земјотреси со различен интензитет и фреквентен состав.

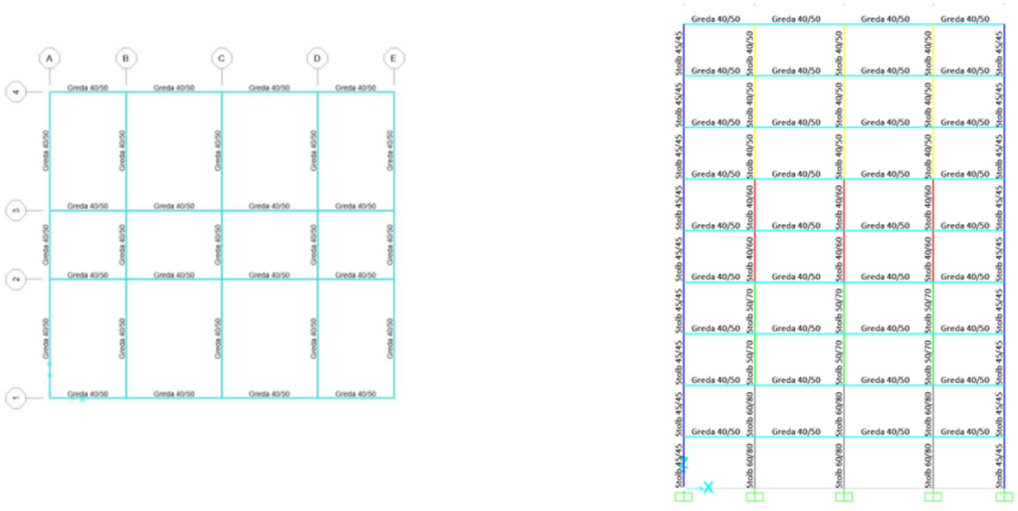
2. КОНСТРУКТИВЕН СИСТЕМ ЗА АНАЛИЗА

Анализирана е конструкција со правоаголна форма во основа со димензии 18m x 16m. Составен е од вертикални носиви елементи поставени на меѓусебно растојание 5/5/4/5/5m соодветно на системските оски A,B,C,D,E во Y правец и растојание 6.2/3.6/6.2m на системските оски 1,2,3,4 во X правец. На слика 6.9 прикажана е основа на карактеристичен кат и вертикален пресек на објектот.

Надворешните столбови S1 и S1’ се со константен пресек по целата висина со димензии 45/45cm, додека столбовите S2 се со променлив пресек и тоа 55/55cm, 50/50cm, 40/40cm, внатрешните се со променлив пресек и тоа 60/80cm, 50/70cm, 40/60cm, 40/50cm. Меѓукатната конструкција е составена од армиранобетонски греди со димензии 40/50cm и армиранобетонска плоча со дебелина од 15cm.

За обезбедување на попречна крутост на конструкцијата во правец на глобалната оска X, во системските линии 1 и 4 се предвидени армиранобетонски платна со должина 4,0m и дебелина од 15cm по целата висина на објектот и во правец на глобалната оска Y, во системските линии A и E се предвидени армиранобетонски платна со должина 3,6m и дебелина од 15cm по целата висина на објектот

Конструкцијата е составена од приземје и осум ката, на меѓусебно растојание од 2.90m. Вкупната висина на конструкцијата изнесува 26.10m.



Сл. 1. Основа на карактеристичен кат и вертикален пресек

3. АНАЛИЗА НА ТОВАРИ

Конструкциите се анализирани од влијание на статички и динамички товари.

3.1. Статички товари – вертикални и хоризонтални

Во статичките вертикални товари земени се во предвид постојаните и променливите товари. Сопствената тежина на елементите е земена во самиот софтвер, додека останатите постојани товари и променливите се аплицирани како рамномерно распределен товар на секој кат, додека тежините од фасадните ѕидови се аплицирани како линиски товари на ободните греди.

Во статичките хоризонтални товари земени се еквивалентните сеизмички сили чии што интензитет е дефиниран согласно категоријата на објектот, почвените услови каде се фундира објектот, очекуваните сеизмички влијанија на предметната локација и динамичките карактеристики на конструкцијата.

3.2. Динамички товари – временски истории

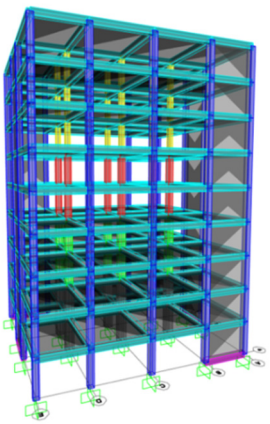
За анализа на конструкцијата изработени се 3 сета со различен број на временски истории. За сет 1 избрани се земјотреси кои се користат во УКИМ ИЗИИС, за сет 2 - сет на блиски земјотреси, додека за сет 3 - сет на далечни земјотреси.

При дефинирање на сетовите на земјотреси земени се во предвид:

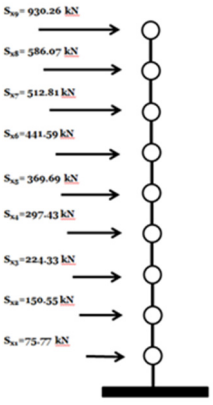
- Земјотреси со магнитуди поголемо од 4, $M_L \geq 4$
- Блиски земјотреси со епицентрално растојание од 0-22 km и далечни земјотреси со епицентрално растојание од 50-130 km
- Временски истории регистрани на основна стена со средна вредност на брзината на трансверзалните површински бранови поголема од 760 m/s2 (Vs,30>760 m/s2)
- Временски истории генерирани од нормални раседни структури кои се карактеристични за нашето подрачје
- Временски истории со забрзувања поголеми од 0.2 g за блиски земјотреси и без ограничувања за далечни земјотреси

4. СТАТИЧКА АНАЛИЗА И ВЛЕЗНИ ПАРАМЕТРИ ОД КАРАКТЕРИСТИКИ НА КОНСТРУКЦИЈА ЗА ДИНАМИЧКА АНАЛИЗА

За линеарна статичка анализа употребен е софтверскиот пакет SAP2000. За определување на еластичните карактеристики на конструкциите (масите, катните крутости и релативните катни поместувања), зададени се преелиминарни, влезни сеизмички сили, согласно актуелните прописи. Потоа, со динамичка анализа определени се реалните сеизмички сили. Со линеарната статичка анализа дефинирани се влезните параметри за динамичка анализа (табела 1).



Сл. 2. 3Д модел



Сл. 3. Дистрибуција на сеизмички сили по висина на објектот

Табела 1. Влезни параметри за динамичка анализа од конструкција

Влезни параметри за динамичка анализа				
Кат	Маса [kN]	X-правец		
		Трансверзална сила Q [kN]	Поместување **δ** [cm]	Крутост K [kN/cm]
9	2541.6	930.26	2.77	2907.1
8	4275.0	1516.33	2.45	4212.0
7	4275.0	2029.14	2.09	5339.8
6	4294.8	2470.73	1.71	6677.6
5	4314.6	2840.41	1.34	7676.8
4	4339.2	3137.85	0.97	9508.6
3	4363.6	3362.18	0.64	11207.3
2	4392.6	3512.73	0.34	15966.9
1	4421.4	3588.49	0.12	29904.1

5. ОПРЕДЕЛУВАЊЕ НА ВЛЕЗНИ СЕИЗМИЧКИ ПАРАМЕТРИ

Сеизмичкиот хазард на локацијата на објектите е претставен со зависност помеѓу појавата на максималните хоризонтални забрзувања, различните повратни временски периоди и различните веројатности на појавување. Забрзувањата се избрани како параметри со кои ќе се претстави сеизмичкиот хазард поради нивното практично значење во проектирањето, кое произлегува од нивната директна врска со инерцијалните сили на конструкциите.

Елементите на рационалност и ризик кои се третираат во асеизмичкото проектирање на конструкциите, условуваат примена на два критериума: критериум на проектен земјотрес и критериум за максимален земјотрес.

Во овој труд применет е критериумот за максимален земјотрес, според кој анализата на конструкцијата се врши за силен катастрофален земјотрес, за кој постои мала веројатност дека ќе се појави во тек на експлоатационият период на објектот, меѓутоа кој сепак може да се појави. Степенот на оштетувања кои ќе се дозволат е таков да може да се предизвика и привремена неупотребливост на објектот или ограничена употреба, меѓутоа кои нема да ја доведат во прашање ни парцијалната ни општата состојба на објектот.

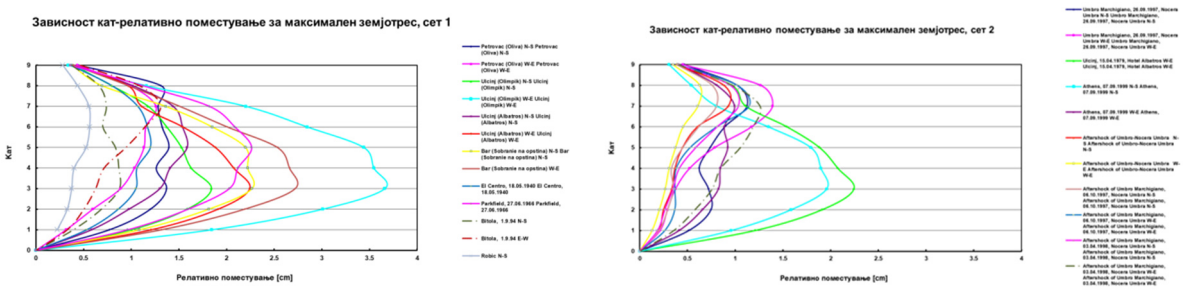
За анализа на конструкцијата е избрана локација во Скопје на која е предвидено изведба на Мултифункционален комплекс – Јужен Булевар за која веќе се изработени сеизмички параметри од УКИМ ИЗИИС [1]. За локацијата се дефинирани вредности за максимално забрзување на тлото за блиски и далечни извори за повратен период од 100 години за кота на фундирање од -8.0m. (Табела 2)

Табела 2. Сеизмички параметри за конкретна локација

Локални, блиски извори		Далечни извори	
Проектен земјотрес a_{max} [g]	Максимален земјотрес a_{max} [g]	Проектен земјотрес a_{max} [g]	Максимален земјотрес a_{max} [g]
0.260	0.350	0.118	0.127

6. ДИНАМИЧКА АНАЛИЗА И ПРОЕКТИРАЊЕ НА НОСИВ КОНСТРУКТИВЕН СИСТЕМ

За конструкцијата на објектот извршена е нелинеарна динамичка анализа во софтверскиот пакет DRABS - софтвер развиен во УКИМ-ИЗИИС, применувајќи го моделирањето со концентрирани маси на карактеристични нивоа, со примена на билинеарен соодветен хистерезисен модел. Анализата е направена за избраните 3 сета на земјотресни записи. За соодветен преглед на резултатите ќе бидат презентирани катни дијаграми кат-поместување за трите сета за максимален земјотрес. Во дијаграмите прикажани се во размер за да може да се споредуваат вредностите по катност.



Сл. 4. Зависност кат-релативно поместување за максимален земјотрес, сет 1



Сл. 5. Зависност кат-релативно поместување за максимален земјотрес, сет 2



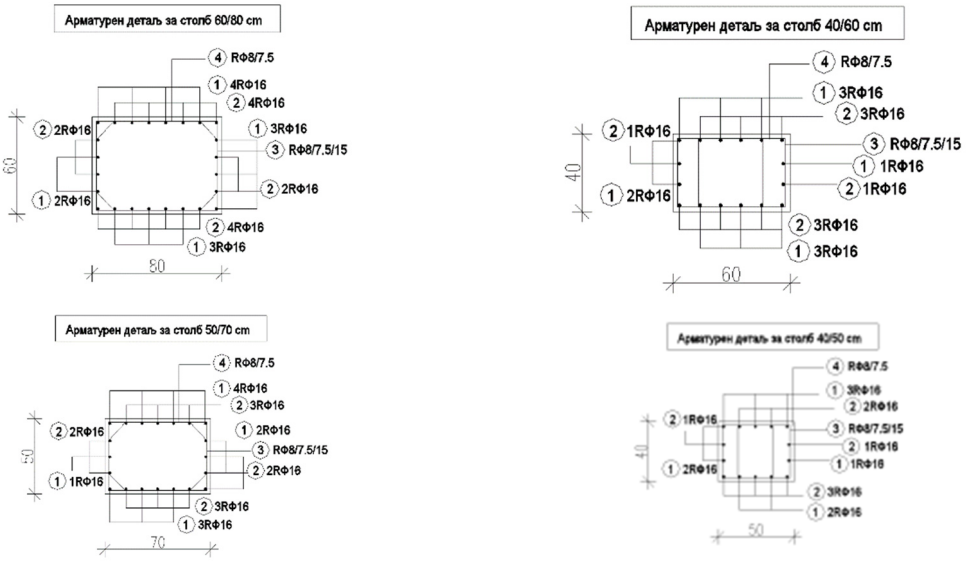
Сл. 6. Потребна дуктилност на конструкцијата за максимален земјотрес

На слика 6 графички се прикажани потребните дуктилности на избраниот конструктивен систем како одговор на избраните три сета на временски истории. Од приложените резултати може да

се забележи дека конструкцијата реагира различно на избрани временски истори. Во однос на препорачаните вредности за факторот на дуктилност, препорачана вредност од 3-5 за максимален земјотрес направена е селекција на временски истории за понатамошна анализа. Временските истори кои што даваат екстремно ниски дуктилитети и временските истории поради кои во текот на анализата се јавува нумеричка нестабилност и екстемно високи дуктилности, се занемарени и не се повеќе предмет на анализа.

6.1. Димензионирање на конструкцијата

За секој конструктивен елемент, посебно греди и столбови се врши димензионирање со усвојување на потребната арматура на основа на конкретните статички влијанија. Се дефинира подолжна и попречна арматура и се дефинираат критериумите за изработка на арматурни детали на конструктивните елементи заедно со јазлите во еден интегрален конструктивен систем способен да прими и пренесе надворешни влијанија.



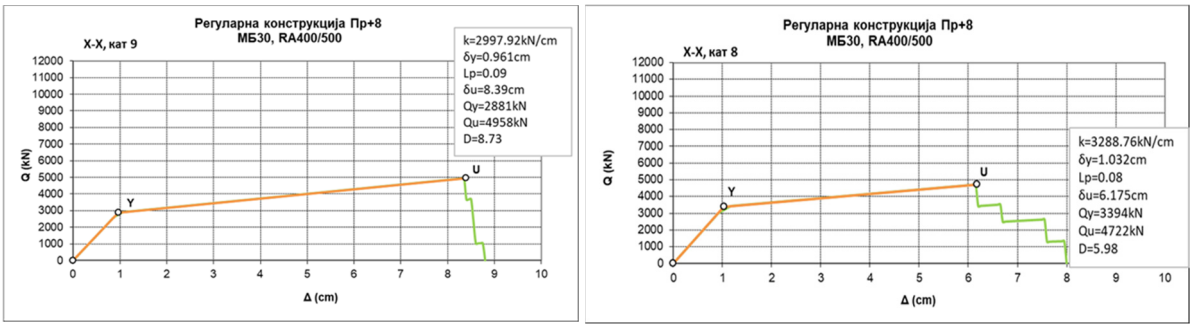
Сл. 7. Арматурни детали за АБ столб со променлив попречен пресек

6.2. Анализа на елементите до гранични состојби на јакоста, крутоста и деформабилноста

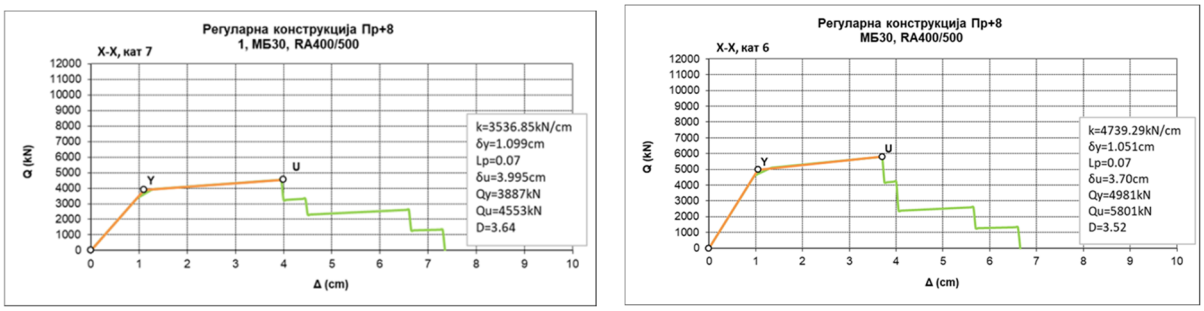
При димензионирање на конструкциите вообичаено е да се усвои поголема арматура од потребната, а со тоа се јавува потреба од дефинирање на капацитетот на конструкцијата преку дефинирање на капацитетот на конструктивните елементи.

6.3. Дефинирање капацитет на конструкцијата

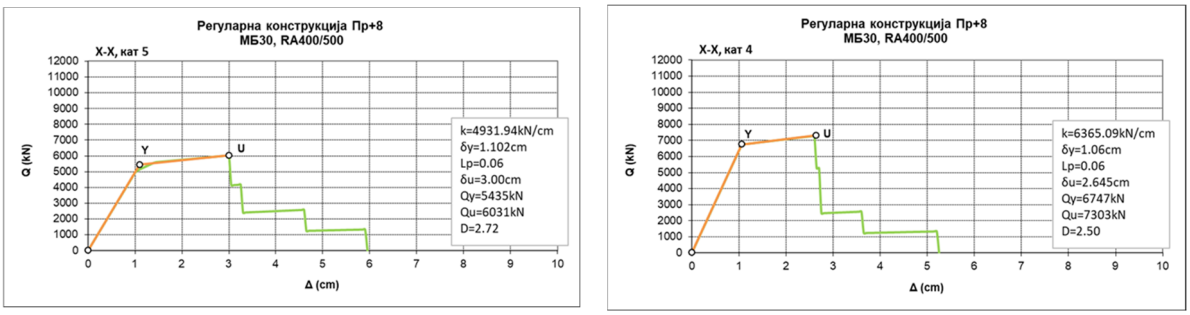
За дефиниран капацитет на конструктивните елементи се врши дефинирање на капацитетот на конструкцијата по катови. Со тоа за секој кат се дефинира капацитетот на јакоста, крутоста и деформабилноста, кои заедно со масата на објектот остваруваат услови за динамички одговор на конструкцијата.



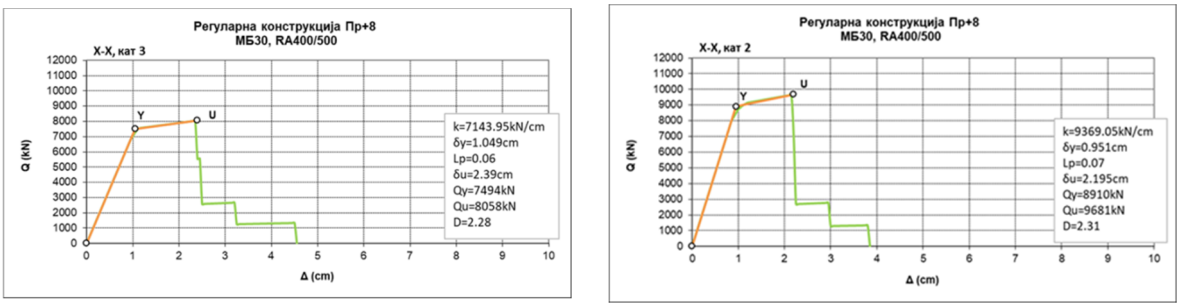
Сл. 8. Катен P-Δ дијаграм, 9 ти и 8ми кат



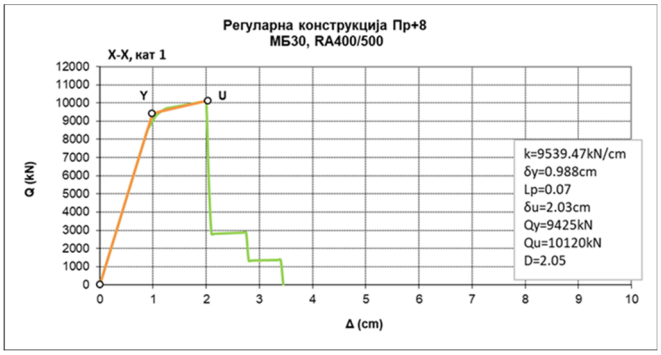
Сл. 9. Катен P-Δ дијаграм, 7ми и 6ти кат



Сл. 10. Катен P-Δ дијаграм, 5ти и 4ти кат



Сл. 11. Катен P-Δ дијаграм, 3ти и 2ри кат



Сл. 12. Катен P-Δ дијаграм, 1ви кат

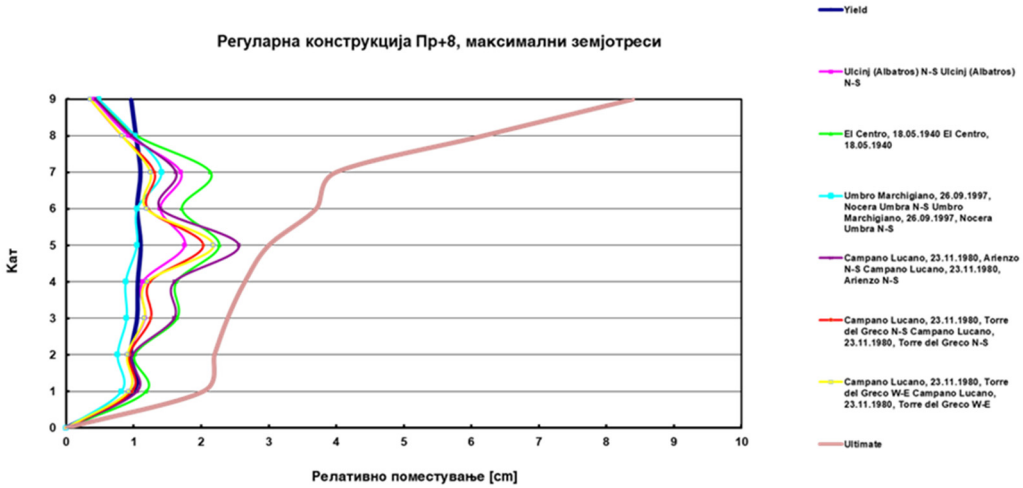
7. ДИНАМИЧКИ ОДГОВОР НА РЕАЛНИ СЕИЗМИЧКИ ДЕЈСТВА

Врз основа на дефинираните сеизмички параметри на локацијата, со интензитет и фреквентен состав, како и на основа на дефинираниот математички модел на конструкцијата со дефинирани маси, крутости и поместувања, може да се определи динамичкиот одговор на конструкцијата. Во динамичкиот одговор конструкцијата влегува со веќе дефинирани конструктивни елементи, усвоена арматура и усвоен квалитет на вградените материјали, бетон и челик.

За дефинирање на нелинеарниот динамички одговор, неопходно е да се дефинира односот на јакоста и крутоста за бараното поместување и времетраење на земјотресот.

Наједноставна хистерезисна зависност јакост-деформабилност е со користење на билинеарниот дијаграм со дефинирана крутост за соодветното поместување.

Со динамичката анализа се дефинираат периоди и тонови форми на конструкцијата, како и временски истории на поместувања, брзина и забрзување и нивните максимални вредности. Со анализа на капацитетот веќе е дефинирано поместувањето при точка на течење и ултимативна точка со што постои можност да се определи бараното поместување и да се спореди со капацитетот на поместување на конструкцијата.



Сл. 13. Капацитет на поместување δ_y и δ_u, како и барано поместување δ_{max} за различни земјотреси

Од приложените резултати може да се воочи дека капацитетот на поместување на предложените временски истории е во дозволени граници, односно се наоѓа помеѓу поместувањата на течење и максималните поместувања. Исто така, може да се забележи дека конструкцијата располага со голема резерва на капацитет на поместување на последните два ката, со што има простор за намалување на јакоста и крутоста на тие ката.

8. ЗАКЛУЧОК

Врз основа на современите сознанија за однесување на армиранобетонски конструктивни системи на реални сеизмички дејства, извршена е оптимизација на јакоста, крутоста и деформабилноста на објектот во основа и по висина. Посебно внимание е посветено на изборот на временските истории на регистрираните земјотресни записи од нашата земја и други расположливи записи од светот. При тоа, изборот на истите е направен врз основа на динамичките карактеристики на објектот и динамичкиот одговор на истиот. Оптимизацијата е извршена врз основа на геометриската крутост на објектот. По извршеното димензионирање одреден е капацитетот на конструкцијата и формиран е динамички модел. Одговорот на објектот на избраните реални сеизмички дејства е во границите на поставените критериуми, исто така, и во границите на капацитетот на јакоста и деформабилноста на објектот.

ЛИТЕРАТУРА

[1] EVALUATION OF THE SEISMIC POTENTIAL OF THE SITE, Definition of the seismic design parameters for the Project: MIXED USED CENTER SKOPJE – JUZEN BULEVAR, IZIIS Report 2014-23, Skopje, March 2014

[2] Попоска М, „ИЗБОР НА ВРЕМЕНСКИ ИСТОРИИ ВРЗ ОСНОВА НА ДИНАМИЧКИ ОДГОВОР НА КОНСТРУКЦИИ'', Магистерска теза, Скопје (планирана одбрана октомври 2019)

[3] База на силни земјотреси ИЗИИС

[4] European Strong-Motion Data (ISESD), http://www.isesd.cv.ic.ac.uk

[5] Alguacil G. and Havskov J, "Encyclopedia of Earthquake Engineering," Encycl. Earthq. Eng., no. 2009, pp. 1–18, 2021.

[6] Katsanos E. I. and Sextos A.G, "Structure-specific selection of earthquake ground motions for the reliable design and assessment of structures," Bull. Earthq. Eng., vol. 16, no. 2, pp. 583–611, 2018.

[7] Bommer J, Acevedo A.B, "The use of real accelerograms as input to dynamic analysis", Journal of Earthquake Engineering 8(1):43-91

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanskiodredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

SE - 20

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

EVALUATION OF SEISMIC PERFORMANCE OF RC FRAMES FOR DIFFERENT DEMAND PARAMETERS

Aleksandra RADUJKOVIĆ[1], Đorđe LAĐINOVIĆ[2]

ABSTRACT

Performance-based earthquake engineering requires an accurate nonlinear structural modelling and evaluating seismic demand parameters for the structures. The seismic demand parameters can be defined at the local (such as chord rotation) or global (such as inter-storey drift ratio) level. Structural performance goals in terms of engineering demand parameters are defined in seismic design codes and standards and linked with performance levels.

Non-linear static and dynamic analyses were carried out on the four frames according to EN 1998-3. Analysed RC frames were designed for two ductility classes, and two intensity values of seismic actions. The results obtained from their non-linear analysis were chord rotation at the end of element and inter-storey drift ratio. These demands on local level were compared with the values prescribed by the EN1998-3. The global performance of the buildings was evaluated according to maximum permissible values in Vision 2000 and FEMA 356 and compared with the limit values proposed in the existing literature.

Keywords: *Performance level; Demand parameter; Chord rotation; Inter-storey drift ratio*

[1] Asst. Prof. PhD, Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad, Serbia, leksa@uns.ac.rs
[2] Prof. PhD, Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad, Serbia, ladjin@uns.ac.rs

1. INTRODUCTION

Over the past few years performance-based design (PBD) approach is used in the seismic design and assessment of structures. This approach enables engineers to design structures with predictable seismic performance. Within the first generation of performance based earthquake engineering (PBEE) seismic responses of structures are associated with certain levels of performance, but without strict (explicit) formulations. In doing so, performance levels were named based on the expected level of damage as Immediate Occupancy, Life Safety and Collapse Prevention [1]. Performance goals for buildings, which link specific level of earthquake hazard and performance levels, were recommended. According to European standards performance levels are associated to Limit States. European Standard for seismic design of buildings, EN 1998 - 1[2], specifies a two-level seismic design with explicit performance objectives: Protection of life (No collapse requirement) under a rare seismic action and Limitation of structural and non-structural damage (damage limitation requirement) in a frequent earthquake. European Standard for seismic assessment and retrofitting of buildings, EN 1998 - 3 [3] provides for three performance levels (limit states): Near Collapse (NC), Significant Damage (SD) and Damage Limitation (DL). It should be noted that return period at SD limit state, for structure assessment, is equal to the one for no-collapse requirement, in seismic design of structures. The performance levels, SD in Eurocode and Life Safety correspond to same seismic hazard level.

Performance level can be assess through either local or global demand parameters (or engineering demand parameters (EPDs)) at the local (element) or global level. EDPs are structural response quantities that can be used to predict damage to structural and nonstructural components and systems [1]. Eurocode 8 use the chord rotation as EDP, while FEMA 356 and other North American literature use inter-storey drift ratio [4].

Accurate prediction of EDPs is one of the most important step in seismic assessment of structures. PBEE requires establishing an accurate nonlinear structural model. Although the nonlinear time-history analysis is the most accurate seismic demand estimation procedure, the use of nonlinear static analysis is generally considered more appropriate in engineering practice.

This paper compares different definitions of EDPs and different values of the selected EDPs by analyzing four reinforced concrete (RC) frames, for SD limit state (Life Safety performance level). RC framed buildings with plan and elevation regularity was designed according to European Standard. Non-linear static and dynamic analyses are carried out according to EN 1998-3. The chord rotation demands of all elements of the considered frames were evaluated and compared to the corresponding capacities according to EN 1998-3. In addition, inter-storey drifts were evaluated and compared with the limit values given in different seismic codes.

2. EDP LIMIT VALUES FOR SD LIMIT STATE

The EDPs can be either local when they refer to a single structural element response parameter (such as element rotation with respect to the chord) or global when they refer to an overall building response parameter (such as inter-storey drift or top floor displacement) [4]. Structural performance goals in terms of EDPs are defined in seismic design codes and standards. An overview of the EDPs defined in the design codes and those proposed in the existing literature is given below.

According to EN 1998-3, demand parameter is local and refer to the response of the single structural member. Chord rotation involves the behaviour of the elements as a whole, easily relates to global measure of seismic response, while at the same time it can point to failure at the local level [5]. For ductile elements, beams, columns and walls, performance level is assessed by checking that the chord rotation does not exceed rotation limits defined for that limit state. Chord rotation is the angle between the tangent to the axis at the yielding end and the chord connecting that end with the end of the shear span. It is determined at the end of each elements. In EN 1998-3 annex A is given expression for total ultimate chord rotation, for NC limit state, for concrete members under cyclic loading:

$$\theta_{NC} = \frac{1}{\gamma_{el}} 0.016 \cdot 0.3^{\nu} \cdot \left[\frac{\max(0.01;\omega')}{\max(0.01;\omega)} \cdot f_c \right]^{0.225} \cdot \left(\frac{L_v}{h} \right)^{0.35} \cdot 25^{\left(\alpha \cdot \rho_{sx} \cdot \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} \cdot 1.25^{100 \cdot \rho_d} \quad (1)$$

where γ_{el} is 1.5 for primary seismic members and 1.0 for secondary ones; ν is the normalized axial force; ω, ω' are the mechanical reinforced ratio of the tension and compression, respectively, longitudinal reinforcement, f_c is concrete compressive strength (MPa); L_v is shear span; h is the depth of cross section; α is the confinement effectiveness factor; ρ_{sx} is ratio of transverse steel parallel to loading x direction; f_{yw} is the stirrup yield strength (MPa) and ρ_d is the steel ratio of diagonal reinforcement in each diagonal direction. Total chord rotation capacity for SD limit state is taken as 3/4 of the total ultimate chord rotation capacity.

SEAOC Vision 2000 and FEMA356 use a global EDP, more precisely the inter-storey drift ratio (IDR). IDR, defined as the relative translational displacement between two consecutive floors divided by the story height, is the most effective and popular demand type which is used in structural performance evaluation. In Vision 2000 the maximum permissible IDR of the life safety performance level is 1.5% [6]. FEMA 356 defines, at same performance level, IDR limit value for RC frames as 2% [7]. In FEMA 356 maximum values of IDR for different performance levels are not given as a criterion for acceptance in the performance assessment, but rather as an approximate quantitative description of the structural response that limits the damage state to the appropriate level of seismic hazard.

Ghobarah [8] defines different IDR limit values for different RC frames. For moment resisting bare frame at life safety performance level limit values of IDR is 1.8%. Typical values of IDR for the seismic performance assessment of framed structures are given in [9] and for considered performance level IDR is in range 0.5%-1.5%.

3. NUMERICAL EXAMPLES

3.1. Descriptions of analyzed frames

In this paper 4 RC frame structures with four storeys, designed for two ductility classes (DCM and DCH) and two cases of seismic action ($a_g = 0.2\,g$ and $a_g = 0.3\,g$) were analysed. RC frame structures are symmetrical in both directions, with 3 bays of 5m. The first storey is 3.5 m, and the others 3.0 m high. The beams of all RC frames have the same section, 30x45 cm, and a slab thickness is 15 cm. The columns, cross section dimensions are equal to 45x45 cm. RC frames structures meet the criteria of regularity in plane and can be analysed as 2D structures. Numerical analyses of the planar model of the inner frame with a T-shaped section of beams of effective flange width 170 cm were conducted.C30/37 concrete class and S500 steel class C were used in the design of frames. Seismic action was represented by the horizontal elastic response spectrum of type 1 and soil category C with a ground acceleration $a_g = 0.2\,g$ and $a_g = 0.3\,g$. Elastic analyses were carried out for two ductility classes, DCM and DCH, with the behaviour factors q = 3.9 and q = 5.85, respectively. The vertical actions, permanent and imposed loads, were also considered. Frame structures were designed according to EN 1992-1-1 and EN 1998-1.

The considered frames are evaluated for the SD limit state, ie design seismic action. Nonlinear analysis method is the reference method for the evaluation of seismic performance. Nonlinear static analysis is carried out under constant gravity loads and monotonically increasing lateral loads applied on the masses of the structural. According to EN 1998, at least two vertical distributions of lateral loads should be applied: a modal pattern, the inverse triangular distribution - linear (L), and a uniform distribution (U). A nonlinear dynamic analysis provides the response of a construction due to a real recorded earthquake. The EN 1998 provisions require at least three different records. Two sets (for $a_g = 0.2\,g$ and $a_g = 0.3\,g$) with three earthquake records were selected for nonlinear dynamic analysis (Fig. 1 and Fig. 2), according to the selection procedure given in Eurocode 8). The records were selected from the PEER database [10] and scaled according to EN 1998-1.

Nonlinear analyses were conducted using program OpenSees [11]. The beams and columns were modelled using "Force-Based Beam-Column Element" that considers the spread of plasticity along the length of the element. The integration along the element was based on Gauss-Lobatto quadrature. In each integration point, cross section was presented with fibre model, which was defined by three kinds of fibre: unconfined concrete (cover), confined concrete (core) and reinforcement. The concrete was modelled by the uniaxial material "Concrete01", the steel was modelled by the uniaxial material "Steel02". The strength of confined concrete, the strain that corresponds to that strength and the ultimate strain of the extreme fibre of the compression zone are evaluated according EN 1998-3 Annex A.

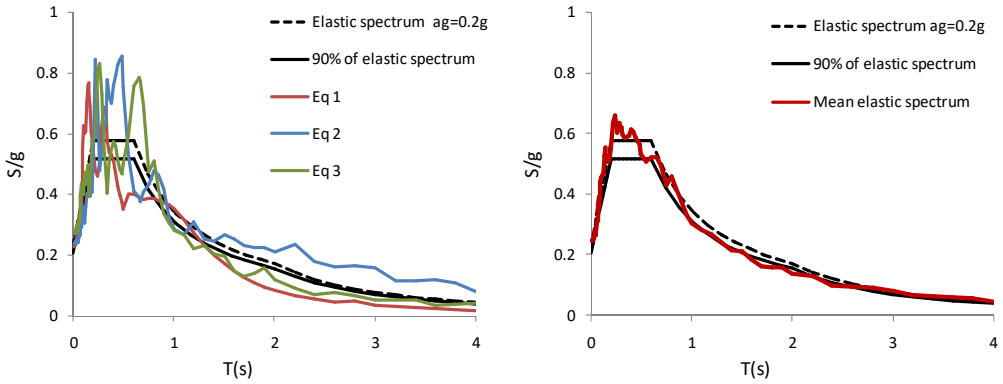


Fig. 1. Response spectra and mean values of selected records, elastic spectrum and 90% of elastic spectrum for seismic action a_g = 0.2 g

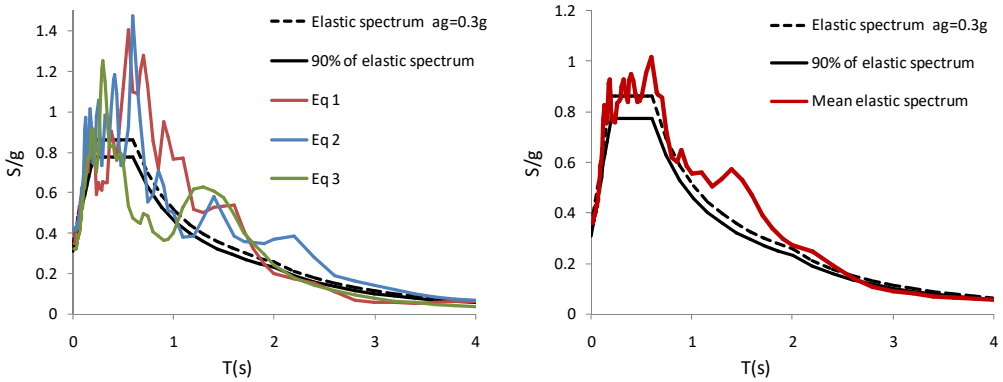


Fig. 2. Response spectra and mean values of selected records, elastic spectrum and 90% of elastic spectrum for seismic action a_g = 0.3 g

3.2. Results of nonlinear analyses

In the numerical analysis results and discussion the considered frames are named according to the ductility class and the intensity of seismic action.

The chord rotation demands (θ_{demand}) of all elements of the considered frames were evaluated the nonlinear static analysis, for two lateral force distribution (L and U), and the nonlinear dynamic analysis, for the corresponding set of three earthquake records (Eq1, Eq2 and Eq3).The following diagrams (Fig. 3) show the ratio between the chord rotation demand and the appropriate capacity for SD limit state (θ_{SD}) of columns and beams at critical section. The critical sections of columns are at the fixed ends of exterior columns. Maximum values of chord rotation demand have been reached in the beams of first storey.

Based on the results of the pushover analyses at the columns of all the considered frames, the estimated chord rotation demands are lower than the corresponding capacities. For frames designed for seismic action of 0.2 g, θ_{demand} / θ_{SD} ratio is smaller than 0.3 g of frames. Also, the frames designed for high ductility class have lower values of these ratios compared to frames designed for middle ductility class. On the basis of the time history analysis, chord rotation demands of columns are considerably smaller than the capacity for the frames designed for seismic action 0.2 g. The column of the DCM frame designed for 0.3 g seismic action have, as a result of one seismic excitation, the value of chord rotation demand is greater than the capacity for SD limit state. The estimated chord rotation demands of beams for all the frames considered are smaller than the corresponding capacities based on the pushover and time history analysis. The frames designed for 0.2 g seismic actions have a lower value of θ_{demand} / θ_{SD} ratio compared to the frames designed for 0.3 g seismic action.

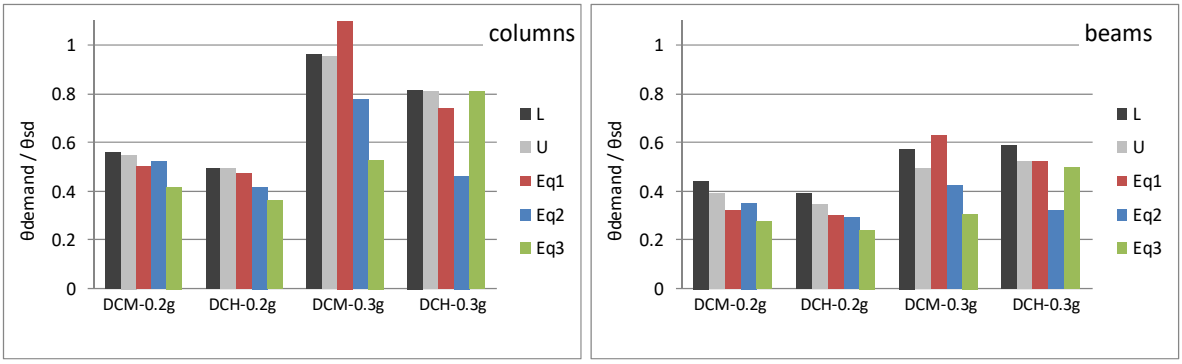


Fig. 3. Chord rotation demand and capacity ratio for SD limit state

The IDR demands (dr/h) are shown in Fig.4 for four RC frames. Demands were evaluated for two lateral force distribution (L and U) and for the corresponding set of three earthquake records (Eq1, Eq2 and Eq3).

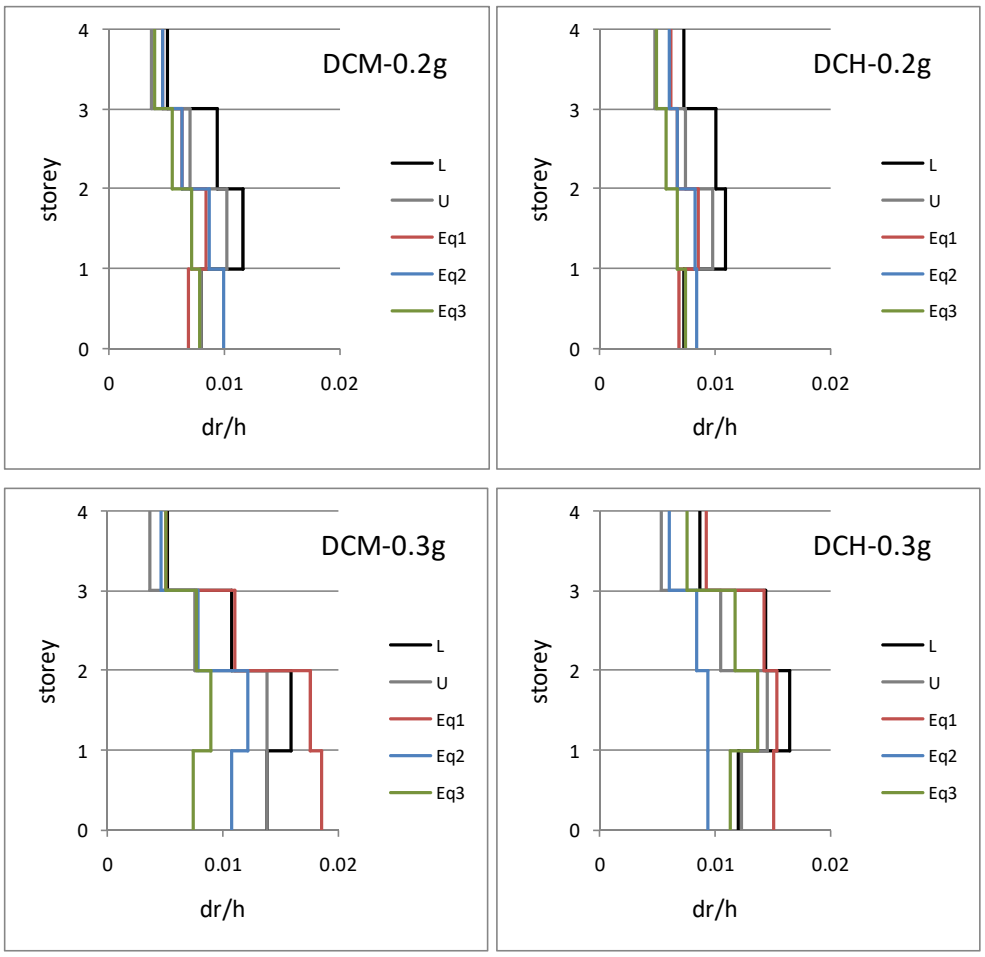


Fig. 4. Inter-storey drift ratio for SD limit state

Based on the results of the pushover analyses in all analyzed RC frames, the IDR values are higher in the case of linear distribution of lateral forces. Maximum values of IDR occur between the first and second storey. The highest maximum IDR value (1.65%) is for the frame DCH-0.3g and the lowest maximum IDR value (1.02%) is for the frame DCH-0.2g. On the basis of the time history analysis, the maximum values of IDR demands vary for different records. The highest maximum IDR value (1.86%) is for the frame DCM-0.3g and the lowest maximum IDR value (0.85%) for the frame DCH-0.2g. IDR

values of frames designed for 0.2g were lower of permitted values defined in the design codes and those proposed in the existing literature, mentioned above. For the DCH-0.3g frame, the estimated IDR values in case of pushover and time history analysis are higher than the maximum according to the Vision 2000 and beyond the recommended values [9],while for the DCM 0.3g frame in the case of a earthquake record this value is higher even than those suggested according to [8].

4. CONCLUSION

Four RC frames, designed according to Eurocode 8, have been assessed by nonlinear static and nonlinear dynamic analysis, considering the seismic action with the return period of 475 years. Seismic evaluation was performed for different EDPs. According to EN 1998-3 demand parameter is local (the chord rotation), while Vision 2000 and FEMA356 use a global EDP (the inter-storey drift ratio) with different maximum allowable values for the same performance level. The estimated chord rotation demands of columns and beams for all the frames considered were smaller than the corresponding capacities based on the pushover and time history analysis, except for column of frame DCM-0.3g where was, as a result of one seismic excitation, the value of chord rotation demand is greater than the capacity for SD limit state. According to FEMA 356 requirements, all analyzed frames meet quantification for the Life Safety performance level. The most stringent requirements for the Life Safety performance level are given in the Vision 2000 document, in this case frames designed for 0.3g have an estimated IDR values greater than allowed for that performance level. IDR values estimated by the pushover method tend to overestimate the value of IDR demand, in relation to time history analysis, especially for upper levels.

The seismic assessment of the RC frames considering EDP at the local level was in line with assessment of the global EDP in the case of limit values according to [8] for the considered performance level.

ACKNOWLEDGEMENTS

The research has been conducted within the scientific research project TR 36043, funded by the Ministry of Science of Serbia.

REFERENCES

[1] Whittaker A et al. (2004). Engineering demand parameters for structural framing systems. ATC 58 Structural Performance Products Team, Redwood
[2] European Committee for Standardization - CEN (2004). Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance, Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. Brussels, Belgium
[3] European Committee for Standardization - CEN (2005). Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance, Part 3: Assessment and retrofitting of buildings. Brussels, Belgium
[4] Terrenzi M., Spacone E., Camata G. (2018). Collapse limit state definition for seismic assessment of code-conforming RC buildings. International Journal of Advanced Structural Engineering 10(3), pp. 325-337
[5] Panagiotakos T. B., Fardis M. N. (2001). Deformations of Reinforced Concrete Members at Yielding and Ultimate. ACI Structural Journal 98(2), pp. 135-148
[6] Merter O., Ucar, T. (2015). Evaluation of Performance Levels of RC Frames Using Plastic Energy Demand and Interstory Drift Ratio Concepts. Advances in Structural Engineering 18(10), pp.1747–1761
[7] FEMA 356 (2000). Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings. Federal Emergency Management Agency. Washington DC, USA
[8] Ghobarah A. (2004). On drift limits associated with different damage levels. Performance-based seismic design concepts and implementation, vol 28. Proc. of the international workshop. Bled, pp. 321–332
[9] Elnashai A.S., Di Sarno L. (2015). Fundamentals of earthquake engineering: from source to fragility. John Wiley & Sons
[10] PEER database, download 20.02.2014,http://peer.berkeley.edu/smcat/search.html
[11] Mazzoni S. et al. (2007). OpenSees Command Language Manual. PEER Center. University of California. Berkeley

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

SE - 21

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

DYNLAB IZIIS – AS A PART OF H2020 "SEISMOLOGY AND EARTHQUAKE ENGINEERING RESEARCH INFRASTRUCTURE ALLIANCE FOR EUROPE" – SERA

Zoran RAKICEVIC[1], Aleksandra BOGDANOVIC[2] Goran JEKIC[3], Igor GEORGIEV[4], Igor MARKOVSKI[5], Dejan FILIPOVSKI[6], Nikola NAUMOVSKI[7], Borjan PETRESKI[8]

ABSTRACT

The Seismology and Earthquake Engineering Research Infrastructure Alliance for Europe (SERA)is a Horizon 2020 - supported programme responding to the priorities identified in the topic INFRAIA-01-2016-2017 'Integrating Activities for Advanced Communities'. SERA involves 31 partners and 8 linked third parties in Europe. It started in May 2017 and will last for three years.

SERA involves the communities involved in previous successful projects including NERA and SERIES, offer transnational access to the largest collection of high-class experimental facilities in earthquake engineering, as well as virtual access to the main data and products in seismology and anthropogenic seismicity. Promotes multi-disciplinary science across the domains of seismology, anthropogenic seismicity, near-fault observatories and deep underground laboratories, to achieve an improved understanding of earthquake occurrence.

SERA will revise the European Seismic Hazard reference model for consideration in the ongoing revision of the Eucode 8; Develop the first comprehensive framework for seismic risk modeling at European scale. Develop the new standards for future experimental observations in earthquake engineering and for the design of future instruments and networks for observational seismology.

Keywords: *seismology, earthquake engineering, transnational access, shake table testing*

[1] Prof. Dr. "University "Ss. Cyril and Methodius" in Skopje, IZIIS-Skopje, Republic of North Macedonia, zoran_r@iziis.ukim.edu.mk;

[2] Ass. Prof. Dr., UKIM in Skopje, IZIIS-Skopje, Republic of North Macedonia, saska@iziis.ukim.edu.mk;

[3] Ass. Prof. Dr.,.UKIM in Skopje, IZIIS-Skopje, Republic of North Macedonia, jekic@iziis.ukim.edu.mk;

[4] Asoc. Prof. Dr., UKIM in Skopje, IZIIS-Skopje, Republic of North Macedonia, igorg@iziis.ukim.edu.mk;

[5] BE, UKIM in Skopje, IZIIS-Skopje, Republic of North Macedonia, igorm@iziis.ukim.edu.mk;

[6] BE, UKIM in Skopje, IZIIS-Skopje, Republic of North Macedonia, dejan@iziis.ukim.edu.mk;

[7] M.Sc., UKIM in Skopje, IZIIS-Skopje, Republic of North Macedonia, nikolan@iziis.ukim.edu.mk.

[8] M.Sc., UKIM in Skopje, IZIIS-Skopje, Republic of North Macedonia, borjan@iziis.ukim.edu.mk.

1. INTRODUCTION

Earthquakes continue to cause destructions around the world and also in the European-Mediterranean region. Only in the last twenty years, severe damage and casualties were produced in Izmit (Turkey, 1999), Athens (Greece, 1999), Boumerdes (Algeria, 2003), L'Aquila (Italy, 2009), Emilia (Italy, 2012). Fortunately none of these events reached the size to produce truly catastrophic effects, as we have seen many times in our history, i.e. in Lisbon in 1755 or in Eastern Sicily in 1693; these recent events however remind us that the vulnerability and exposure of our built environment are high and the seismic risk cannot be underestimated, in area of frequent seismic activity as well as in areas without a known seismic history, where the unexpected earthquake can have devastating consequences. In recent decades, seismicity induced by underground technologies has also grown in importance; while of usually smaller dimensions, this anthropic seismicity is severally limiting our ability to explore and extract georesources. Increasing public awareness is resulting in higher protection measures, but we are far from having a complete understanding of the earthquake risk and even more of the measures and costs required to protect our society. We all agree with the overarching goal – to minimize the damage and casualties produced by earthquakes – but we are too slow in reaching the goal. The overall objective of SERA (Seismology and Earthquake Engineering Research Infrastructure Alliance for Europe) is to give a significant contribution to improve the access to data, services and research infrastructures, and deliver solutions based on innovative R&D in seismology and earthquake engineering, aiming at reducing the exposure of our society to the risk posed by natural and anthropogenic earthquakes. SERA proposes an integrated set of 26 activities (NA, JRA, TA, VA) responding to the priorities identified in the H2020 call INFRAIA-01-2016-2017 Research Infrastructure for Earthquake Hazard in support of earthquake risk mitigation.

1.1. Concept and approach

To fulfill the requirements of the call and reach the specified objectives, SERA identifies several programmatic objectives which drive its implementation, the definition of the activities and of the consortium, as well as the detailed schedule of milestones and deliverables. The SERA programmatic objectives are to

- Provide a proof-of-concept and validation for the EPOS construction, implementing a pre-operational phase for the most important services in seismology and earthquake engineering, and networking classes of infrastructures and data for future service pillars in EPOS;
- Achieve integration of the research field by involving in common activities participants, competences and experts spanning the whole earthquake field, from observational seismology to geotechnical engineering, earthquake engineering and anthropogenic seismicity;
- Build on past and on-going European projects – i.e. LESSLOSS, NERIES, SHARE, SYNER-G, SERIES, NERA – by including their contribution and principal partners in SERA, applying an incremental build-up principle to capitalize on the successes and momentum of past projects to create new knowledge;
- Harness the ongoing national efforts contributing the bulk of the basic R&D and knowledge, concentrating the SERA efforts in activities of high European added value and where the national developments cannot reach the required regional coordination, critical mass or geographical distribution;
- Pursue scientific and technical innovation by including state-of-the-art R&D developed by lead European experts, in order to develop the highest technical standards and best practices to be adopted in services across Europe;
- Create the tools, competences and partnerships for an effective transfer of technologies to developing countries by creating partnerships with other regional initiatives within the OECD-initiated GEM program, for example with the EMME program, an ongoing initiative developing the earthquake model for the Middle East region with common goals and approaches to the SERA hazard and risk components;
- Cover the whole European area, including regions with high earthquake hazard in active tectonic areas as well as regions with less frequent earthquake but still crucial safety standard requirements

- Focus on effective dissemination both within and outside of the consortium, to the external technical community and industry as well as to the general public, administrators and other stakeholders.

1.2. Methodology and Activities

SERA comprises a total of 26 activities – 5 NA (Network Activities), 10 TA (Transnational Access), 5 VA (Virtual Access) 6 JRA (Joint Research Activities) – designed and integrated to respond in full to the objectives specified in the call INFRA-2010.1.1.27. The whole project and all its activities contribute to supporting the reduction of vulnerability of European citizens and constructions to earthquakes. The project involves institutions and competences from seismology, geotechnical engineering, earthquake engineering and anthropogenic hazards, and fosters durable integration of the research field. The Networking Activities (NA1-5) are geared to improve the availability and access to data. They focus on networking the consortium participants to promote mutual co-ordination and the pooling of resources and explore new domains and services to be included in the operational phase of EPOS:

NA1 will expand the networking of the original seismo@school WP in NERA, increasing the European teacher network and the number of countries involved with dedicated workshops.

NA2 will increase access to seismological infrastructures to monitor, assess and prevent earthquake hazards; support regional/national seismic networks in contributing data to the EIDA distributed system of primary nodes and the integration of Near Fault Observatories, Volcano Observatories and induced seismicity observatories; network key scientists and the main operators of seismological networks to design the future generation of monitoring tools for Europe, integrating networks of different type, scope and geographical extent.

NA3 will develop the networking and roadmap required to secure archival of European active seismology experiments and the required access service (discovery platform, data/metadata format and structure), covering where possible products ranging from raw data to interpreted structural models.

NA4 will network the earthquake engineering experimental facilities to (i) provide access to the databases of experimental testing results and fragility analyses collected during the SERIES project, (ii) build a common data archive and exchange tool, (iii) expand the SERIES database with the most recent experimental data, incorporating also the new data from SERA (TA1-8), and (iv) design a new service provision for EPOS.

NA5 will develop a European strategy and standards for the site characterization of Strong-Motion and seismic stations; define internationally recognized metadata; develop a 10-year roadmap for the systematic assessment at European scale of geological site characterization, basin and topographic effects, quality grading and non- linear effects. The Joint Research Activities (JRA1-6) will develop the new European standards in areas of key importance for the optimal use of the data collected by the European infrastructures:

JRA1 and JRA2 will integrate multi-parameter data from regional networks, Near-Fault Observatories, induced seismicity episodes and controlled experiments in deep underground laboratories, with the goal of (JRA1) improving the physical understanding of earthquake initiation and rupture dynamics processes, and (JRA2) building a statistical description of scaling and time-dependent effects to characterize earthquake rates in the different phases of the seismic sequence, at different scales and for both natural and induced earthquakes. These new tools will enable to improve physics-based seismic hazard assessment, improve source scaling and the compilation of earthquake catalogues, capture uncertainties in PSHA, and improve the design of future monitoring networks.

JRA3 and JRA4 will create the new standards in earthquake hazard and risk assessment for the European- Mediterranean region. JRA3 will start from the first model produced by SHARE (ESHM13) and produce a new model of the European seismic hazard in time for the revision of the European seismic norms; to this end it will revise the main components of the SHARE model (GMPE logic tree, using the expert elicitation approach of SHARE; inclusion of the most recent published data; incorporate improving host rock conditions and site-specific hazard). JRA4 will start from the results of past EU projects on seismic hazards (SHARE), exposure (NERA) and vulnerability (SYNER-G) and develop a

risk modeling framework for Europe and perform sensitivity test to validate the present data and plan further investigations.

JRA5 will develop a new generation of innovative testing technologies for enhanced resilience of systems and communities against earthquake hazards, for application ranging from the experimental facilities including the SERA TA activities to city-level monitoring technologies.

JRA6 will establish an integrate prototype for automatic time-evolving shaking and loss estimates, incorporating rapid source parameter determination, region- and fault-type specific wave attenuation models, continuous update by the integration of seismic, geodetic data and citizen testimonies, and loss estimates tools; the ultimate goals is to harmonize and improve the timeliness and accuracy of the shaking and damage assessment during sequences of natural and induced earthquakes, for use by seismic agencies and European services.

The SERA Access Activities will cover both Transnational Access and Virtual Access:

TA1-8 offers a combined and integrated access to the largest collection of high-class experimental facilities for earthquake engineering in Europe – and worldwide – including the reaction walls, shaking table, bearing testing facilities and centrifuges, hosted by JRC, EUCENTRE, CEA, LNEC, University of Patras, University of Bristol, IZIIS and the University of Cambridge.

TA9 offers access to two facilities established in previous European initiatives (EUROSEISTEST and EUROPROTEAS) for integrated studies on geotechnical site effects, engineering seismology and earthquake engineering, hosted by the Aristotle University of Thessaloniki.

TA10 offers access to a unique infrastructure in Europe for array seismology (NORSAR).

VA1-5 ensures the provision of the main European services for virtual access to data and products for seismology and engineering seismology: access to parametric data and earthquake products (VA1, EMSC); access to seismic waveform data (VA2, ORFEUS/KNMI); integrated access to data and services for engineering seismology, including (i) the European Strong Motion database, (ii) the European Archive of Historical Earthquake Data, and (iii) the European Database of Seismogenic Faults (VA3, INGV); access to earthquake hazard and risk tools and products (VA4, EFEHR/ETH); access to episodes of induced seismicity, software and hazard estimates (VA5, IGPAS).

Also, SERA will incorporate input from key INFRA and ENV projects and its main outcomes will consist of networking, access to data, products and research infrastructures and EPOS validation. Internally, JRA and NA results will feed to VA and TA. A strong program of communication, outreach and dissemination will ensure the SERA impact.

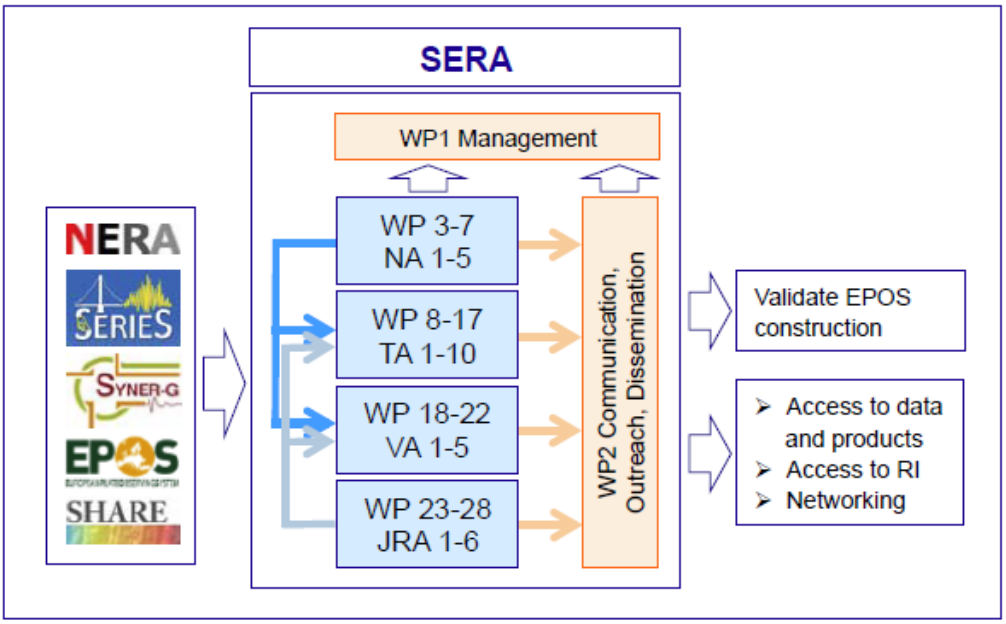


Fig. 1. SERA structure and workflow

2. IZIIS – ROLE

After the completion of the first, second and third call, three projects were selected for realization at IZIIS-DYNLAB.

- Project01 – Influence of the floor-to-wall interaction on the seismic response of coupled wall systems. TA User group leader: University of Ljubljana, Faculty of Civil and Geodetic Engineering, Slovenia. Total 4 users
- Project02 – Investigation of Seismic Deformation Demand, Capacity and Control in a Novel Self-Centring Steel Braced Frame (SC-CBF). TA User group leader: School of Engineering, Trinity College, Dublin, Ireland. Total 8 users.
- Project03 – Infills and Masonry structures protected by deformable Polyurethanes in seismic areas (INMASPOL). TA User group leader: Democritus University of Thrace, Greece. Total 11 users.

For the first project the main objective is experimentally to study the interaction between piers and floors in RC coupled walls. The influence of slabs to this interaction and redistribution of demand between components at different seismic intensities, as well as numerical models, which can more reliably simulate the response will be studied.



Fig. 2: Instrumentation set up for tested MODEL01 and MODEL02

Two 1:2 scale 3-story specimens will be tested (MODEL01 and MODEL02). The shape and the reinforcement of the piers will provide realistic representation of the floor-pier interaction as well as realistic boundary conditions for the floor system.

The improved numerical models and the findings of the experiments will be used to propose adequate design procedure, which might be included into the future versions of European seismic codes. The proposed research is compatible with the work of the project partner UCLA, particularly in the frame of NSF SAVI Wall Institute, which has been established with the main goal to improve the design practice for RC walls and wall systems, and to develop the appropriate tools to achieve this goal. Through the partners of the Institute, the results of the project will be efficiently disseminated.

Seismic design codes seek to limit structural displacements to minimize damage, however no explicit consideration is usually given to the state of the structure after the earthquake, which can be critical for re-occupancy, monetary losses and the speed that repairs and modifications can be carried out. This Project02 will further the development of a novel system designed to control residual deformations in steel frames, creating more resilient structures.

An integrated experimental and numerical research programme will be completed, the central element of which will be a set of shake table experiments on single-story self-centering concentrically braced frame (SC-CBF) models subjected to a variety of seismic actions. The aim of these tests will be to assess the effectiveness of a novel self-centering system in controlling global deformation demand in CBFs, including the sensitivity of the CBF response to ground motion characteristics. Correlative pre-test predictions and post-test simulations using pushover and time-history analysis will be carried out to support these experiments.

Brace member and connection details will be varied between experiments to investigate a range of structural properties suitable for European design practice. In each experiment, three separate tests will be performed with table excitations scaled to achieve performance levels corresponding to elastic response, brace buckling/yielding and brace fracture. The results will include residual frame and brace deformations, brace ductility demand and capacity; the influence of connection detailing on maximum and residual deformations; and measurements of effective stiffness and equivalent viscous damping in SC-CBFs. Numerical model validation will facilitate simulation of the seismic response of CBFs buildings with deformation control systems using a wider range of braces, connections and ground motions to support the evaluation and development of Eurocode 8 design guidance for CBFs. Numerical model validation will facilitate simulation of the seismic response of CBFs buildings with deformation control systems using a wider range of braces, connections and ground motions to support the evaluation and development of Eurocode 8 design guidance for CBFs.

Approximately twelve experiments will be completed, with a new pair of brace specimens inserted into the central SC-CBF for each test. Bolted connections between the brace and beam members will facilitate the easy exchange of the brace specimens between tests. The brace members will be fabricated from cold-formed tubular steel sections (S235/275). Cross-section dimensions will be selected to obtain normalized brace slenderness in the practical range while ensuring that the ultimate lateral resistance of the CBF remains comfortably below the capacity of the shake table. The test specimens will collectively capture the most important brace parameters known to affect seismic performance, i.e.

- Brace section sizes: various member and cross-section slenderness values;
- Gusset plate design: conventional design with standard linear clearance (SLC), and balanced design with elliptical clearance (EC).

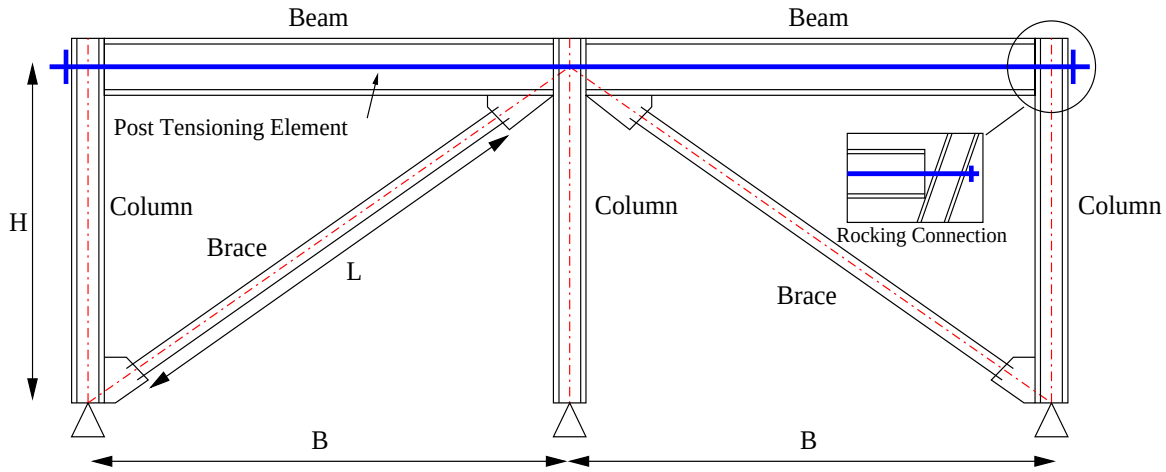


Fig. 3. General arrangement of the SC-CBF system.

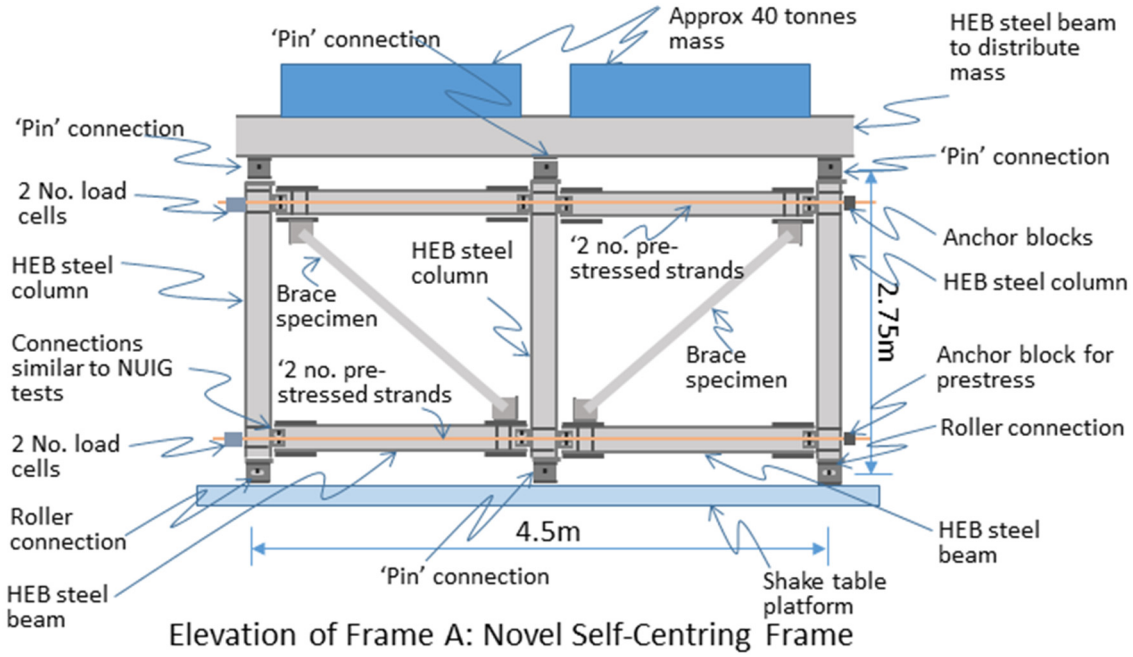


Fig. 4. Proposed test set-up at DYNLAB-Seismic Shake Table, IZIIS - elevation.

The proposed Projec03 will assess the efficiency of the innovative intervention method through testing of full-scale infilled rc building on shaking table. The seismic tests will validate in-plane and out-of-plane infill performance when modified, repaired or strengthened with PUFJ and FRPU systems. The detailed objectives are further specified with respect to different testing phases.

One fully symmetrical 3D frame of one story with 4 RC columns, 4 beams, a slab and 4 infill masonry walls will be constructed, all designed according to current Eurocodes. The real scale building has plane dimensions of 3.8x3.8m and height of 3.18m (2.85m to the level of the diaphragm) based on the detailing of the anchoring system of the shake table of IZIIS.

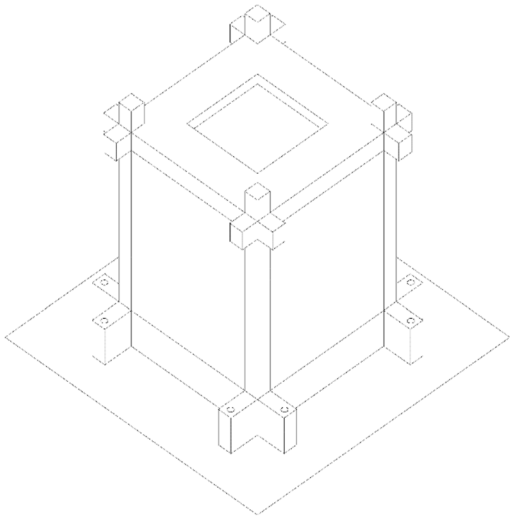


Fig. 5. Design and reinforcement plan for the model

It will be tested in one horizontal direction and the infill walls are subjected to in-plane and out-of-plane excitation simultaneously. Two of the infill walls are tested with 3 out of the four concrete-brick interfaces injected with PUFJ (infills 1 and 2 receiving modification of type B) and two with all 4 interfaces bonded prefabricated PUFJ laminates as frame-infill joints (infills 3 and 4, receiving modification of type C). The building is turned by 90 degrees on the seismic table to cover in-plane testing of both cases at serviceability limit states (SLS) damage for comparison. Both cases of infills receive emergency repair using FRPU, applied in various configurations, including modification of infill

walls. The emergency interventions upgrade infill walls (1-4) against in-plane and out-of-plane testing at ultimate limit state (ULS). FRPU may be used also for rc damaged elements.

The tests include step by step exciting with gradual increase of scaled accelerograms to construct the different dynamic pushover curves and acquire the dynamic characteristics at each level of excitation for the different cases of infills (1,2 or 3,4) for the 3d building.

Figures 5-7 show in detail the design and construction of the reinforced concrete structure and the design of the flexible joints of type B and C by the accredited implementation team before the start of the testing procedure.

The preliminary analyses for 20KN axial load per column (slab and additional mass included), for C30 (fcm around 38MPa), B500C (fsy, fsu around 650 MPa) provides a base shear capacity around 80-90KN owed to the RC structure and around 50KN owed to the infills prior to FRPU repair/strengthening

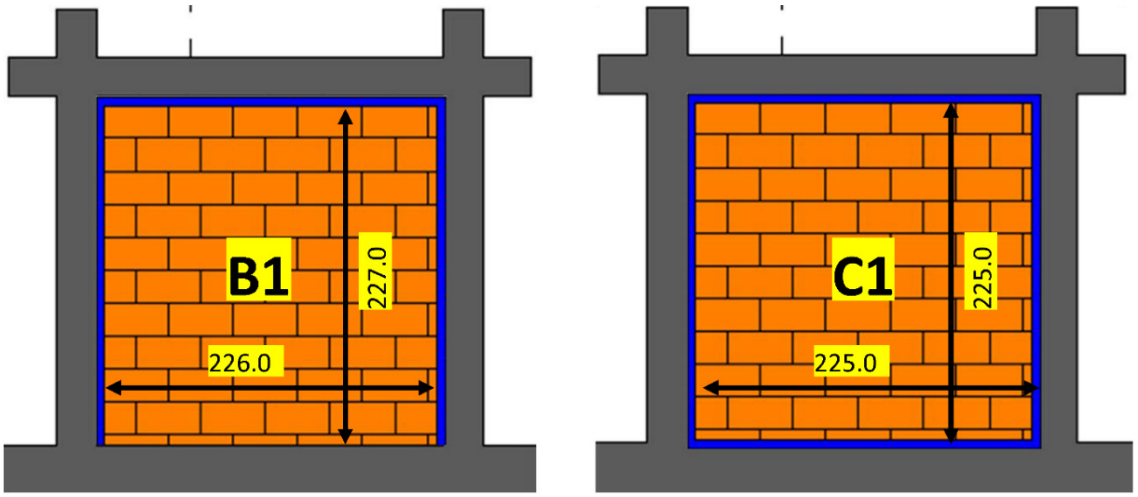


Fig. 6. Injected PUFJ (B) and prefabricated PUFJ (C)

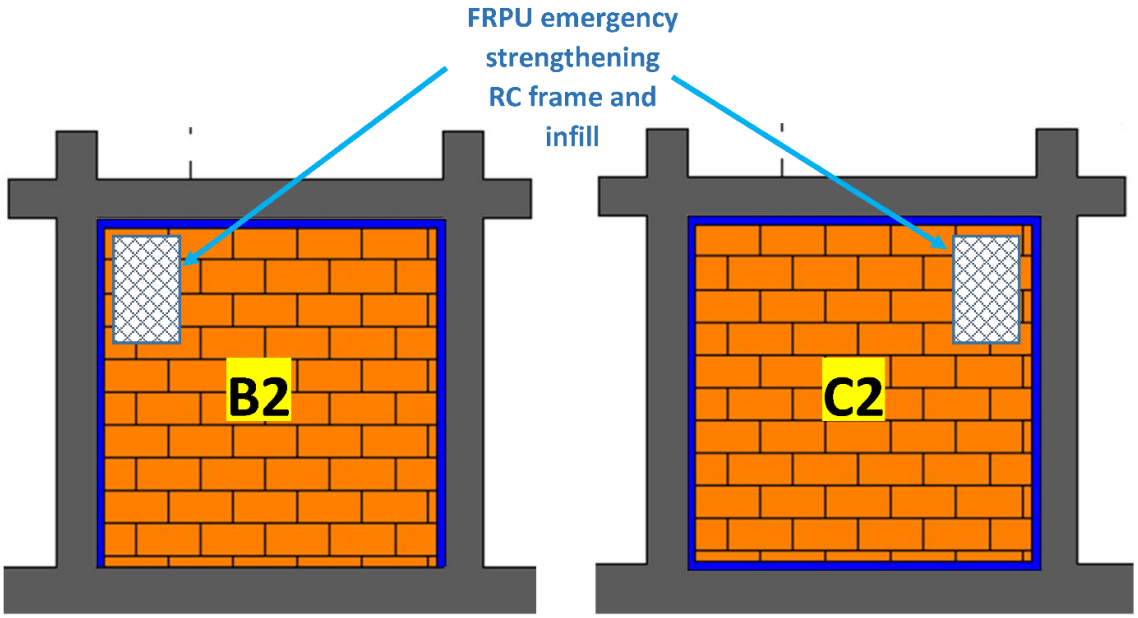


Fig. 7. FRPU strengthening in both cases

ACKNOWLEDGEMENTS

This project, SERA, has received funding from the European Union's Horizon 2020 research and innovation programme under grant agreement No 730900.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

SE - 22

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

PROTOTYPE TESTING OF UNIFORMLY ADAPTIVE NEW VF MULTI-GAP SEISMIC ENERGY DISSIPATION DEVICE

Jelena RISTIC [1], Danilo RISTIC [2]

ABSTRACT

Extensive experimental and analytical research has been performed in the framework of the innovative NATO Science for Peace and Security Project "Seismic Upgrading of Bridges in South-East Europe by Innovative Technologies (SFP: 983828)" realized in the Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology (IZIIS), Ss. Cyril and Methodius University in Skopje. The specific part of the project included development of an innovative USI-VF system representing advanced technology for seismic isolation and seismic protection of bridges. By integration of the newly developed uniform VF-energy dissipation device, important advances of the USI-VF system have been achieved. The response of the isolated bridge superstructure has been controlled by the simultaneous effect of the isolation system and the new advanced damping system. This paper presents the basic idea and the device creation process, the production of the first device model prototypes and the original experimental laboratory tests of the main constituent components of the developed new uniform VF-energy dissipation device. The innovative concept of the created adaptive vertical fixed (VF), multi-gap (MG), multi-directional (MD) energy dissipation device, VF-MG-MD device, involves several original, important and advanced seismic response features. The new VF-MG-MD devices actually provide an added "adaptive" damping to a seismically isolated bridge, highly improving its damping capacity.

Keywords: *Prototype model; Nonlinear tests; Passive control; Seismic isolation; Energy dissipation*

[1]Assist. Prof. Dr., Faculty of Engineering, Department of Civil Engineering, International Balkan University (IBU), Skopje, Republic of North Macedonia, jelena.ristic.ibu@gmail.com
[2]Prof. Dr., Ss. Cyril and Methodius University, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology (IZIIS), Skopje, Republic of North Macedonia, danilo.ristic@gmail.com

1. INTRODUCTION

Although the most important studies in the field of seismic isolation of bridges have been performed in renowned research centers in Japan, USA, Italy and New Zealand, the contributions from many other countries have recently increased and have resulted in numerous new ideas and concepts. Detailed reviews of concepts and achievements made in this field have been provided in comprehensive publications by numerous authors [11], [12]. Specific hysteretic behaviour characteristics of common rubber and lead-rubber seismic bearings have been presented in the literature as well [22], [27]. The specific behaviour of sliding seismic bearings has been studied and presented by several authors [10], [4], [8], and simple pendulum seismic bearings have been described in numerous publications as well [32], [29]. Both types of seismic bearings have been comprehensively studied and experimentally validated [14], [3] and have been introduced into current practice. The concept of additional devices for seismic energy dissipation has been widely investigated in the last decades [24], [25], [5], [7], [15], [6]. Recently, developments in this innovative earthquake engineering field have been intensified by complementary studies of various related phenomena, including the pounding effect [9], the axial behaviour of elastomeric isolators [26], and semi-active dampers [23], as well as by studies devoted to qualitative upgrading of present technologies. Seismic design regulations related to seismically isolated bridges have been gradually upgraded, [13] and implemented in many countries in seismically active regions [28]. Most of these authors provide recommendations about the need for further studies in this field, including the needs for new ideas for upgrading of existing bridge isolation systems. The observed intolerable impacts to bridge systems during recent strong earthquakes have given rise to strong arguments about development and practical implementation of seismic isolation systems in seismic protection of bridges [16], [19], [17], [20]. This paper shows important results from the realized first creative research part of the ongoing long-term study devoted to development of a new, experimentally verified, advanced USI-VF system that can provide qualitative seismic upgrading of isolated bridges by innovative VF-ED energy dissipation devices [18]. The conducted first experimental part of the study included original nonlinear quasi-static tests of the created specific individual energy dissipation components. Unique original experimental data has been obtained, enabling development of an advanced, experimentally validated, nonlinear micro-model for hysteretic behavior study of the complete new vertical fixed energy dissipation (VF-ED) devices with optionally different component arrangements. According to the present developments, the basic conditions have been created for realization of the final study involving shaking table tests of the constructed large-scale bridge prototype model with the applied new USI-VF system.

2. CONCEPT OF THE NEW USI-VF BRIDGE SYSTEM

The present upgraded, seismically isolated (USI) system integrating the created new vertical fixed (VF) energy dissipation (ED) devices represents a new technical concept that provides harmonized and improved modifications of the structural seismic response. The USI-VF system has been developed as an advanced alternative method for qualitative improvement of seismic protection of bridge structures by creating an integrated adaptive system based on global optimization of the seismic energy balance. As to the earlier studies conducted by the authors, [18] the seismic performances of the new USI-VF bridge system were comprehensively studied through seismic shaking table tests of the assembled, original, large-scale USI-VF bridge prototype model, Fig 1. The presently proposed, new USI-VF system with advanced seismic safety margins for the case of multi-directional seismic action has been created based on knowledge gained from previous experimental research. After the design, the costly fabrication and the cyclic nonlinear quasi-static testing of the developed new original components presented in this paper, assembling and testing of a large-scale experimental USI-VF bridge model as a new technological option was planned. The new USI-VF bridge model was experimentally tested on a seismic shaking table under simulated real earthquakes. The model assembly and testing was performed in the Dynamic Testing Laboratory of the Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology (IZIIS), "Ss. Cyril and Methodius" University in Skopje by use of an advanced modeling process, [2].

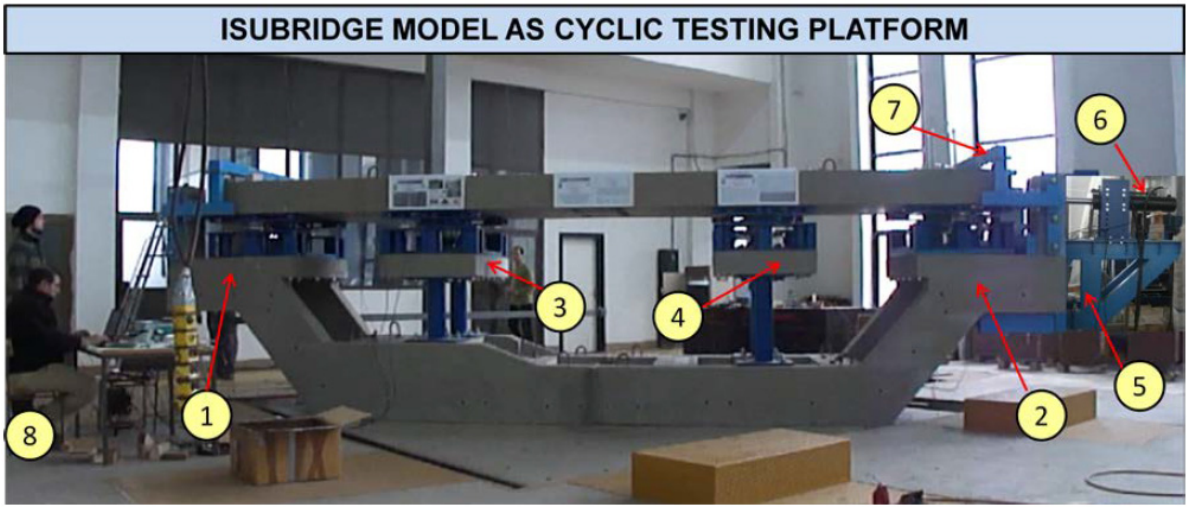


Fig 1. Bridge model used for testing of the new system on seismic shaking table under simulated earthquakes: (1) left end support; (2) right end support; (3) support above the shorter middle piers; (4) support above the longer middle piers; (5) steel structure supporting actuator; (6) actuator for application of cyclic loads; (7) steel structure supporting the DL devices; (8) computer control system *(used in* [18]*)*

From the performed original quasi-static tests of the VF-ED components and devices and unique shaking table tests of the large-scale USI-VF bridge prototype model under simulated earthquakes, highly valuable experimental data was obtained. This paper shows the obtained original results from the recently performed testing of the created prototypes of individual vertical (V) and vertical fixed (VF) energy dissipation components that have simultaneously been implemented in assembling the new uniform, vertical fixed (VF), multi-gap (MG), multi-directional (MD) energy dissipation devices.

3. PROTOTYPES OF THE NEW VF-MG-MD ENERGY DISSIPATION DEVICES

3.1 Innovative Concept of the VF-MG-MD Devices

Available types of seismic isolators do not possess a sufficient level of damping or seismic energy dissipation capacity. The introduced innovative vertical fixed (VF), multi-gap (MG), multi-directional (MD), energy dissipation (VF-MG-MD) device has been created for advanced application as an additional compact device, representing the so named seismic energy dissipater or added damping device. However, to provide an efficient contribution to improvement of the seismic response of an entire structure, the VF-MG-MD seismic energy dissipation device has been created to have innovative and specific structural characteristics providing advanced behavior properties. Under strong seismic excitations, very large inertial (seismic) forces are inevitably generated from the total mass of a bridge superstructure. The new seismic energy dissipater provides simultaneously harmonization of its stiffness properties, bearing capacity and ductility. The considered larger stiffness of the seismic energy dissipater may produce unfavorable effect involving strong impact and impulsive transfer of inertial forces. Such effect is avoided by the adopted gap-based initial stiffness of the seismic energy dissipater reduced to an acceptable level. The bearing capacity of the new seismic energy dissipater is adjusted to the real conditions in order to avoid transferring of very large forces to the bridge substructure members, which represents a highly favorable option. Finally, the third technical condition refers to the provided sufficient ductility of the seismic energy dissipater. Under large inertial forces, the induced relative displacements become very large, i.e., of the order of Dmax = 20 – 40 cm. Therefore, the seismic energy dissipaters should possess the ability to sustain large deformations without being damaged. The favorable option includes relatively small elastic deformations that will enable greater absorption and dissipation of seismic energy through nonlinear deformations and establishment of pronounced hysteretic curves. Within the frames of the conducted study, special attention has been paid to the formulation of highly ductile, gap-based VF-MG-MD device of a large seismic energy dissipation capacity. The proposed new vertical-fixed (VF-MG-MD) energy dissipation device is structurally and technologically innovatively composed in a way that it successfully integrates several most important

characteristics contained in: (1) providing of a large capacity for seismic energy absorption; (2) possessing the property of being totally inactive in the case of the most frequent slight earthquakes; (3) providing initial activation of only a certain smaller number of seismic energy dissipation components of the type of V-MG-MD-Tij, or activation of level-1 energy dissipation components in the case of moderate earthquakes; (4) providing activation of all components for seismic energy dissipation (V-MG-MD-Tij+VF-MG-MD-Dk), or activation of all energy dissipation components representing level-2 (full capacity of energy dissipation) in the case of very strong earthquakes.

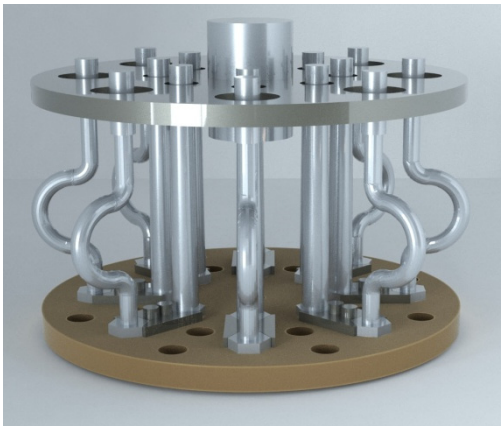


Fig 2. Prototype of VF-MG-MD ED-device with 8V & 8VF components (view-1)

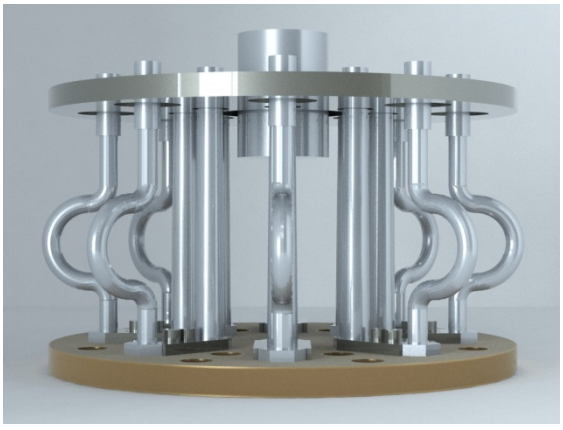


Fig 3. Prototype of VF-MG-MD ED-device with 8V & 8VF components (view-2)

The stated characteristics of the seismic energy dissipation device have successfully been achieved by adequate distribution of vertical cantilever components for seismic energy dissipation that are fixed at their lower end, at the base, and free at the upper end. The structure of the seismic energy dissipater generally consists of: (1) a base metal plate for fixation of the vertical cantilever components; (2) adequately distributed vertical energy dissipation components (V-MG-MD-Tij+VF-MG-MD-Dk); and (3) an upper metal plate with openings through which the energy dissipation components are activated in the above mentioned different phases. Characteristic phases include very frequent weak earthquakes, reduced number of moderately strong earthquakes and rare, but possible, very strong and destructive earthquakes. The prototype model of the proposed VF-MG-MD energy dissipation device, Figure 2 and 3, has been created, designed and constructed to have several constituent parts that form a compact ED unit, including:

(1) Base plate: The base plate of the VF-MG-MD energy dissipation device is manufactured in the form of a base circular metal plate (d = 25 mm) with a diameter of D = 450 mm. In the base metal plate, in each of the two concentric circles, eight regularly spaced equal openings with windings are made. The openings with windings are used to fix the vertical components by screwing. In the outer concentric circle with a diameter of d1 = 340 mm, eight openings with windings are made for the fixation of the external eight VF-type energy dissipation components. In the internal concentric circle with a diameter of d2 = 190 mm, spaced are other eight openings with windings for the fixation of the internal eight V-type energy dissipation components. The diameter of the opening with winding is considered standard and provides the possibility of making different combinations of installed types of vertical energy dissipation components.

(2) Vertical energy dissipation components of type-V: The vertical energy dissipation components of type-V are made of a ductile metal in the form of a moderately steep cut cone. According to the diameter of the cone base (Db), there have been adopted a total of four options from which there have arisen four prototype types of energy dissipation devices, Table 1. For each type of energy dissipation device, there have been designed vertical elements with two alternative variants of cones, i.e., with different diameters of the top (Dt), whereat the diameter of the element at the base has been kept the same. In that way, four types of energy dissipation devices have been formed, each type with two variants of cones of vertical energy dissipation components. The different types of energy dissipation devices have been designated as follows: 1) Prototypes of V-MG-MD energy dissipation device of Type – 1 existing as two component options: a) prototype model V-MG-MD-T11 with base and top diameters Db/Dt = 32.0/25.6 mm and b)

prototype model V-MG-MD-T12 with base and top diameters Db/Dt = 32.0/19.2 mm; 2) Prototypes of V-MG-MD energy dissipation device of Type – 2 existing as two component options: a) prototype model V-MG-MD-T21 with base and top diameters Db/Dt = 28.0/22.4 mm and

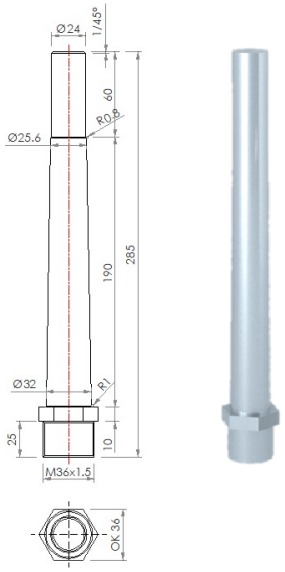


Fig 4. Geometry of model prototype of the ED component V-MG-MD-T11 tested with a gap G1 & G2

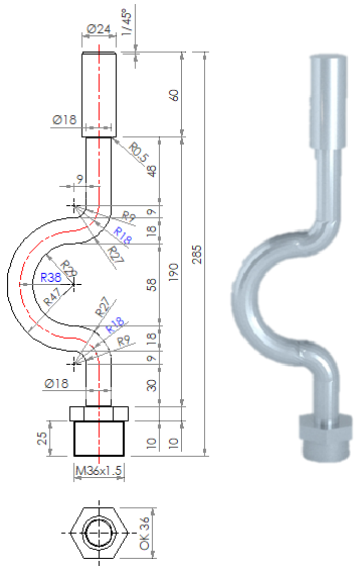


Fig 5. Geometry of model prototype of the ED component VF-MG-MD-D18 tested with a gap G1 & G2

b) prototype model V-MG-MD-T22 with base and top diameters Db/Dt = 28.0/16.0 mm; 3) Prototypes of V-MG-MD energy dissipation device of Type – 3 existing as two component options: a) prototype model V-MG-MD-T31 with base and top diameters Db/Dt = 24.0/19.2 mm and b) prototype model V-MG-MD-T32 with base and top diameters Db/Dt = 24.0/14.4 mm; 4) Prototypes of V-MG-MD energy dissipation device of Type – 4 existing as two component options: a) prototype model V-MG-MD-T41 with base and top diameters Db/Dt = 20.0/16.0 mm and b) prototype model V-MG-MD-T42 with base and top diameters Db/Dt = 20.0/12.0 mm.

Table 1. Prototypes of the tested V-MG-MD components under cyclic loads created for optional assembling of the new VF-MG-MD energy dissipation devices

Prototype type	Prototype notation	Geometry form	Geometry of gaps	Activation direction	Base-Db (mm)	Top-Dt (mm)
1	V-MG-MD-T11	T11	G1 & G2	MD	32.0	25.6
	V-MG-MD-T12	T12	G1 & G2	MD	32.0	19.2
2	V-MG-MD-T21	T21	G1 & G2	MD	28.0	22.4
	V-MG-MD-T22	T22	G1 & G2	MD	28.0	16.0
3	V-MG-MD-T31	T31	G1 & G2	MD	24.0	19.2
	V-MG-MD-T32	T32	G1 & G2	MD	24.0	14.4
4	V-MG-MD-T41	T41	G1 & G2	MD	20.0	16.0
	V-MG-MD-T42	T42	G1 & G2	MD	20.0	12.0

All vertical components have the same height of the cone body of h1 = 190 mm and end with an identical cylinder with a diameter d = 24.0 mm with a constant length of h2 = 60.0 mm. There has been enabled recording of original experimental results with well defined comparative parameters important for future design and practical application. With the described adapted geometry of the vertical components, there have been provided equivalent conditions for fixation into the base metal plate, while through the standard cylinder at the top of the vertical elements, there have been provided equivalent gap-G1 or gap-

G2 conditions for the designed gap-based excitation (repeated alternative contact and activation) of all the components possibly activated in the first, the second, or the third earthquake intensity phase.

(3) Vertical energy dissipation components of type-VF: The vertical energy dissipation components of type-VF are made of the same ductile metal available on the market in the form of a bar or an ideal cylinder with defined diameter Dc, Figure 5. The vertical energy dissipation components of type-VF consist of two straight parts and one curved part between them.

Table 2. Prototypes of the tested VF-MG-MD components under cyclic loads created for optionalassembling of the new VF-MG-MD energy dissipation devices

Prototype model	Prototype notation	Geometry form	Geometry of gaps	Activation direction	Body-Dc (mm)
1	VF-MG-MD-D22	D22	-	MD	22.0
2	VF-MG-MD-D20	D20	-	MD	20.0
3	VF-MG-MD-D18	D18	-	MD	18.0
4	VF-MG-MD-D16	D16	-	MD	16.0

According to the diameter of the cylinder (Dc), there have been adopted a total of four options from which there have arisen four prototype types of energy dissipation devices, Table 2. Model prototype-1 or component VF-MG-MD-D22, model prototype-2 or component VF-MG-MD-D20, model prototype-3 or component VF-MG-MD-D18 and model prototype-4 or component VF-MG-MD-D16 are constructed with a diameter of Dc = 22 mm, Dc = 20 mm, Dc = 18 mm, Dc = 16 mm, respectively. Analogously, all vertical VF components have the same height of the cone body of h1 = 190 mm and end with an identical cylinder with a diameter d = 24.0 mm with a constant length of h2 = 60.0 mm. In this case, the end cylinder is used for fixation of the component to the upper metal plate. So, in the case of possible cyclic negative reaction, the VF component will act by an adaptable hysteretic response. Such behavior and the provided component resistance against tension forces will result in protection of the structure against possible overturning. The study of the cyclic behavior of this specific VF component is a specific task providing original results with well organized comparative parameters important for its future design and practical application. Considering the characteristics of the described and adapted geometry of the vertical VF components, there have been provided equivalent end conditions for their fixation into the base and upper metal plates of the new VF-MG-MD energy dissipation device.

(4) Vertical deformed energy dissipation components of type-VD: The vertical energy dissipation components of type-VD are made with the same geometry as that of the VF components and using the same ductile metal available on the market in the form of a bar or an ideal cylinder with defined diameter Dc, Figure 5. The vertical energy dissipation components of type-VD consist of two straight parts and one curved part between them. According to the diameter of the cylinder (Dc), there have been adopted a total of four options from which there have also arisen four prototype types of energy dissipation devices, Table 3. Model prototype-1 or component VD-MG-MD-D22, model prototype-2 or component VD-MG-MD-D20, model prototype-3 or component VD-MG-MD-D18 and model prototype-4 or component VD-MG-MD-D16 are constructed with a diameter of Dc = 22 mm, Dc = 20 mm, Dc = 18 mm, Dc = 16 mm, respectively. Analogously, all vertical VD components have the same height of the cone body of h1 = 190 mm and end with an identical cylinder with a diameter d = 24.0 mm with a constant length of h2 = 60.0 mm. Such design enables recording of original experimental results with very well organized comparative parameters important for future design and practical application. With the described adapted geometry of the vertical VD components, there have been provided equivalent conditions for their fixation into the base metal plate, while through the standard cylinder at the top of the vertical elements, there have been provided equivalent gap-G1 or gap-G2 conditions for the designed gap-based excitation (repeated alternative contact and activation) of all the components, which are possibly activated in the first, the second or the third earthquake intensity phase. The hysteretic gap-based response of the VD-MG-MD components actually represents a direct contribution to the gap-based hysteretic response of the standard vertical components of type-V.

Table 3. Prototypes of the tested VD-MG-MD components under vertical cyclic loads created for optional assembling of the new VF-MG-MD energy dissipation devices

Prototype model	Prototype notation	Geometry form	Geometry of gaps	Activation direction	Body-Dc (mm)
1	VD-MG-MD-D22	D22	G1 & G2	MD	22.0
2	VD-MG-MD-D20	D20	G1 & G2	MD	20.0
3	VD-MG-MD-D18	D18	G1 & G2	MD	18.0
4	VD-MG-MD-D16	D16	G1 & G2	MD	16.0

(5) Upper metal plate with holes: On the upper side of the seismic energy dissipation device, Figure 2, a metal plate with thickness d = 20.0 mm is also constructed with equivalent concentric circles over which openings of two different diameters are distributed. The inner concentric circle has 8 openings with a diameter of d1 = 34.0 mm in which the standard top cylinders of all vertical components, designed with a diameter of d0 = 24.0 mm, are centrically accommodated. With such geometry of openings, a gap of G1 = 5.0 mm is provided in all directions. The external concentric circle has 8 openings with a diameter of d1 = 60.0 mm upon which the uniform cylinders on the top of the vertical components with a diameter of d0 = 24.0 mm are centrically accommodated. With this, a gap of G2 = 18.0 mm is provided in all directions. With such original structure of the seismic energy dissipater, activation of only the components of the inner circle is enabled in the first phase after initiated relative displacement larger than 5 mm (dr ≥ 5.0 mm), i.e., after the exceeding of the designed width of the concentric gap in all directions. In the second phase, if the relative displacement exceeds 18.0 mm, activation of all energy dissipation components located on the external concentric circle takes place. The upper metal plate is parallel with the lower one and is fixed to the upper structure or, in this study, to the superstructure of the large-scale bridge model. Taking advantage of the created very favorable conditions for composing different types of VF-MG-MD energy dissipation devices, the present research included realization of extensive experimental test programme, including performance of experimental tests on all anticipated prototype models of the V, VF and VD energy dissipation components.

3.2 Design and Production of Model Prototypes

(1) Selection of suitable properties of material to be implemented: For the manufacturing of the experimental prototype models of the V-MG-MD, VF-MG-MD and VD-MG-MD energy dissipation components, there has been selected a corresponding metal S-1530 with pronounced ductility and ability not to experience failure under a large number of iterated cyclic loads with pronounced or large amplitudes of displacement. These expected properties of the selected material have been fully proved by the realized extensive experimental tests.

(2) First production of the model prototypes: In the mechanical manufacturing of all prototype models of V-MG-MD, VF-MG-MD and VD-MG-MD energy dissipation components, metal elements with hexagonal cross-section have been used. Such selection created conditions for elaboration of a hexagonal segment necessary for the fixation of the element to the base by screwing. In addition, the selected profile has been used as suitable for manufacturing of all remaining segments of the corresponding V-type prototype models in accordance with their designed geometrical properties. As stated above, the highest segment with a length of lt = 60 mm has been constructed to have the same geometry in all prototype models.

4. NONLINEAR TESTS OF VF-ED COMPONENTS

4.1 Experimental Testing Program

Within the frames of experimental testing of the produced model prototypes of the specific energy dissipation components, an ample experimental program has been realized whereat each individual component has been tested twice as follows: a) realization of test-1, or the so called original test-a, in order to obtain the hysteretic response under the initial conditions and b) realization of test-2, or the so

called repeated test-b, in order to get an insight into the hysteretic response of the model that has already been tested. For testing of 8 prototypes of the V-MG-MD components under cyclic loads, simulating gap-G1 in the first case and gap-G2 in the second case, a total of 16 components of type-V have been produced. With the anticipated realization of the original and the repeated tests of each component, a total of 32 nonlinear cyclic tests have been done for the specific V-component type. For testing of 4 prototypes of the VF-MG-MD components under cyclic loads, a total of 4 components of type-VF have been produced. Similarly, with the anticipated realization of the original and the repeated tests of each component, a total of 8 nonlinear cyclic tests have been carried out for the specific VF-component type. Finally, for testing of 4 prototypes of the VD-MG-MD components under cyclic loads, simulating gap-G1 in the first case and gap-G2 in the second case, a total of 8 components of type-VD have been produced. With the anticipated realization of the original and the repeated tests of each component, a total of 16 nonlinear cyclic tests have been completed for the specific VD-component type. Accordingly, the experimental test program conducted for the present research purposes has been very extensive, including a total of 56 individual nonlinear tests. The experimental testing platform was created of two global segments: (1) rigid base structure to which the base cross-sections of the experimental model were fixed and (2) mobile lateral structure connected with a horizontal actuator applied for simulation of cyclic loads through simulated cyclic displacements with increasing amplitudes. Figure 6. and Figure 7 respectively show the initial position of the element and the characteristic deformed configuration under the applied considerable horizontal displacement. Using the created experimental platform, all 16 experimental tests anticipated in this phase have been successfully realized.



Fig 6. Platform for cyclic testing of ED components with different gaps

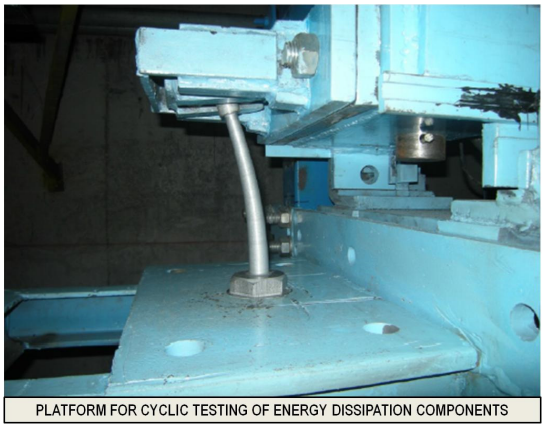


Fig 7. Typical testing deformation of the ED component V-MG-MD-T11 with gap G1

4.2 Experimental Test Results

4.2.1 Hysteretic Behavior of Vertical Energy Dissipation Components of Type-V:

From the realized 32 experimental tests, original experimental results have been obtained in a digital form. In the course of the experiments, in addition to data acquisition by certain control channels, the measured values of the horizontal deformation at the top D(mm) as well as the corresponding values of the applied horizontal force F(kN) have been recorded successfully. The obtained original results represent an optimal test data base for reliable quantification of the seismic performances under cyclic loads of the proposed new seismic energy dissipation components of type-V. The energy dissipation components of type-V have been tested under the simulated specific, originally proposed, conditions of gap-based response, considering the mechanically present gap-G1, Figure 8, or alternatively, considering the presence of gap-G2, Figure 9. First of all, the obtained experimental results from the original and the repeated tests of all models presented in the respective graphic form, clearly indicate that both plotted nonlinear hysteretic relationships are very similar or nearly identical. This observation is generally confirmed from the tests of all energy dissipation V-type components, both original and repeated. For example, for the tested component prototype type-1 (component V-MG-MD-T11) with simulated gap-G1, during the original test (a), an ultimate point restoring force of FU = 15.00 kN has

been obtained, while during the repeated test (b), an ultimate point restoring force of FU = 15.84 kN has been recorded.

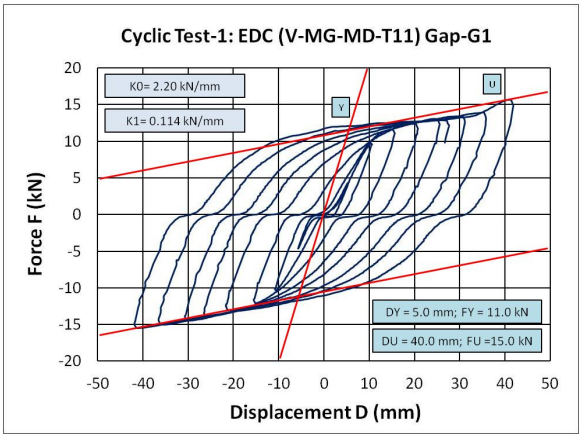


Fig 8. Hysteretic response of the ED component V-MG-MD-T11 tested with gap G1

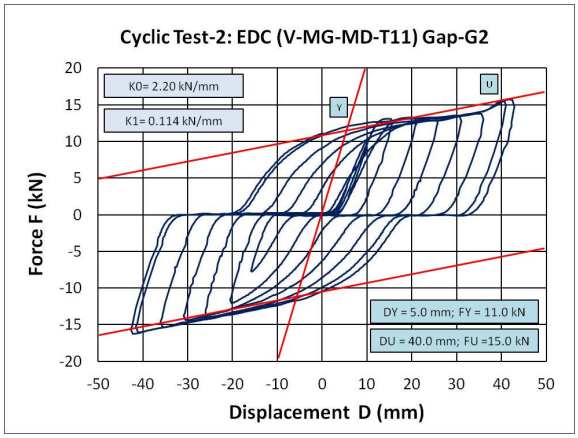


Fig 9. Hysteretic response of the ED component V-MG-MD-T11 tested with gap G2

The difference of the recorded values is very small and it amounts to only 5.6%. Similarly, the obtained experimental results for the same component V-MG-MD-T11, tested with simulated gap-G1 and simulated gap-G2, clearly indicate that both plotted nonlinear hysteretic relationships are also very similar or nearly identical, with a recorded difference in the gap-size effect only. For example, for the tested component prototype type-1, component V-MG-MD-T11, with simulated gap-G1 and also with simulated gap-G2, the same values of ultimate point restoring force of FU = 15.00 kN have been obtained. The difference between the two recorded hysteretic curves is insignificant and only in the respective actual gap-size effect, Figure 8 and Figure 9.

4.2.2 Hysteretic Behavior of Vertical Energy Dissipation Components of Type-VD:

Analogously, from the realized 16 experimental tests, original experimental results have been obtained in a digital form. In the course of the experiments, in addition to data acquisition by certain control channels, there have also been successfully recorded the measured values of the horizontal deformation at the top D(mm) as well as the corresponding values of the applied horizontal force F(kN).

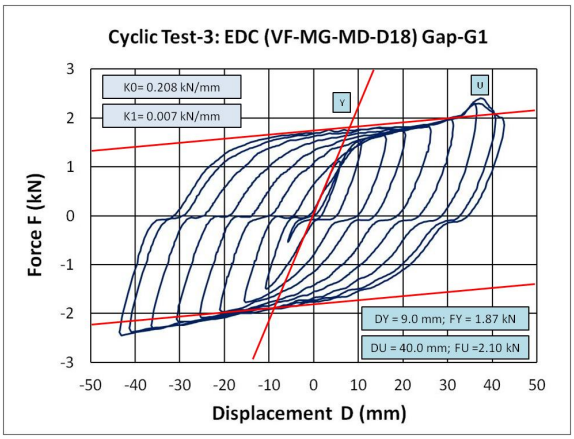


Fig 10. Hysteretic response of ED component VF-MG-MD-D18 tested with gap G1

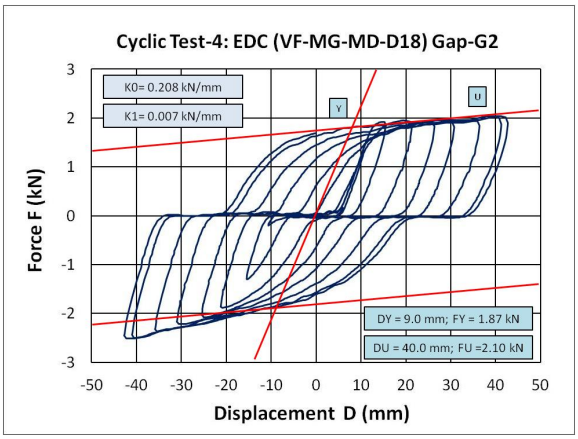


Fig 11. Hysteretic response of ED component VF-MG-MD-D18 tested with gap G2

The obtained original results represent also an optimal data base for reliable quantification of the seismic performances under cyclic loads of the proposed new seismic energy dissipation components of type-VD. The energy dissipation components of type-VD have been tested under the simulated specific, originally proposed, conditions of gap-based response, considering the mechanically present gap-G1, Figure 10, or alternatively, considering the presence of gap-G2, Figure 11. In this case, a similar

tendency is evident. First, the obtained experimental results from the original and the repeated tests of all models presented in the respective graphic form clearly indicate that both plotted nonlinear hysteretic relationships are very similar or nearly identical. This observation is generally confirmed from the tests of all energy dissipation VD-type components, both original and repeated. For example, for the tested component prototype type-3 (component VF-MG-MD-D18) with simulated gap-G1, during the original test (a), an ultimate point restoring force of FU = 2,10 kN has been obtained, while during the repeated test (b), an ultimate point restoring force of FU = 2,15 kN has been recorded. The difference between the recorded values is very small and amounts to only 2.4%. Similarly, the obtained experimental results for the same component VF-MG-MD-D18, tested with simulated gap-G1 and with simulated gap-G2, clearly indicate that both plotted nonlinear hysteretic relationships are also very similar or nearly identical, with a recorded difference in the gap-size effect only. For example, for the tested component prototype type-3, component V-MG-MD-T11, with simulated gap-G1 and also with simulated gap-G2, the same values of the ultimate point restoring force of FU = 2,10 kN have been obtained. An insignificant difference between the two recorded hysteretic curves only in respect to the actual gap-size effect is very clearly observed also in this case, Figure 10 and Figure 11.

4.2.3 Hysteretic Behavior of Vertical Fixed Energy Dissipation Components of Type-VF:

Finally, from the realized 8 experimental tests, original experimental results have also been obtained in a digital form. In the course of the experiments, in addition to data acquisition by certain control channels, there have also been recorded successfully the measured values of the vertical cyclic deformation at the top D(mm) as well as the corresponding values of the applied vertical cyclic force F(kN). In this specific case, for the tested components representing prototype type-VF, under simulated vertical cyclic loads, highly favorable and unique asymmetric hysteretic curves have been obtained, Figure 13. The obtained experimental data represent highly valuable background evidence for development of experimentally verified analytical simulation models. The conducted refined nonlinear analytical study and the developed nonlinear micro-models, actually represent an important and highly useful research step, providing an important general tool for solving specific problems, including: (1) validation of the capability of the implemented refined 3D nonlinear modeling concept for solving specific research and design tasks and (2) experimental validation of the proposed model for simulation of the complex hysteretic response of the VF-MG-MD device under general cyclic loading up to deep nonlinearity, Figure 12. The integral research activities in this domain have been successfully realized in three consequent phases: (1) Formulation of specific refined 3D nonlinear analytical models; (2) Analysis of nonlinear hysteretic response of individual components and integral devices under simulated cyclic deformations up to deep nonlinearity and (3) Comparative presentation and validation of the obtained original theoretical and experimental results.

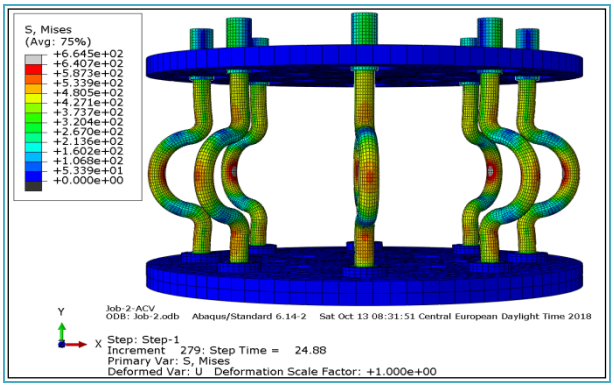


Fig 12. Micro-model of the 8VF-MG-MD-D18 energy dissipation device (8 installed components)

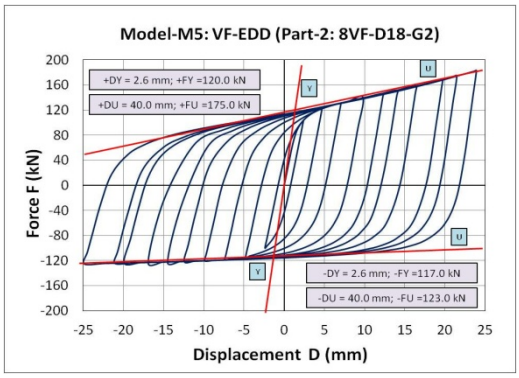


Fig 13. Hysteretic response of the 8VF-MG-MD-D18 device under simulated vertical cyclic loads

5. CONCLUSIONS

Based on the results obtained from the performed quasi-static tests of prototype models of the VF-MG-MD components and VF-MG-MD devices, the following observations can be summarized: (1) The proposed original concept of VF-MG-MD devices with activation of nonlinear response of the created specific device components represents an attractive compact solution with favorable behavior and created possibility for wide application; (2) The application of the devices in real bridges can be successfully assured during the design process by adopting a correct set of geometrical and material properties; (3) Braking and wind forces may be fully controlled by some added common elements; (4) The efficient and stable activation of the VF-MG-MD devices in all directions represents an advanced behavior mode since it protects the system integrity and does not allow an earthquake to detect the "weak points" of the isolated structure; (5) The seismic isolation system created with seismic bearings of different existing types can be implemented and (6) The integrated USI-VF system possesses the capability to assure equal and safe structural response in all directions under very strong earthquakes and induced largest displacement amplitudes.

6. ACKNOWLEDGMENTS

Extensive experimental and analytical research has been performed at IZIIS, "Ss. Cyril & Methodius" University, Skopje, in the framework of the three-year innovative NATO Science for Peace and Security Project: *Seismic Upgrading of Bridges in South-East Europe by Innovative Technologies (SFP: 983828), with participation of five countries: Macedonia: D. Ristic, Project Leader & PPD-Director; Germany: U. Dorka, NPD-Director; Albania: A. Lako; Bosnia & Herzegovina: D. Zenunovic & Serbia: R. Folic.* The creating of the RESIN Laboratory, Skopje, as a new open testing laboratory of the Regional Seismic Innovation Network involving young scientists, has been a specific long-term task. The NATO SfP support for this costly long-term research is greatly appreciated.

REFERENCES

[1] ANSYS Mechanical APDL Element Reference, Release 15.0, November 2013.

[2] Candeias P, Costa AC, Coelho E (2004) Shaking Table Tests of 1:3 Reduced Scale Models of Four Story Unreinforced Masonry Buildings. In *13th World Conf. on Earthquake Eng.* Vancouver, BC, pp. 2199.

[3] Constantinou MC, Kartoum A, Reinhorn AM and Bradford P (1992) Sliding Isolation System for Bridges: Experimental Study. *Earthquake Spectra* Vol. 8(3): 321-344.

[4] Dolce M, Cardone D, Palermo G (2007) Seismic Isolation of Bridges Using Isolation Systems Based on Flat Sliding Bearings. Bull Earthquake Engineering. 5(4): 491-509.

[5] Dolce MZ, Filardi B, Marnetto R, Nigro D (1996) Experimental Tests and Applications of an Advanced Biaxial Elastoplastic Device for the Passive Control of Structures. In Proceedings of the 4th World Congress on Joint Sealants and Bearing Systems for Concrete Structures, Sacramento. Sacramento, California.

[6] Ene D, Yamada S, Jiao Y, Kishiki S, Konishi Y (2017) Reliability of U-shaped Steel Dampers Used in Base-Isolated Structures Subjected to Biaxial Excitation. Earthquake Eng. & Str. Dynamics, 46(4): 621–639.

[7] Guan Z, Li J, Xu Y (2010) Performance Test of Energy Dissipation Bearing and its Application in Seismic Control of a Long-Span Bridge. *Journal of Bridge Engineering*, 15(6): 622-630.

[8] Iemura H, Taghikhany T, Jain SK (2007) Optimum Design of Resilient Sliding Isolation System for Seismic Protection of Equipments. *Bulletin of Earthquake Engineering* 5(1):85–103.

[9] Jankowski R, Wilde K and Fujino Y (1998) Pounding of Superstructure Segments in Isolated Elevated Bridge During Earthquakes. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 27(5): 487-502.

[10] Kartoum A, Constantinou M and Reinhorn A (1992) Sliding Isolation System for Bridges: Analytical study, *Earthquake Spectra* 8(3): 345-372.

[11] Kelly JM (1986) A Seismic Base Isolation: Review and Bibliography, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 5(4): 202-216.

[12] Kunde M and Jangid RS (2003) Seismic Behavior of Isolated Bridges: A State-of-the-Art Review. EJSE, *Electronic Journal of Structural Engineering* 3(2):140-169.

[13] Mayes RL, Buckle IG, Kelly TE and Jones LR (1992) AASHTO Seismic Isolation Design Requirements for Highway Bridges, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 118(1): 284-304.

[14] Mokha A, Constantinou M and Reinhorn A (1990) Teflon Bearings in Seismic Base Isolation I: Testing. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 116(2): 438-454.

[15] Oh SH, Song SH, Lee SH et al. (2012) Seismic Response of Base Isolating Systems with U-shaped Hysteretic Dampers. *International Journal of Steel Structures,* 12(2):285–298.

[16] Ristic D (1988) *Nonlinear Behavior and Stress-Strain Based Modeling of Reinforced Concrete Structures under Earthquake Induced Bending and Varying Axial Loads, PhD Dissertation*, School of Civil Engineering, Kyoto University, Kyoto, Japan.

[17] Ristic D, Ristic J (2012) *New Integrated 2G3 Response Modification Method for Seismic Upgrading of New and Existing Bridges,* In 15th World Conference on Earthquake Engineering, (WCEE), Lisbon, Portugal.

[18] Ristic J, Misini M, Ristic D, Guri Z, Pllana N (2018) Seismic Upgrading of Isolated Bridges with SF-ED Devices: Shaking Table Tests of Large-Scale Model, *Građevinar, 70* (6): 463-485. doi: https://doi.org/10.14256/JCE.2147.

[19] Ristic J (2011) *Comparative Seismic Analysis of RC Bridge Structure Applying Macedonian Seismic Design Regulations and Eurocodes.* MSc Thesis, Department for Theory of Structures, "Ss. Cyril and Methodius" University, Skopje, Macedonia.

[20] Ristic J (2016) *Modern Technology for Seismic Protection of Bridge Structures Applying New System for Modification of Earthquake Response.* PhD Thesis, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology (IZIIS), "Ss. Cyril and Methodius" University, Skopje, Macedonia.

[21] Ristic D, Dorka U, Lako A, Zenunovic D, Folic R (2013) *Seismic Upgrading of Bridges in South-East Europe by Innovative Technologies,* NATO SfP Project 983828, Final Report.

[22] Robinson WH (1982) Lead-Rubber Hysteretic Bearings Suitable for Protecting Structures During Earthquakes, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 10(4): 593-604.

[23] Serino G, Occhiuzzi A (2003) A Semi-Active Oleodynamic Damper for Earthquake Control. Part 1: Design, Manufacturing and Experimental Analysis of the Device. *Bulletin of Earthquake Engineering* 1(2): 275-302.

[24] Skinner RI, Kelly JM and Heine AJ (1974) Hysteretic Dampers for Earthquake Resistant Structures, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 3(3): 287-296.

[25] Tsopelas P, Constantinou MC, Kim YS and Okamoto S (1996) Experimental Study of FPS System in Bridge Seismic Isolation. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 25 (1): 65-78.

[26] Tubaldi E, Mitoulis SA, Ahmadi H, Muhr A (2016) A Parametric Study on the Axial Behaviour of Elastomeric Isolators in Multi-span Bridges Subjected to Horizontal Seismic Excitations. *Bulletin of Earthquake Engineering* 14(4):1285–1310.

[27] Turkington DH, Carr AJ, Cooke N and Moss PJ (1989) Seismic Design of Bridges on Lead-Rubber Bearings. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 115(12): 3000-3016.

[28] Unjoh S and Ohsumi M (1998) Earthquake Response Characteristics of Super-multispan Continuous Menshin (seismic isolation) Bridges and the Seismic Design. *ISET Journal of Earthquake Engineering Technology* 35: 95-104.

[29] Wang, YP, Chung L and Wei HL (1998) Seismic Response Analysis of Bridges Isolated with Friction Pendulum Bearings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics.* 27(10): 1069-1093.

[30] Wilson EL, Habibullah A. SAP2000, Structural and Earthquake Engineering Software. *Computers and Structures Inc.,* Berkeley, CA.

[31] Wilson L Edward (2002) *Three-Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures: A Physical Approach With Emphasis on Earthquake Engineering,* Berkeley, California: Third Ed.

[32] Zayas, VA, Low SS and Mahin SA (1990) A Simple Pendulum Technique for Achieving Seismic Isolation. *Earthquake Spectra.* 6(2): 317-333.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

SE - 23

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

EQ-DGIS: ДИГИТАЛНА И ГИС БАЗА НА ПОДАТОЦИ ЗА ОШТЕТУВАЊА ПРЕДИЗВИКАНИ ОД ЗЕМЈОТРЕС: Пилот студија земјотресот од Скопје 1963 г.

Христина РИСТОВСКА [1], Радмила ШАЛИЌ [2], Зоран МИЛУТИНОВИЌ [3], Слободан МИЦАЈКОВ [4]

АПСТРАКТ

Користењето на новите сознанија и научни методологии, и нивното доведување во корелација со податоците од случените, посебно катастрофални земјотреси, е од особена важност, при што се добиваат нови сознанија кои понатаму ќе бидат основа за адекватно планирање и изградба на отпорни градови. Рефлективноста, како прв услов кој треба да го задоволат отпорните градови, која подразбира имплементирање на искуства и лекции од минатото во донесување на идни одлуки при планирањето и справувањето со катастрофите, беше појдовен мотив за концептуализирање и создавање на EQ-DGIS база. Ваквиот приод овожможува напредни просторни и статистички анализи и нивна корелација со други современи просторни истражувања, што е основа за нови сознанија кои би ги насочиле идните стратегии во формирањето на отпорните урбани средини.

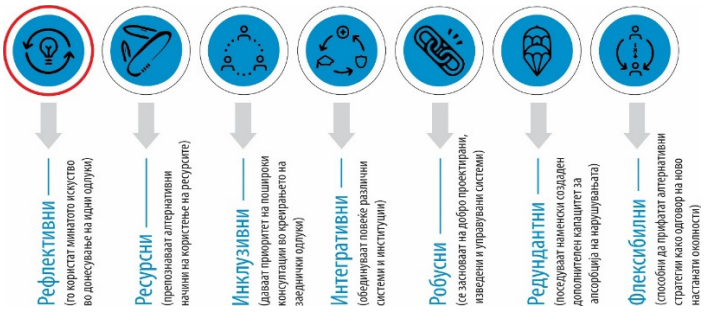
Пилот студија за применливост на EQ-DGIS базата беше изработена за Скопскиот земјотрес од 1963 г.. Во студијата се структуирани достапните податоци и информации, направена е реевалуација и просторна анализа, како и мапирање на податоците од оштетувањата, нивна корелација со постојните, но и најновите истражувања во полето на сеизмологијата, тектониката, геологијата и други инженерско-геолошки параметри кои се во спрега со дистрибуцијата на оштетувањата. Истражувањата презентирани во овој труд се во рамките на магистерскиот труд Ристовска (2019) кој се работи во Институтот за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија (УКИМ-ИЗИИС) и во моментов е во завршна фаза на изработка.

Клучни зборови: *EQ-DGIS, оштетувања, земјотрес, Скопје, база на податоци, ГИС.*

[1] Дипл. град. инж., Магистрант, Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија (ИЗИИС), Универзитет “Св. Кирил и Методиј”, Скопје, Република Северна Македонија, ristovska.hristina@gmail.com
[2] Доц. д-р, Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија (ИЗИИС), Универзитет “Св. Кирил и Методиј”, Скопје, Република Северна Македонија, r_salic@iziis.ukim.edu.mk
[3] Проф. д-р, Професор во пензија, Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија (ИЗИИС), Универзитет “Св. Кирил и Методиј”, Скопје, Република Северна Македонија, milutin.zvm@gmail.com
[4] Дипл. елек. инж, Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија (ИЗИИС), Универзитет “Св. Кирил и Методиј”, Скопје, Република Северна Македонија, micajkov@iziis.ukim.edu.mk

1. ВОВЕД

Скопскиот земјотрес од 1963 г., преставува една од катастрофите на минатиот век која по својата димензија и карактер ја разбранува тогашната домашна и светска јавност, настан кој ги постави темелите на Европското земјотресно инженерство и настан кој беше причина да бидат ревидирани дотогаш основните проектантски концепти и надвор од националните прописи за проектирање. Постземјотресната обнова на градот претставуваше еден вид полигон за реализација на тогаш најсовремените концепти во областите на урбанистичкото планирање, градежништвото и архитектурата (Милутиновиќ и соработници, 2017).



Сл 1. Карактеристики на отпорните градови
Превземено одhttps://www.100resilientcities.org/resources/

И после 56те години од неговото случување, сè уште оваа катастрофа преставува ризница на лекции кои треба да се научат, а уште поважно и применат во проектирањето на отпорните градови (Friedman & Lee, 2017) од кои се бара да бидат рефлективни,ресурсни, инклузивни, интегративни,робусни, редундантни и флексибилни (Слика 1).

Оттаму, поаѓајќи од рефлективноста, како прв услов кој треба да го задоволат отпорните градови, што подразбира имплементирање на искуства и лекции од минатото во донесување на идни одлуки при планирањето и справувањето со катастрофите, беше појдовна точка за ова истражување, односно концептуализирање и формирање на EQ-DGIS (Дигитална и ГИС база на податоци за оштетувања предизвикани од земјотрес).

Интензивната урбанизација на градот Скопје, доведува до секојдневен раст на концентрацијата на луѓе и материјални добра, зголемувајќи го социо-економскиот ризик до засега непозната големина. Скопскиот земјотрес од 11 септември 2016 г., само нè предупреди и потсети на повредливоста на физичката средина и социо-општествениот контекст (Milutinovic et al, 2018). Користењето на најновите сознанија и научни методологии, и нивното доведување во корелација со податоците од случените, посебно катастрофални земјотреси, е од особена важност, овозможувајќи нови научни сознанија кои понатаму ќе бидат основа за адекватно планирање и изградба во стремежот за создавање на отпорен град.

Со создавањето на предложената дигитална и ГИС база на податоци за оштетувањата од случените земјотреси се овожможуваат напредни просторни и статистички анализи и нивна корелација со други современи просторни истражувања, што е основа за нови сознанија кои би ги насочиле идните стратегии во формирањето на отпорните урбани средини. Токму корелацијата на постојните податоци од оштетувањата како резултат на Скопскиот земјотрес од 1963 г., во однос на постојните, но и најновите регионални истражувања на почвените услови (пример: Милутиновиќ и соработници, 2016; Мираковски и соработници, 2011 и др.) и другите фактори кои влијаат на дистрибуцијата на оштетувањата, преставуваат значаен придонес на овој труд.

Покрај научно-истражувачката, дополнителна вредност на ова истражување е и електронската систематизација, реевалуација, просторна анализа и мапирање на податоците од оштетувањата како резултат на Скопскиот земјотрес од 1963 г., со што истите трајно се заштитуваат и стануваат достапни во електронско-дигитална форма и за други понатамошни современи анализи и истражувања.

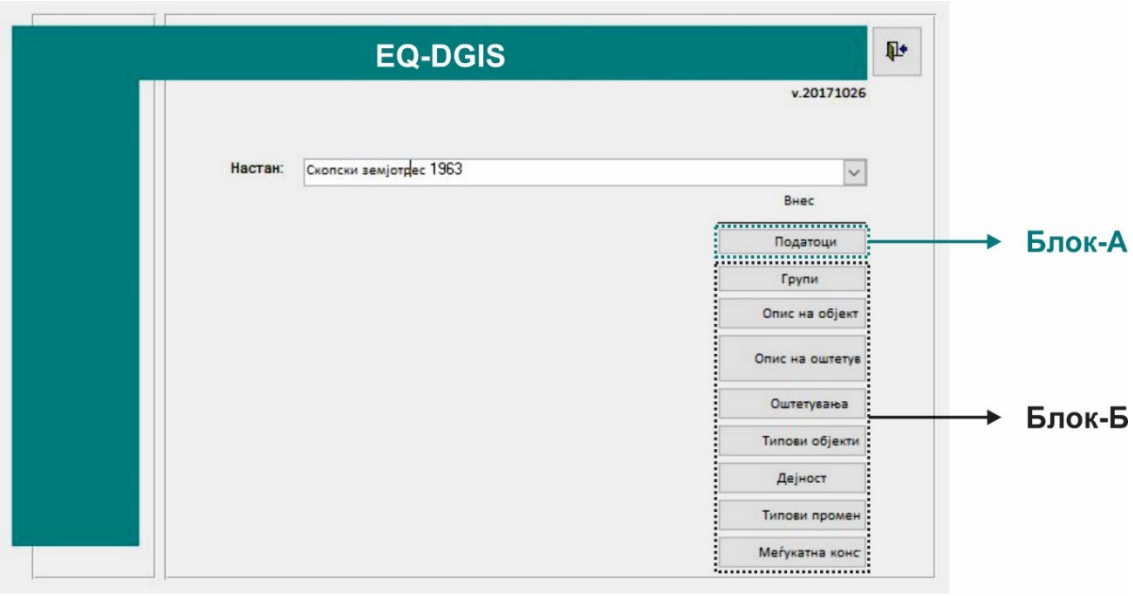
2. ДИГИТАЛНА И ГИС БАЗА НА ПОДАТОЦИ ЗА ОШТЕТУВАЊА ПРЕДИЗВИКАНИ ОД ЗЕМЈОТРЕС (EQ-DGIS)

За потребите на систематизирање и анализирање на податоци од оштетувања предизвикани од силните земјотреси, концептуализиран и формиран е систем односно дигитална и ГИС база на

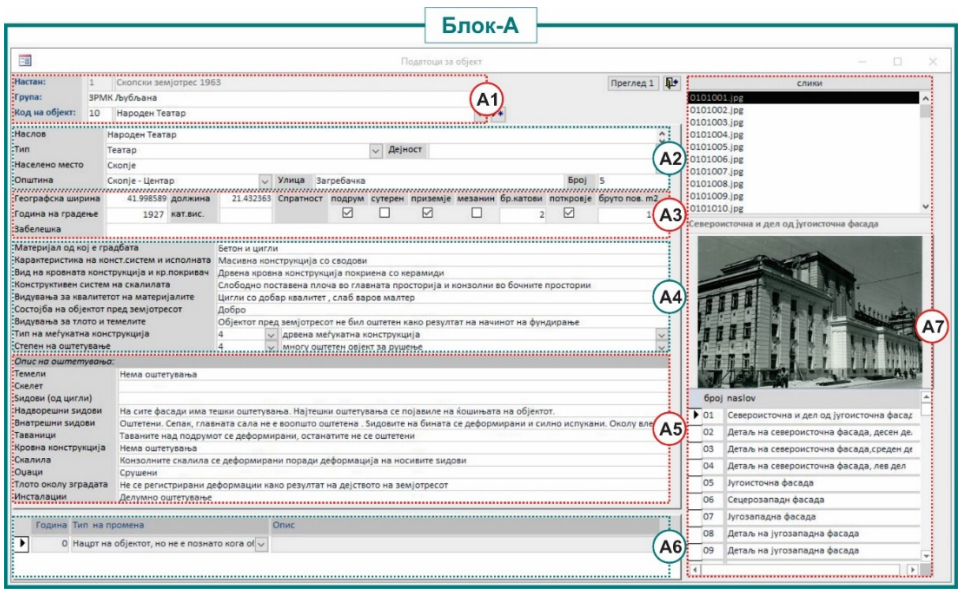
податоци (EQ-DGIS) од отворен карактер која овозможува не само внесување и анализа на податоци од веќе случени земјотреси, но и внесување на нови податоци кои би биле достапни во иднина. Анализирањето на податоците од оштетувањата, и заклучоците како разултат на истите, се од суштествена важност, посебно во доменот на подобрување на проектантските прописи и регулативи, но и во доменот на адекватно и рационално просторно и урбанистичко планирање.

2.1. Концепт

За креирањето на концептот на EQ-DGIS, претходеше обемно проучување и анализирање на сите досега користени национални пристапи и методологии за процена на штети за услови на земјотрес (1963, 1979, 1987 и 2001), но и одредени позначајни методологии користени од страна на други држави во светот (Италија, Јапонија, САД и др.). Проучувањето на овие методологии беше неопходен предуслов да се изучат користените категории на податоци релевантни за проценката, како и нивното класифицирање, што овозможи формирање на отворен систем за анализа на оштетувања од минати и идни земјотреси.



Сл 2. EQ-DGIS (v.20171026) влезна страница



Сл 3. Блок-А (v.20171026) влезна страница

Концептуално, системот се состои од две групи на податоци, сместени во два блока (Блок-А и Блок-Б), Слика 2. За секој претходно креиран земјотресен настан (во случајов пример Скопски земјотрес од 1963 г.), податоците од конкретната проценка, за секој објект поединечно, се внесуваат во делот Блок-А, но со претходно или паралелно дефинирање на одредени променливи карактеристични за проценката во делот Блок-Б.

Блокот-А се состои од седум подгрупи на податоци, кои директно се земаат како што се дефинирани во соодветната проценка (формулар) и ги содржи следните податоци:

- A1: земјотресен настан; групата/тимот кој ја вршел проценката и кодот на објектот.
- A2: име на објектот; тип; дејност; населено место; општина; улица и број.
- A3: географска ширина и должина; година на градење; катна височина; постоење на подрум, сутерен, приземје, мезанин и поткровје; број на катови; бруто површина и забелешка.
- A4: материјал од кој е градбата; карактеристика на кровниот систем и исполната; вид на кровна конструкција и кровен покривач; конструктивен систем на скалилата; видувања за квалитетот на материјалите; состојба на објектот пред земјотресот; видувања за тлото и темелите; тип на меѓукатна конструкција; степен на оштетување.
- A5: опис на оштетувања: темели; скелет; ѕидови (носиви); надворешни ѕидови; внатрешни ѕидови; таваници; кровна конструкција; скалила; оџаци; тло околу зграда; инсталации.
- A6: регистрирање на претходни промени во градбата.
- A7: фото документација за објектот.

Блокот-Б овозможува дефинирање претходно/паралелено дефинирање/класификација на користените променливи од интерес во однос на кои потоа се работат сите статистички и просторни анализи од интерес. Во овој дел се дефинирани осум карактеристични променливи: групи; опис на објектот; опис на оштетувањата; типови на објекти; дејност; типови на промени и меѓукатна конструкција.



Сл 4. Просторна дистрибуција на објектите по степен на оштетување (пилот студија: Скопски земјотрес од 1963 г; делумен просторен приказ за поширокото централно подрачје)

EQ-DGIS базата е проектирана да биде од отворен модуларен карактер што овозможува лесна промена/надоградба на претходно дефинираните променливи. Дефинираните променливи претходно дискутирани и прикажани на слика 2 и 3 беа детерминирани со цел да ги прифатат информациите содржани од извршената проценка за Скопскиот земјотрес од 1963 г.

Од особена важност е да се спомене дека EQ-DGIS базата е поврзана со географски информационен систем (ГИС) со кој на просторно визуелен начин се овозможува приказ на дистрибуцијата на оштетувањата (слика 4), но и воедно се нуди и можност за изработка на едноставни до комплексни статистичко-просторни анализи, посебно во доменот на корелација со други просторни податоци.

3. ПИЛОТ СТУДИЈА: ОШТЕТУВАЊАТА ОД ЗЕМЈОТРЕСОТ ВО СКОПЈЕ ОД 1963г.

Како пилот студија за тестирање на апликабилноста на предложената EQ-DGIS база беше одбрана проценката извршена после Скопскиот земјотрес од 1963 г. (26 јули 1963 г., M_L=6.1, I_0=IX), како еден од најдеструктивните земјотреси во поновата историја не само во Р.С. Македонија, туку и во регионот. Оваа проценка е избрана како пилот, не само заради важноста на земјотресот и погодениот регион, туку и од причина што за првпат за потребите на проценката се јавува систематизирана методологија на прибирање на податоци од оштетувања од земјотрес.

Проценката на систематизиран и координиран начин е изработена од тимови во организација на тогаш пет реномирани Институти во Југославија:

- ЗРМК Љубљана (Zavod za raziskavo materijala in konstrukcij, Ljubljana)
- ИГХ Загреб (Institut građevinarstva Hrvatske, Zagreb)
- ЗИМ Скопје (Завод за испитување на материјали при Техничкиот Факултет, Скопје)
- ИИМ Белград (Institut za ispitivanje materijala SR Srbije, Beograd)
- ИМК Сараево (Zavod za ispitivanje materijala i konstrukcija, Građ. Fak., Sarajevo)

Во вкупно 245 извештаи (ЗРМК Љубљана 51, ИГХ Загреб 50, ЗИМ Скопје 75, ИИМ Белград 40 и ИМК Сараево 29), се систематизирани проценките поврзани со 245 објекти на територијата на градот Скопје. Презентираните податоци во оригиналните извештаи на систематизиран начин се внесени во развиената EQ-DGIS база заедно со целата пропратна фото-документација. Секој објект за кој е извршена проценка дополнително е просторно идентификуван и е утврдена моменталната фактичка состојба за неговото денешно постоење/непостоење.

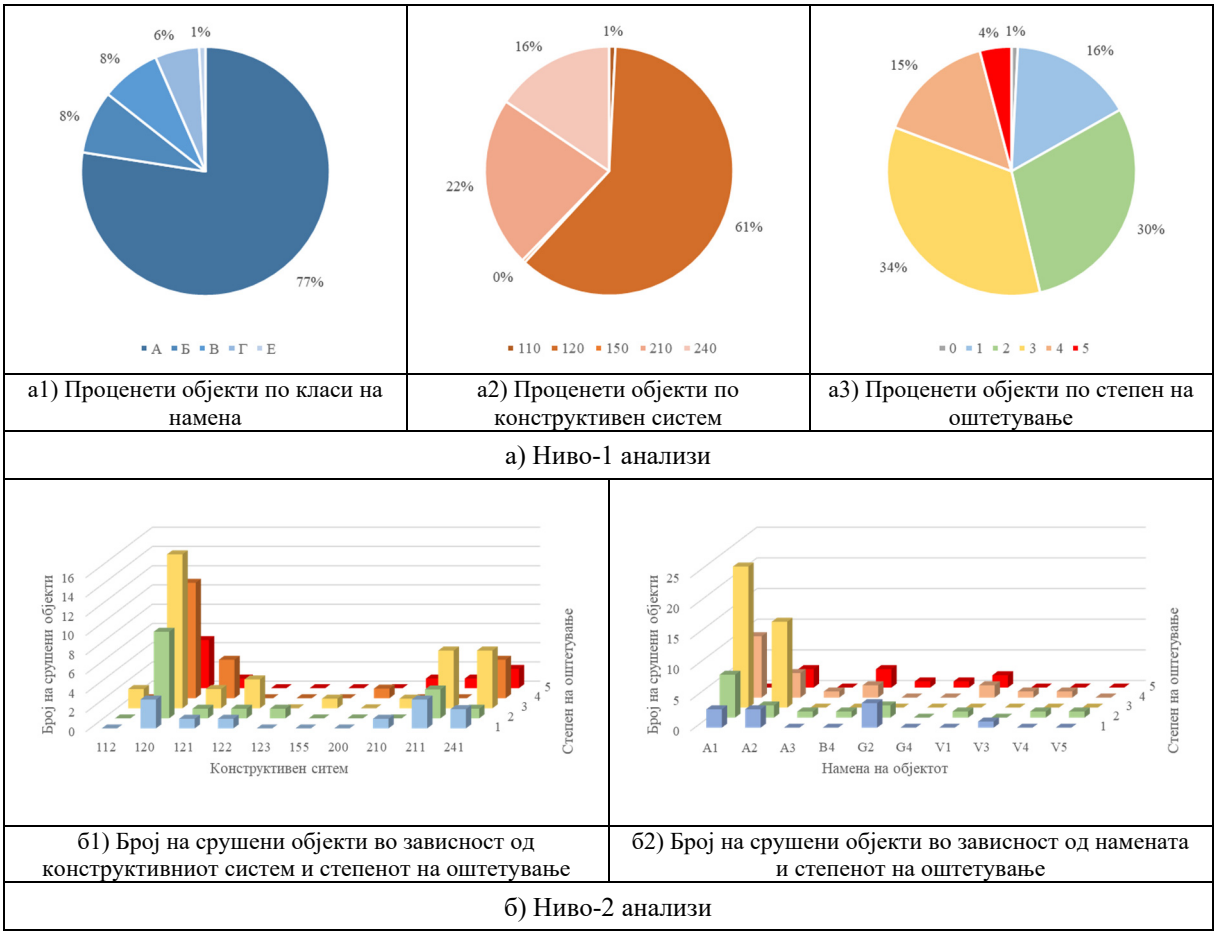
4. КОРЕЛАЦИОНИ СТАТИСТИЧКИ И ПРОСТОРНИ АНАЛИЗИ

Внесувањето на податоците од проценките во базата од отворен тип EQ-DGIS овозможува изработка на разни брзи корелациони статистички и просторни анализи, во зависност од интересот. Во прилог на ова поглавје издвојуваме само дел од анализите како можности кои би претставувале основа за донесување на одредени заклучоци, а се направени врз основа на пилот студијата за Скопскиот земјотресо од 1963 г.

4.1. Основни статистички анализи

Предложеното програмско решение EQ-DGIS нуди можност и за автоматска статистичка анализа на проценетите објекти (слика 5), и тоа во две нивоа на анализа од интерес:

- Ниво-1 (комбинација на 2 променливи): Бројна дистрибуција на проценетите објекти по општини, намена, година на градење, број на катови, бруто површина, конструктивен систем, степен на оштетување, деформации на тлото, постоечки/срушени (слика 5а).
- Ниво-2 (комбинација на 3 променливи): Бројна дистрибуција на проценетите објекти во зависност од степенот на оштетување и конструктивниот систем по намена, година на градење, бруто површина, спратност, постоечки/срушени (слика 5б).



а1) Проценети објекти по класи на намена

а2) Проценети објекти по конструктивен систем

а3) Проценети објекти по степен на оштетување

а) Ниво-1 анализи

б1) Број на срушени објекти во зависност од конструктивниот систем и степенот на оштетување

б2) Број на срушени објекти во зависност од намената и степенот на оштетување

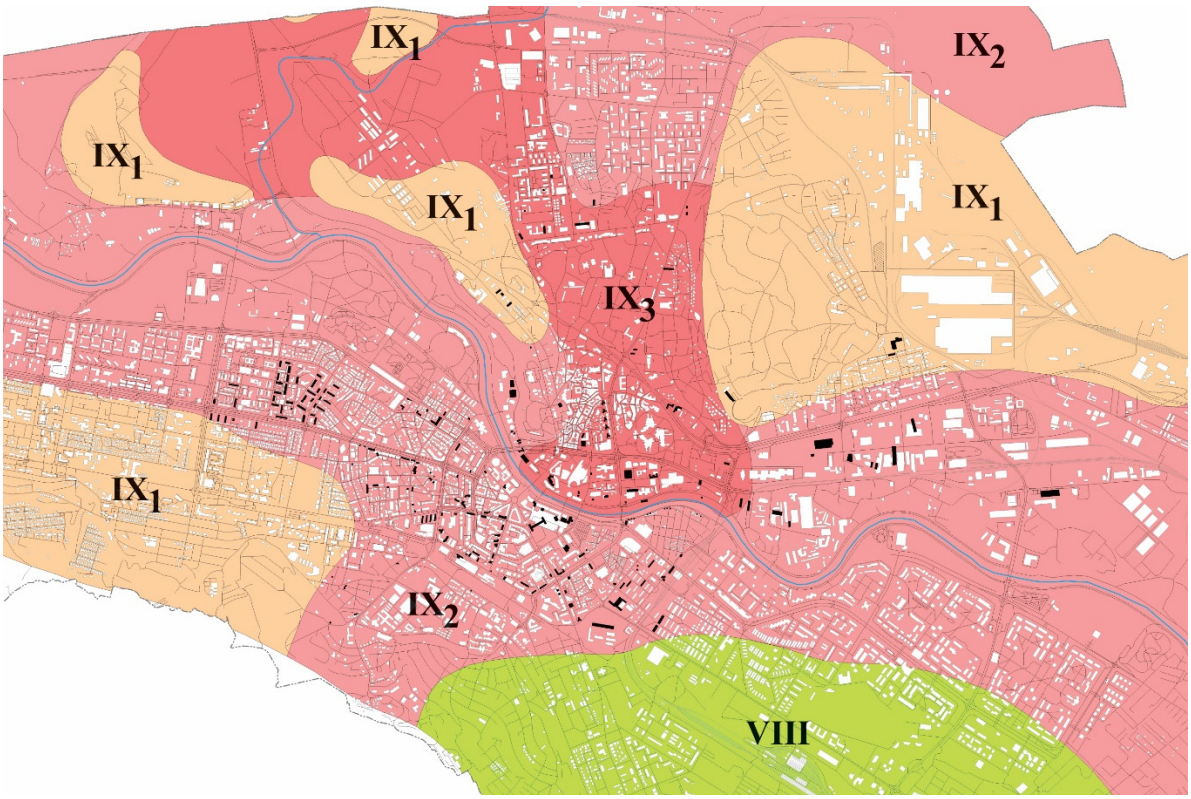
б) Ниво-2 анализи

Сл 5. Селектирани автоматски статистички прикази

На сликата 5 е прикажан само извадок од некои покарактеристични брзи автоматски статистички анализи кои ги нуди EQ-DGIS за брзо и ефикасно донесување на заклучоци од проценката. Се разбира, постои можност и истите да се претстават во вид на просторна дистрибуција, по примерот прикажан на слика 4. Класите на намена се класифицирани во согласност со Правилникот за стандарди и нормативи за урбанистичко планирање (Сл. Весник на РМ, 142/2015), додека конструктивниот систем и степенот на оштетување согласно критериумите на методологијата за процена на штети од 1979 односно 1987.

4.2. Просторни статистички анализи

Просторните статистички анализи се од несомнено огромно значење, посебно кога се работи за корелација со други просторни променливи кои можат да се јават како едни од главните фактори за големината и дистрибуцијата на оштетувањата, како на пример: сеизмолошки и тектонски податоци, разни инженерско-геолошки податоци, и други податоци поврзани со карактеристиките на почвата. Во делот за Скопската котлина, како податоци од интерес за просторните анализи се земени дистибуциите на вредностите од: сеизмичкиот хазард по важечките (ПИОВС81) и картите за Еврокод (Милутиновиќ и сораб., 2016); студијата за микрозонирање од 1964 г. [13,18] и студијата за микрозонирање од Мираковски и сораб. (2011); инженерско-геолошката карта [3]; картата за носивост на тло [2]; како и податоците за погодност за урбанизација, предоминантните периоди на тлото и DAF (Мираковски и сораб., 2011). На слика 6 е прикажана просторната дистрибуција на оштетените објекти во однос на дистрибуцијата на максимално очекуваните интензитети [13].



Сл 6. Просторна дистрибуција на објектите во однос на дистрибуцијата на очекуваните интензитети (Карта на сеизмичко микроренонирање од 1968 г., преработена во ГИС од проф.д-р З. Милутиновиќ)

5. ЗАКЛУЧОК

EQ-DGIS базата со својот отворен и модуларен карактер во иднина ќе овозможи внесување и анализа на податоци од оштетувања и од други случени и идни земјотреси на територијата на Р.С. Македонија, обезбедувајќи сеопфатна основа за донесување на заклучоци, одлуки и стратегии, а сè со цел креирање на отпорни средини и градови.

Пилот студијата за оштетувањата од Скопскиот земјотрес од 1963 година, покрај сеопфатната реевалуација и систематизација на податоците, и нивната корелација со разните истражувања на параметрите на тлото, резултираше со анализи и вредни заклучоци (Христовска, 2019), кои во иднина можат да послужат како добра основа во планирањето на идниот развој на градот.

БЛАГОДАРНОСТ

Останатите автори на овој труд посебно изразуваат огромна благодарност на сега веќе пензионираниот редовен професор д-р Зоран Милутиновиќ, за вредните сугестии и напатствија, но и за доставените уникатни документи, материјали и списи поврзани со Скопскиот земјотрес од 1963 г., овозможувајќи со овој труд нивно дигитализирање и трајно зачувување.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Friedman, S., Lee, T. (2017). Cities Taking Action, How the 100RC Network is Building Urban Resilience, The Rockefeller Foundation, July, 2017.

[2] Geomehanicka karta (Uopstena), 1:25:000, Zavod za feoloska i geofizicka istrazivanja, Beograd.

[3] Inzenjerskogeoloska karta sireg urbanistickog podrucja Grada Skoplja, Zavod za geoloska i geofizicka istrazivanja – odelenje za inzenersku geologiju i hidrogeologiju, Beograd, 1963-1964.

[4] Metodologija za procenu steta od zemljotresa u Skoplju, Komisija za procenu shteta od zemljotresa u Skoplju, Avgust 1963, Skoplje.

[5] Milutinovic, Z., R. Salic, S. Micajkov, D. Tomic, H. Ristovska (2018). Managerial Aspects of September 11, 2016, 5.1 Skopje Earthquake, 16th European Conference on Earthquake Engineering, 18-21 June 2018, Thessaloniki, Greece.

[6] Tehnicka dokumentacija zemjotresa na objekte visokogradnje u Skoplju (Studija detaljno snimenih objekata), Zavod za ispituvanje na materijali pri Tehnickiot fakultet Skopje, 1964.

[7] Tehnicka dokumentacija zemjotresa na objekte visokogradnje u Skoplju, Institut građevinarstva Hrvatske, Zagreb, 1963/1964.

[8] Tehnicka dokumentacija zemjotresa na objekte visokogradnje u Skoplju, Institut za ispitivanje materijala SR Srbije-Beograd, Beograd, marta 1964.

[9] Tehnicka dokumentacija zemjotresa na objekte visokogradnje u Skoplju, Zavod za ispitivanje materijala i konstrukcija Građ. Fak. Sarajevo, Sarajevo, Februara 1964.

[10] Tehnicka dokumentacija zemjotresa na objekte visokogradnje u Skoplju, Zavod za raziskavo materijala in konstrukcij-Ljubljana, Ljubljana, 1964.

[11] Zemljotress u Skoplju od 26 Jula 1963 godine i njegovo dejstvo na gradjevinske objekte, Institut za ispitivanje materijala SR Srbije-Beograd, Završni Izveštaj, Beograd, 1964.

[12] З. Милутиновиќ, Р. Шалиќ, Н. Думурџанов, В. Чејковска, Л. Пекевски, Д. Томиќ (2016). Карти на сеизмичко зонирање на Република Македонија согласно барањата на MKS-EN 1998-1:2004 - ЕВРОКОД 8, Извештај ИЗИИС 2016-26, Август 2016.

[13] Карта на сеизмичко микрозонирање на поширокото урбанистичко подрачје на Градот Скопје, Публикација бр.12, Институт за сеизмологија, земјотресно инженерство и и урбанистичко планирање на Универзитетот во Скопје, декември 1967.

[14] Милутиновиќ, З., Черних Анастасовска, Д., Думурџанов, Н., Шалиќ, Р., Дрогрешка, К., Л., Чејковска, В., Најдовска, Ј., Томиќ, Д., Ристовска, Х. (2017). Земјотресот во Скопје од 26 Јули 1963 година најсмртоносен на Балканот, Порта3, бр. 263, ст. 48-53, декември 2017 г.

[15] Мираковски, Г., Стаматовска, С., Мицајков, С., Алексовски, Д., Мирчевска, В., Зафирова, и., Гаџа, В., Ѓорѓеска, И., Филиповски, Д., Марковски, И. (2011). Геолошка и сеизмогеолошка основа за Генерален урбанистички план на Град Скопје за поширокото урбанистичко подрачје на градот, Извештај ИЗИИС, 2011-31, Јуни 2011 г.

[16] ПИОВС81: Правилник за техничките нормативи за изградба на објекти од високоградбата во сеизмички подрачја, Службен лист на СФРЈ бр. 31/81 (Амандмани 49/82, 29/83, 21/88 и 52/90).

[17] Правилник за стандарди и нормативи за урбанистичко планирање, Службен Весник на РМ, бр. 142 од 21.08.2015.

[18] Решение за усвојување картата на сеизмичкото микрореонирање на поширокото урбанистичко подрачје на градот Скопје, Сл. Весник СРМ бр. 25/1968.

[19] Ристовска, Х. (2019). Дигитална и ГИС база на податоци за оштетувања предизвикани од земјотрес: Систематизација, реевалуација, просторна анализа и маприрање на оштетувањата од Скопскиот земјотрес од 26 јули 1963 година, Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија (УКИМ-ИЗИИС), Магистерски труд, Скопје, 2019 (во изработка).

[20] Упатство за Единствената методологија за процена на штети од елементарни и други непогоди, Службен весник на РМ, бр. 75/2001.

[21] Упатство за Единствената методологија за процена на штети од елементарни непогоди, Службен весник на СФРЈ бр. 027/1987.

[22] Упатство за Единствената методологија за процена на штетите од елементарни непогоди, Службен весник на СФРЈ бр. 17/1979.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

SE - 24

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

QUASI STATIC TESTS OF PRESTRESSED PRECAST HOLLOW CORE SLABS - RC BEAM CONNECTIONS

Kristijan RUNEVSKI[1], Roberta APOSTOLSKA[2], Zivko BOZHINOVSKI[3], Veronika SHENDOVA[4], Blagojce STOJANOVSKI[5], Igor MARKOVSKI[6]

ABSTRACT

Activities presented in this paper were carried out within the frame of the IZIIS-LIMAK Agreement and the goal was to investigate experimentally seismic performance of the integral assemblage consists of prestressed precast hollow core slabs (HCS), RC beams and cast in situ topping for monolithization. The HCS are design for vertical loads and produced at PUT Inzenering factory (http://putinzenjering.com/about-us/?lang=en) under controlled site conditions. Design of the models were performed at IZIIS in Skopje and testing was performed in situ at Put Inzenering facility in Nish, Serbia, in June-July 2019. The models were designed and constructed in real scale. Two different prototype configurations with all together nine models were tested:

- Models under gravity loads and seismic forces in vertical direction – VS models (2 original + 4 improved - 6 models in total)
- Models under gravity loads and seismic forces in horizontal direction – HS models (1 original +2 improved - 3 models in total)

The original models were designed and build according existing construction practice whereas the improved models were designed and build with insertion of reinforcement Φ12 B500 B in the second and fifth opening of the HCS. The tailor made experimental programme to assess the seismic performance of the models were carried out. It was concluded that the original models have poor seismic performance whereas the improved ones shown better seismic performance. Presented in the paper are selected parts from the activities related to design, construction, instrumentation and testing of the models.

Keywords: *quasi static tests; hollow core slabs; connections; topping; cycle loading; seismic performance.*

[1] Doctoral student, IZIIS, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of North Macedonia, kristijanr@iziis.ukim.edu.mk
[2] Prof. PhD, IZIIS, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of North Macedonia, beti@iziis.ukim.edu.mk
[3] Prof. PhD, IZIIS, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of North Macedonia, zivko@iziis.ukim.edu.mk
[4] Prof. PhD, IZIIS, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of North Macedonia, veronika@iziis.ukim.edu.mk
[5] M.Sc, IZIIS, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of North Macedonia, blagojce@iziis.ukim.edu.mk
[6] Grad. Elec. Eng., IZIIS, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of North Macedonia, igorm@iziis.ukim.edu.mk

1. INTRODUCTION

1.1 Seismic performance of precast hollow core slabs (precast HCS) – brief

The RC precast buildings are widely used in European construction practice with more than 50 million square meters of buildings per year. Such buildings house a predominant share of industrial facilities in many European countries. Recently they are also used for multi-storey office buildings and shopping centers housing thousands of people.

Recent earthquakes clearly demonstrated that the potential seismic risk of these systems is high. The knowledge gathered from post-earthquake inspection shows that the main causes of the damage to the investigated precast system are due to: failure of the connections, as the main cause of damage and collapse; than lack of mechanical connections between the columns and roof girders in old buildings and in supposedly aseismic regions; lack of ties; Insufficient in-plain stiffness of the roof/floor structures; torsional response due to asymmetric stiffness distribution; poor detailing of hoop reinforcement in columns; unpredicted large displacements associated with too-short seating and poor connections ;poor foundation in soft soil; detachment of claddings, etc, [1].

1.2 Goal and models for testing

The main goal of the activities presented in this paper is to investigate experimentally seismic performance of the integral assemblage consists of prestressed precast hollow core slabs (HCS), RC beams and cast in situ topping for monolithization (slabs-beams connections). The request came from the Investor-LIMAK doo Skopje who wants to replace monolithic RC slabs at certain position of the SKOPJE MIXED USE structure with prestressed precast HCS-s in order to speed the construction process. Design of the models was performed at the Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology in Skopje, while construction and the testing was performed in situ at Put Inzenering Facility in Nish, Serbia, [2] in June-July 2019. In order to provide reliable results, the models were chosen to be designed and constructed in real scale.

Two different prototype configurations with all together nine models were tested, (Table 1).

Table 1. Summary of tested models

	Models under gravity loads and seismic forces in vertical direction – VS configuration	Note
l= 6.0m	VS – Model 1	Original connection
	VS – Model 2	Improved connection
	VS – Model 3	Improved connection
l= 8.0m	VS – Model 1	Original connection
	VS – Model 2	Improved connection
	VS – Model 3	Improved connection
	Models under gravity loads and seismic forces in horizontal direction – HS configuration	Note
l= 2.4m	HS – Model 1	Original connection
	HS – Model 2	Improved connection
	HS – Model 3	Improved connection

It is important to be noted that in each group of 3 models there is 1 original model which was designed according to the existing engineering practice of the manufacturer and does not have reinforcement inside of the openings of the HCS (Figs. 5 and 9) and 2 improved models with reinforcement Φ12 B500 B in the second and fifth opening of the HCS (Figs. 6 and 10).

Presented further in the text are selected parts from the activities related to design, construction, instrumentation and testing of the models. Detailed information could be find in [3].

2. EXPERIMENTAL QUASI-STATIC TEST ON FULL SCALE MODELS

2.1 Precast prestressed hollow core slabs

The precast prestressed hollow core slabs (HCS) which are subject of the tests are produced at PUT Inzenering factory (http://putinzenjering.com/about-us/?lang=en) under controlled site conditions. The production of hollow core slabs takes place on runways by the method of extrusion of special concrete with the help of slipform pavers which form slab section with continual interior hollow cores. The production width of slabs is 120cm, the length is variable whereby thickness depends on load and the span of slabs (Fig. 1). The thickness of slabs can be 20cm, 25cm, 30cm, 35cm and 40cm. Depending on load, required span and water resistance, the values are read from the catalog and the types of slabs selected.



Fig.1 Manufacturing of the precast prestressed hollow core slabs (http://putinzenjering.com/about-us/?lang=en)

On the request of the Investor, LIMAK Holding, Turkey (http://www.limak.com.tr/homepage) the following specific precast prestressed hollow core slabs were produced and tested (Fig. 2):

- PUT INZENJERING - ECHO SC 20x120, with span l = 6.0m
- PUT INZENJERING - ECHO SC 20x120, with span l=8.0m

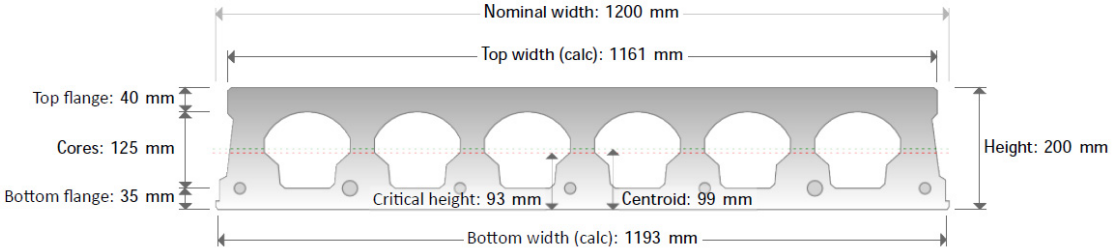


Fig. 2 Cross-section of the precast prestressed hollow core slabs

The HCS are design for vertical loads according to the EN 1992-1-1:2004, [4]. These elements are constructed with the same section, same number of cables and same prestressed force, for both spans of 6m and 8m and both configurations (5 cables with diameter 9.3mm, and 2 cables with diameter 12.5mm prestressed at 1116MPa) and with the concrete grade of C50/60.

2.2 Testing equipment from Dynamic Testing Laboratory of IZIIS

For the needs of these experiments Quasi Static Hydraulic Jack with maximum force capacity of 200 tons in push-pull direction and maximum stroke of +/- 250 mm with existing steel supporting structure was used (Fig. 3). This jack is originally designed for applying cyclic force in horizontal direction.

However, for the needs of imposing vertical seismic loads on the VS model configuration additional steel supporting frame was designed at IZIIS and constructed by the Feromont Engineering company from Skopje (http://feromont.mk/) (Fig. 4).

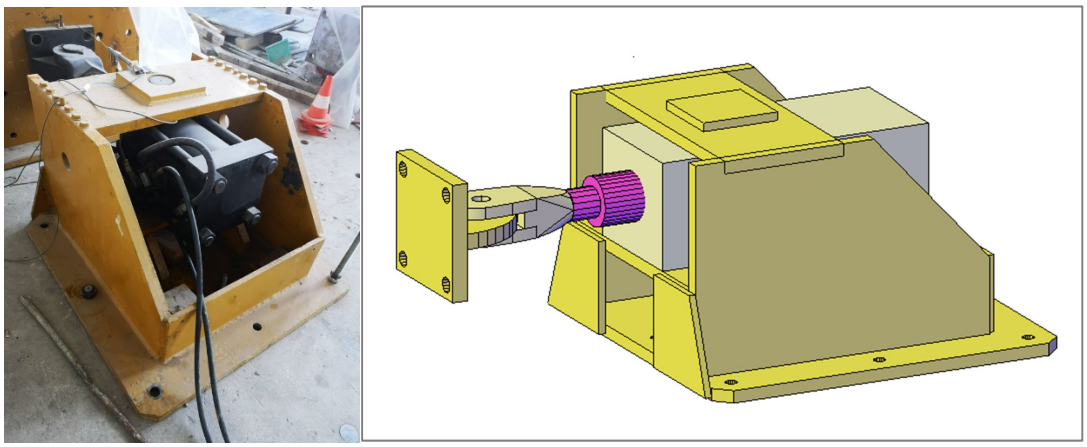


Fig. 3 IZIIS' Quasi Static Hydraulic Jack as originally used in IZIIS' Laboratory for imposing cycle forces in horizontal direction



Fig. 4 IZIIS' Quasi Static Hydraulic Jack with supporting steel structure for VS model configuration

2.3 Design and construction of models for quasi-static testing

2.3.1 Design and construction of models under vertical seismic loads (VS models)

2.3.1.1 Design of models under vertical seismic loads (VS models)

Models subject to vertical seismic loads (VS_6m -3 models and VS_8m -3 models) are consists of two RC monolithic beams, prestressed precast hollow core slabs (HCS) and cast in situ topping for monolithization (Fig. 5 – original models and Fig. 6 – improved models).

The supporting beams are fixed to the ground with RC ground slab and reinforcement that goes from the bottom of the beam into the slab. The supporting beams are concreted in 2 phases. Their dimensions are 60cm x 77cm (10+40+27), which represent the real situation in the building where these elements will be constructed. The supporting beams are reinforced with 6BΦ16 in the top and bottom of the beam, 4 rows with 2BΦ16 as along the height of the beam and as transversal reinforcement, stirrups BΦ10/20cm are used, (Fig. 7).

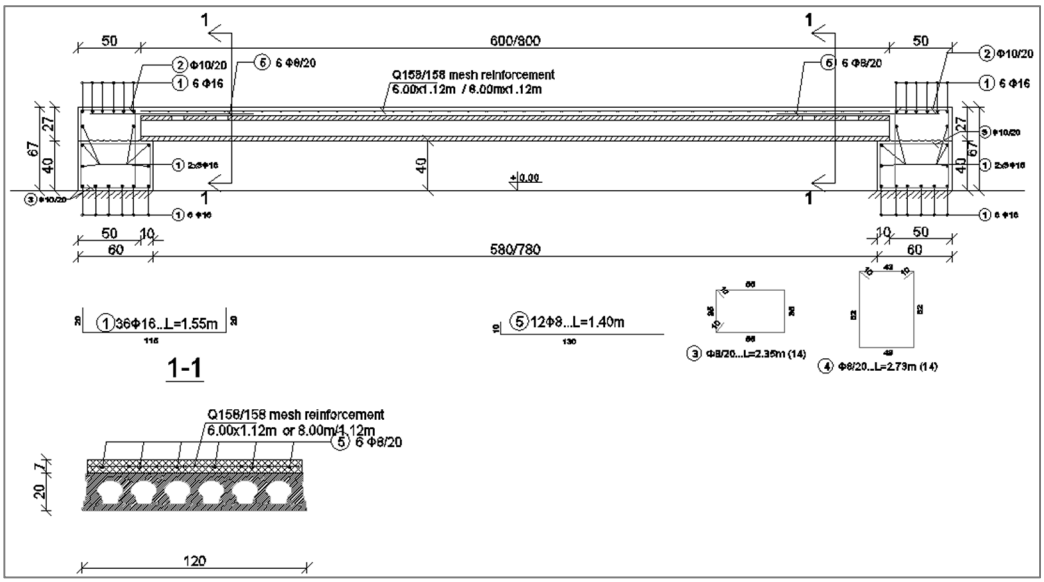


Fig. 5 Reinforcement in the original VS models

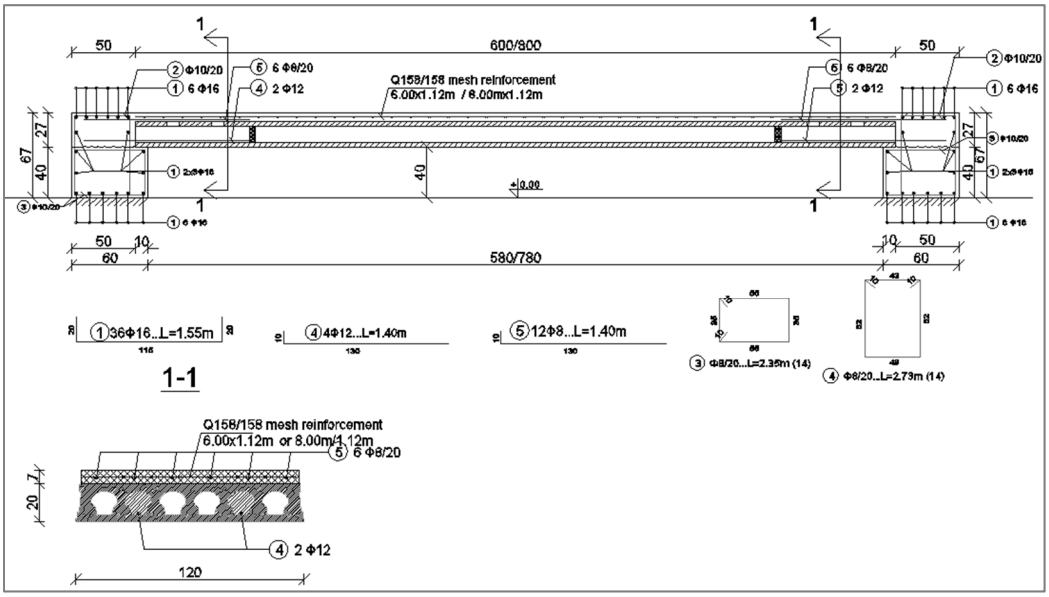


Fig. 6 Reinforcement in the improved VS models

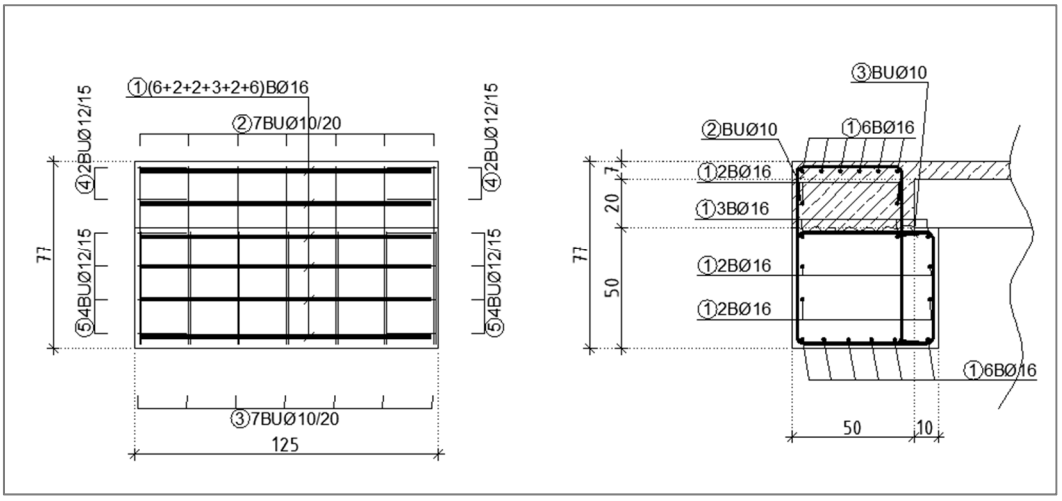


Fig. 7 Reinforcement in the supporting beams – VS configuration

The prestressed HCS and supporting beams are monolithized with cast-in situ topping with depth of 7cm and reinforcement of Q158 mesh, (Figs. 5 and 6). For continuation of reinforcement in the topping, reinforcement BΦ8/20cm is placed inside of the reinforcement cage in the upper part of the beam, and these rebars are continued in the topping of the slab (above the HCS).

2.3.1.2 Construction of models under vertical seismic loads (VS models)

In accordance with the designed proportions, the models were constructed at the Put Inzenering Facility in Nish, Serbia. The construction was performed by Put Inzenering. Concrete classes C50/60 and C25/30 have been used for the prestressed precast HSC and reinforcement class B500B.

The construction was carried out in two phases. The first phase is concreting of RC ground slab and the first 50cm of the height of the beam. Then, prestressed HCS with length of 6m and 8m were positioned on the beams, with 10cm a seating length. The next step was putting reinforcement mesh at 3.5cm above the HCS (in the middle part of the topping). For continuity between the mesh in the topping and the supporting beam reinforcement, BΦ8/20cm is placed inside of the reinforcement cage in the upper part of the beam, and these rebars are continued in the topping of the slab, (Fig. 8).

In the two improved models of each group, additional BΦ12 reinforcement is placed in the second and fifth opening. These openings were latter filled with concrete in the second phase of concreting.



Fig. 8 View of the VS models

After placing of these additional reinforcements next step was concreting of the second phase the elements. Meaning that the beam was filled with 27cm of concrete (reaching full height of 10+40+27cm) and topping above the Hollow Core Slab with 7cm depth.

2.3.2 Design and construction of models under horizontal seismic loads (HS models)

2.3.2.1 Design of models under horizontal seismic loads (HS models)

Each of the model subject to horizontal investigation (HS_2.4m) consists of one supporting RC monolithic beam that represent support of the prestressed HCS with width of 60cm + 120cm + 60cm (total width of 240cm) on one side while the other is left free standing on rollers (Fig. 9 – original model, Fig 10 – improved models and Fig. 11). These HCS elements are constructed with the same section and same number of cables as for VS models, (Figs. 2 and 11).

The supporting beam is fixed to the ground with RC ground slab and reinforcement that goes from the bottom of the beam into the slab. The supporting beam is concreted in 2 phases. Its dimensions are 60cm x 89cm (25+37+27), which represent the real situation in the building where these elements will be constructed. The supporting beams are reinforced with 6BΦ16 in the top and bottom of the beam, 5 rows with 2BΦ16 along the height of the beam and as transversal reinforcement, stirrups BΦ10/20cm are used, (Figs. 9 and 10). The special foundation was design for supporting the hydraulic jack. The prestressed HCS and supporting beam are monolithized with cast-in situ topping with depth of 7cm and reinforcement of Q158 mesh, same as for VS models, (Figs. 9 and 10). The horizontal force was imposed on the free standing end of the model toward tailored made steel element (Fig. 11).

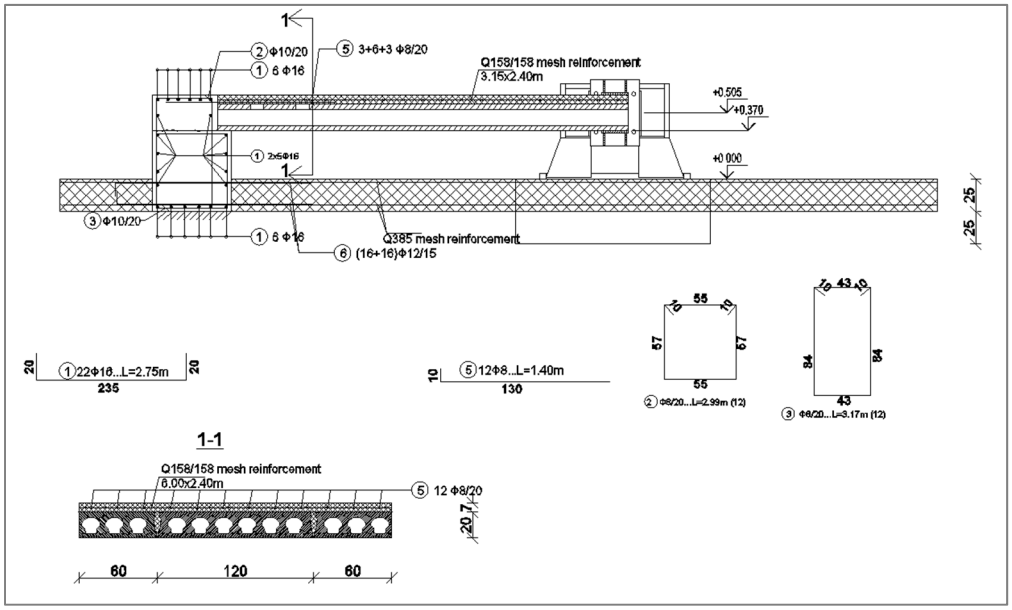


Fig. 9 Reinforcement in the original HS models

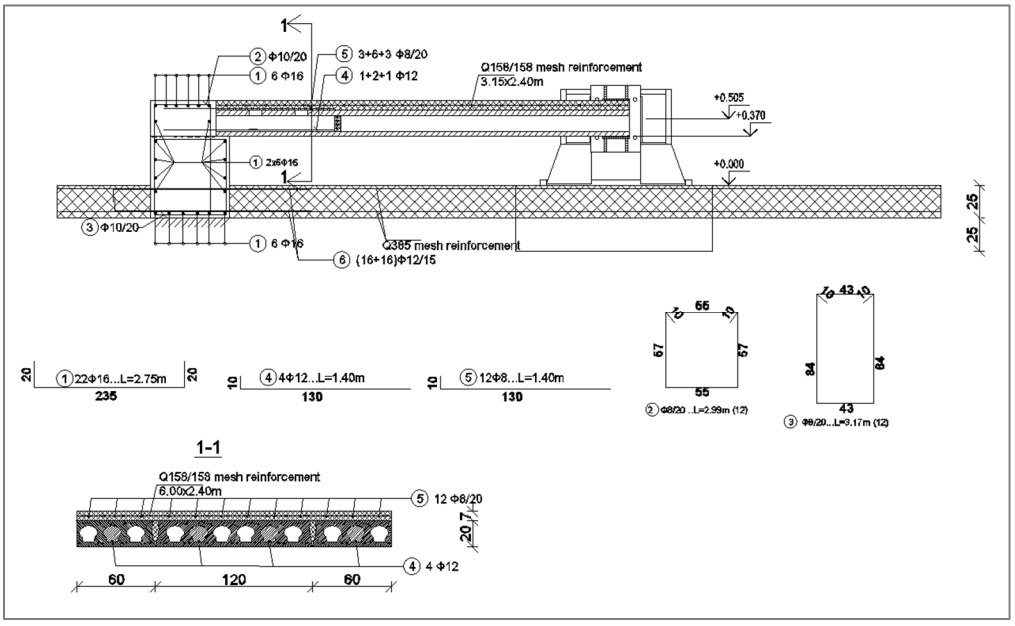


Fig. 10 Reinforcement in the improved HS models



Fig.11 HS models – on site view

2.3.2.2 Construction of models under horizontal seismic loads (HS models)

In accordance with the designed proportions, the models were constructed at the Put Inzenering Facility in Nish, Serbia. The construction was performed by Put Inzenering. The build-in materials and phases of constructions are described in item 2.3.1.2.

2.4 Instrumentation and testing of models for quasi-static testing

Half and full cycle loading programme was imposed on the models. Force control was applied for all 9 tests. The number of the repeated cycles at the selected level of displacement was tuning during testing in accordance with the observed performance of each model.

2.4.1 Instrumentation and testing of models under vertical seismic loads (VS models)

Response of each model response was monitored by high speed data acquisition system consisting of 5 displacement transducers (LVDT) and 15 strain gages (SG), among which 5 on concrete and 10 on steel reinforcement, providing information about relative displacements, deformations and strain at selected points. The complete instrumentation set-up is given in Fig. 12.

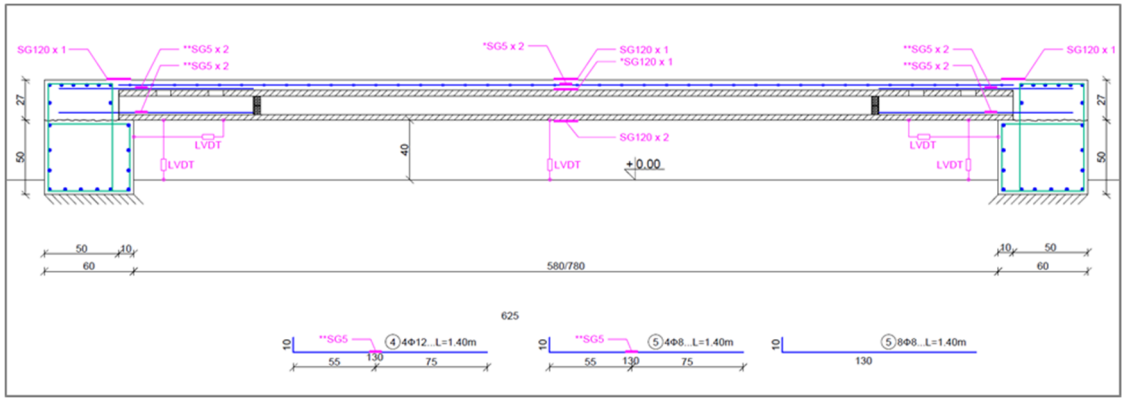


Fig. 12 Instrumentation of the VS models

Test-set up for the VS model configuration is given in the Fig. 13. During the testing of each of the 6 VS models' series of steps for each model were performed:

1. Mounting of the Quasi Static Hydraulic Jack and supporting structure on the exact position for testing (middle of the span of the model)
2. Placing additional concrete blocks as counter load of the Hydraulic Jack
3. Calibration of testing equipment and transducers installed on the models
4. Imposing of the loads according to the testing progamme
5. Visual observation of model performance and marking of the appeared cracks
6. De-mounting of the equipment and transfer to the subsequent position for testing

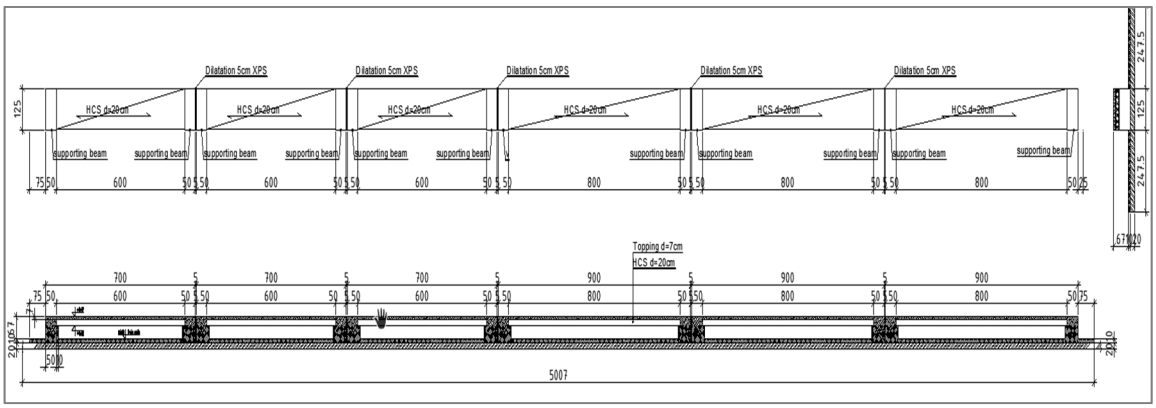
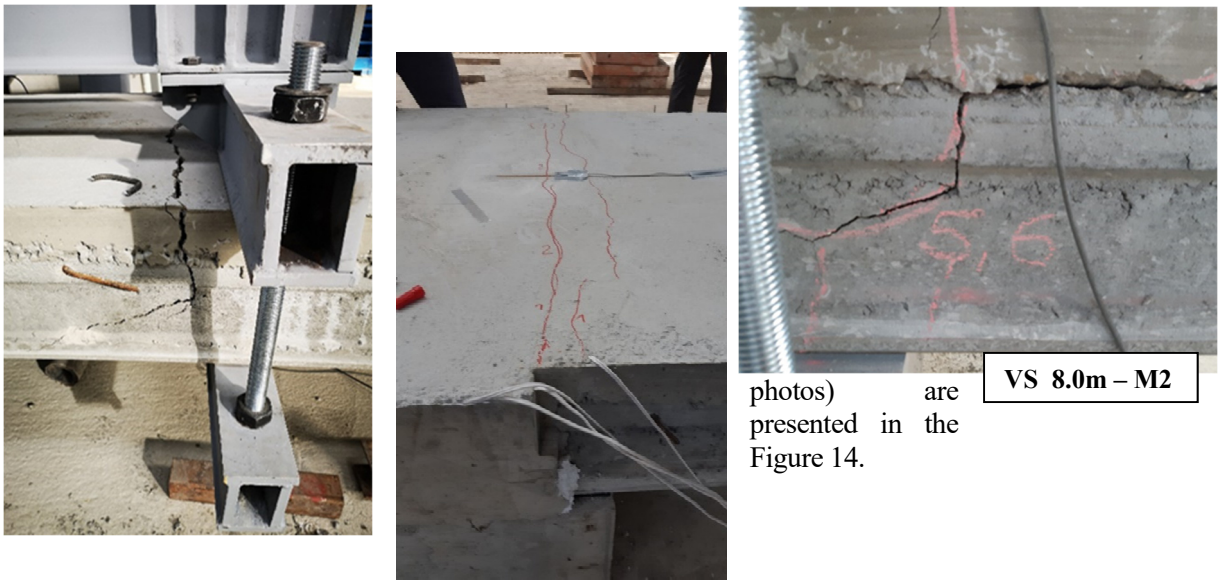


Fig.13 Disposition and vertical section of the composition of 6 VS models

Observed damages appeared to the models during testing (selected photos) are presented in the Figure 14.



VS 6.0m – M3 | VS 6.0m – M2 | VS 6.0m – M3 | VS 8.0m – M2

Fig. 14 Damage observed during testing of VS models

2.4.2 Instrumentation and testing of models under horizontal seismic loads (HS models)

Response of each model response was monitored by high speed data acquisition system consisting of 6 displacement transducers (LVDT) and 6 strain gages (SG), mounted on the reinforcement, providing information about relative displacements, deformations and strain at selected points. The complete instrumentation set-up of improved models is given in Fig. 15.

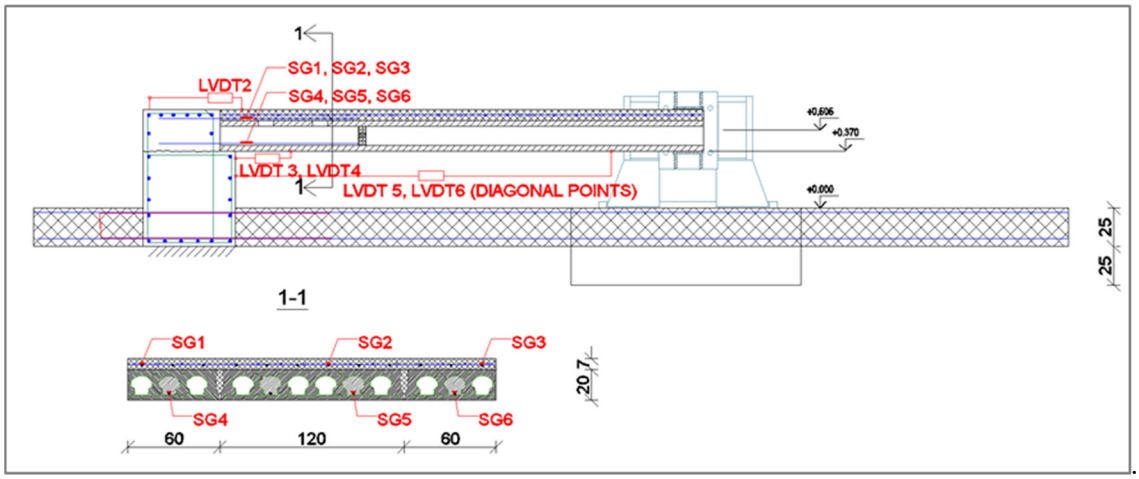


Fig. 15 Instrumentation of HS models

During the experimental investigation of each of the 3 HS models' series of steps for each model was performed:

1. Mounting of the Quasi Static Hydraulic Jack. Only one anchor system was designed and constructed, so for each experiment the Hydraulic Jack was rotated around this anchor system, (Fig. 11)
2. Calibration of testing equipment and transducers installed on the models
3. Imposing of the loads according to the testing progamme

4. Visual observation of model performance, marking of the appeared cracks and monitoring of measured response
5. De-mounting, rotation and mounting of the hydraulic jack for the subsequent test

Selected photos during testing of HS models are given in the Figure 16.

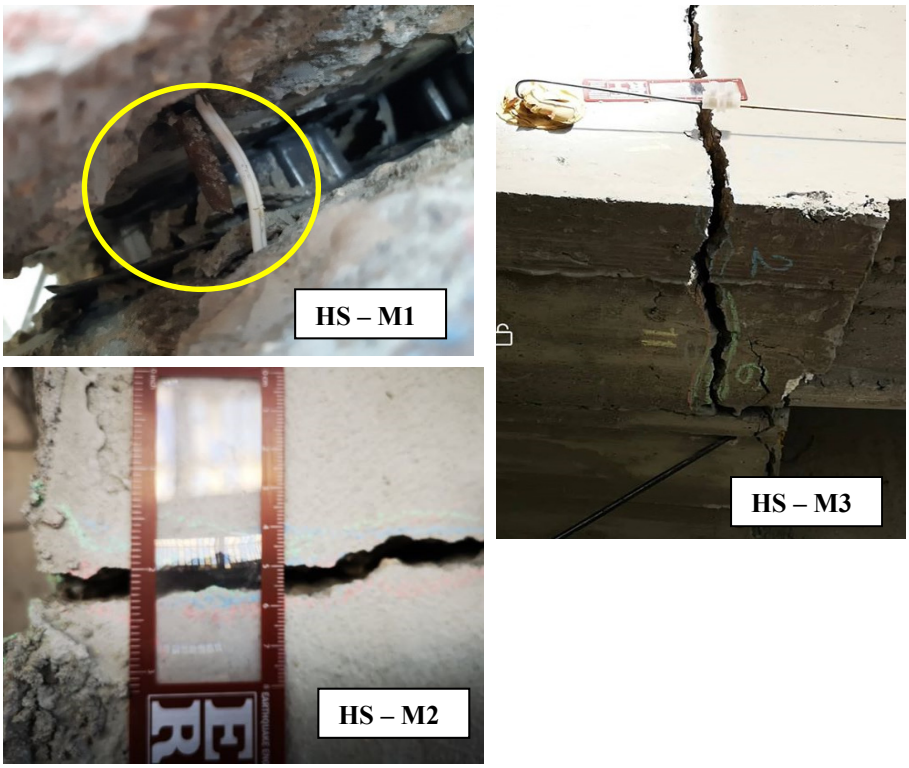


Fig. 16 Damage observed during testing of HS models

3. FINAL REMARKS

The objective of the presented activities was to investigate experimentally seismic performance of the integral assemblage consists of prestressed precast hollow core slabs (HCS), RC beams and cast in situ topping for monolithization.

From the observation of the behavior of the models during testing and preliminary insight in the experimental results it could be concluded that the improved models in both configurations (VS and HS) shown better seismic performance than the original ones. Detailed interpretation of the measured results as well as recommendation for further research regarding numerical modeling can be find in [3].

ACKNOWLEDGEMENTS

The authors of the paper would like to express their gratitude to the Investor - LIMAK Ltd. Skopje at whose request the presented investigations were done as well as PUT Inzenering from Nish – producer of the prestressed precast hollow core slabs for their continuous support to the realization of the experimental programme. The authors would also like to thank to IZIIS' staff for their contribution to realization of the experimental tests.

REFERENCES

[1] Fischinger M., Zoubek B., Isakovic T., (2014). Seismic Response of Precast Industrial Buildings. Chapter 4 in A. Ansal (ed.), Perspectives on European Earthquake Engineering and Seismology, Geotechnical, Geological and Earthquake Engineering 34, DOI 10.1007/978-3-319-07118-3_4, © The Author(s) 2014.

[2] http://putinzenjering.com/

[3] Apostolska R., Bozhinovski Z., Shendova V., Stojanovski B., Runevski K., Markovski I., (2019). Quasi-static tests of a prestressed precast hollow core slabs – monolith RC beam connections for the MIXED USE CENTAR structure in Skopje, IZIIS Report 2019-55.

[4] CEN, EN1992-1-1:2004. Design of Concrete Structures – Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings, 2004.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

SE - 25
mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

SEISMIC HAZARD AND EARTHQUAKE ACCELEROGRAM SELECTION FOR STRUCTURAL ANALYSIS OF BRIDGES IN REPUBLIC OF N. MACEDONIA

Radmila SALIC[1], Vlatko SESOV[2], Kemal EDIP[3], Elisa ZUCCOLO[4], Ricardo MONTEIRO[5], Marija VITANOVA[6], Slobodan MICAJKOV[7], Borjan PETRESKI[8]

ABSTRACT

Safety assessment of bridge structures, as one of the most critical points of road infrastructure, is of particular importance for reliable risk assessment and management, not only in the domain of natural, but also in the domain of human-induced hazards. The exceptional importance of this domain has been translated into the European initiative through the INFRA-NAT project: Increased Resilience of Critical Infrastructure to Natural and Human-Induced Hazards (783298-INFRA-NAT-UCPM-2017-PP-AG) with the main goal of increased resilience of critical infrastructure through adoption of preventative measures, effective resource management and prioritization, focusing on seismic hazard and ageing/deteriorating effects in bridges. The pilot study was conducted for the territories of the participating countries: Italy, N. Macedonia and Israel.

The work presented discusses the adopted seismic hazard model and earthquake accelerogram selection for structural analysis of bridges in N. Macedonia.

Keywords: *Bridges, Hazard, Accelerograms, Infra-NAT, N. Macedonia.*

[1] Asst. Prof. PhD, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology (UKIM-IZIIS), University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of N. Macedonia, r_salic@iziis.ukim.edu.mk
[2] Prof. PhD, Director, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology (UKIM-IZIIS), University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of N. Macedonia, vlatko@iziis.ukim.edu.mk
[3] Assoc. Prof. PhD, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology (UKIM-IZIIS), University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of N. Macedonia, kemal@iziis.ukim.edu.mk
[4] Researcher PhD, EUCENTRE, Pavia, Italy, elisa.zuccolo@eucentre.it
[5] Assist. Prof. PhD, Institute for Advanced Study (IUSS) of Pavia, Pavia, Italy, ricardo.monteiro@iusspavia.it
[6] Asst. Prof. PhD, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology (UKIM-IZIIS), University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of N. Macedonia, marijaj@iziis.ukim.edu.mk
[7] Grad. Elec. Eng., Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology (UKIM-IZIIS), University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of N. Macedonia, micajkov@iziis.ukim.edu.mk
[8] Asst. M.Sc., Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology (UKIM-IZIIS), University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of N. Macedonia, borjan@iziis.ukim.edu.mk

1. INTRODUCTION

The main goal of the INFRA-NAT project (Increased Resilience of Critical Infrastructure to Natural and Human-Induced Hazards; 783298-INFRA-NAT-UCPM-2017-PP-AG) is to enable European and neighboring countries to understand and manage their critical infrastructures exposed to natural and human-induced hazards. The primary project focus is on seismic risk of bridge infrastructures via three case studies that are developing within each of the three countries involved in the project consortium, namely Italy, N. Macedonia and Israel. As part of this project there will be a comprehensive vulnerability assessment framework (with particular emphasis on seismic hazard and ageing/ deterioration effects) of bridge networks. The main objectives are:

- combination of currently existing seismic hazard models (characteristics of natural or human events/activity at the site) in the three countries that make up the case-study;
- collection and harmonization of full exposure databases (inventory of assets) featuring all the relevant information on the existing bridges at regional level of the three countries;
- characterization of direct physical vulnerability and indirect losses through existing methods stemming from past studies on seismic risk and an innovative approach to rapidly consider the reduced capacity due to degradation of the structures; and,
- integration of all the information and assessment tools within a Web-Based Platform that will identify critical infrastructure nodes and loss estimates for optimized resource allocation to the relevant public and private stakeholders.

The expected results of the project are twofold: better knowledge (collection of exposure and vulnerability data on critical infrastructure for the territory of the three countries, to which correspond very distinct but complementary characteristics within the European and neighboring context), and increased awareness (to natural hazards and to the changes in the properties of existing critical infrastructure assets that will be essential for the success of emergency response strategies and definition of resilience level of the European and neighbor countries societies).

The work presented in this paper is focused mainly on the preliminary obtained results related to the seismic hazard for N. Macedonia, which comprises: : (1) collection of data and results from past projects and recent local studies; (2) identification and potential improvements of the most suitable and up-to-date existing seismic hazard models; (3) calculation of site-specific hazard and disaggregation analysis; (4) selection of suitable strong-motion records (earthquake accelerograms) for numerical analysis of the bridge portfolio.

2. SEISMIC HAZARD MODEL FOR N. MACEDONIA

Reliable definition of seismic hazard is of outmost importance for definition of appropriate seismic input for structural analysis, thus application of new methodologies, knowledge and data is of essential interest. Considerable number of previous studies related to national seismic hazard zonation are performed for the territory of N. Macedonia (Mihailov, 1978; Milutinovic et al., 1998; Dojcinovski, 2005; Stamatovska & Paskaleva, 2013; Salic, 2015; Milutinovic et al, 2016), as well as many others for definition of site-specific hazard parameters required for the important and vital type of structures (classified under PIOVS81 category A). In parallel with the national seismic hazard assessments recently there were successful efforts for the definition of seismic hazard on a regional scale: BSHAP 1&2 Projects (NATO-SpS 983054 & 984374; 2007-2015) and Balkans-OQ Project (2011-2013).

For the purpose of the project, the most updated research, namely the EC8 National Model proposed by Milutinovic et al. (2016), referred as MKC EN 1998-1:2012/HA:2018 in the following, was chosen to be used as reference seismic hazard to be implemented for further calculations in the OpenQuake engine (GEM, 2019). The proposed model in essence is a combination of two seismo-tectonic models: M1-grid source model and M2-area source model, which are combined in a chosen logic tree scheme along with four different ground motion models (GMMs): Boore et al., 2014; Chiou and Youngs, 2014; Akkar et al., 2014; and Bindi et al., 2014, according with the weighting scheme proposed by Salic et al. (2017). Different M_0 and M_{max} combinations were also taken into account in the logic tree scheme. The final seismic zoning maps resulting from the PSHA (Probabilistic Seismic Hazard Assessment) are published only for two return periods, 95 and 475 years respectively, and are referred to stiff ground conditions.

The published values are the result of the selected interpolation model and rounding scheme in relation to the distribution of cadastral units/municipalities (Milutinovic et al., 2016).

3. DEFINITION OF SITE SPECIFIC HAZARD

Definition of site-specific hazard (i.e. hazard that takes into account local soil conditions) is of primary importance for the appropriate selection of ground motion accelerograms with the aim to be further used for the dynamic analysis of specific bridge typologies. The functional form of all the GMMs used in MKC EN 1998-1:2012/HA:2018 model (Fig. 1) includes a term to take into account the site amplification. Akkar et al. (2014) assumes inclusion of a nonlinear site amplification function that is a function of the average shear wave velocity in the upper 30 m (v_{S30}), Bindi et al. (2014) models the site amplification based on EC8 (CEN, 2004) soil classification (four classes from A to D), Boore et al. (2014) adopts site classes, which corresponds to NEHRP (FEMA P-1050-1/2015) site categories, and Chiou and Youngs (2014) uses non-linear site response as continuous function of v_{S30}. Taking into account the unavailability of subsoil data it was decided to retrieve soil conditions from the USGS topographic based V_{S30} data of Wald and Allen (2007) (Fig.2).

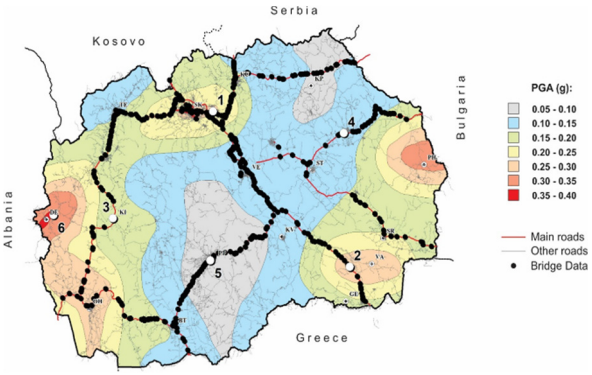


Fig. 1. Selected sites with different hazard levels, superimposed on the PGA map for rigid soil conditions and the 475 year-return period

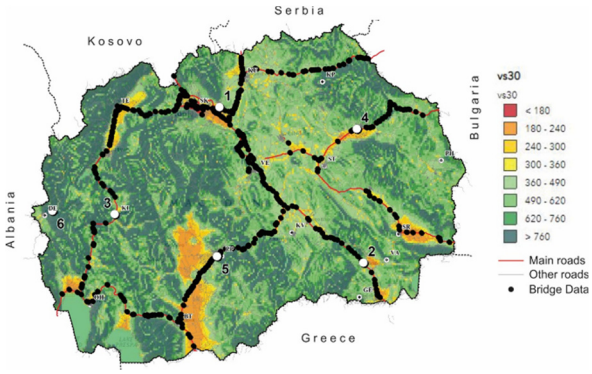


Fig. 2. Selected sites with different site conditions, superimposed on the USGS V_{S30} map

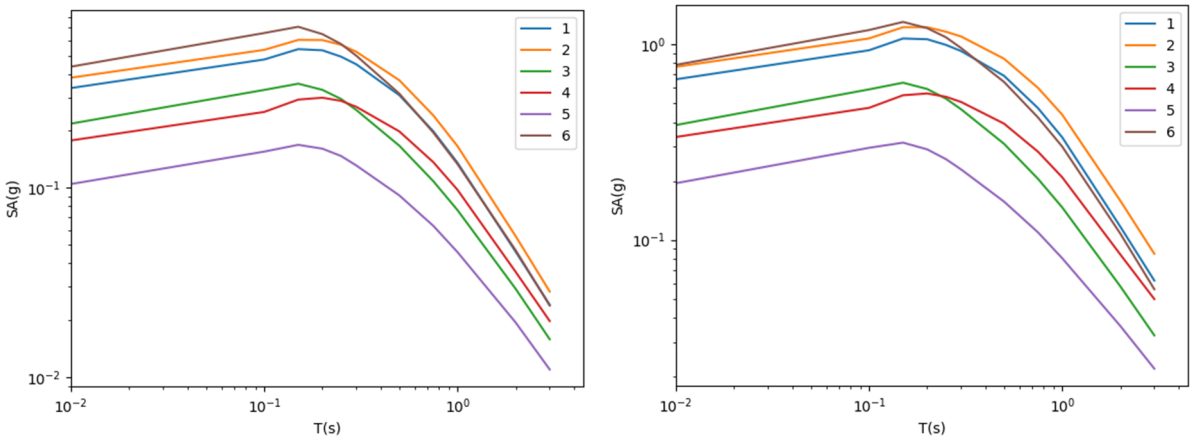
Six sites (Table 1) were selected for further analyses. They were selected according with three main criteria:bridge locations, different hazard values considering the PGA (Peak Ground Acceleration) for the 475 year-return period (Fig. 1) and different soil categories according to the v_{S30} values of Fig. 2.

In particular, sites numbered 3, 5 and 6 are representative of bridges located in regions characterized by stiff soil conditions, corresponding to EC8 soil class B, while sites numbered 1, 2 and 4 are representative of bridges located on soft soil conditions, corresponding to EC8 class C. Site-specific hazard analyses were performed for the 6 sites for 7 return periods (namely, 98, 224, 475, 975, 2475, 4975 and 9975 years, corresponding to probabilities of exceedance in 50 years of 40%, 20%, 10%, 5%, 2%, 1% and 0.5%) assuming a representative value of v_{S30}=600 m/s for EC8 soil class B and v_{S30}=300 m/s for EC8 soil class C. As an example, Figure 3 shows the uniform hazard spectraobtained for two different return periods.

The disaggregation analyses were performed both in terms of PGA and AvgSA (average spectral acceleration, Kohrangi et al.,2018) for the six selected sites for the most representative branch of the adopted logic tree, which was associated with the gridded source model (M1) and the GMM by Chiou and Youngs (2014).Table 2 summarizes the results of the disaggregation analysis in terms of mean magnitude and mean distance. The AvgSA was computed over the range of periods 0.2s-1.0s, which was considered sufficiently wide to capture the first mode responses of most bridge structures, in addition to their associated higher mode response.

Table 1. Sites chosen for the analyses

	Point 1	Point 2	Point 3	Point 4	Point 5	Point 6
Nearest City:	Skopje	Valandovo	Kicevo	Kocani	Prilep	Debar
Lon (WGS-84):	21.576018	22.428045	20.952442	22.390784	21.559054	20.581745
Lat (WGS-84):	41.999761	41.301515	41.519969	41.902090	41.330642	41.534374
EC8 Soil Class:	C	C	B	C	B	B



a) UHS for 224 YRP b) UHS for 975 YRP

Fig. 3. Uniform hazard spectra for the six selected sites, for two different return periods: a) 224 year-return period , b) 975 year-return period.

.

Table 2. Disaggregation results for PGA

	Point 1		Point 2		Point 3		Point 4		Point 5		Point 6	
RP	**Mag**	**Dist**	**Mag**	**Dist**	**Mag**	**Dist**	**Mag**	**Dist**	**Mag**	**Dist**	**Mag**	**Dist**
98	5.3	23.9	5.5	23.2	5.6	32.5	5.6	20.6	5.6	39.1	5.7	18.5
224	5.4	20.5	5.7	20.6	5.7	28.4	5.7	18.3	5.6	32.6	5.8	16.7
475	5.5	18.6	5.9	18.7	5.9	25.2	5.8	16.8	5.6	27.9	6.0	15.6
975	5.5	17.4	6.0	17.2	6.0	22.6	5.9	15.8	5.6	24.6	6.0	15.1
2475	5.6	16.2	6.3	15.8	6.3	19.9	6.1	15.1	5.6	21.3	6.2	14.3
4975	5.7	15.5	6.4	15.2	6.4	18.5	6.2	14.6	5.6	18.8	6.3	13.9
9975	5.8	15.2	6.6	14.3	6.7	16.8	6.2	14.4	5.6	17.7	6.4	13.2

4. EARTHQUAKE ACCELEROGRAM SELECTION FOR STRUCTURAL ANALYSIS OF BRIDGES

According to Eurocode 8, the stipulating design and assessment regulations in Europe, recorded accelerograms to be used for dynamic analyses need to be representative ofthe seismicity of the site and adequately justified in terms of the seismic source characteristics, the geological and geotechnical conditions of the site, the expected magnitude, the distance from the source and the peak horizontal acceleration expected at the site. They may be linearly scaled, within certain reasonable limits, so as to avoid introducing potential bias in analysis results, to match a target response spectrum in the range of periods of interest for the problem under examination.

In this study, the CS (Conditional Spectrum) was used as an alternative to the more common and widely adopted UHS (Uniform Hazard Spectrum). The CS represents the expected response spectrum conditioned on the exceedance of a target spectral acceleration value at the period of interest. The target spectral acceleration value is usually taken from the PSHA and it is associated with a dominant earthquake, i.e. the one with magnitude and source-to-site distance that most significantly contributes to that hazard level. The dominant earthquake is identified as the mean magnitude/distance pair obtained

from the disaggregation analysis. Baker (2011) demonstrated that the CS is an appropriate target spectrum when performing dynamic analysis of structures. The CS depends on the choice of the period of interest, which in turn depends on the objective of the analysis. Accelerogram selection for this study was performed following the approach proposed by Kohrangi et al. (2017), which presented a recasting of conditional spectrum record selection based on AvgSA.

Accelerogram record selection for N. Macedonia was performed for all the selected six representative sites, for each of the seven considered return periods, resulting in a total of 42 selected records. The Baker and Lee (2018)'s algorithm was then translated into Python language in order to make it fully compatible with the OpenQuake engine. Moreover, it was adapted in order to perform the record selection using as target spectrum the conditional spectrum based on AvgSa, as described in Kohrangi et al. (2017).

The GMM adopted for the computation of the CS was the same used for the disaggregation analysis (i.e. Chiou and Youngs 2014). Concerning the correlation coefficients between the spectral acceleration at different periods, the correlation model by Baker and Jayaram (2008) was used.

The ground motion database adopted for record selection was a composite database made up by the PEER NGA-West2 database (https://ngawest2.berkeley.edu/) and the Engineering-Strong Motion (ESM) database (https://esm.mi.ingv.it/, Luzi et al., 2016). In order to avoid double-counting of the recordings of the European-Mediterranean and Middle-East regions, ground motions from the NGA-West2 database were used only if recorded at stations located outside the geographical area covered by ESM database.

Following the Baker and Lee (2018) algorithm, once the database is loaded, it is screened so that only appropriate ground motions are considered for selection. It was decided to allow only free-field ground motions with appropriate values of earthquake depth, magnitude, epicentral distance and V_{S30} (or, if not available for the ESM database, EC8 soil category). The maximum allowed hypocentral depth was set to 30 km to be consistent with the shallow crustal, which is the prevalent tectonic regime. The allowed V_{S30} range was set in order to be consistent with the soil category of the site under investigation: 180 m/s≤Vs30<360 m/s for Eurocode 8 soil category C and 360 m/s ≤ Vs30<800 m/s for Eurocode 8 soil category B. The magnitude and distance ranges were defined in order to be consistent with the mean magnitude and distance from disaggregation. Due to the high number of record selections to perform, the selection was set as automatic as possible. Therefore, the magnitude and distance ranges, as well the maximum allowed scale factors, were set to be dependent on the return period as reported in Table 3.

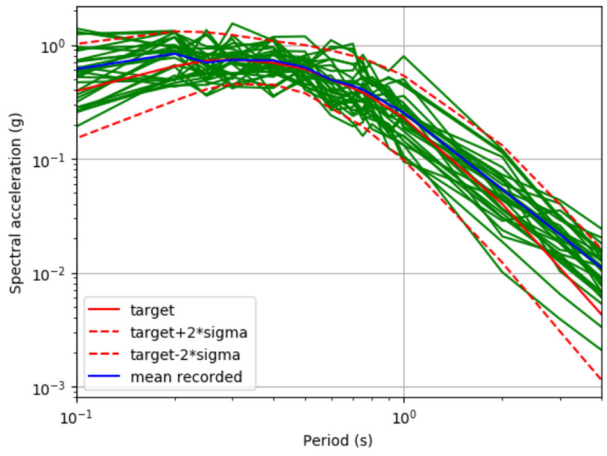


Fig. 4. Conditional spectrum AvgSa-based record selection performed for Site 2 in N. Macedonia, considering the 475-year return period

Table 3. Parameters adopted for the selection of suitable ground motions in N. Macedonia

TR [years]	Max Scaling Factor	Allowed Magnitudes	Allowed Distances
98	2.0	Mdisag±0.25	Ddisag±35 km
224	2.5	Mdisag±0.25	Ddisag±35 km
475	3.0	Mdisag±0.25	Ddisag±50 km
975	3.5	Mdisag±0.25	Ddisag±50 km
2475	4.0	Mdisag±0.50	Ddisag±50 km
4975	4.5	Mdisag±0.50	Ddisag±50 km
9975	5.0	Mdisag±0.50	Ddisag±75 km

It must be pointed out that the epsilon parameter (i.e. the number of standard deviations by which the logarithmic spectral acceleration of interest differs from the mean logarithmic spectral acceleration predicted by a GMM) is not read as a disaggregation output, but it is computed by the Baker and Lee (2018) algorithm. This is done to perfectly match the conditional spectrum at the target period, which is generally computed with mean rupture values, with the target acceleration value from the seismic hazard analysis, which is computed with the full distribution of possible ruptures via the logic tree. This has also the advantage to overcome the misfit given by the fact that the disaggregation analysis was performed considering only one branch of the logic tree.

According to the metric adopted by Chiou and Youngs (2014), the selection was performed considering the RotD50 component, which allows a two-component record selection. A set of 30 response spectra (corresponding to 30 two-components recordings) was selected for each considered site and return period.

An example of the records selection for Site number 2 in N. Macedonia, referred to the return period of 475 years, is shown in Figure 4 (the 30 green lines are the RotD50 response spectra of selected ground motions, while their average is represented by the blue line). The red lines represent the target conditional spectrum (average and average ±2 standard deviations), while the corresponding metadata parameters are listed in Table 4.

Table 4. Metadata of the accelerograms selected for Point 2 in North Macedonia, considering the 475 years return period.

#	Source	Record ID	Mag.	Dist.	SF
1	NGA-West2	4126	6.0	7.17	0.44
2	NGA-West2	4105	6.0	14.94	0.70
3	NGA-West2	3856	6.2	41.57	1.51
4	NGA-West2	1658	6.05	24.55	2.70
5	NGA-West2	329	6.36	58.53	2.09
6	NGA-West2	4112	6.0	6.94	0.65
7	NGA-West2	4111	6.0	6.96	0.59
8	NGA-West2	4081	6.0	13.76	0.77
9	NGA-West2	629	5.99	31.11	1.99
10	NGA-West2	4102	6.0	12.17	0.57
11	NGA-West2	627	5.99	26.21	1.23
12	NGA-West2	461	6.19	3.94	0.79
13	NGA-West2	363	6.36	40.04	1.35
14	NGA-West2	332	6.36	61.16	1.26
15	NGA-West2	706	5.99	4.16	1.01
16	NGA-West2	542	6.06	49.22	2.02
17	NGA-West2	331	6.36	59.67	1.08
18	NGA-West2	4104	6.0	13.02	0.75
19	NGA-West2	4108	6.0	3.2	0.59
20	NGA-West2	635	5.99	24.21	1.34
21	NGA-West2	3000	6.2	55.47	1.70
22	NGA-West2	4118	6.0	1.18	1.39
23	NGA-West2	646	5.99	25.52	0.88
24	NGA-West2	4109	6.0	3.43	1.13
25	NGA-West2	3002	6.2	55.25	1.83
26	NGA-West2	3032	6.2	54.79	1.41
27	NGA-West2	630	5.99	30.92	2.46
28	NGA-West2	4098	6.0	11.44	0.63
29	NGA-West2	3003	6.2	55.87	1.98
30	NGA-West2	456	6.19	38.1	1.34

5. CONCLUDING REMARKS

Reliable seismic hazard assessment and selection of appropriate ground motion accelerograms are the key factor for the definition of reliable seismic input for structural analysis. For this purpose in the framework of the INFRA-NAT project, the most recent seismic hazard model available for N. Macedonia was used (MKC EN 1998-1:2012/HA:2018). Six representative sites were selected for the definition of site specific hazard,disaggregation analysis and record selection. They were chosen based on bridge locations, different hazard levels and different soil categories.

Accelerogram selection was performed following the approach proposed by Kohrangi et al. (2017), which defined a conditional spectrum record selection based on AvgSA.

The selection was performed for seven considered return periods: 98, 224, 475, 975, 2475, 4975 and 9975 years.

A set of 30 response spectra (corresponding to 30 two-components recordings) were defined for each considered site and return period, assuring the definition of reliable seismic input for the structural analysis.

ACKNOWLEDGEMENT

The authors highly acknowledge European Commission - European Civil Protection and Humanitarian Aid Operations for supporting this very important initiative under the grant agreement 783298–INFRA-NAT–UCPM-2017-PP-AG. The acknowledgement is also extended to all other colleagues involved in this project, as well as all stakeholder institutions for their great support and interest.

REFERENCES

[1] Akkar S, Bommer JJ (2010) Empirical equations for the prediction of PGA, PGV and spectral accelerations in Europe, the Mediterranean and the Middle East. Seismol Res Lett 81: 195–206.

[2] Akkar S, Sandikkaya MA, Bommer JJ (2014b) Empirical ground-motion models for point- and extendedsource crustal Earthquake scenarios in Europe and the Middle East, B. Earthq Eng 12:359–387.

[3] Baker JW (2011) Conditional Mean Spectrum: Tool for ground motion selection. Journal of Structural Engineering 137(3), 322-331.

[4] Baker JW, Jayaram N (2008) Correlation of spectral acceleration values from NGA ground motion models. Earthq Spectra 24: 299–317.

[5] Baker JW, Lee C. (2018) An Improved Algorithm for Selecting Ground Motions to Match a Conditional Spectrum. Journal of Earthquake Engineering 22(4): 708–723.

[6] BALKANS-OQ: Sevilgen, V., R.A. Bennett, I. Brlek, L. Danciu, V. Kastelic, S. Kovacevic, C. Kreemer, K. Kuk, N. Kuka, Z. Milutinovic, S. Mustafa, B. Sket-Motnikar, R.S. Stein, L. Vucic (2013). Seismic Hazard Mapping of the Balkans (Balkans-OQ), Founded by the U.S. Office of Foreign Disaster Assistance.

[7] Beyer K, Bommer JJ. (2006) Relationships between median values and between aleatory variabilities for different definitions of the horizontal component of motion. Bulletin of the Seismological Society of America 96 (4A):1512–1522. DOI: 10.1785/0120050210.

[8] Bindi D, Massa M, Luzi L, Ameri G, Pacor F, Puglia R, Augliera P (2014) Pan-European ground-motion prediction equations for the average horizontal component of PGA, PGV, and 5 %-damped PSA at spectral periods up to 3.0 s using the RESORCE dataset. Bull Earthq Eng 12(1):391–430. doi:10.1007/ s10518-_013-_9525-_5.

[9] Boore DM, Stewart JP, Seyhan E, Atkinson GM (2014) NGA-West 2 equations for predicting PGA, PGV, and 5 %-damped PSA for shallow crustal Earthquakes. Earthq Spectra 30(3):1057–1085. doi:10.1193/070113EQS184M.

[10] BSHAP-1: Akkar, S., B. Glavatovic, I. Hoxha, V. Kuk, A. Zoranic, M. Garevski, S. Kovacevic (2011). Harmonization of Seismic Hazard Maps for the Western Balkan Countries (BSHAP-1), NATO SfP-983054.

[11] BSHAP-2: Gulerce, Z., R. Salic, N. Kuka, S. Markusic, J. Mihaljevic, V. Kovacevic (2015). Improvements in the Harmonized Seismic Hazard Maps for the Western Balkan Countries (BSHAP-2), NATO SfP-984374.

[12] CEN (2004). Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, Seismic action and rules for buildings. European Committee for Standardization, Brussels, Belgium, EN 1998-1.

[13] Chiou BS-J, Youngs RR (2014) Update of the Chiou and Youngs NGA model for the average horizontal component of peak ground motion and response spectra. Earthq Spectra 30(3):1117–1153. doi:10.1193/072813EQS219M.

[14] Dojcinovski, D. (2005). Contribution to Analysis of Global Damage and Functioning of Road Systems in Earthquake Conditions", doctoral dissertation, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology (IZIIS), University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, R. Macedonia, 2005.

[15] FEMA P-1050-1/2015. NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures, Volume I: Part 1 Provisions, Part 2 commentary.

[16] GEM (2019). The OpenQuake-engine User Manual. Global Earthquake Model (GEM) OpenQuake Manual for Engine version 3.6.0. doi: 10.13117/GEM.OPENQUAKE.MAN.ENGINE.3.6.0, 189 pages.

[17] Kohrangi M, Bazzurro P, Vamvatsikos D, Spillatura A. (2017) Conditional spectrum-based ground motion record selection using average spectral acceleration. Earthquake Engng Struct. Dyn. 46: 1667–1685.

[18] Luzi L, Puglia R, Russo E & ORFEUS WG5 (2016). Engineering Strong Motion Database, version 1.0. Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, Observatories & Research Facilities for European Seismology. doi: 10.13127/ESM.

[19] Mihailov, V. (1978). Prilog Stohastickom Modeliranju Seizmicnosti, Disertacija, Zagreb, 1978.

[20] Milutinovic, Z., R. Salic, N. Dumurdzanov, V. Cejkovska, L. Pekevski, D. Tomic (2016). Seismic Zoning Maps for Republic of Macedonia according the Requirements of MKS-EN 1998-1:2004 - Eurocode 8, IZIIS Report, 2016-26, August 2016 (MKC EN 1998-1:2012/HA:2018)

[21] Milutinovic, Z., V. Mihailov, K. Talaganov, G. Trendafiloski, T. Olumceva, V. Sesov (1998). Spatial Plan of Republic of Macedonia, Conditions for occurrence and protection from seismic disasters, IZIIS Report 98-29.

[22] PIOVS81: Provisional Regulations for Construction of Buildings in Seismic Regions", Official Gazette of SFRY No. 31/81 (Amendments 49/82, 29/83, 21/88, and 52/90), adopted in 1981.

[23] Salic, R. (2015). Advanced Approach to Seismic Hazard Assessment in Republic of Macedonia, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology (UKIM-IZIIS), Ss. Cyril and Methodius University in Skopje, Doctoral dissertation, March, 2015 (in Macedonian).

[24] Salic, R., Sandıkkaya, M.A., Milutinovic, Z., Gulerce, Z., Duni, Ll., Kovacevic, V., Markusic, S., Mihaljevic, J., Kuka, N., Kaludjerovic, N., Kotur, N., Krmpotic, S., Kuk, K., and Stanko, D. (2017). BSHAP Project Strong Ground Motion Database and Selection of Suitable Ground Motion Models for the Western Balkan Region, Bulletin of Earthquake Engineering, April 2017, Volume 15, No.4, DOI DOI 10.1007/s10518-016-9950-3, pg.1319-1343.

[25] Stamatovska, S.G. & I. Z. Paskaleva-Koytcheva (2013). Seismic Hazard Assessment for Life-Line Systems Passing through Macedonian-Bulgarian Border, 50SE-EEE, Skopje, Republic of Macedonia, 2013.

[26] Wald, D. J., and Allen, T. I. (2007), "Topographic slope as a proxy for seismic site conditions and amplification". Bulletin of the Seismological Society of America, 97(5), 1379–1395, doi:10.1785/0120060267.

[27] Wells, D.L., Coppersmith, K.J. (1994). New empirical relationships among magnitude, rupture length, rupture width, rupture area, and surface displacement. Bulletin of the Seismological Society of America 84, 974–1002.

[28] http://www.infra-nat.eu/infra-nat/

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

SE - 26

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

СЕИЗМИЧКО ИСПИТУВАЊЕ НА МОДЕЛ НА КОНСТРУКЦИЈА ОД СУВА SИДАРИЈА

Антонио ШОКЛАРОВСКИ[1], Лидија КРСТЕВСКА [2], Жељана НИКОЛИЌ [3]

АПСТРАКТ

Sиданите конструкции, како едни од најстарите конструкции кои се среќаваат и денес, привлекуваат големо внимание кај денешните истражувачи за дефинирање на нивното однесување на надворешни влијанија. Сувата sидарија претставува една подгрупа на sиданите конструкции и истата е доста специфично поле за анализа како целокупен носечки систем. Идејата за имплементација на сувата sидарија се базира на оформување на систем кој својата носивост ја обезбедува преку тежината на елементите од кои е направена конструкцијата и триењето помеѓу нив. Потребата за санација и зајакнување на конструкциите од сува sидарија најчесто се базира на оштетеноста на самата конструкција како резултат на надворешни влијанија. Како еден од главните причинители за појава на оштетувања претставува дејството на земјотрес. Современите алатки за анализа на конструкциите водат до најразлични детални начини на добивање на динамичкиот одговор на даден конструктивен систем, односно добивање на сеизмички одговор на истиот. Интересот на истражување на сувата sидарија е додатно мотивиран од потребата за зачувување на овој тип на градби, како едни од најстарите во историјата. Во овој труд ќе биде презентирано сеизмичкото испитување на модел на суво sидана конструкција Протирон, Сплит. Испитувањето беше реализирано на сеизмичката платформа во Лабораторијата за динамички испитувања на Институтот за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија во Скопје. Испитуваниот физички модел беше изработен како „true replica“ модел во размер 1:4. Во текот на испитувањето беа направени низа на динамички и сеизмички тестови, преку кои е добиена јасна слика за однесувањето, начинот на оштетување и формата на лом на системот.

Клучни зборови: *Сува sидарија; сеизмичко испитување; сеизмичка платформа;*

[1] М-р, Институтот за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија (ИЗИИС), Универзитет “Св. Кирил и Методиј”, Скопје, Република Северна Македонија Скопје, antonio@ pluto.iziis.ukim.edu.mk
[2] Проф. д-р, Институтот за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија (ИЗИИС), Универзитет “Св. Кирил и Методиј”, Скопје, Република Северна Македонија Скопје, lidija@pluto.iziis.ukim.edu.mk
[3] Проф. д-р, Факултет за градежништво, архитектура и геодезија, Универзитет од Сплит, Хрватска, zeljana.nikolic@gradst.hr

1. ВОВЕД

Користењето на сувата ѕидарија како начин на градење датира од многу одамна. Главно оформувањето на конструкција од сува ѕидарија претставува лесна техника и бара минимален број на алатки за конструирање на истата. Стабилноста на ваквиот тип на конструкции се обезбедува преку тежината на елементите, односно силите на гравитација и триењето помеѓу елементите од кој е направена една конструктивна целина.

Во овој труд ќе биде презентирано испитувањето на сеизмичката стабилност на конструкцијата Протирон во Сплит. Испитувањето е извршено во рамки на проектот „Development of numerical models for reinforced-concrete and stone masonry structures under seismic loading based on discrete cracks (SeismoNuMod)“ реализиран под раководство на Проф. Д-р Жељана Николиќ од Факултетот за градежништво, архитектура и геодезија од Сплит, Република Хрватска.

Со цел дефинирање на сеизмичкото однесување и механизмот на лом на конструкцијата Протирон, изработен е „true replica“ модел кој е испитан на сеизмичката платформа во Лабораторијата за динамички испитувања на ИЗИИС. Добиените резултати послужија понатаму за развивање на софистициран нумерички модел. Во понатамошниот текст детално е прикажана целата постапка и реализација на експерименталното испитување.

2. ОПИС НА КОНСТРУКЦИЈАТА ПРОТИРОН, СПЛИТ

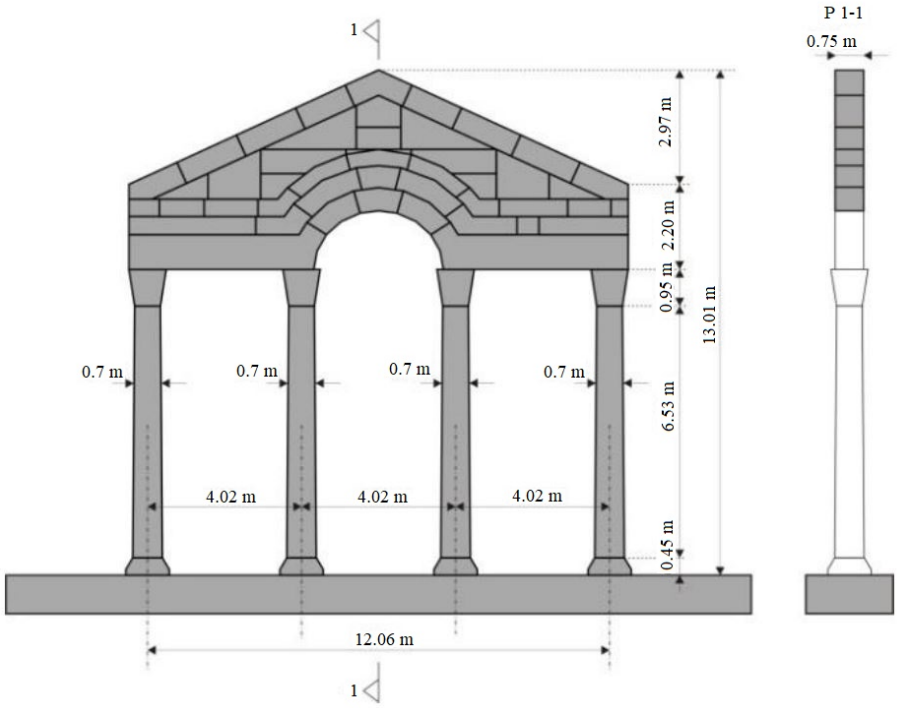
Протирон е една од главните конструкции на плоштадот Перистил и е дел од Диоклецијановата палата во Сплит [1], изградена од 295 до 305 година од страна на римскиот император Гај Аврелиј Валериј Диоклецијан. Првично конструкцијата била изградена од камени блокови и клинови, додека на почетокот на 20-тиот век истата е зајакната со кламфи. Таа се состои од четири масивни гранитни столбови со капители, на кои е поставен широк фронтон (Слика 1). Сите четири столбови се со кружен пресек со дијаметар од 0,77 до 0,67 m и висина од 6,53 m. Капителите кои се поставени на столбовите се со висина од 0,95 m и променлив кружен пресек со дијаметар од 0,67 m до 0,97 m. Широкиот фронтон кој е поставен на капителите е составен од камени греди и блокови кои формираат свод во средината.



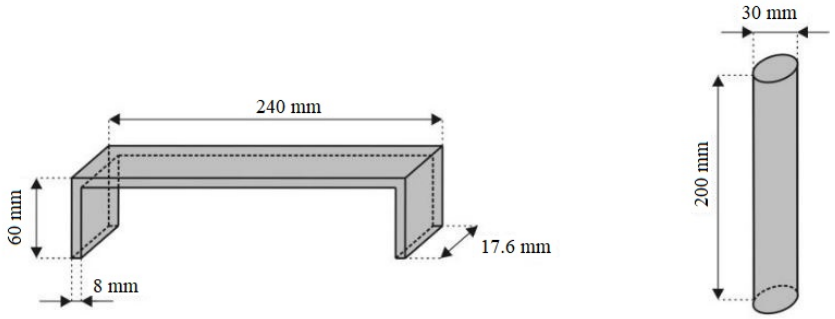
Сл. 1. Конструкцијата Протирон во Сплит

Првично, конструкцијата била изградена од сува камена ѕидарија, со тоа што имало клинови поставени помеѓу основата, столбовите, капителите и гредите од широкиот фронтон. Според литературата од минатото, оригиналната конструкција на Протирон била посебна конструктивна

единка, а околните конструкции биле изградени подоцна [2]. Заради поместувањата на блоковите од конструкцијата низ времето, во почетокот на 20-тиот век била извршена обемна реконструкција, со тоа што камените блокови од широкиот фронтон биле поврзани со бакарни и железни кламфи. Поставените кламфи и постојните клинови го задржале конструктивниот интегритет на оваа конструкцијата низ целата историја, така што Протирон е една од древните конструкции што е функционална се до денес. Геометријата на целата конструкција е дадена на Слика 2, додека на Слика 3 се прикажани геометриските карактеристики на поставените кламфи и клинови.



Сл. 2. Геометриски карактеристики на конструкцијата Протирон



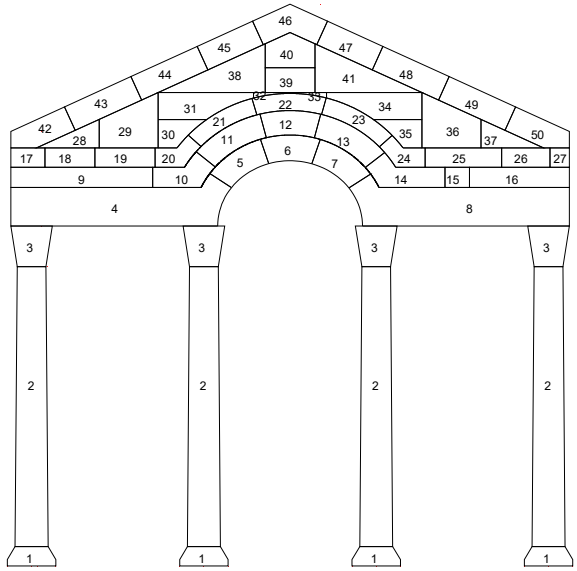
Сл. 3. Геометриски карактеристики на поставените кламфи (лево) и клинови (десно)

3. ПРОЕКТИРАЊЕ И КОНСТРУИРАЊЕ НА МОДЕЛОТ

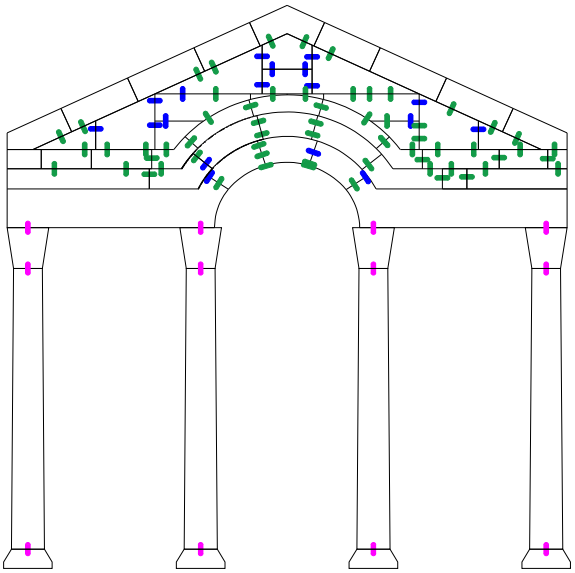
3.1. Моделирање на конструктивниот систем

За сеизмичкото испитување проектиран е физички модел кој согласно потребите на нумеричкиот модел е усвоено да биде една независна конструкција, односно слободно стоечка рамнинска конструкција, со тоа што не се земени во предвид контактните услови со околните објекти и поставените затеги со кои конструкцијата, реално, е поврзана со соседните објекти. Со оглед на тоа што димензиите на прототип конструкцијата се 13x13 m, а димензиите на сеизмичката платформа во ИЗИИС се 5x5 m, беше избран модел во геометриски во размер 1:4. На Слика 4 е

прикажана поставеноста на блоковите, додека на Слика 5 поставеноста на кламфите и клиновите кај моделот. Блоковите со ознаки 1, 2 и 3 се со кружен попречен пресек со дијаметар: ознака 1 – променлив дијаметар d=28.3-19.2 cm, ознака 2 - d=19.2 cm, ознака 3 - променлив дијаметар d=16.8-24.2 cm. Сите останати блокови се со дебелина d=19.0 cm. Исто така битно е да се напомене дека кламфите се поставени симетрично од двете страни на конструкцијата.



Сл. 4. Поставеност на блокови



Сл. 5. Поставеност на кламфи и клинови

3.2. Фактори на скалирање

Физичкиот модел беше проектиран како вистинито репродуциран модел - „true replica model“. За таа цел, каменот беше заменет со микробетон, додека кламфите и клиновите (железни и бакарни во прототипот) беше усвоено да бидат сите од бакар. Определените фактори на скалирање: геометрија (lr), густина и тип на материјал (ρr, Er), сеизмичка побуда (tr, ar) и напрегања (σr) прикажани се во Табела 1.

Табела 1. Фактори на скалирање модел/прототип

Параметар	Потребен фактор на скалирање	Постигнат фактор на скалирање
Должина, поместување (l_r)	¼	1/4
Време (t_r)	$(1/4)^{1/2}$	$(1/4)^{1/2}$
Фреквенција (f_r)	$(1/4)^{-1/2}$	-
Густина (ρ_r)	1	1
Инерцијална сила (F_r)	$(1/4)^3$	$(1/4)^3$
Модул на еластичност (E_r)	¼	1/2.6
Дилатација (ε_r)	1	1
Забрзување (a_r)	1	1

Користејќи резултати од претходно испитувани модели на конструкции од сува камена sидарија во лабораторијата на ИЗИИС со слични карактеристики како каменот кај Протирон [3], усвоен е материјал со следната рецептура: 480 kg/m3 цемент PC45s, 350 kg/m3 вода (w/c=0.729, речен агрегат Dmax=4 mm). Специфичната тежина е γ (ρ)= 2190 kg/m3, модулот на еластичност E=19000 N/mm2 и јакоста на притисок σ=20 MPa. Кламфите и клиновите кои беа поставени во моделот беше усвоено да бидат сите од бакар. Залевањето на кламфите и клиновите е извршено со течно олово, како најчесто применуван начин за поврзување на камените блокови кај слични конструкции изградени во тој период. Фундаментот на моделот беше прицврстен за сеизмичката

платформа преку 8 анкера, Слика 6. Потоа, на соодветно обележани места беа поставени четирите столбови со капителите, а на нив беа поставени блоковите кои го оформуваа широкиот фронтон. При поставувањето на елементите од моделот се водеше големо внимание истите да бидат поставени во идеално вертикална рамнина (Слика 7), односно да се овозможи испитување на моделот во рамнина (in-plane). Исто така при поставување на елементите беа залеани најпрво клиновите, а после поставувањето на блоковите од широкиот фронтон беа залеани и кламфите, Слика 8. Изгледот на готовиот модел на Протирон конструкцијата е прикажан на Слика 9.



Сл. 6. Прицврстување на фундаментот за сеизмичката платформа



Сл. 7. Изградба на моделот



Сл. 8. Залевање на кламфите

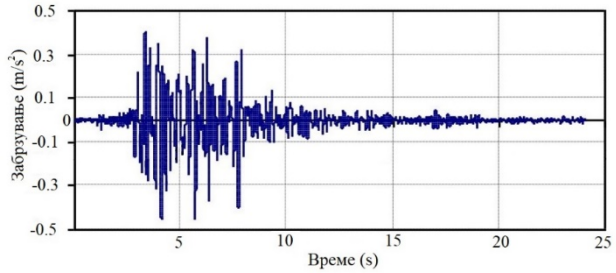


Сл. 9. Комплетираниот модел на Протирон спремен за испитување

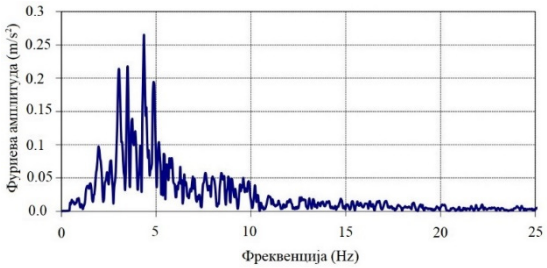
4. ИСПИТУВАЊЕ НА СЕИЗМИЧКА ПЛАТФОРМА

4.1. Моделирање на сеизмичката побуда

Како најрепрезентативен земјотрес за локацијата на која се наоѓа конструкцијата Протирон, беше избран земјотресот Петровац (Црна Гора) од 1979 година, север-југ компонента. Побудата беше избрана да биде само во хоризонтален правец, односно побуда зададена во правец на рамнината на ѕидот (in-plane). На Слика 10 прикажан е временскиот запис на влезното забрзување, додека на Слика 11 е даден Фуриевиот амплитуден спектар (FAS). Според законите на сличност кои важат за вистинско репродуцираниот модел, оригиналниот запис на земјотресот Петровац беше скалиран за √4=2 во временски домен (збиен 2 пати).



Сл. 10. Скалиран временски запис на забрзување



Сл. 11. Фуриев амлитуден спектар (FAS)

4.2. Постапка за испитување

Испитувањето на моделот на конструкцијата Протирон беше спроведено во следниве две фази:

- Тестови за одредување на динамичките карактеристики на моделот, пред и после сеизмичките тестови, како би се контролирала деградацијата на крутоста на моделот, која настанува како резултат на појавата на микро и макро пукнатини во текот на тестовите.
- Сеизмички тестови со соодветно зададена побуда. Сеизмичките тестови беа направени во неколку чекори, со тоа што постепено беше зголемуван интензитетот на земјотресот. Беше следен одговорот на моделот во линеарно подрачје, појавата на првите пукнатини, развивањето на механизмот на лом се до конечен лом на целиот модел.

4.3. Динамички карактеристики на моделот Протирон

Динамичките карактеристики на моделот беа одредени со примена на методата на амбиент вибрации, како и со методата на принудни-рандом вибрации со мал интензитет иницирани од сеизмичката платформа. За добивање на доминантните фреквенции и облиците на тоновите форми беше креиран 2D модел во софтверот ARTeMIS, и истите се добиени со примена на PP (Peak Picking) техниката – техника за идентификација во фреквентен домен. Во Табела 2 дадени се доминантните фреквенции на моделот добиени од софтверот ARTeMIS.

Табела 2. Доминантни фреквенции и коефициенти на придушување на моделот измерени со методата на амбиент вибрации (ARTeMIS)

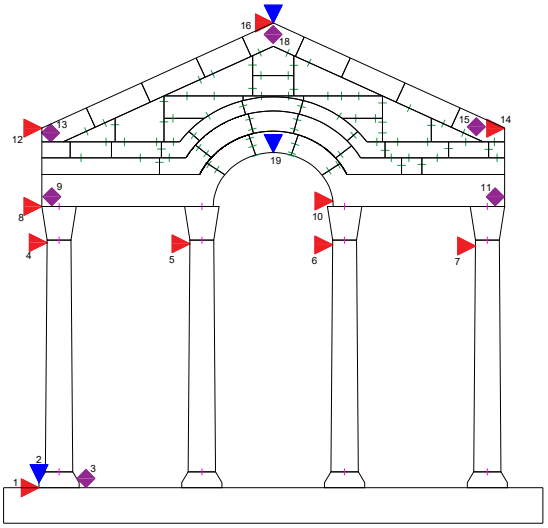
Фреквенција (Hz)	Коефициент на придушување (%)	Припадност
3.27	0.84	Фреквенција на прв тон во попречен правец (out-of-plane)
7.57	0.88	Фреквенција на прв тон во подолжен правец (in-plane)
8.54	0.82	Торзија

4.4. Сеизмичко испитување на моделот

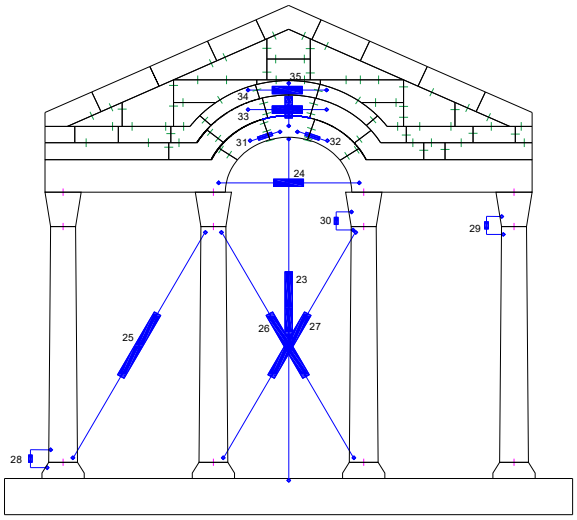
4.4.1. Инструментација на моделот

Испитуваниот модел беше инструментиран со неколку типови на инструменти, и тоа: акцелерометри (Acc), сензори за апсолутно поместување (LP), сензори за релативно поместување (LVDT), како и мерни траки (SG) за мерење на дилатацијата која се јавува во бакарните кламфи. Вкупниот број на активни канали беше 48, вклучувајќи ги двата системски канали за влезно забрзување и влезно поместување на платформата. Од вкупниот број на канали, 19 беа акцелерометри, 13 сензори за релативно поместување, 3 сензори за апсолутно поместување и 11

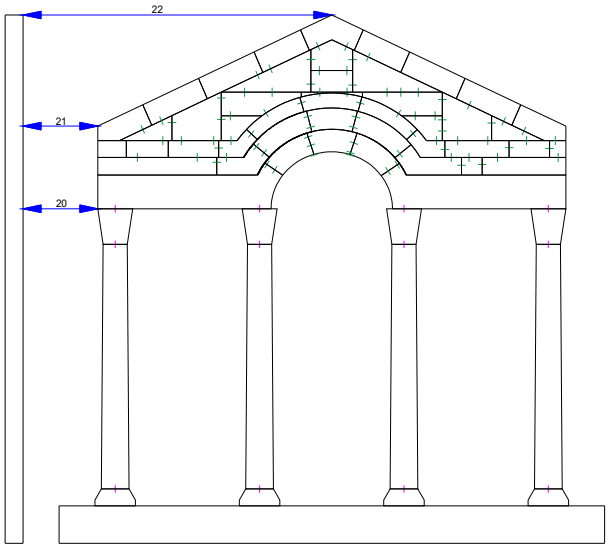
мерни траки поставени на одредени кламфи. На Сликите 12-15 прикажана е поставеноста на инструментите на моделот.



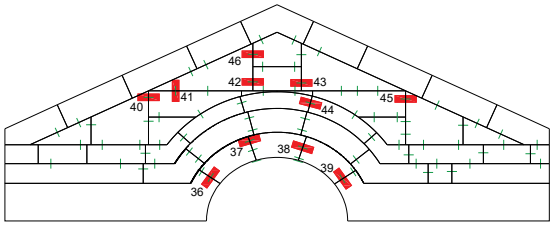
Сл. 12. Позиција (канали) на акцелерометри (Acc)



Сл. 13. Позиција (канали) на сензори за релативно поместување (LVDT)



Сл. 14. Позиција (канали) на сензори за апсолутно поместување (LP)



Сл. 15. Позиција (канали) на мерни траки (SG) на кламфите

4.4.2. Експериментални резултати

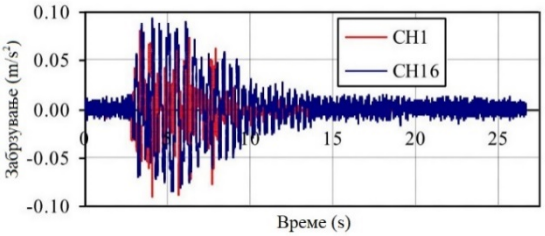
Сеизмичките тестови беа направени со постепено зголемување на интензитетот на влезното забрзување од 0.017g до 1.9g, односно сé до лом на моделот. Имајќи ги во предвид законите на сличност за реално репродуцираните модели, зададените интензитети се валидни и на реалната конструкција Протирон, гледана како слободно стоечка независна конструкција. Во Табела 3 се детално прикажани сите 19 направени тестови на сеизмичката платформа, соодветно со зададениот влезен интензитет на забрзување, поместување, како и одговорот на врвот на моделот (CH 16 и CH 22).

Табела 3. Преглед на изведени тестови

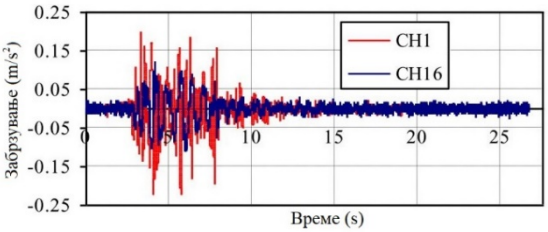
Тест	Побуда	Влезно забрзување (a/g)	Влезно поместување (mm)	Одговор (врв на моделот)		Коментар
				Acc (g) CH16	Displ.(mm) CH22	
1, 2	Рандом (до 25 Hz)	-	-	-	-	f=6.3 Hz
3	Земјотрес Петровац	0.017	0.29	0.042	1.0	-
6	Земјотрес Петровац	0.08	2.9	0.09	6.5	-
9	Земјотрес Петровац	0.20	7.2	0.1	12.0	-
10	Рандом (до 25 Hz)	-	-	-	-	f=1.5 Hz
11	Земјотрес Петровац	0.31	10.0	0.11	21.0	-
12	Земјотрес Петровац	0.47	14.3	0.17	25.0	-
13	Земјотрес Петровац	0.62	21.3	0.3	35.0	-
14	Земјотрес Петровац	0.76	25.6	0.3	45.0	-
15	Земјотрес Петровац	0.86	28.3	0.4	53.0	-
16	Земјотрес Петровац	1.08	32.5	0.5	75.0	-
17	Рандом (до 25 Hz)	-	-	-	-	f=1.4 Hz
18	Земјотрес Петровац	1.47	42.1	-	-	-
19	Земјотрес Петровац	1.9	55.7	-	-	-

Од добиените резултати [4] од испитувањето на моделот на сеизмичката платформа, констатирано е следното:

- За сеизмичките тестови со интензитет до 0.08g постои амплификацијата на влезното забрзување, што укажува на цврсти врски помеѓу елементите, преку кои е овозможен пренос на вибрациите се до врвот на моделот. Временскиот запис на забрзувањето на врвот на конструкцијата (CH16) е сличен со записот на влезното забрзување, Слика 16 [5].
- Со покачување на интензитетот на забрзувањето од 0.08g до 0.2g (Тест 7, 8, 9) може да се забележи на временските записи дека има појава на активирање (отворање) на одредени контакти помеѓу елементите. Од Слика 17 [5] може да се забележи дека временскиот запис на влезното забрзување и забрзувањето на врвот на моделот се разликуваат, односно моделот повеќе не ги следи во потполност влезните вибрации. Максималното апсолутно поместување на моделот во оваа фаза на испитувањето изнесуваше 13 mm, додека релативното поместување на моделот во однос на фундаментот 5.8 mm. Исто така беа евидентирани и трајни деформации од 0.5 mm (CH24) помеѓу два хоризонтални блокови поставени над капителите, како и дилатации во бакарните кламфи од 0.15 ‰ (150 μstr).



Сл. 16. Тест 6: a=0.08g



Сл. 17. Тест 9: a=0.20g

- Интензивни, стабилни вибрации и евидентни (визуелно) отвори на контактите помеѓу блоковите беа добиени при тест 12 (a=0.47g). Зададеното забрзување во овој тест е исто со реалното забрзување на земјотресот Петровец. Апсолутното и релативното поместување беше 25 mm и 10.7 mm соодветно. Дијагоналните деформации измерени помеѓу точка во основата на столбот и точка на врвот на столбот (под капителот) изнесуваа 14 mm, додека отворот помеѓу основата на столбот и фундаментот достигна до 2.2 mm (CH28). Блоковите од широкиот фронтон до оваа фаза на тестирање беа цврсто поврзани, како резултат на постоењето на кламфите, кои не дозволуваа појава на отвори помеѓу елементите. Измерените вредности на дилатации во кламфите изнесуваа 0.28 ‰, додека гореспоменатите трајни деформации помеѓу двата хоризонтални блокови (CH24) достигнаа вредност од 1.5 mm.
- Останатите неколку тестови со интензитети помеѓу 0.6g и 1.08g беа проследени со додатни проширувања на отворите на контактите помеѓу блоковите. Моделот интензивно вибрираше во двата правци (in-plain, out-of-plain), со појава на одредени торзиони ефекти. Достигнато беше апсолутно поместување од 76 mm и релативно поместување од 43.5 mm. Максимално измерените дилатации во кламфите достигнаа вредност од 0.6 ‰, дијагоналните деформации во CH25, 26 и 27 изнесуваа 50 mm, додека отворот помеѓу основата на столбот и фундаментот достигна до 9.0 mm (CH28). Поместувањето, т.е. трајната деформација помеѓу левиот и десниот хоризонтален блок (CH24) после тест 16 достигна вредност од 2.7 mm.
- Последните два теста беа изведени со висок интензитет на влезно забрзување (1.47g-1.9g). Вака зададените влезни забрзувања, кои се далеку од реалните забрзувања кои што можат да се појават при земјотрес, беа изведени со цел да се добие лом на конструкцијата, иако типот на лом беше јасен од однесувањето и вибрирањето на моделот и во претходните тестови. Сите инструменти, освен мерните траки на кламфите, беа отстранети од моделот, со тоа што од овие два теста беа добиени информации само за вредноста на дилатациите во инструментираните кламфи. Имено, за интензитет кој е три пати поголем од интензитетот на реалниот земјотрес Петровац, дилатациите во кламфите достигнаа вредност од 3.0 ‰, со тоа што моделот во тој момент беше во состојба пред лом, со големи интензивни вибрации како механизам. Лом на моделот, односно губење на стабилноста поради големите деформации и рушењето на врските помеѓу елементите, настана при влезно забрзување од 1.9g, Слика 18.



Сл. 18. Моделот момент пред лом (a=1.9g)

5. ДИСКУСИЈА НА РЕЗУЛТАТИТЕ И ЗАКЛУЧОЦИ

Со реализираното експериментално испитување, добиена е јасна слика за сеизмичкото однесување на конструкцијата, а заклучоците се следни:

- Кламфите и клиновите кои биле поставени на конструкцијата со цел зајакнување на истата, покажаа дека имаат голема ефикасност и значително ја зголемуваат носивоста на конструкцијата на хоризонтални сили (in-plane) и можноста за деформации на конструкцијата;
- Интензивното движење на столбот во однос на фундаментот доведе до извлекување на клиновите од дупките, како и извлекување на дел од кламфите;
- Развивањето на механизмот на лом кај моделот беше резултат на достигнувањето на критичниот отвор на контактот помеѓу столбот и фундаментот, проследен со ротација на столбовите и губење на стабилноста на горниот дел-широкиот фронтон;
- Добиените резултати од експерименталното испитување послужија како солидна основа при развивање на нумерички модел за конструкцијата Протирон [6].

ЛИТЕРАТУРА

[1] J. Marasović, T. Marasović, B. Gabričević (2014). Research and reconstruction of Diocletian's Palace Peristyle in Split, Književni krug, Split

[2] D. Uglesic, A. Uglesic (2012), "Protiron of Peristyle in Diocletians Palace in Split," in Proceedings of the Structural Analysis of Historical Constructions – Jerzy Jasieńko (ed), pp. 368–376.

[3] L. Krstevska, V. Mihailov, E. Boschi, and A. Rovelli (1996). "Experimental dynamic testing of prototype and model of the Antonina Column in Rome," in Proceedings of the 11th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No. 546, Acapulco, GRO, Mexico.

[4] L. Krstevska, A. Shoklarovski, (2016). "Seismic testing of the Protiron (Split, Croatia) structure model", Report No. IZIIS-2016-49.

[5] Ž. Nikolić, L. Krstevska, P. Marović, and H. Smoljanović (2019). "Experimental investigation of seismic behaviour of the ancient Protiron monument model," Earthquake Engineering & Structural Dynamics, vol. 48, no. 6.

[6] Z. Nikolić, H. Smoljanović, and N. Zivalic (2015). "A finite-discrete element model for dry stone masonry structures strengthened with steel clamps and bolts," Engineering Structures, vol. 90, pp. 117–129.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

SE - 27

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

SEISMIC ASSESSMENT AND FAILURE MECHANISM OF 14-STOREY RC BUILDING

Daniel TOMIC[1], Zoran MILUTINOVIC[2], Radmila SALIC[3], Jovan TRAJCHEVSKI[4], Mirko DIMITROVSKI[5]

ABSTRACT

Pushover analysis is used to determine the seismic capacity. Seismic assessment is done in accordance with EN 1998-3. Two vertical distributions of lateral loads are applied: Uniform pattern, based on lateral load that are proportional to mass regardless of elevation and Modal pattern, proportional to lateral load consistent with the lateral modal displacements of the building. The model is analyzed in CSI - SAP2000 software package according to the technical documentation that existed for the building. In order to account for uncertainties in the location of the masses and in the spatial variation of the seismic motion, the calculated center of mass at each floor level shall be considered as being displaced from its nominal location in each direction by an accidental eccentricity. Five percent of the floor dimension perpendicular to the direction of the seismic action. The behavior of the structure in flexure check indicates the ductile behavior of the entire structure and the satisfaction of the requirements in terms of allowable demand. The structure has ductile behavior, even though there are sections with very little ductile, the relation of ultimate by yielding displacements. The behavior of the structure in shear check indicates the brittle behavior of the entire structure and not the satisfaction of the requirements in terms of allowable demand. The structure has brittle failure at the start of plastic (nonlinear) zone. The ratio of the existing shear capacity with demand is especially expressed in the modal load pattern.

Keywords: *Seismic assessment; pushover curve; brittle failure*

[1] Young Researcher. M. Sc., Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of North Macedonia, danielt@iziis.ukim.edu.mk
[2] Prof. PhD, Retired, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of North Macedonia, milutin.zvm@gmail.com
[3] Asst. Prof. PhD, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of North Macedonia, r_salic@iziis.ukim.edu.mk
[4] Young Researcher. M. Sc., Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of North Macedonia, jovant@iziis.ukim.edu.mk
[5] PhD Candidate. M. Sc., Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of North Macedonia, mirkod@iziis.ukim.edu.mk

1. INTRODUCTION

For the usual load the structure remains in the linear-elastic field of material work and relationship between load and displacement is simple. In case of earthquake, and depending on his intensity, the individual parts of the structure pass into nonlinear material working area. To be followed behavior by a structure in a nonlinear domain in the conditions of the earthquake, were developed non-linear dynamic and static seismic analysis.

The method of gradual pushing is carried out so that the structure is subject to monotonic growth of lateral load. Such lateral load represents an inertial force which arises as a result of the acceleration of the ground floor. A gradual increase in the lateral load is coming to a progressive degradation of structural elements, which leads to a reduction in its stiffness. Method of gradual pushing gives a characteristic nonlinear curve, the relationship of force and displacement, and most often it is represented as a relationship total force at ground level and peak displacement of the building.

Pushover analysis is combined with the response spectrum, and in Eurocode 8, N2 method is used. The N2 method transforms the response of the multi-degree system (MDOF) into the response of an equivalent system with one degree of freedom (SDOF). This is necessary to make the pushover curve comparable with the demand, which is presented through the design spectrum corresponding to the SDOF system. The result of the applied procedure is targeted displacement representing the seismic requirement. This method is accurate enough when the structure oscillates predominantly in the first oscillatory form. To get the capacity curve, which represents the dependence of the shear force at the base of the building and the control displacement most commonly represents the horizontal displacement of the top of the construction, pushover analysis is applied to the control displacement values corresponding to 150% of the target displacement value. A request to continue through the target displacement value is in order to see the behavior of the construction under the load higher than expected.

Pushover analysis is used to determine how the capacity and response curve is at the global level (gives an estimate of the maximum horizontal displacement and the assessment of global ductility for structure), and therefore represents the rotation of the hinges and ductility in cross sections of critical elements.

2. INFORMATION FOR STRUCTURAL ASSESSMENT

According to Eurocode 8 part 3, we need to know about the structure which is subject for nonlinear static analysis. For this building we have various types of documentation which are related to this building. The information are collected from original design drawings and on site investigation:

- Identification of structural system
- Regularity of structure
- Type of building foundation
- Identification of the ground condition as categorized in EC8 at the building site
- Overall dimensions and cross section properties
- Mechanical properties of building materials
- Inadequate detailing

Depending on the amount and quality of this documents we can go to obtain the knowledge level.

2.1. Definition of Knowledge Level

There are there levels of knowledge level, which are related to confidence factors and values of mechanical properties of concrete and steel. Knowledge levels are defined as:

- KL1: Limited knowledge
- KL2: Normal knowledge
- KL3: Full knowledge

For this analysis, we obtain knowledge level 3 (KL3, Full knowledge) which corresponds with following state of knowledge of geometry, details and materials. The confidence factor value of this building is CF=1.

2.2. Lateral Loads for Pushover

Nonlinear static analysis is a nonlinear static analysis under constant gravity loads and monotonically increasing lateral loads. The analysis is performed using two planar models, one for each main horizontal direction of the building. Two vertical distributions of lateral loads are applied:

- Uniform pattern, based on lateral load that are proportional to mass regardless of elevation
- Modal pattern, proportional to lateral load consistent with the lateral modal displacements of building

2.3. Modeling

The model is analyzed in CSI - SAP2000 software package according to the technical documentation that existed for the building. A frame model with line elements is used for calculation, with RC beams and RC columns. Loads are represented by these load cases:

- Self weight case
- Dead load
- Live load
- Gravpush
- Modal y-y
- Uniform y-y

All specified loads as line loads are applied to the beams. The distribution of surface loads in line loads is done using the following equations:

$$q_x = \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} * q \tag{1}$$

$$q_y = \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} * q \tag{2}$$

q – distributed load on the floor slab
q_x – distributed load on the RC beam in x direction
q_y – distributed load on the RC beam in y direction

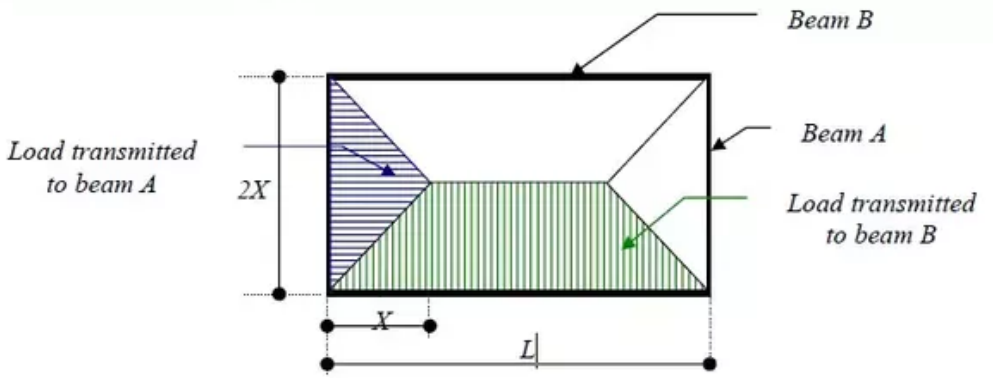


FIG. 1. Slab to Beam Load Transmition

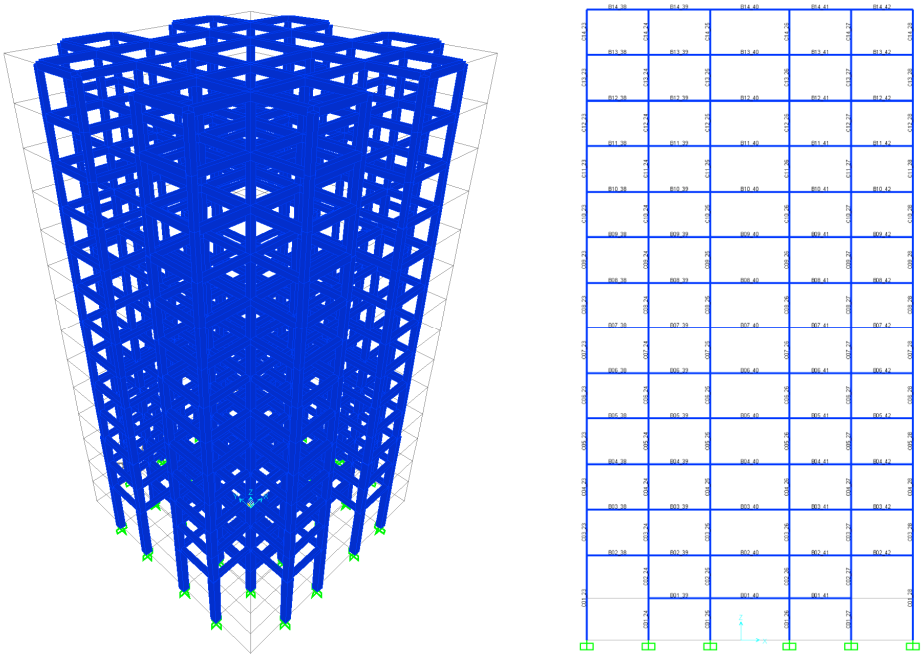


FIG. 2. 3D Building Model and element labels

Following the material characteristics definition (concrete C25/30 and reinforcement steel bar with yielding stress of 240 MPa, and the geometrical definition of the structure, the geometrical characteristics of the structural members were defined: on the ground floor the columns are 65/65cm, and the beams 65/60cm and 65/50 cm, on the mezzanine floor the columns are 65/65cm and the beams 40/45cm, on the first and second floor the columns are 60/60cm and the beams 40cm/45cm, on the third and fourth floor the columns are 55/55cm and the beams 40/45cm, on the third and fourth floor the columns are 60/50cm and the beams 40cm/60cm, on the fifth and sixth floor the columns are 50/50cm and the beams 40cm/45cm, on the seventh, eighth and ninth floor the columns are 45/45cm and the beams 40cm/45cm and on the tenth, eleventh and twelfth floor the columns are 40/40cm, and the beams 40cm/45cm. The reinforcement in the structural members was also determined according to the technical documentation.

Elements labeling are needed for better visibility in the analysis and in the calculation. For this model, a typology of labeling was used separately for columns and beams in the following shape:

- B09_38 – for beams where: B – beam, 09 – floor and 38 – beam number
- C09_24 – for columns where: C – column, 09 – floor and 24 – column number

A pushover analysis can consist of more than one pushover load case. Each pushover load case can have a different distribution of load on the structure. A typical pushover analysis might consist of three pushover load cases. The first would apply gravity load to the structure, the second would apply one distribution of lateral load over the height of the structure, and the third would apply another distribution of lateral load over the height of the structure.

According to modal shape displacements Modal y-y load case is defined. Force/displacement values for each floor level is applied.

In order to account for uncertainties in the location of the masses and in the spatial variation of the seismic motion, the calculated center of mass at each floor level shall be considered as being displaced from its nominal location in each direction by an accidental eccentricity. Five percent of the floor dimension perpendicular to the direction of the seismic action.

According to the mass regardless of elevation Uniform y-y load case is defined. Force/displacement values for each floor level is applied.

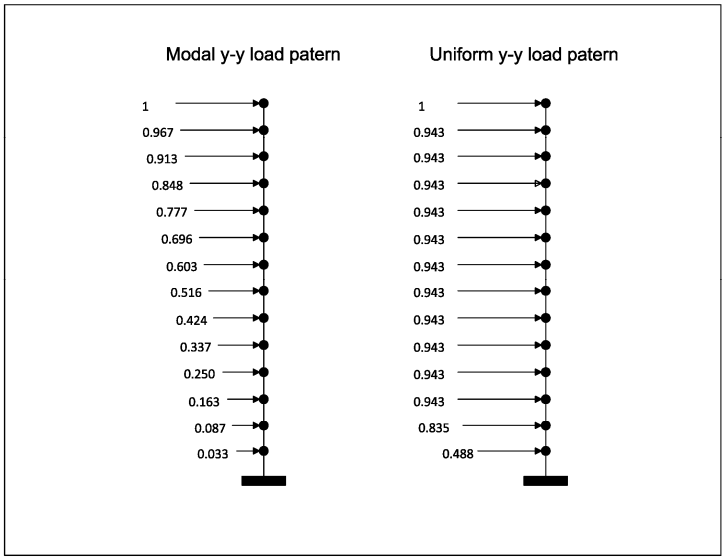


FIG. 3. Modal and Uniform Nonlinear Load Pattern

2.4. Definition of Hinge Properties

Hinge properties are used to define nonlinear moment-rotation behavior that can be assigned to discrete locations along the length of the frame (line) objects. These nonlinear hinges are used during static nonlinear analysis and nonlinear time history analysis only. For all other types of analysis, the hinges are rigid and have no effect on the behavior of the member.

In SAP2000 we need to define a moment – rotation relation at four steps, for plastic hinge definition:

- Cracking Moment M_{cr}/ Cracking rotation θ_{cr} relation at cracking
- Yielding Moment M_y /Yielding rotation θ_y relation at yielding
- Ultimate Moment M_u /Ultimate rotation relation θ_u at ultimate state
- Ultimate Moment $M_{u3/4}$ /Ultimate rotation relation $\theta_{u3/4}$ at 3/4 ultimate state

In order to obtain these parameters following equations are used (3,4 - Ludovico 2015, 5-7 - EN 1998-3):

$$\theta_{cr} = \frac{M_{cr} * L_v}{3EI} \tag{3}$$

$$M_{cr} = \left(\frac{N}{A} + f_{ctm}\right) * \frac{b * h^2}{6} \tag{4}$$

$$\theta_y = \phi_y * \frac{L_v + \alpha_v * z}{3} + 0.0014 * \left(1 + 1.5 * \frac{h}{L_v}\right) + \phi_y * \frac{d_{bl} * f_y}{8 * \sqrt{f_c}} \tag{5}$$

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}}\left(\theta_y + (\phi_u - \phi_y) * L_{pl} * \left(1 - \frac{0.5 * L_{pl}}{L_v}\right)\right) \tag{6}$$

$$L_{pl} = 0.1 * L_v + 0.17 * h + 0.24 * \frac{d_{bl} * f_y(MPa)}{\sqrt{f_c(MPa)}} \tag{7}$$

θ_{cr} – is the chord rotation at cracking
θ_y – is the chord rotation at yielding
θ_u – ultimate chord rotation capacity
ϕ_y – is the yield curvature at the end section

ϕ_u – is the ultimate curvature at the end section
γ_{el} – is equal to 1.5 for primary seismic elements and to 1.0 for secondary seismic elements
h – is the depth of cross-section
L_v – M/V, is the ratio moment/shear at the end section
f_c – concrete compressive strength (MPa)
f_y – steel yield strength (MPa)
d_{bl} – is the mean diameter of the tension reinforcement
L_{pl} – plastic hinge length
z – length of internal lever arm, taken equal to d-d' in beams, columns, or walls with barbelled or T - section, or to 0,8h in walls with rectangular section

α_v = 1, if shear cracking is expected to precede flexural yielding at the end section (i.e. when the yield moment at the end section, M_y, exceeds the product of Lv times the shear resistance of the member considered without shear reinforcement, VR,c, otherwise, (i.e. if M_y<L_v VR,c) α_v=0.

According to this formulations the require hinges properties are obtained. Based on moment/rotation parameters hinge curve is obtained. This procedure is applied for all hinges in beams and columns. After the hinge definition, they are defined in SAP2000 software.

2.5. Capacity Curve

The N2 method transforms the response of the multi-degree system (MDOF) into the response of an equivalent system with one degree of freedom (SDOF). This is necessary to make the pushover curve comparable with the demand, which is presented through the design spectrum corresponding to the SDOF system.

The relation of transformation of multi degree of freedom system (MDOF) to the single degree of freedom system (SDOF) system is called modal transformation factor for which the following equation applies (eq. 8-11 - Ludovico 2015):

$$\Gamma = \frac{\sum m_i * \phi_i}{\sum m_i * \phi_i^2} \tag{8}$$

The mass of equivalent SDOF system m^* is determined as:

$$m^* = \sum m_i * \phi_i \tag{9}$$

The force F^* and displacement d^* of the equivalent SDOF system are computed as:

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma} \tag{10}$$

$$d^* = \frac{d_n}{\Gamma} \tag{11}$$

Where F_b and d_n are, respectively, the base shear force and the control node displacement of the MDOF system.

Bilinear model of the SDOF pushover curve, as an elastic perfectly plastic idealization was determined by an area equivalent method. Area under SDOF capacity curve and area up capacity curve must be the same.

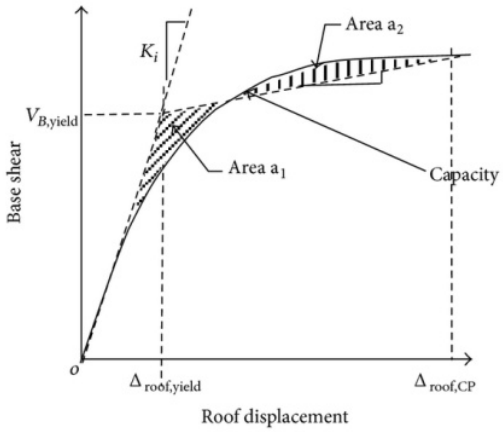


FIG. 4. Bilinear SDOF Curve

A response spectrum is a plot of the peak or steady-state response (displacement, velocity or acceleration) of a series of oscillators of varying natural frequency. Each spectrum represents the quantity of each response spectrum data. Acceleration displacement response spectrum (ADRS) combines accelerations and displacement on one plot. This representation is especially suitable for combining with SDOF bilinear pushover curve (eq. 12-16 - EN 1998-1).

$$0 \le T \le T_B : \; S_e(T) = \alpha_g * S * \left(1 + \frac{T}{T_B} * (\eta * 2.5 - 1)\right) \tag{12}$$

$$T_B \le T \le T_C : \; S_e(T) = \alpha_g * S * \eta * 2.5 \tag{13}$$

$$T_C \le T \le T_D : \; S_e(T) = \alpha_g * S * \eta * 2.5 \left(\frac{T_C}{T}\right) \tag{14}$$

$$T_D \le T \le 4s : \; S_e(T) = \alpha_g * S * \eta * 2.5 \left(\frac{T_C * T_D}{T^2}\right) \tag{15}$$

$$S_d = \frac{S_e * g * T^2}{4 * \pi^2} \tag{16}$$

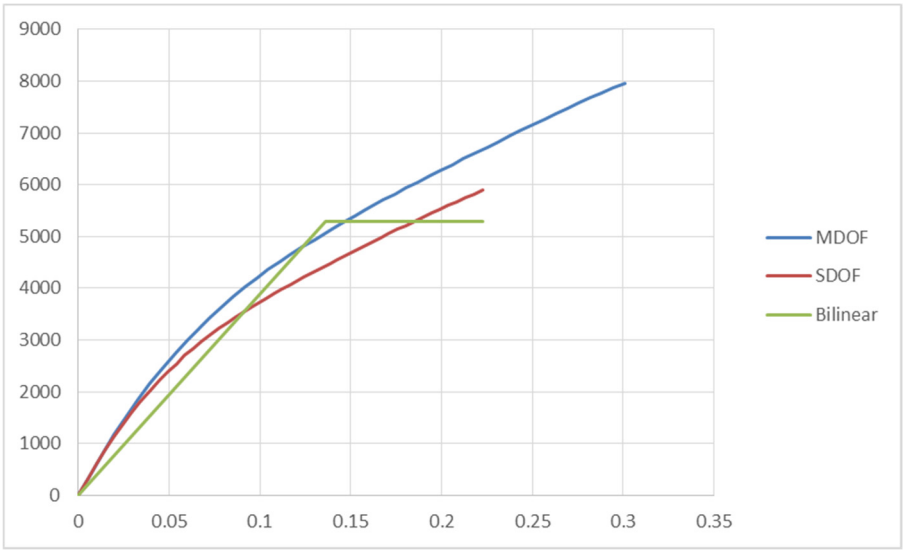


FIG. 5. Modal y-y load pattern pushover curves

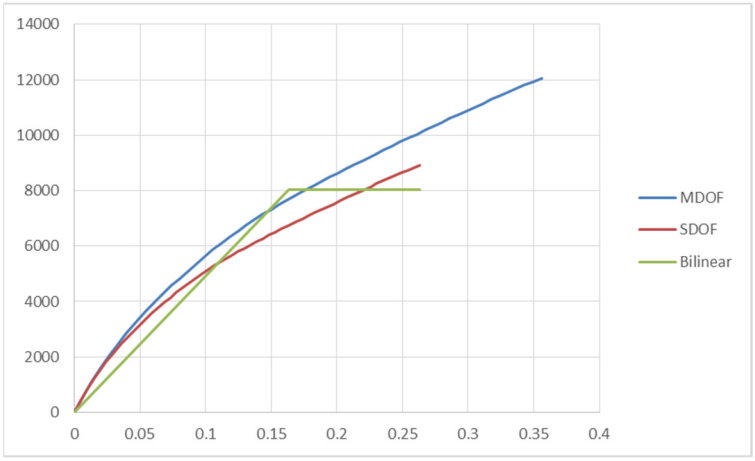


FIG. 6. Uniform y-y load pattern pushover curves

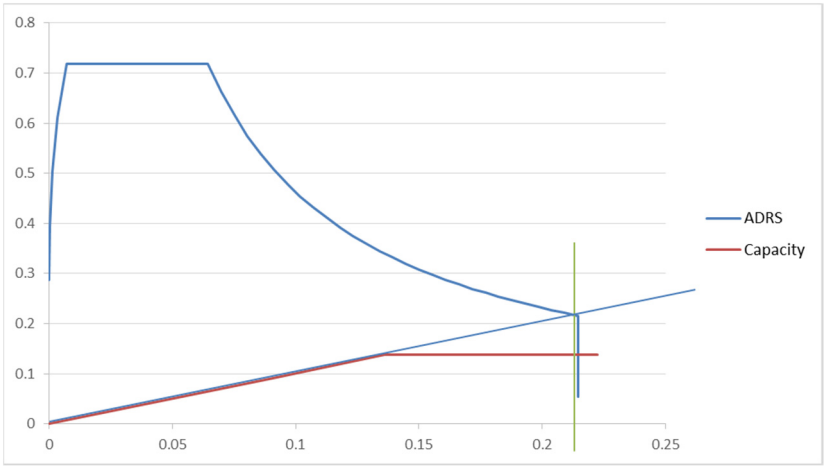


FIG. 7. Modal y-y Bilinear SDOF Capacity Curve and Demand

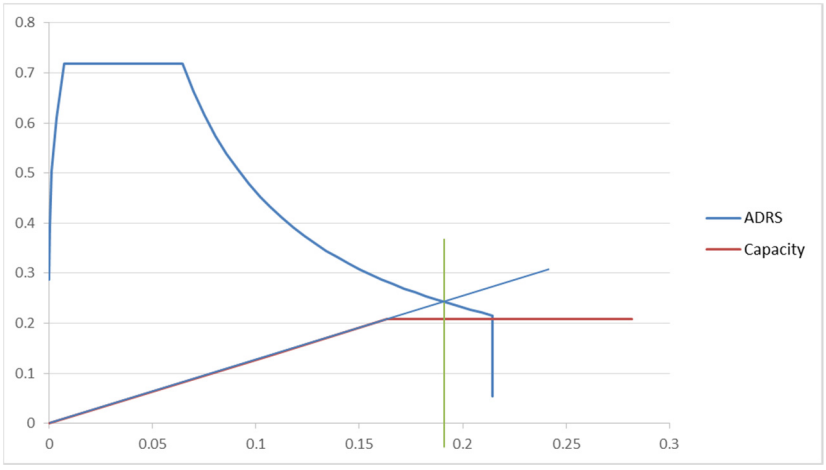


FIG. 8. Uniform y-y Bilinear SDOF Capacity Curve and Demand

From the results we can see the behavior of the structure from the flexure control aspect, comparison of the capacity was made with the demand, according to EC8 (type 1 spectrum is adopted) and predicted peak ground acceleration of 0.25g. Results were obtained from both lateral loading models. For each separately, capacity displacements and demand have been obtained. The capacity displacement values obtained in these capacity cases exceed the demand and have the following values:

TABLE 1. Demand and Flexure Capacity

Load case	Demand displacement (m)	Capacity displacement (m)
Modal y-y	0.289	0.301
Uniform y-y	0.259	0.381

2.6. Shear Capacity

The brittle failure is the reason for the shear capacity check, the ductile behavior of the structure elements contributes to the structure to be in nonlinear zone. The dissipation of energy in the structure elements may be stopped if the occurrence of brittle failure occurs.

Cross sectional control of shear forces is required to determine the building shear capacity. The control is performed according to the capacity curve and determining the forces in the elements for the characteristic steps from the pushover calculation.

$$V_R = \frac{1}{\gamma_{el}} * \left[\frac{h-x}{2*L_v} * \min(N; 0.55 * A_c * f_c) + (1 - 0.05 * \min(5; \mu_\Delta^{pl}) * 0.16 * \max(0.5; 100\rho_{tot}) * \left(1 - 0.16 * \min\left(5; \frac{L_V}{h}\right)\right) * \sqrt{f_c} * A_c + \rho_w * b_w * z * f_{yw}\right] \text{ (EN 1998-3)} \quad (17)$$

TABLE: Element Forces - Frames

Frame	OutputCase	Step	P	V2	V3	b (m)	h (m)	L (m)	∑A (cm2)	VR0 (MN)	VR5 (MN)	
C09_25	Modal y-y	33	-1281.036	17.803	178.085	0.45	0.45	3.1	24.10	0.191686275	0.176322928	Shear failure
C09_25	Modal y-y	33	-1274.331	17.803	178.085	0.45	0.45	3.1	24.10	0.192122174	0.176758826	Shear failure
C09_25	Modal y-y	33	-1267.625	17.803	178.085	0.45	0.45	3.1	24.10	0.192558137	0.177194789	Shear failure
C09_26	Modal y-y	33	-1252.861	32.056	174.95	0.45	0.45	3.1	24.10	0.193517958	0.17815461	No failure

FIG. 9. Modal y-y shear failure at step 33

TABLE: Element Forces - Frames

Frame	OutputCase	Step	P	V2	V3	b (m)	h (m)	L (m)	∑A (cm2)	VR0 (MN)	VR5 (MN)	
C05_12	Uniform y-y	39	-2564.332	-29.398	314.506	0.55	0.55	3.1	58.90	0.355455262	0.309525997	Shear failure
C05_12	Uniform y-y	39	-2554.598	-29.398	314.506	0.55	0.55	3.1	58.90	0.356273369	0.310344103	Shear failure
C05_12	Uniform y-y	39	-2544.864	-29.398	314.506	0.55	0.55	3.1	58.90	0.357091475	0.31116221	Shear failure
C07_25	Uniform y-y	39	-1734.487	24.661	251.194	0.5	0.5	3.1	40.30	0.277646157	0.24880149	Shear failure
C07_25	Uniform y-y	39	-1726.208	24.661	251.194	0.5	0.5	3.1	40.30	0.278263076	0.249418409	Shear failure
C07_25	Uniform y-y	39	-1717.929	24.661	251.194	0.5	0.5	3.1	40.30	0.278879995	0.250035328	Shear failure
C07_26	Uniform y-y	39	-1682.986	38.177	245.425	0.5	0.5	3.1	40.30	0.281483813	0.252639145	No failure

FIG. 10. Uniform y-y shear failure at step 39

TABLE 2. Demand and Shear Capacity

Load case	Demand displacement (m)	Capacity displacement (m)
Modal y-y	0.289	0.2185
Uniform y-y	0.259	0.2544

3. CONCLUSIONS

A non-linear static analysis is made for structure with 14 floor levels. The calculation is performed for two load cases, according to the requirements of Eurocode 8 - part 3. In terms of behavior, it is obvious that the modal non linear load pattern is dominated on the structure, reflecting the displacement capacity values and comparing them with the required demand according to the requirements of Eurocode 8 - part 1. The structure is analyzed for two special cases:

- Structure checks on flexure
- Structure checks on shear

The behavior of the structure in flexure check indicates the ductile behavior of the entire structure and the satisfaction of the requirements in terms of allowable demand. The structure has ductile behavior, even though there are sections with very little ductile, the relation of ultimate by yielding displacements. In terms of calculation, the following values are shown graphically.

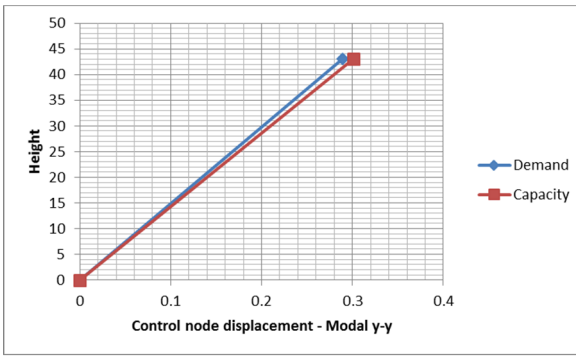


FIG. 11. Modal y-y demand vs flexure capacity

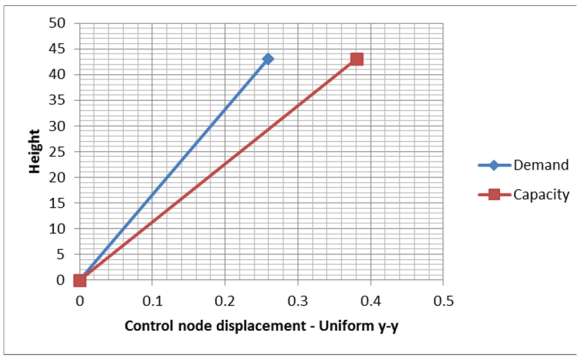


FIG. 12. Uniform y-y demand vs flexure capacity

The behavior of the structure in shear check indicates the brittle behavior of the entire structure and not the satisfaction of the requirements in terms of allowable demand. The structure has brittle failure at the start of plastic (nonlinear) zone. The ratio of the existing shear capacity with demand is especially expressed in the modal load pattern. In terms of calculations, the following values are shown graphically.

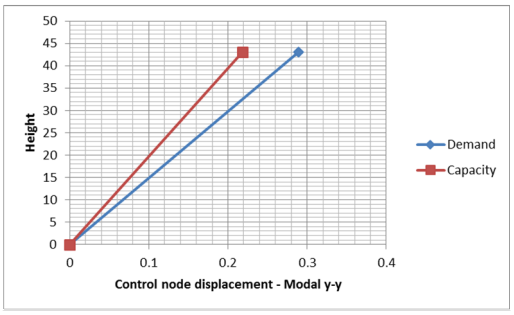


FIG. 13. Modal y-y demand vs shear capacity

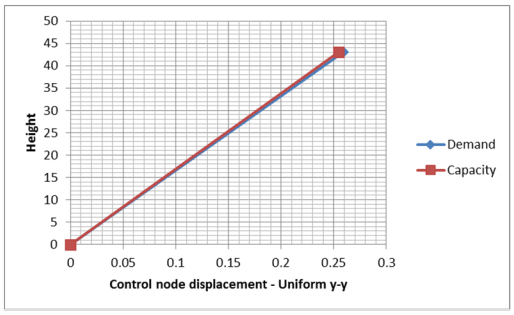


FIG. 14. Uniform y-y demand vs shear capacity

REFERENCES

[1] Carvalho, E. C., (2008). Eurocode 8 General rules and seismic actions.

[2] CEN (2002). Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-1: General actions - Densities, self-weight, imposed loads for buildings, European Committee for Standardization, Brussels, Belgium, EN 1991-1-1.

[3] CEN (2004). Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings, European Committee for Standardization, Brussels, Belgium, EN 1992-1-1.

[4] CEN (2004). Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, European Committee for Standardization, Brussels, Belgium, EN 1998-1.

[5] CEN (2005). Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 3: Assessment and retrofitting of buildings, European Committee for Standardization, Brussels, Belgium, EN 1998-3.

[6] Commentary Eurocode 2. (2008). European Concrete Platform ASBL.

[7] Marco Di Ludovico, (2015). Design and retrofit of RC constructions (ERASMUS+ Lectures).

[8] Pinto, P. E., P. Franchin (2011). Eurocode 8 Part3 - Assessment and retrofitting of buildings.

[9] Petrovski, J., D. Jurukovski and S. Percinkov (1971). Dynamic properties of multistory residential building. Publication IZIIS no. 23 Skopje, May 1971.

[10] Pinto, P.E. and Franchin, P. (2008). Assessing existing buildings with Eurocode 8 Part 3: a discussion with some proposals.

[11] Tomic, D. (2018), Comparative analysis and vulnerability of high-rise building for seismic conditions of Macedonia, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology (UKIM-IZIIS), Master thesis, Skopje, October 2018.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

SE - 28

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

COMPARATIVE ANALYSIS AND SEISMIC ASSESMENT OF A TYPICAL SIX STORY RC STRUCTURE FROM THE CITY WALL COMPLEX IN SKOPJE

Jovan TRAJCHEVSKI[1], Zoran MILUTINOVIC[2], Radmila SALIC[3],
Daniel TOMIC[4], Mirko DIMITROVSKI[5]

ABSTRACT

The need for building the "City Wall" building complex in Skopje, had arisen since the catastrophic earthquake in Skopje of 1963, which rendered more than 65% of the structures in Skopje inhabitable and around 150.000 people homeless. The construction of the "City Wall" building complex provided more than 1800 apartments which were meant to house around 7800 people. With that the "City Wall" has become an integral part of the Skopje city centre.

Considering the fact that Macedonia is soon to appropriate the Eurocodes as it's national building codes, the authors of this paper have made a comparison between the design and assessment of RC structures according to the Eurocodes and the existing codes in Macedonia as well as the codes that have existed in the past in Macedonia i.e. the codes according to which the buildings of "City Wall" were designed.

In order to do so, one of the characteristic buildings from the "City Wall" was taken in consideration. The paper conducts a simulated design of the building, keeping the geometry and the dimensions of the elements in the building, according to the respective codes, and makes a comparison of the results. Furthermore, the paper contains an analysis of the capacity of the structure according to the Eurocodes.

Keywords: *Seismic assessment; Comparative analysis; RC structure*

[1] Young Researcher, M.Sc., Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology (IZIIS), "Ss. Cyril and Methodius" University in Skopje, Republic of North Macedonia, jovantrajcevski@yahoo.com
[2] Prof. Dr., Retired, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology (IZIIS), "Ss. Cyril and Methodius" University in Skopje, Republic of North Macedonia, milutin.zvm@gmail.com
[3] Asst. Prof. Dr., Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology (IZIIS), "Ss. Cyril and Methodius" University in Skopje, Republic of North Macedonia, r_salic@iziis.ukim.edu.mk
[4] Young Researcher, M. Sc., Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of North Macedonia, danielt@iziis.ukim.edu.mk
[5] PhD Candidate., M. Sc., Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of North Macedonia, mirkod@iziis.ukim.edu.mk

1. INTRODUCTION

In the aftermath of the earthquake in 1963, the city of Skopje was left in a state of ruin, with more than 65% of its structures rendered uninhabitable and more than 150.000 people in need of housing. Considering the fact that at this time the population of Skopje was around 200.000 people, this was a major blow to the city. In the wake of such devastation, Skopje needed a new urban plan and major reconstruction. One of the greatest projects which were meant to solve the housing problem of Skopje in the aftermath of the Earthquake was the "City Wall" building complex composed of residential blocks (Gf + Me + 6; and Gf + Me + 4), and towers (Gf + Me + 12). With that, more than 1800 apartments were planned, with the capacity to house around 7800 residents. As such the Skopje "City Wall" has become an integral part of the city centre and an important landmark.

2. PURPOSE OF THE PAPER

Considering the importance of the building complex, this paper will review one of the typical structures from the residential blocks and asses its capacity according to the current building codes in Macedonia as well as the Eurocodes, as codes which Macedonia strives to adopt as national standards. The reviewed structure is one of the annexes to the residential blocks which consists of six floors (Gf + Me + 4) and for which the original design and calculations have been obtained. In plan, the structure is symmetrical by its orthogonal axis. In the longitudinal direction it consists of 4 modules, each spanning 4.8 m and in the transversal direction, it consists of 3 modules, 2 with a span of 5.5 m and one middle module spanning 3.8 m. In terms of elevation the structure has six floors, with its ground floor being the highest at 4.4 meters, a mezzanine with a height of 2.45 meters and four floors with a height of 3.1 meters. The considered structures was built during the 1960s, and as a basis of this paper the original design documents of the structure shall be used. At this time, in the territory of Macedonia the provisional seismic design codes from 1964 were in effect (henceforth SDC64), which were adopted after the earthquake of 1963. Fifteen years later, namely after the earthquake in Montenegro of 1981, the national building codes were updated with a new seismic design code (henceforth SDC81). And as of writing this paper, it is expected that in the following few years the Eurocodes will be adopted as national building codes of Macedonia.

With that in mind, the following types of analysis were conducted in the scope of this paper.

- Analysis of the amount of reinforcement in the columns according to the separate codes (SC63, SDC81 and EC8) and their comparison;
- Push over analysis according to the requirements of the Eurocode 8

3. CODE SPECIFIC REINFORCMENT DEMANDS

All structural analyses the results of which are presented in this section are conducted under the following assumptions:

- Column proportions: as designed;
- Concrete type: МБ 30 (C 25/30);
- Reinforcement: Flat, GA 240/360; and,
- Ground type: III (SDC64 , SDC81), "C" (Ec8);
- Model geometry: same as in original design

The structural analyses are performed with licensed software packages:

- SAP2000 (SAP2000 Ultimate 16.0.0); and,
- TOWER (3D Model Builder 7.0 – x64 Edition [7422]).

TOWER is used to compute the SDC81, whereas, SAP2000 for computing the Ec8 seismic effects and design accordingly. The structure was not designed according to the SDC64 in the scope of this paper. For the purpose of the paper, the amount of reinforcement required by the SDC64 code, was assumed to be the amount of reinforcement adopted in the original design.

Considering the cross section geometry of the building, (Figure 1) the original design uses an analytical model with ground floor height of 4.2 meters, that is quite different to mezzanine (2.45 meters) and

typical story (3.1 meter) heights. According to SDC81, such vertical geometry would be treated as flexible story requiring the ductility and damping coefficient of Kp = 2.

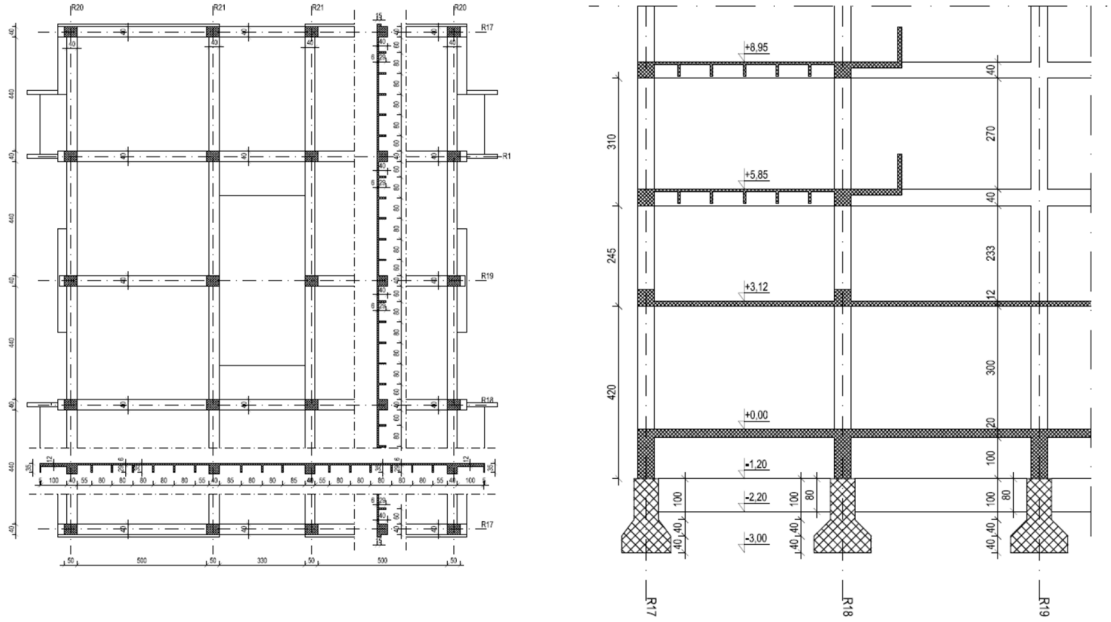


Figure 1: Plan and cross section of the building

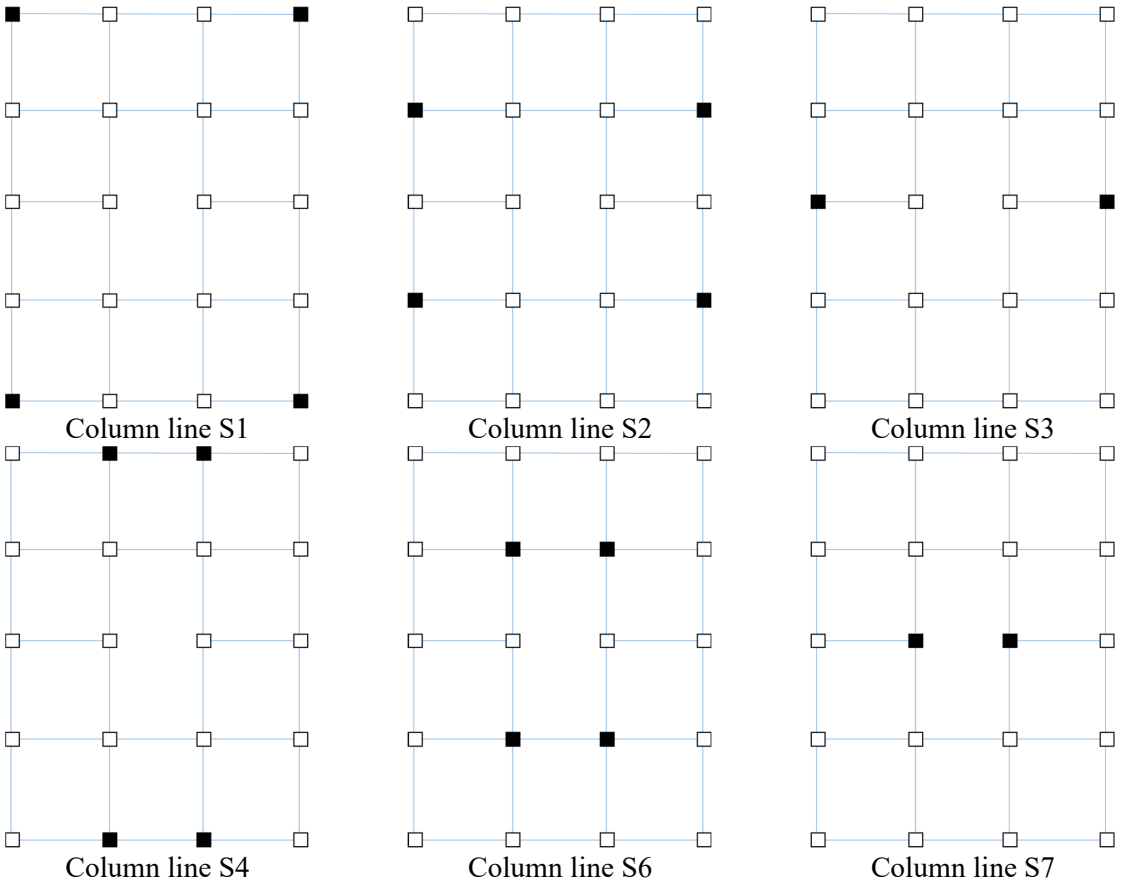


Figure 2: Position of column lines

However, the sanitary floor of height of 1.2 meters (top RC slab included), is bounded by circumferential RC beam system of thickness of 50 cm that together with strip foundation system in transverse direction, create RC box that reduce the ground floor height to 3.0 meters. For such a case – frame structure supported by box foundation - SDC81 allows the ductility and damping coefficient of Kp = 1.

Accordingly, two analytical models are formulated for TOWER analyses:

- Model with flexible story, Kp = 2, total height of 19.05 meters, referred in the following as SDC81f model; and,
- Model without flexible story, Kp = 1, total height of 17.85 meters, referred in the following as SDC81 model.

SAP2000 analyses have been carried out for two types of design spectra:

- Type 1, with referent ground acceleration of 0.25 g; and,
- Type 2, with referent ground acceleration of 0.15 g, calculated for local seismic sources, only.

The built in mass of longitudinal reinforcement (SDC64 model) calculated at 9.12 tons, for 44.25% is larger than that adopted for SDC81 model, and for 26.18 to 30.45 % for Ec8SpT1 and Ec8SpT2 models, respectively.

However, if the same model used for calculation of SDC64 longitudinal reinforcement mass is implemented, which nowadays would correspond to flexible story model (SDC81f) the SDC64 adopted longitudinal reinforcement is insufficient, being underestimated for 84.56 %.

The presented quantifications refer to GA240/360 flat reinforcement that nowadays is not in use. Nowadays design would use steel 400/500 ribbed reinforcement resulting in reduced longitudinal reinforcement mass demand.

Depending on the code implemented, the longitudinal reinforcement mass, at building level, vary from 5.09 (SDC81 model) to 6.74 (Ec8SpT1 model) tons, which variation, relative to the construction cost of the entire building, is negligible.

4. PUSH OVER ANALYSIS

The push over analysis of the structure was conducted according to the Eurocode 8, using the software CSI SAP 2000 v19 in order to determine the capacity of the structure, and to assess its ability to withstand the demand determined by the Eurocodes. Since the authors of the paper were not able to do the necessary survey of the building in order to define the geometry, material properties and detailing, the design parameters were adopted and a knowledge level 2 was assumed. The model obtained is shown in figure 3.

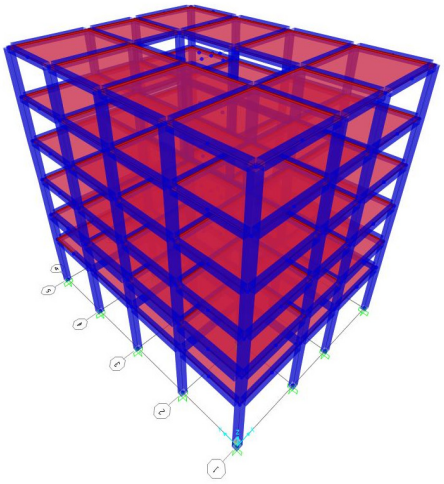


Figure 3: 3D Model of the structure

After the structure was modelled the loads were applied as determined in the original calculations. Using this, the axial loads in the columns were obtained which together with the details from the original design were used in order to calculate the behaviour of the plastic hinges in each column and beam joint. The calculated hinges were then applied to the model.

According to Eurocode 8, the pushover analysis needs to be conducted using two different lateral load patterns:

- uniform pattern, in this case mass proportional
- modal pattern, proportional to the first mode in X and Y direction

In the current case the load patterns shown on figure 4 were obtained.

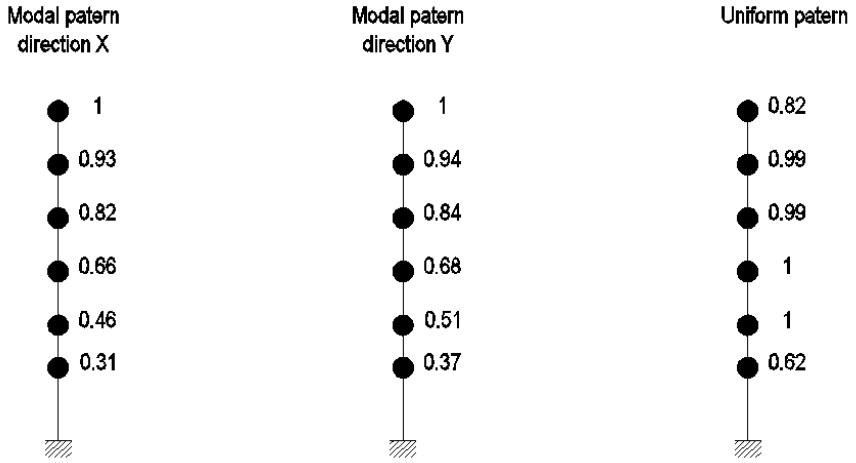


Figure 4: Calculated load patterns

Since the inelastic mechanisms which are likely to develop in existing buildings are, in general, unknown, the results obtained using the two standard lateral force patterns should be considered as an envelope of the actual response, which should lie between the two capacity curves. Therefore, the most unfavourable results of the two pushover analyses should be adopted. Denoting as X and Y the two principal horizontal orthogonal directions of the structure, sixteen different pushover analyses should be performed, eight in X-direction ("modal" towards positive X ± eccentricity, "modal" towards negative X ± eccentricity, "uniform" towards positive X ± eccentricity, "uniform" towards negative X ± eccentricity) and eight in Y-direction ("modal" towards positive Y ± eccentricity, "modal" towards negative Y ± eccentricity, "uniform" towards positive Y ± eccentricity, "uniform" towards negative Y ± eccentricity).However, due to the planar symmetry of the structure, the results are not dependant on the direction or the eccentricity of the loading pattern.

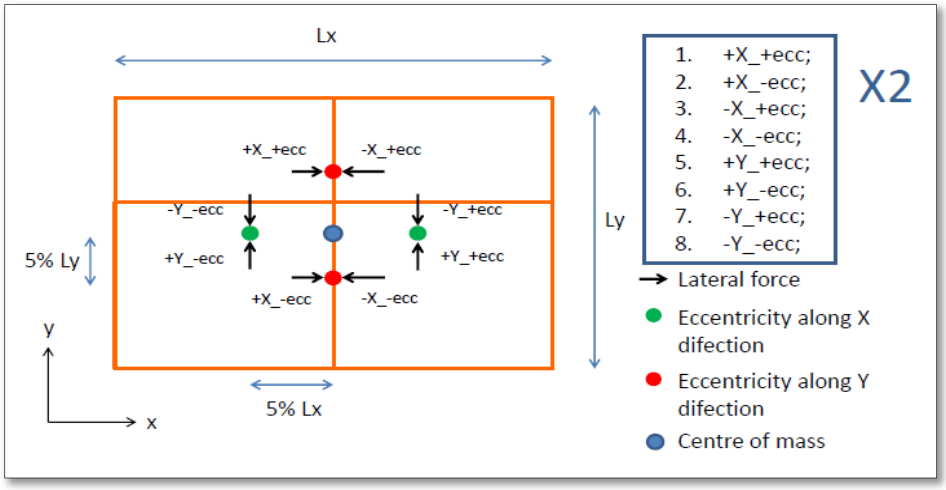


Figure 5: Pushover loading nodes

In the interest of making this paper concise only the worst case of the analysis (pushover in the X direction, using the uniform load pattern) shall be presented. In this case, the structure failed at step 93 with a displacement of 11.16 cm at the top due to the reaching of the ultimate rotation in one of the column hinges.

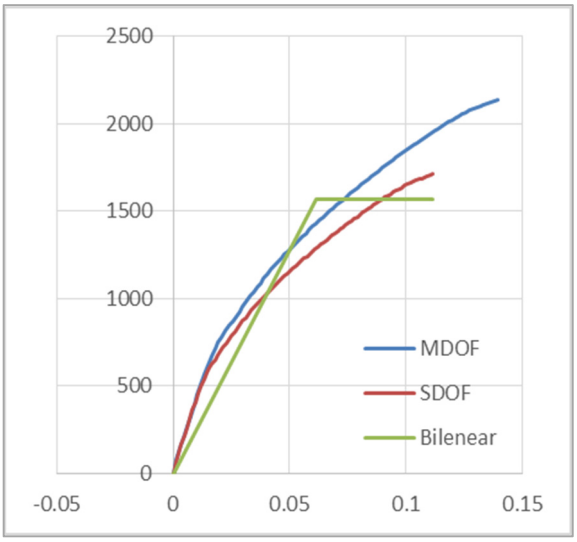


Figure 6: Capacity curve in Y direction, uniform load pattern

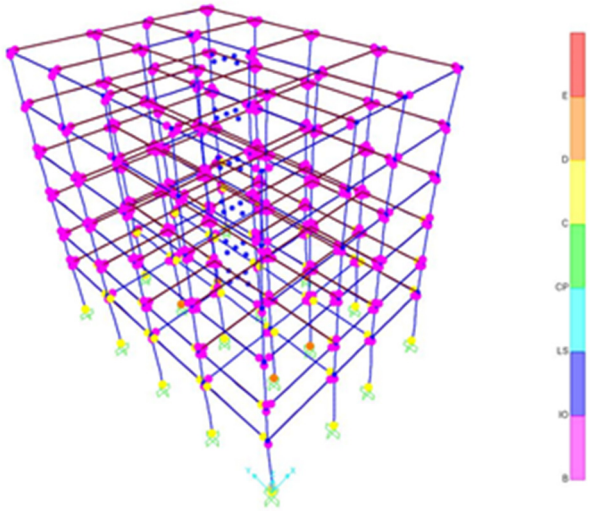


Figure 7: Step 93 of the push over analysis, Y direction , uniform load pattern

The obtained push over curves shall be compared to the demand according to both types of spectra in the Eurocode. For spectra type 1, a peak ground acceleration of 0.15g, and for spectra type 2, a peak ground acceleration of 0.25g.

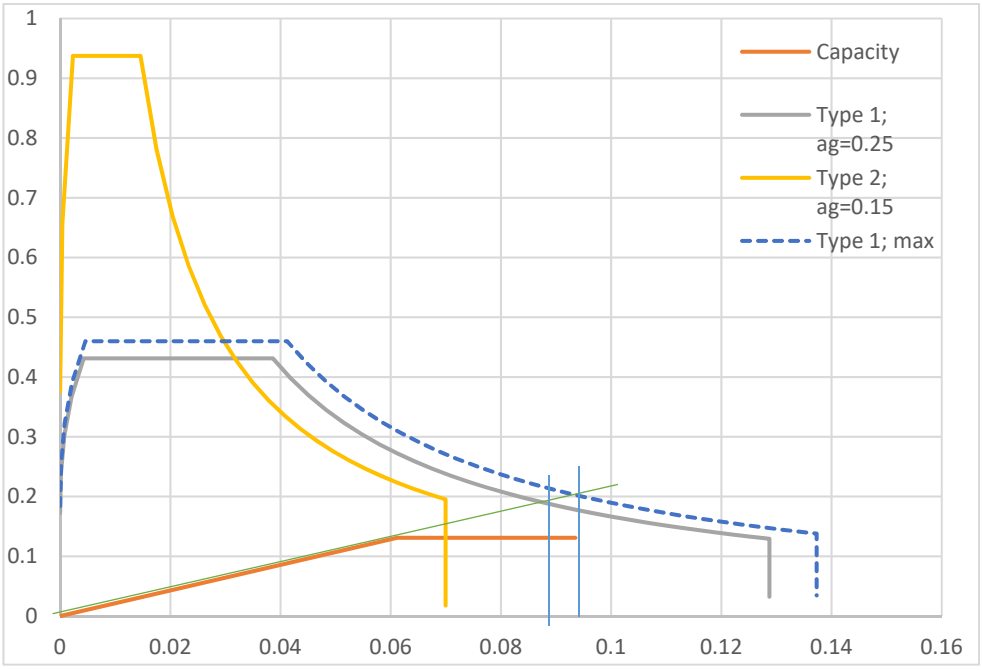


Figure 8: Comparison with demand

From the comparison displayed in figure 8, it is clear that the structure satisfies the demand for the proposed spectra. Additionally we can conclude that the structure is more vulnerable to the spectra type 1, although it is calculated with a lower PGA. In addition, in figure 8 is shown the maximum spectra for which this structure satisfies the demand, a spectra type 1 with a PGA = 0.185g.

5. CONCLUSION

In conclusion, it is clear that the considered structure satisfies the demand of the Eurocode 8 in terms of its push over analysis. It should be mentioned that the input parameters of the structure were not obtained through surveying of the structure. In order to give a definitive answer to the vulnerability of the considered structure, proper survey must be conducted.

It is also interesting to mention that the original design of the structure predicts more longitudinal reinforcement in the columns then all the other considered analysis models with the exception of the analysis model according to the SDC81 and a Kp =2, which considerable increases the seismic forces in the structure.

REFERENCES

[1] Трајчевски (2018). Магистерски труд: Компаративна анализа со оценка на ранливоста на шест катен аб објект за сеизмички услови на Скопје. Trajchevski (2018) Msc thesis: Comparative analysis and vulnerability of a six story reinforced concrete building for seismic conditions of Skopje (in Macedonian)

[2] BS EN 1998-1:2004+A1:2013, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, AMD 31st May 2013

[3] Bubnov, S.A. (1981). Governmental Role in Mitigating the Impact of Earthquakes in Yugoslavia. In Jones, B.G. and Tomazevic, M. Social and Economic Aspects of Earthquakes. Proceedings of the Third International Conference: The Social and Economic Aspects of Earthquakes and Planning to Mitigate their Impacts. Bled, Yugoslavia, June 29 - July 2, 1981.

[4] Chopra, A.K. (2012). Dynamics of structures – Theory and applications to earthquake engineering, fourth edition. University of California at Berkeley.

[5] Петровски, J ., Јуруковски, Д . и Перчинков, С . (1971). Динамички особини на 6 спратна армирано бетонска зграда. Публикација ИЗИИС бр. 24. Скопје, Септември1971. Petrovski, J,D. Jurukovski and S. Percinkov. Dynamic properties of 6 story reinforced concrete building. Publication IZIIS no. 24 Skopje, September 1971 (in Macedonian).

[6] SDC64: Правилник за привремените технички прописи за градење во сеизмичките подрачја.Сл. Лист на СФРЈ бр. 39/64 од 30 септември 1964 година. Provisional Technical Regulations forConstruction in Seismic Regions, Official Gazette of SFRY No. 39/64 of 30 September 1964 (in Macedonian).

[7] SDC81: Правилник за техничките нормативи за изградба на објекти на високоградба восеизмички подрачја. Сл. Весник на СФРЈ бр. 31/81 од 5 јуни 1981 со измените бр. 49/82 од 13август 1982, бр. 29/83 од 10 јуни 1983, бр. 21/88 од 1 април 1988 и бр. 52/90 од 7 септември1990. Provisional Regulations for Construction of Buildings in Seismic Regions", Official Gazette ofSFRY No. 31/81 of 5th June 1981 including amendments 49/82 of 13 August 1982, 29/83 of 10 june1983, 21/88 of 1st April 1988, and 52/90 of 7 September 1990 (in Macedonian).

[8] Шелев, Ѓ., П. Гавриловиќ и Ј. Танасијевиќ (1968). Главен Проект за Блокови за Градски Зид,Скопје: Статика. Здружени проектни организации Бетон, Пелагонија и Македонијапроект.VI.1968 година. Shelev, F., P. Gavrilovic and J. Tanasijevic (1968). Main Project for Blocks for CityWall, Skopje: Statics. Joint project organizations Beton, Pelagonia and Makedonijaproekt. VI.1968 (in Macedonian).

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

SE - 29

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

КОМПАРАТИВНА АНАЛИЗА НА ВЛИЈАНИЕТО НА ИСПОЛНАТА ОД ЅИДАРИЈА ВО ОДНЕСУВАЊЕТО НА АБ ЗГРАДИ ПРИ СЕИЗМИЧКИ ДЕЈСТВА

Зоран ТРАЈЧЕВСКИ[1], Голубка НЕЧЕВСКА-ЦВЕТАНОВСКА[2]

АПСТРАКТ

Во голем број на сеизмички активни региони, армирано-бетонските рамки од зградите се исполнети со ѕидарија и на тој начин се создава еден композитен конструктивен состав чие однесување тешко може точно да се предвиди и да се моделира, а тоа води до недостатоци во регулативите за проектирање. Исполната од ѕидарија најчесто се претставува како неконструктивен елемент и редовно не се вклучува во анализите со што се јавува проблем каде што една изведена зграда во реалност може да има различни динамички карактеристики од проектните, а со тоа и различно сеизмичко однесување од предвиденото. Затоа целта на овој труд е да се истражи како се однесуваат зградите при сеизмички дејства кога ќе се вклучи исполната во моделот и пресметките.

Направена е обемна компаративна анализа во која се вклучени линеарни и нелинеарни-Pushover статички анализи и се споредувани добиените резултати од хипотетички модели со 5 и со 8 ката, со и без моделирана исполна, според Македонските прописи и според Еврокод. За моделирањето на исполната искористени се препораките според FEMA 356 за макро-моделирање, каде ѕидаријата се моделира како еквивалентна притисната дијагонала. Од извршените анализи генерално може да се заклучи дека исполната од ѕидарија има многу поволно влијание врз однесувањето на зградите кога е рамномерно распределена. Иако се намалува дуктилноста на зградата, сепак за сметка на тоа значително се зголемува почетната крутост. Слободно може да се препорача дека кога имаме ваков случај на рамномерно и регуларно распределена исполна од ѕидарија, истата треба да се вклучи во анализата како прва одбранбена линија во совладувањето на сеизмичките сили. Со ваква порационална анализа би се намалила цената на чинење на објектот. Кај моделот $ЕК_{отворен\ 1\ кат}$, се гледа дека исполната има негативно влијание врз целокупното однесување со тенденција за формирање на флексибилен кат на приземјето.

Клучни зборови: *Исполна од ѕидарија, Флексибилен кат, Нелинеарна статичка анализа - Pushover*

[1] М-р Дипл. Град. Инж., Чакар – Партнерс - Скопје; trajcevskizoran92@gmail.com
[2] Проф. Д-р, Институт за Земјотресно Инженерство и Инженерска Сеизмологија ИЗИИС, Универзитет Св. Кирил и Методиј, Скопје; golubka@pluto.iziis.ukim.edu.mk

1. ВОВЕД

Развојот на армираниот бетон во последниов век е поткрепен со интензивни аналитички и експериментални истражувања со континуирано надоградување, така што во денешницава е прераснат во најисплатливиот материјал со одлични карактеристики кој што има широка примена во сите области од градежништвото. Со развојот и глобализацијата на армираниот бетон, се развиле и градежните норми и прописи, подобрувајќи ја сигурноста и стабилноста на конструкциите како и подобро разбирање на појавите како што се земјотресите и изнаоѓање на решенија за нивно соочување.

Меѓутоа, развојот на стандардите генерално е насочен кон подобрување на конструирањето на конструктивните елементи, притоа во голема мера занемарувајќи ги неконструктивните како што е исполната од ѕидарија. Тоа е сеуште најчестото решение во високоградбата каде што исполната од ѕидарија се користи за формирање преградни ѕидови или за фасада. Овие елементи се надоградувале со текот на времето како и стандардите и прописите за нив, но сепак тоа најчесто се однесувало само на подобрување на нивните изолациони карактеристики, притоа заборавајќи ја крутоста и способноста за превземање на дел од товарите. Неконструктивните елементи, по дефиниција, не се планирани да носат било какви сили освен оние кои произлегуваат од нивната сопствена маса. Тие исто така, во принцип се елементи кои градежните конструктори не ги проектираат и за кои архитектите и машинските или електро инженерите превземаат одговорност. Неконструктивните елементи ја трансформираат конструкцијата во вселива и функционална зграда. Станарите, градежните материјали и содржината на зградите и активностите кои се одвиваат во нив се крвоток на општеството. Затоа неконструктивните елементи треба добро да се однесуваат за време на земјотрес, бидејќи претставуваат сериозен ризик за безбедноста на луѓето. Описот на повеќето ѕидови од исполната како „неконструктивни“ е најмалку погрешно интерпретирано. Било кој крут и јак елемент од зграда, било да е проектиран од градежен конструктор или не, привлекува сили на себе. Во процесот на прифаќање на сеизмички сили, ѕидовите од исполна можат да предизвикаат сериозни конструктивни штети на објектот. Поради тоа, проблемите кои тие ги создаваат и решенијата тие да се надминат, бараат внимателно разгледување.

Нашата територија која спаѓа во сеизмички активни подрачја, има барања за проектирање и градење на сеизмички отпорни контрукции. Во светот, во современото градежништво се тежнее на ваквите барања адекватно да се одговори, како би се добиле сигурни, трајни, економични и функционалнии објекти. Во европските и светските прописи за асеизмичко проектирање се препознава овој проблем и се обрнува големо внимание на исполната од ѕидарија преку соодветни критериуми и ограничувања со кои се намалуваат негативните и непожелни влијанија од локален и глобален карактер во однос на контрукцијата. Спротивно на тоа, во нашите важечки прописи не се зема во предвид исполната од ѕидарија, ниту пак постојат некои насоки за соодветно проектирање на истата.

Затоа целта на овој труд ќе биде да се дознае какво и колкаво влијаније има исполната од ѕидарија кога ќе се вклучи во анализата, во севкупното однесување на објектите.

Извршени се обемни аналитички линеарни анализи. Најпрво анализирана е зграда од 8 ката со и без моделирана исполна по МК прописи. Понатаму, спроведени се повеќе линеарни анализи на зграда со 5 ката со и без моделирана исполна по МК [1] [2] и по ЕК [4] [5] прописи. Презентиран е и еден случај на истата зграда со 5 ката, само без исполна во приземјето. Направена е компарација на добиените резултати од извршените линеарни анализи. Разгледани се динамичките карактеристики, проектните сеизмички сили, поместувањата и крутостите по катови на сите модели.

Во следното поглавје извршена е статички нелинеарна (Pushover) анализа на 3 модели со 5 ката проектирани по ЕК прописи. Анализите се направени во двата ортогонални правци со две шеми на товарење и добиени се капацитетите на носивост, како и развојот на пластичните зглобови и механизмите на лом на сите 3 анализирани модели. Со добиените резултати се оправдува целта на истражувањето во овој труд.

2. КАРАКТЕРИСТИКИ НА МОДЕЛИТЕ

За да се прикажат разликите кај АБ згради со исполна и без, и тоа проектирани според различни прописи (МК прописи [1] [2] и Еврокод [4] [5]), направени се линеарни статички анализи на регуларна АБ зграда со 5 и 8 ката:

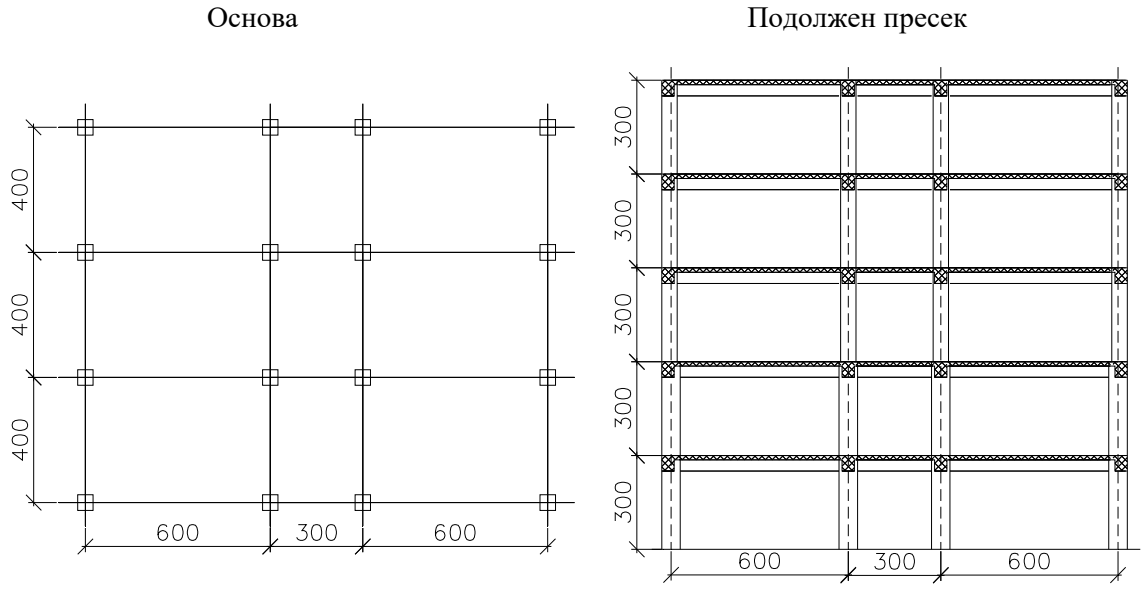
Таб. 1 Табеларен преглед на сите аналлизирани модели

МК прописи	8-ката	5-ката	опис
	Модел А	$МК_{без.исполна}$	-без исполна
	Модел Б	$МК_{,исполна}$	-со исполна

ЕК прописи	5-ката	опис
	$ЕК_{без.исполна}$	-без исполна
	$ЕК_{,исполна}$	-со исполна
	$ЕК_{,отворен\ 1\ кат}$	-отворен 1 кат

Конструкцијата претставува станбен објект со приземје и седум ката (Пр.+7). Во основа е со димензии 15 x 12m со катна висина 3м. Конструктивно, објектот претставува армирано бетонски скелетен систем составен од греди и столбови. Зградата е симетрична по двете ортогонални оски со распони 6м-3м-6м во X- правец и 3x4м во Y-правец. Во првите два ката столбовите се со димензии 85/85см , а гредите со 40/50см, додека пак, во останатите ката нагоре столбовите се намалуваат на секој два ката по 10см, со што на горните два ката се со димензии 55/55см, а меѓукатната конструкција е АБ плоча со дебелина 14см.

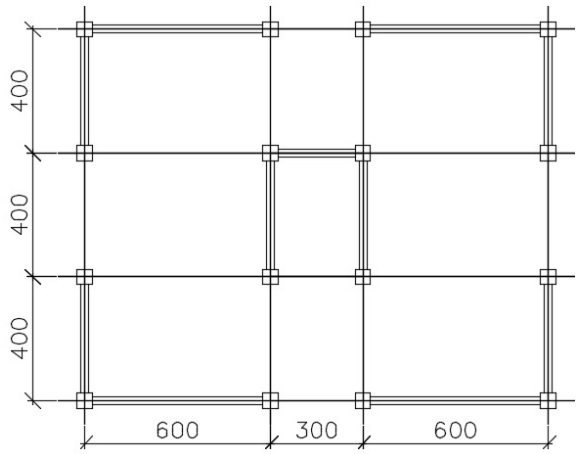
Што се однесува на моделите со 5 ката, тие ги имаат потполно истите димензии во основа како и распоредот на исполната од sидарија, различен е бројот на катовите и секако димензиите на столбовите и гредите. Па така, во првите два ката столбовите се со димензии 60/60см , а гредите со 40/50см, додека пак, во останатите ката нагоре столбовите се со димензии 50/50см, а гредите 30/50см, а меѓукатната конструкција е АБ плоча со дебелина 14см.



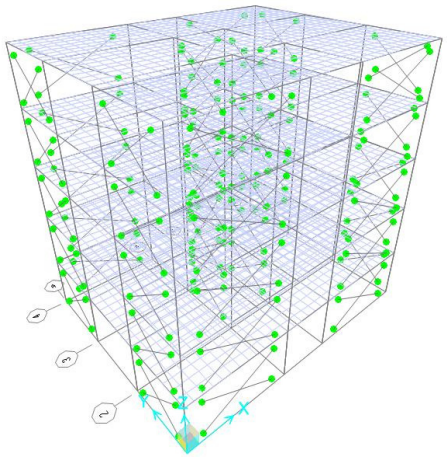
Сл. 1. Геометриски карактеристики на моделите со 5 ката

Кај моделите со 8 ката, како што е спомнато погоре, нема некоја разлика освен бројот на катови, па затоа нема потреба да се прикаже скица од диспозиција во основа и подолжен пресек.

На следната слика Сл.2, е прикажан распоредот на исполната од sидарија во основа и истиот распоред се користи кај сите модели со исполна. Додека пак на Сл.3. е презентиран 3D изглед на еден математички модел со моделирана исполна во програмскиот пакет “SAP 2000”.

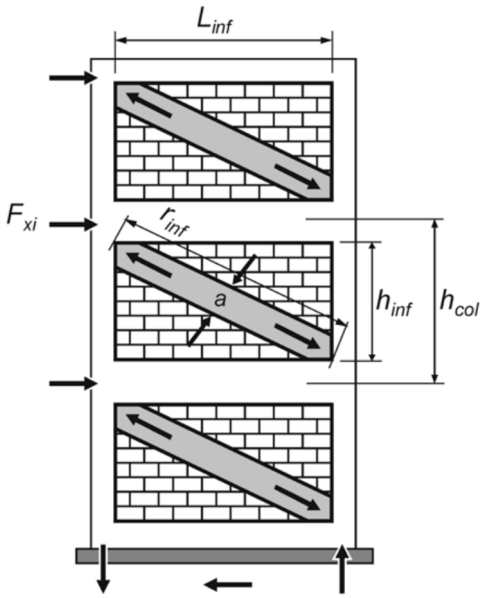


Сл. 2. Распоред на исполната од ѕидарија-основа



Сл. 3. 3D изглед на математички модел

2.1. Моделирање на исполната од ѕидарија



Сл. 4. Извадок од FEMA 356 [3] за објаснување на параметрите во Рав.1

Генерално постојат два пристапи за моделирањето на исполната, микро моделирање и макро моделирање. Кај микро моделирањето потребно е да се дефинираат голем број на параметри, бидејќи ѕидот се моделира како дисконтинуален збир од блокови кои се меѓусебно поврзани со дискретни чворови. Постојат многу аналитички методи кои се и експериментално докажани за вакво моделирање. Бидејќи е сложено, микро моделирањето најчесто се користи експериментално. Кај макро моделирањето се врши хомогенизација, односно не се моделираат посебно малтерот и тулите, туку исполната претставува еден хомоген материјал. Овој начин е многу поедноставен од претходниот и често се користи. Кај овој пристап најзастапени се две методи: МКЕ и методата со еквивалентна притисната дијагонала која што ќе се користи во понатамошните анализи. За конкретниов случај, за моделирање на еквивалентната притисната дијагонала ќе се следат правилата дадени во FEMA 356. Имено во FEMA кодовите, исполната од ѕидарија е многу подетално разработена отколку во Еврокодовите. Покрај нерегуларностите во основа и висина, се земаат во предвид отворите, се проверува стабилноста на исполната, дадени се случаи на оштетување и сл. Во овој случај следнава равенка Рав. 1 ќе биде искористена за дефинирање на еквивалентната притисната дијагонала дадена во FEMA 356 (7.5.2.1) кодовите [3]:

$$a=0.175(\lambda_1 h_{col})^{-0.4} r_{inf}\ ;\ \lambda_1=\left[\frac{E_{me} t_{inf} \sin 2\theta}{4 E_{fe} I_{col} h_{inf}}\right]^{\frac{1}{4}};\ \text{каде:} \quad (1)$$

Според FEMA кодовите Рав. 2, карактеристичната јакост на притисок помножена со коефициент 550 го дава модулот на еластичност на ѕидаријата. Па така во нашиов случај, јакоста на притисок ќе биде fm=6Mpa а, модулот на еластичност ќе изнесува Eme=3300Mpa.

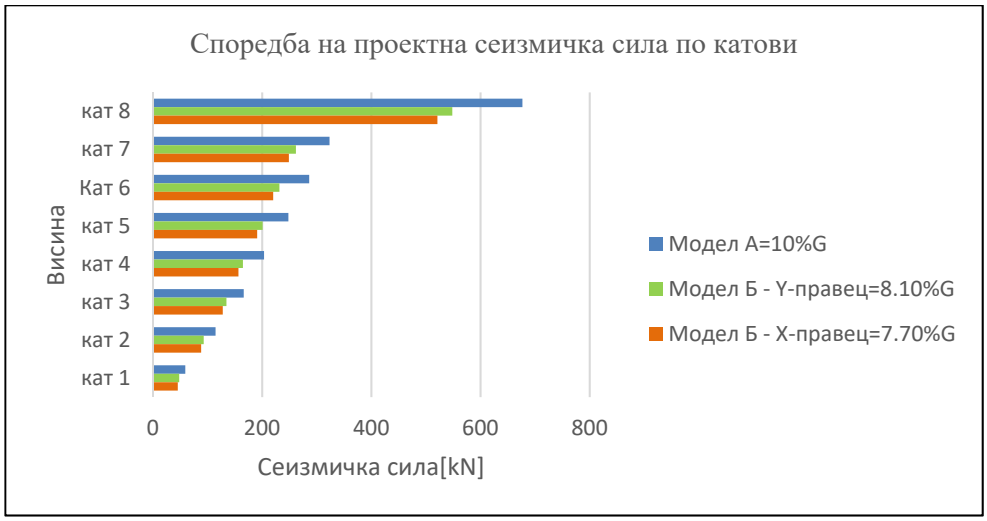
$$E_{me}=f_m * 550 \quad (2)$$

Исполната од ѕидарија е моделирана како еквивалентна дијагонала која се активира само на сили од притисок, притоа тој елемент е ослободен од други влијанија сили.

2. КОМПАРАЦИЈА НА ДОБИЕНИТЕ РЕЗУЛТАТИ ОД ЛИНЕАРНИТЕ АНАЛИЗИ

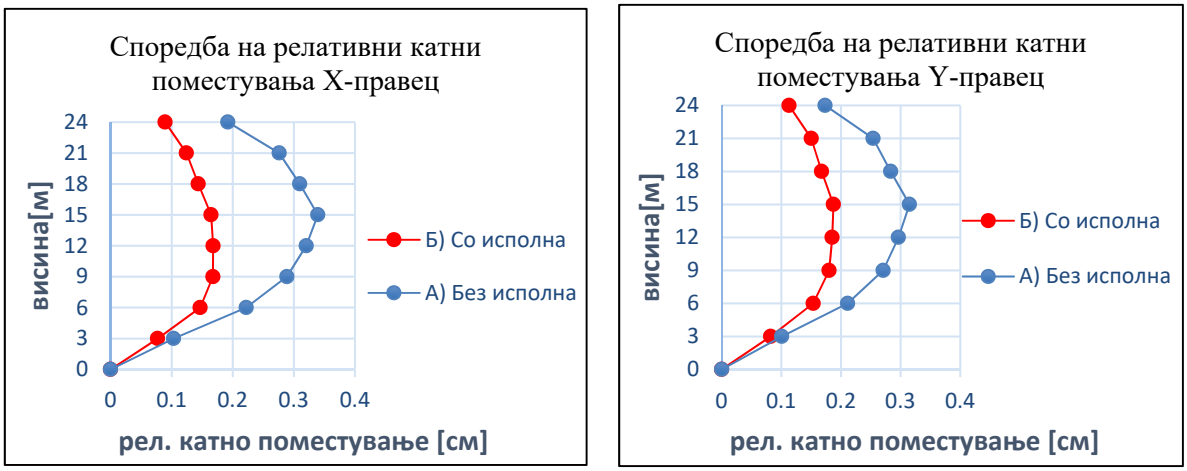
2.1. Компарација на моделите со 8 ката

Првата тонова форма на моделот без исполна А) изнесува 0.912сек и претставува транслација во X-правец, додека првата тонова форма на моделот со исполна Б), изнесува 0.628сек или 31% помалку од моделот без ѕидарија и претставува транслација во Y-правец. Бидејќи крутоста на исполната е поголема во X-правец, се менува ортогоналниот правец на формата на првата тонова форма, и поради тоа првата тонова форма на моделот Б) има транслација во Y-правец. Поради зголемената крутост се јавува помала вредност на првата периода на моделот Б), па за сметка на тоа вкупната сеизмичка сила е поголема во однос на моделот без исполна А). Види слика Сл.5.



Сл. 5. Споредба на проектна сеизмичка сила по катови за двата модела

И во двата случаи се задоволуваат барањата за максимално и релативно катно поместување. Сепак се гледа голема разлика во однесувањето на двата модела. Во моделот А) максималните поместувања на врвот изнесуваат 2.05см во X-правец и 1.90см во Y-правец. Додека пак макс. поместувања во моделот Б) изнесуваат 1.08см или за 47% помали во однос на А), во X-правец и 1.23см или за 35% помали во однос на А) во Y-правец. Меѓукатните поместувања на моделот Б) се за околу 50% помали во однос на А). Види слика Сл.6.



Сл. 6. Споредба на меѓукатни поместувања во двата правци



Сл. 7. Споредба на крутости по катови за моделите од 8 ката

Од слика Сл.7. се гледа дека моделот со вклучена исполна В) има скоро двојно поголема крутост од моделот без исполна А).

2.2. Компарација на моделите со 5 ката

Таб. 2. Табеларен преглед на вредностите на првите периоди на споредуваните модели

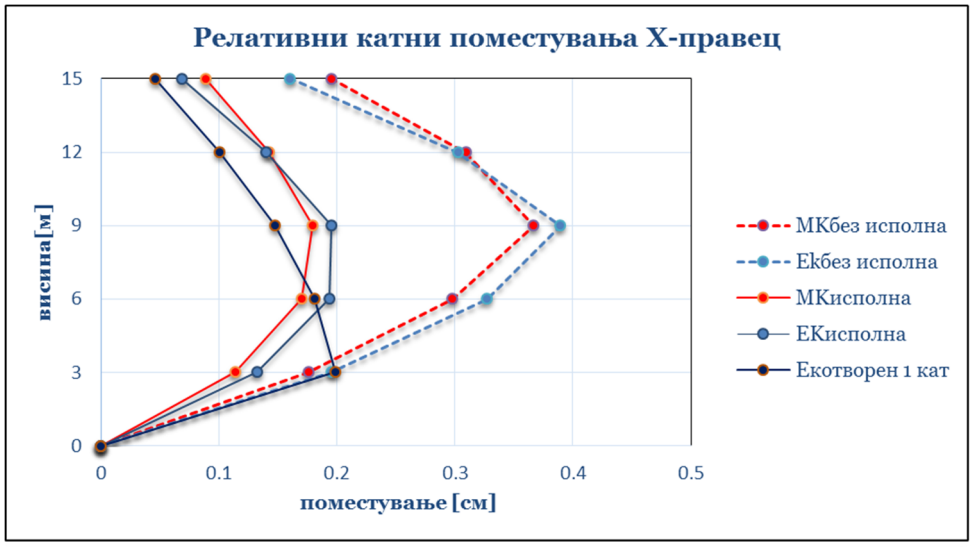
Модел	1-ва периода [сек]	2-ва периода [сек]
$МК_{без\ исполна}$	0.533	0.505
$МК_{исполна}$	0.397	0.391
$ЕК_{без\ исполна}$	0.524	0.497
$ЕК_{исполна}$	0.385	0.384
$ЕК_{отворен\ 1\ кат}$	0.342	0.337

Таб. 3 Табеларен приказ на проектните сеизмички сили по катови на моделите од 5 ката

Рамка X-правец [kN]						
ниво	Z[м]	$МК_{без.исполна}$	$МК_{исполна}$	$ЕК_{без.исполна}$	$ЕК_{исполна}$	$ЕК_{отворен\ 1\ кат}$
кат 5	15	483.44	483.44	362.64	387.31	372.78
кат 4	12	856.58	856.58	872.28	947.79	998.34
кат 3	9	1139.18	1139.18	1246.04	1383.71	1488.17
кат 2	6	1338.48	1338.48	1492.48	1550.71	1946.95
кат 1	3	1442.04	1442.04	1607.92	1678.58	2251.60

Иако моделот $МК_{исполна}$, во овој случај има за 26% помала периода од $МК_{без\ исполна}$, значи е покрут, сепак силата од сеизмика ќе биде иста и за двата случаи, бидејќи Kd – коефициентот на динамичност останува ист со вредност 1.0.

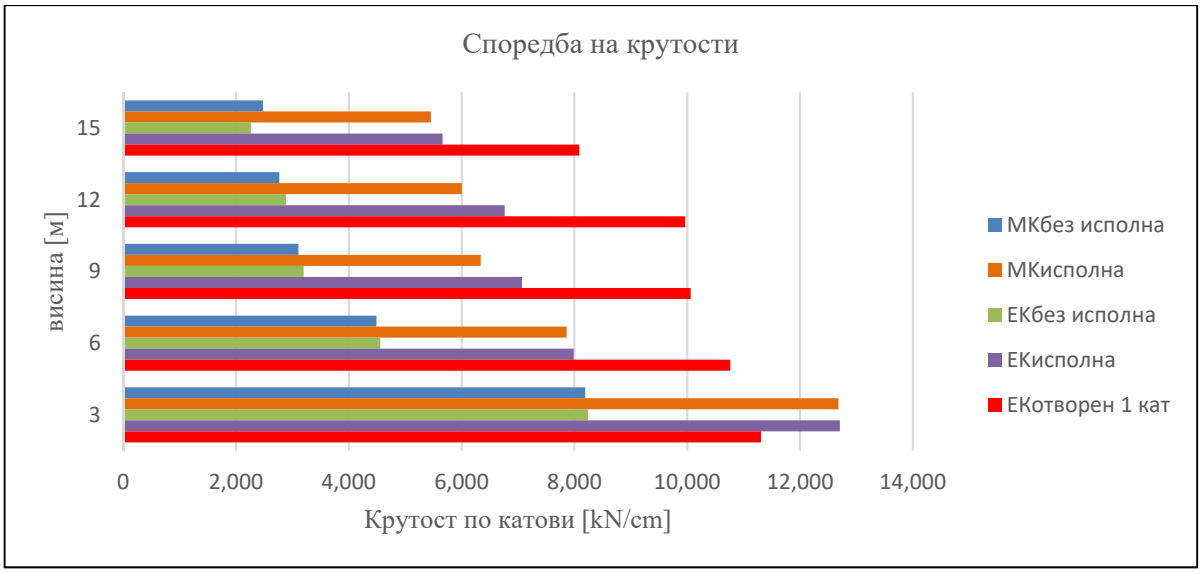
Прво нешто што може да се забележи од овие споредбени табели е дека исполната од ѕидарија не игра воопшто никаква улога при генерирањето на сеизмичките сили во моделите проектирани според македонски стандарди. Може да се забележи дека проектните сеизмички сили во моделот $ЕК_{исполна}$ се за околу 5% поголеми од моделот $ЕК_{без\ исполна}$. Иако моделот со исполна е покрут, има помала периода од моделот без исполна, сепак проектните сеизмички сили се скоро исти бидејќи првите периоди и на двата модели се наоѓаат на хоризонталниот дел, меѓу точките T_B и T_C од проектниот спектар. Друга работа што може да се забележи е дека во зградите проектирани според европските прописи, се димензионираат со поголема сеизмичка сила во однос на нашите, па така вкупната сеизмичка сила во ЕК без исполна моделот е за 10% поголема од онаа во моделот без исполна пресметан според нашите прописи, а доколку ги споредиме моделите со исполна разликата е околу 14%. Тука треба да се земе во предвид тоа што зградите се пресметуваат со висока дуктилност (DCH) и со голем фактор на однесување q-5.85 со што во голема мера се намалуваат проектните сеизмички сили. Разликата на вкупната сеизмичка сила меѓу моделот $ЕК_{отворен\ 1\ кат}$, и оној со исполна според еврокодовите изнесува 25% и се најмногу се должи на правилата во ЕК за намалување на факторот на однесување за 20% (q=4.68), кај ваков тип на згради каде што има нагла промена на крутоста.



Сл. 8. Графички приказ и споредба на меѓукатни поместувања

Поместувањата се скоро 2 пати поголеми кај објектите без моделирана исполна од оние со исполна. Вкупните, како и релативните катни поместувања, на сите модели се помали од пропишаните поместувања на двата прописи соодветно, што не доведува да заклучиме дека објектите се добро проектирани. Кај моделот со $ЕК_{отворен\ 1\ кат}$ резултатите се очекувани, има голем скок во поместувањата кај првиот кат. Бидејќи имаме поместувања и проектни сеизмички сили во секој кат, следно логично е да се направи споредба во крутостите на различните модели по катови. Тоа е прикажано на следната слика Сл.9.

На прв поглед, веднаш се забележува улогата на исполната од ѕидарија. Моделите без моделирана исполна имаат скоро 2 пати помала крутост од оние со исполна. Во последниот модел иако не добивме “мек кат” сепак однесувањето оди кон тој правец, особено кога ќе се направи споредба со крутостите на моделите со исполна во првиот кат. Тука треба да се напомене дека ваков случај со отворен прв кат, реално многу често се јавува поради архитектонски барања, па дури и катната висина е поголема во однос на останатите ката од зградата.

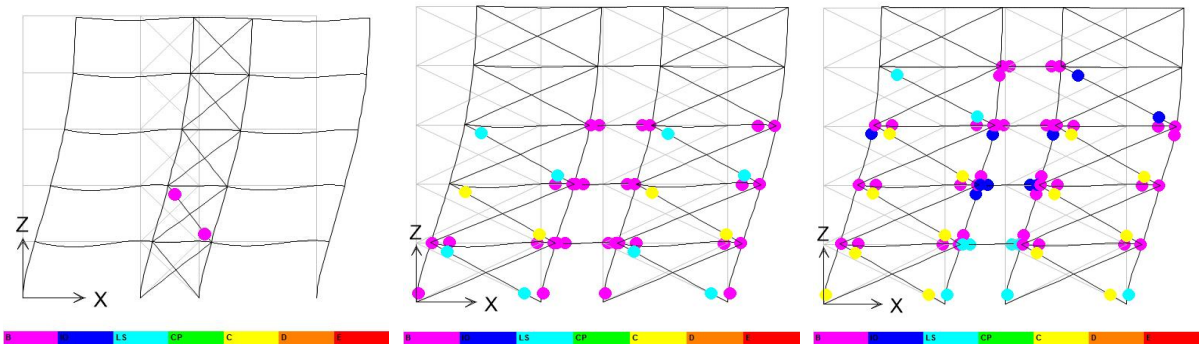


Сл. 9. Графички приказ за споредба на крутости по катови

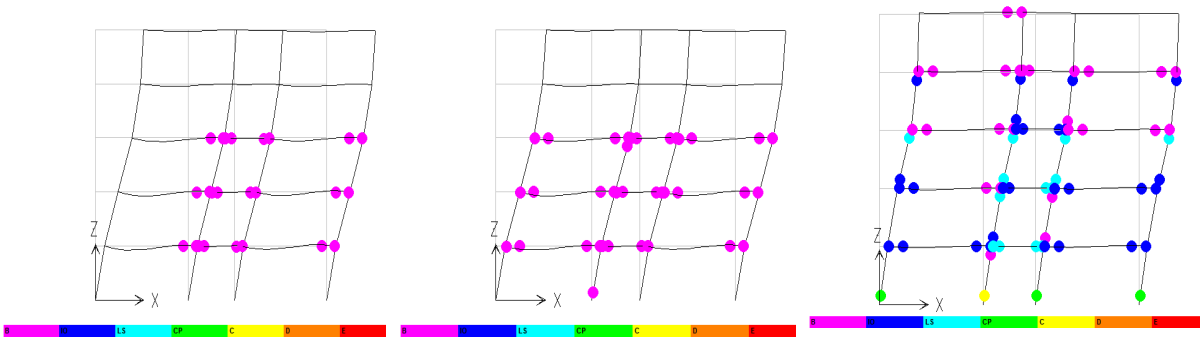
И покрај воочените разлики и аномалии на конструкциите, со ваквата анализа не може да се извелече детален заклучок дали и во која мера и на кој начин влијае исполната од ѕидарија во однесувањето при дејство на сеизмички сили. За да не се базираат сите понатамошни коментари на проценки и претпоставки, ќе се продолжи со анализите за да видиме што се случува во нелинеарното подрачје.

3. СПОРЕДБА НА ДОБИЕНИТЕ РЕЗУЛТАТИ ОД НЕЛИНЕАРНА АНАЛИЗА

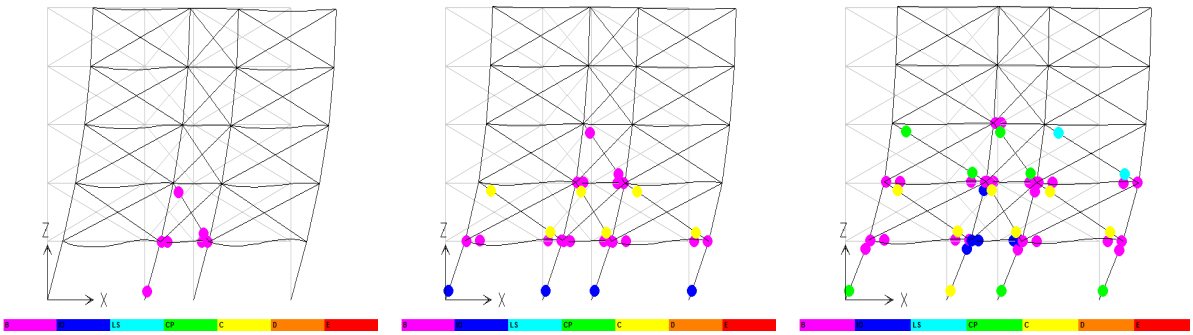
Направена е нелинеарна статичка анализа на моделите изнесени претходно, проектирани според еврокодовите и тоа: ЕК$_{\text{исполна}}$, ЕК$_{\text{без исполна}}$ и на ЕК$_{\text{отворен 1 кат}}$, Сл.10, 11 и 12:



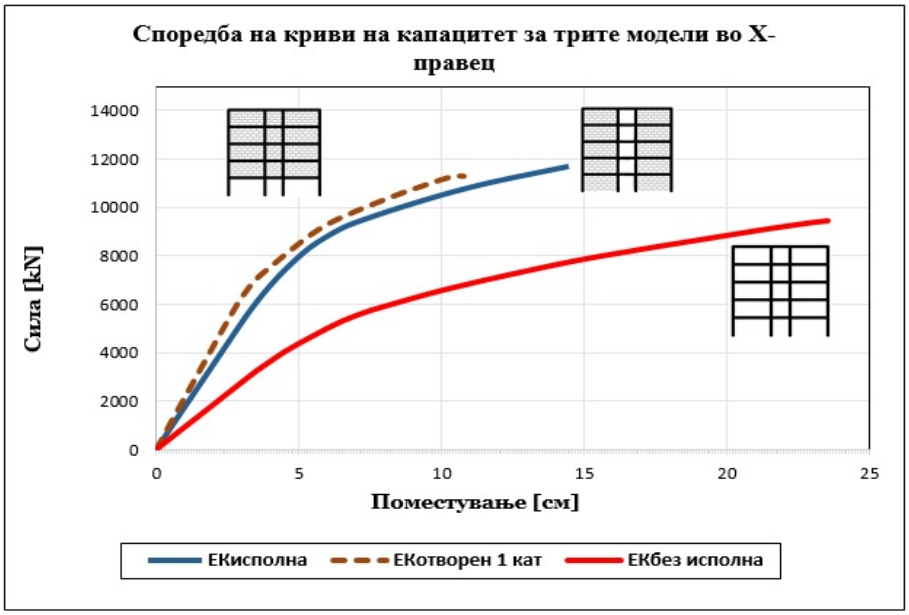
Сл. 10. Развој на пл. зглобови X-правец– чекор 12, 18 и 28. (модел ЕК$_{\text{исполна}}$)



Сл. 11. Развој на пл. зглобови X-правец– чекор 10, 12 и 41. (модел ЕК$_{\text{без исполна}}$)



Сл. 12. Развој на пл. зглобови X-правец– чекор 6, 11 и 24. (модел ЕК$_{\text{отворен 1 кат}}$)



Сл. 13. Споредба на криви на капацитет за сите модели

Кај моделот **ЕК$_{\text{без исполна}}$** првиот пластичен зглоб се појавува на поместување од 3.5см при 3234 kN сила, додека пак максималната сила што може да ја прими изнесува 9447 kN при поместување од 23.54см.

Кај моделот **ЕК$_{\text{исполна}}$** првиот пластичен зглоб се појавува на поместување од 2.74 см при 4838 kN сила. Понатаму, притиснатите дијагонали на долните три ката ја губат својата носивост без притоа да се јават некои поголеми оштетувања во 4 или 5-ти кат. Ломот е преку столбовите во приземјето при максимална сила од 11716 kN со максимално поместување од 14.44 см.

Таб. 4. Споредба на резултати од криви на капацитет за сите модели

X-правец	ЕК$_{\text{исполна}}$		ЕК$_{\text{отворен 1 кат}}$		ЕК$_{\text{без исполна}}$	
	см	kN	см	kN	см	kN
Течење	2.74	4837.85	2.50	5345.20	3.50	3234.51
Ултимативна	14.44	11716.39	10.77	11313.96	23.54	9447.95
Дуктилност/ Зајакнување	**5.26**	**2.42**	**4.31**	**2.12**	**6.73**	**2.92**

Кај моделот **ЕК$_{\text{отворен 1 кат}}$** првиот пластичен зглоб се појавува на поместување од 2.50 см. Вредноста на дуктилноста на поместување е најниска во споредба со останатите анализирани модели. Капацитетот на зградата се гледа дека е неискористен, односно 4-ти и 5-ти кат не само што се наоѓаат во линеарна област, туку и исполната е неоштетена.

4. ЗАКЛУЧОК

Целта на овој труд беше да се испита влијанието на исполната од ѕидарија врз однесувањето на една АБ зграда.

Може за се заклучи дека во FEMA прописите најдобро е претставена исполната од ѕидарија со конкретни формули за тоа како да се моделира притиснатата дијагонала и некако се наметнува како најшироко употребувана постапка за моделирање.

Од линеарните статички анализи и извршените споредби може да се заклучи дека исполната значително ја вкрутува конструкцијата. Во презентираниве примери се доби двојно поголема крутот кај моделите со вклучена исполна во однос на тие без. Кај моделот ЕК$_{\text{отворен 1 кат}}$, гледаме дека исполната има негативно влијание врз целокупното однесување со што се јавуваат зголемени вредности на поместувањата и на внатрешните статички големини во столбовите од првиот кат.

Од извршените нелинеарни анализи најдобро може да се заклучи дека исполната од ѕидарија има поволно влијание врз однесувањето кога е рамномерно распределена. Иако се намалува дуктилноста на зградата, сепак за сметка на тоа значително се зголемува почетната крутост.

Слободно може да се препорача дека кога имаме ваков случај на рамномерно и регуларно распределена исполна од ѕидарија без некои позначајни и поголеми отвори, исполната треба да се вклучи во анализата како прва одбранбена линија во совладувањето на сеизмичките сили. Со ваква порационална анализа би се намалила цената на чинење на објектот. Но мора да се нагласи дека треба да има некои поригорозни услови за контрола на квалитетот при изведбата на исполната, како и да се обезбеди можност да не се менува исполната за време на експлоатација на објектот кај вакви случаи.

Најчест случај во реалност е кога има потреба од отворен прв кат. Од нелинеарните анализи видовме дека овој тип се однесува неповолно, бидејќи не се искористува во целост капацитетот на конструкцијата. Иако во нашиов случај зградата беше во линеарно подрачје при проектните сеизмички сили, сепак може да се заклучи и да се препорача кога имаме ваков случај, објектот да се проектира со препораките за “мек кат”, или барем да се додаде дополнителна арматура против смолкнување на столбовите од тој кат, без разлика дали катната висина на отвореният кат е иста или поголема од останатите.

Врз основа на овие анализи може генерално да се заклучи дека не треба да ја занемаруваме исполната од ѕидарија, како заради позитивните, така и заради негативните влијанија.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Правилник за техничките нормативи за изградба на објекти од високоградба во сеизмички активни подрачја – ПИОВС ’81 (Службен весник 31/81)

[2] Правилник за техничките нормативи за бетон и армиран бетон ПБАБ ’87 (Службен весник 11/87)

[3] FEMA 356 (Federal Emergency Management Agency) (2000): Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Federal Emergency Management Agency, FEMA

[4] Eurocode 2: Design of concrete structures –Part 1-1: General rules and rules for buildings (2004)

[5] Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings (2004)

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

SE - 30

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

ПОДОБРУВАЊЕ НА СЕИЗМИЧКИТЕ КАРАКТЕРИСТИКИ НА АБ МОСТОВСКИ КОНСТРУКЦИИ СО КОРИСТЕЊЕ НА ВИСКОЗНИ ПРИГУШУВАЧИ

Марија ВИТАНОВА[1], Александра БОГДАНОВИЌ [2], Виктор ХРИСТОВСКИ [3]

АПСТРАКТ

Повеќето мостовски конструкции не се проектирани да се однесуваат еластично за време на силни земјотреси. Истите се проектирани со помал капацитет од оној кој е потребен за еластично однесување за време на силни земјотреси, така што заради нивниот нееластичен одговор за време на појаки земјотреси се очекува да претрпат конструктивни оштетувања. Нееластичниот одговор обично води кон постојани резидуални деформации на конструкцијата после земјотрес. За разлика од зградите, зголемувањето на деформациите во конструктивен елемент на еден мост може да доведе до значителни оштетувања на соседните елементи. Ова може да резултира дури и во рушење на целата конструкција. Конвенционалниот начин на проектирање на мостови предвидува нееластични деформации кај пластичните зглобови на столбовите кај кои се дисипира енергија. Сепак, значителните пластични деформации во столбовите можат да доведат до поместување на горната конструкција, што ќе го поремети нормалното функционирање на мостот. Еден од методите за намалување на веројатноста за појава на перманентни деформации на мостови е внесување на дисипатори на енергија во истите. Во овој труд е прикажано влијанието на пасивни уреди за дисипација врз сеизмичкото однесување на АБ мостовски конструкции со три распони кои се типични за Република Северна Македонија. Резултатите од анализата покажаа дека користењето на вискозни пригушувачи поволно влијае на динамичкото однесување на една конструкција со дисипирање на енергијата која ја предизвикува земјотресот, со што се спречува пренесување на енергијата на конструктивните елементи на мостот и на тој начин се намалува ризикот од оштетување на делови од мостот и оттука на целата мостовска конструкција.

Клучни зборови: *Аб мостови; Пригушувачи; Сеизмичко однесување, Нелинеарна анализа*

[1] Доц. д-р, Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија (ИЗИИС), Универзитет Св. Кирил и Методиј, Скопје, Република Северна Македонија, marijaj@iziis.ukim.edu.mk
[2] Доц. д-р, Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија (ИЗИИС), Универзитет Св. Кирил и Методиј, Скопје, Република Северна Македонија, saska@iziis.ukim.edu.mk
[3] Проф. д-р, Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија (ИЗИИС), Универзитет Св. Кирил и Методиј, Скопје, Република Северна Македонија, viktor@iziis.ukim.edu.mk

1. **ВОВЕД**

Мостовите се едни од најважните конструкции кои во одредени случаи се од животно значење, зошто нивното рушење како резултат од сеизмички настан може сериозно да ги поремети активностите за спасување и рехабилитација. Иако новопроектираните мостови покажаа значително добро однесување за време на силни земјотреси, постарите се сè уште подложни на оштетувања и лесно можат да се срушат како резултат на силни земјотресни движења на основата. Добро е познато дека системите за дисипација на енергија ги подобруваат сеизмичките карактеристики на мостовските конструкции со апсорбирање на енергијата предизвикана од земјотес. Постојат неколку видови уреди за дисипација на енергија (пасивни, активни или полуактивни) и истите се применети на разни конструкции во светот во текот на изминатите три декади. Во оваа студија, истражено е влијанието на вискозни (хидраулични) пригушувачи на мостовите користејќи нелинеарни анализи со временски истории. Во минатото се соопштени разни апликации на пасивни вискозни пригушувачи во мостови. Вискозни пригушувачи во мост за прв пат беа употребени на Токискиот метрополски автопат (Tokyo Metropolitan Expressway), Токио, Јапонија во 1962, Kawashima (1992) [1]. Тоа беше мост со пет распони, со должина од 116.9, широчина од 16.7, со четири-ќелиска сандаческа носива конструкција. Пригушувачите беа инсталирани меѓу горната и долната конструкција, на обата крајни столбови како и на врвот од столбовите, кај кривина три и четири. Yamadera и Uyemae (1979) [3], објавија употреба на вискозни пригушувачи кај најмалку десет мостови во Јапонија после употребата на Токискиот метрополски автопат, при што беше вклучен мостот Kaihoku, со пет распони, должина од 285 м, со еднокелиски сандачести носачи, на кој не беа забележани оштетувања од силниот земјотрес во Miyagi-ken-Oki во јуни 1978 год. Во врска со друга примена на пригушувачи на мостови во САД, Brown (1995), [4], се осврна на проект за враќање во претходна состојба на мост во Пенсилванија S.R. 29, преку реката Schuylkill, во областа Монтгомери. Мостот кој претставува конструкција со пет распони, четири гредни конструкции и среден фиксен столб, беше зајакнат со поставување на пригушувачи кои дејствуваат како блокирачки уреди врз два од четирите носача кај трите дилатациони фуги.

Бидејќи територијата на Република Северна Македонија е една од сеизмички најактивните региони на Балканскиот Полуостров, многу мостовски конструкции кои се дел од патната мрежа имаат претрпено значителни оштетувања за време на претходните земјотреси. За таа цел, извршено е истражување чии резултати би придонеле за дефинирањето на мерки за подобрување на сеизмичките карактеристики на аб мостовски конструкции кои се типични за нашата земја.

Вискозни пригушувачи

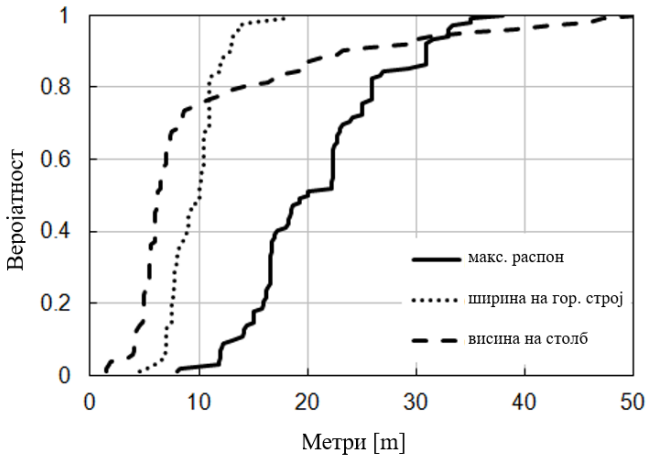
Во текот на изминатите 30 години, сеизмичката изолација и технологиите за пасивно дисипирање на енергија го привлекоа интересот на проектантите за кои потребата од заштита на нови и стари конвенционални мостови како и големи конструкции како што се висечки и кабелски мостови претставуваше предизвик. Во поново време, на проектантите им се дадени на целосно располагање предностите на сигурна и целосно докажана технологија која се применува за последните неколку години во многу големи проекти. Технологијата која користи вискозни пригушувачи го подобрува динамичкото однесување на конструкциите со дисипација на големи количества на енергија при појава на земјотрес, односно со намалување на силите и релативните поместувања кај интерфејсот меѓу коловозната плоча и подконструкцијата.

Вискозните пригушувачи се воведени во индустриските апликации во раните 1960ти. Тие функционираат по принципот на проток на течност низ отвори. Истите се проектирани да фунционираат во голем температурен опсег кој, во типичен случај, изнесува меѓу 40 и 70 степени. Тие се состојат од нерѓачки челичен клип со бронзана глава кај отворот и акумулатор. Флуидот претставува силиконско масло. Пригушувачката сила која ја предизвикуваат уредите е резултат од различниот притисок во клипната глава и е дадена со равенката $F=C*Vn$, каде, F е силата на пригушување, C е константа, V е брзина на клипната шипка, и n е претходно дефиниран коефициент во опсегот од 0.4 до 2.0. Кога n=1, пригушувачот е линеарен. Ова однесување воглавно влијае врз фреквенциите на движење под претходно дефинираното ниво на фреквенции

што е поврзано со карактеристиките на акумулаторските вентили. Над оваа фреквенција, повисоките тонови на вибрација се пригушени и укрутени така што нивниот придонес е драстично намален, додека под оваа фреквенција, пригушени се само пониските тонови.

1.1. Селектирање на мостовска конструкција

На територијата на Р. С. Македонија, долж патната мрежа, има повеќе од 2100 мостовски конструкции. За да се селектира типична мостовска конструкција, беа анализирани вкупно 459 мостови кои се лоцирани долж сите магистралните патни правци и автопатиштата. Сите овие мостови се класифицирани во неколку типови во зависност од нивните конструктивни и геометриски карактеристики.



Сл. 1 Емпириски кумулативни функции на распределба за геометриските карактеристики на гредни мостови со повеќе распони систем проста греда

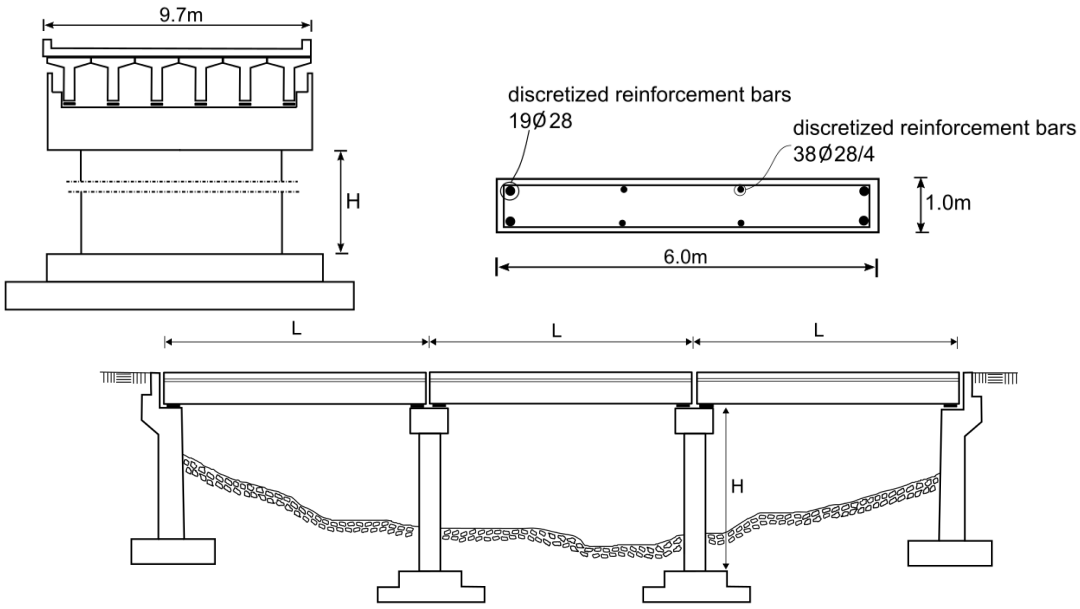
Резултатите од анализираните мостовски конструкции поакажаа дека преку 90% од мостовите претставуваат АБ конструкции од кои најчести се гредни мостови со еден распон и мостови со три распони. Детална класификација на мостовите и базата на податоци е дадена во Витанова, [2]. Врз основа на специјално формираната база на податоци за класификација на мостовски конструкции, како карактеристичен за регионот е селектиран АБ мост со три распони, систем проста греда потрпена врз еластомерни неопренски лежишта.

За увид во вредностите на геометриските карактеристики на овој тип на мостовски конструкции, генерирани се емпириски кумулативни функции на дистрибуција. Истите се прикажани на Сл. 1.

1.2. Математичко моделирање

Врз основа на анализите на базата на податоци за мостовите, селектиран е АБ мост со три распони. Истиот е прикажан на сл. 2. Средните столбови кај ово тип на мост најчесто се проектирани како АБ ѕидови кои, слично на крајните столбови, се фундирани врз лентовидни темели. Горната конструкција се состои од носачи кои се потпираат врз подконструкцијата преку еластомерни лежишта кои ја потпираат континуираната АБ плоча. За овој репрезентативен мост, беше дефиниран и анализиран 3Д аналитички модел со конечни елементи со користење на верифицираниот компјутерски програм FELISA/3M [5], [6]. Детален опис на аналитичкиот модел е даден во Витанова [2].

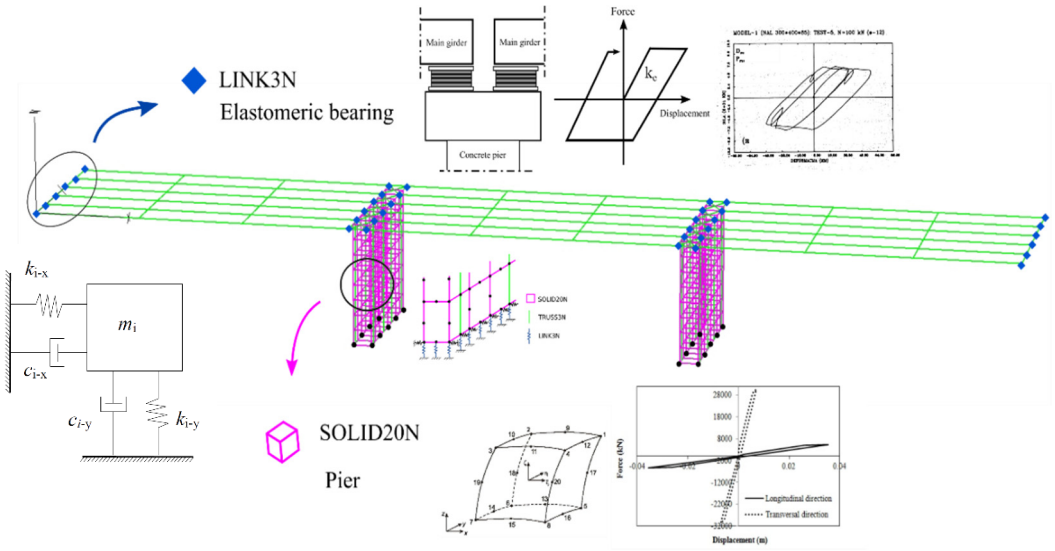
На сл. 3 е прикажан математичкиот модел на мостот. Главните и попречните носачи се дефинирани како носиви елементи. Средните столбови се моделирани со полни елементи. Потпората на краевите од главните носачи е моделирана со површни елементи кои ги претставуваат лежиштата. Пригушувачите се моделирани како површни елементи лоцирани меѓу средните столбови и горната конструкција.



Сл. 2 Генерална конфигурација на гредни мостови со повеќе распони систем проста греда

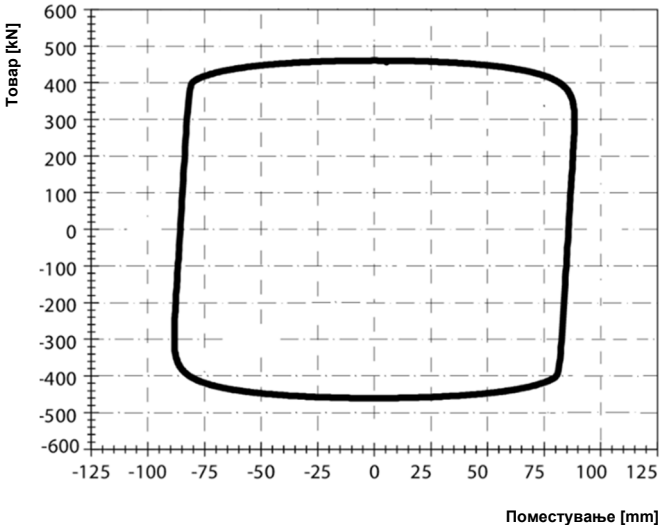
Претпоставките направени при развивањето на математичкиот модел се следните:

1. Се претпоставува дека изолираниот мост контролиран со/без системи на пригушувачи останува во еластичен домен.
2. Изолираниот мост со/без пригушувачи е моделиран како модел со конечни елементи поделен во одреден број на мали дискретни сегменти (конечни елементи) и јазол кој поврзува два сегменти. Се смета дека во секој јазол има два степени на слобода (DoF), а за масите на секој сегмент се претпоставува дека се дистрибуирани меѓу два соседни јазли во облик на точкести маси.
3. Учеството во маса на неконструктивните елементи како што се парапетни ѕидови, ивичници и абечкиот слој се земаат предвид бидејќи тие произведуваат значителни инерцијални сили, но сепак се занемарува нивната крутост.



Сл. 3. Тродимензионален математички модел кој се состои од 3Д конечни елементи на носачи и полни елементи.

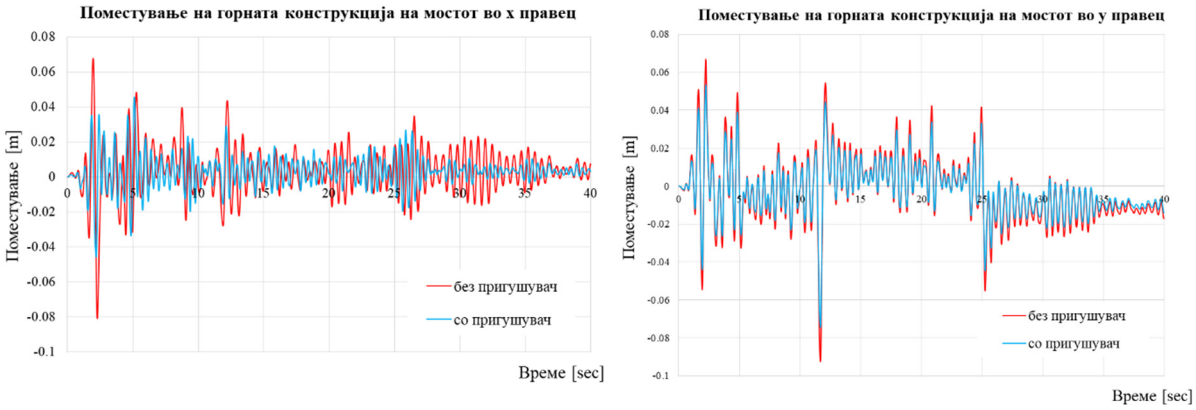
4. Мостот кој е изолиран во основата со/без пригушувачи се изложува на две хоризонтални компоненти на движење на тлото, додека влијанието од вертикалната компонента не се зема предвид зашто хорозинталните и вертикалните компоненти на земјотресите генерално не се поврзани со истата.
5. Тлото кое го потпира фундаментот на столбовите е моделирано како федер и пригушувач кој дејствува во хоризонтален и ротациски правец. Вискозното пригушување се користи за да симулира радијациско пригушување во тлото што се развива преку губиток на енергија која се шири од фундаментот во полу-бескрајната почвена средина.
6. За сите движења, темелот е моделиран користејќи модел на федер - вискозен пригушувач - маса со коефициенти независни од фреквенцијата. Моделирањето на темелот врз деформабилна почва е извршено на ист начин како за конструкцијата со спроведување на динамичка анализа на интеракција тло-конструкција. Крутоста и пригушувањето во подолжен (С-Ј) и попречен (И-З) правец, соодветно, како и моделот на конечни елементи (КЕ) на базно изолираниот АБ мост инсталиран со пригушувачи, со соодветно земање во предвид на флексибилноста како на мостовската плоча така и на столбовите, е прикажан на сл. 3. Мостовските лежишта ги носат армирано бетонските столбови и крутите крајни столбови. Релативното поместување на лежиштата се однесува на поместувањето на горната и долната покривна плоча на изолаторите. Масите на пригушувачите се обележани со mi (i = 1 to n), при што сите се инсталирани во средишниот распон на АБ мостот. Мостовскиот систем има дополнителни степени на слобода во основата на столбот поради флексибилноста на фундаментот врз кој се потпира мостот, односно влијанијата SSI – се однесуваат на степените на слобода.
7. Дополнително пригушување во мостовската конструкција беше воведено со користење на Maxwell-ов тип на пригушувач кој се состои од еластичен федер и вискозен пригушувач кој е поврзан во серија. За нумеричка анализа беше користена теоретска хистерезисна петелка со n=0.15, како што е прикажано на сл. 4. Земајќи ги предвид резултатите од прелиминарната нумеричка анализа извршена за мостот беше добиено дека имплементацијата на хистерезисната петелка би го дала потребното ниво на пригушување и намалување на одговорот на мостовската конструкција. Вредностите за коефициентот на крутост и пригушување беа избрани врз основа на претходно искуство од нумеричка анализа на мостовската конструкција со користење на компјутерскиот програм FELISA/3M [5], [6].



Сл. 4 Теоретска хистерезисна петелка за вискозен пригушувач од Maxwell-ов тип

1.3. Резултати

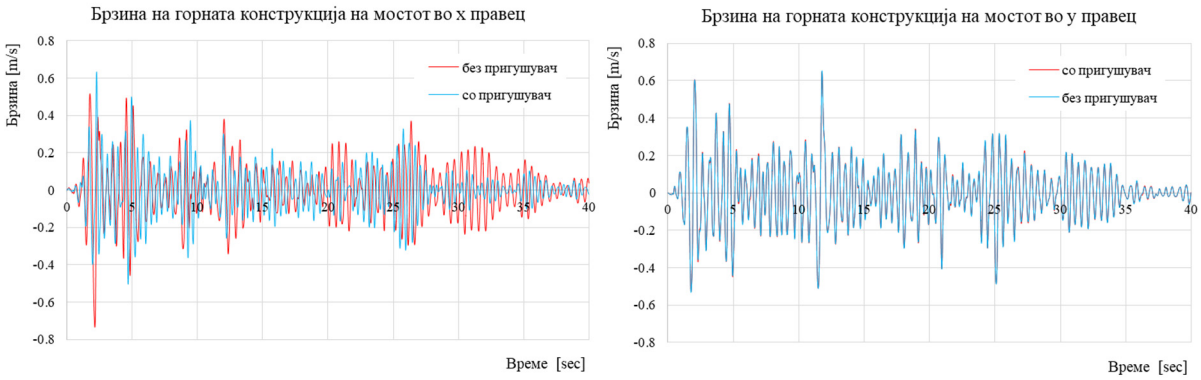
Увидот во ефектот од присуство на пригушувач во мостовската конструкција беше добиен со користење на временската историја на забрзување од земјотресот во Ел Центро со максимално забрзување на тлото од 0.4g. Беа добиени многу резултати од аспект на временски истории на забрзувања, поместувања и брзина за различни вредности на коефициентот на крутост и пригушување, при што беше постигнато добро намалување на поместувањата за коефициент на пригушување од C=5000 kNs/m и коефициент на крутост од K=41818kN/m', како што е прикажано на сл.5-сл.7. Треба да се забележи дека сите резултати беа добиени за избрана точка на горната конструкција на мостот.



Сл. 5 Временска историја на поместување за мостовската конструкција со и без вискозен пригушувач во правец x и y.

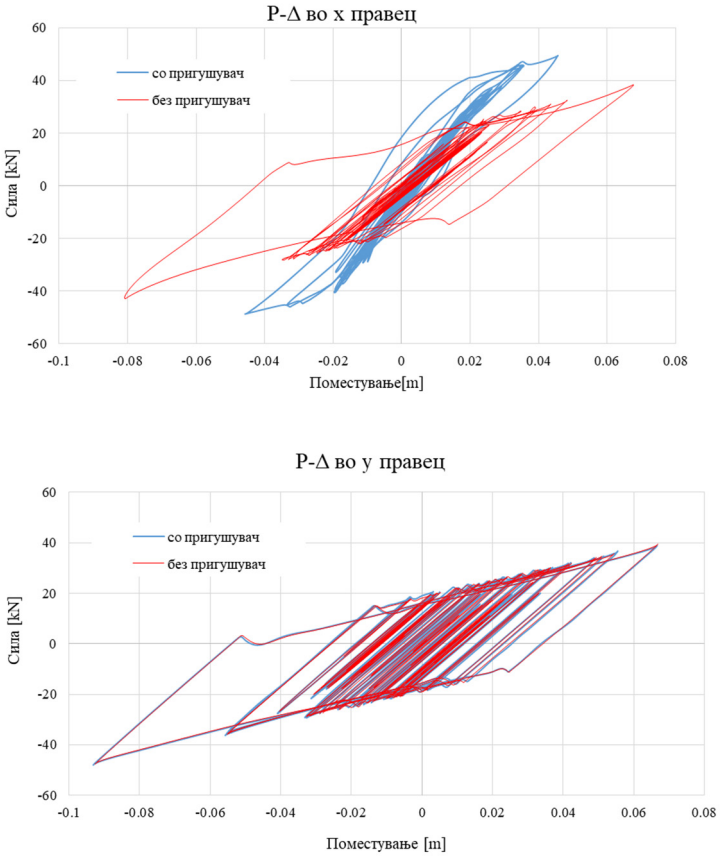


Сл. 6. Временска историја на забрзување на мостовската конструкција со и без вискозен пригушувач во правец x.



Сл.7 Временска историја на брзина за мостовската конструкција со и без вискозен пригушувач во правец x и y.

Сл. 5 покажува дека поголемо намалување на поместувањето од 43% се добива во правец x, додека во правец y, намалувањето изнесува 20%. Истата тенденција е видлива за временската историја на забрзување со намалување од 30%. Резултатите за брзина презентирани на сл. 7 укажуваат на пониски вредности од 26% во правец x и 15% во правец y.



Сл.8 Дијаграми сила – поместување за мостовската конструкција со и без вискозен пригушувач во правец x и y.

За мостовската конструкција со и без вискозни пригушувачи, петелките сила – поместување се дадени на сл. 8. Во правец x, добиени се потенки хистерезисни петелки за мостовската конструкција без пригушувачи при што се развиваат поголеми сили, додека помали сили и

пошироки петелки се добиваат за мостовската конструкција со пригушувачи. Во правец у, нема видливи ефекти.

1.4. Заклучоци

Користењето на уреди за дисипација претставува релативно нов концепт во асеизмичкото проектирање. Иако повеќето постојни апликации се во полето на мостовски конструкции, сепак не постои конзистентна методологија за нивно користење и оцена на соодветните позитивни ефекти [7].

Резултатите презентирани во оваа студија потврдуваат дека користењето на овие уреди за дисипација претставува ефикасен концепт кај мостовските конструкции. Покажано е дека приодот со дисипација води кон релативна лесна имплементација на модели најмалку во проектните фази кои вклучуваат анализа на алтернативни решенија и претходна евалуација на внатрешни сили и поместувања. Вискозните пригушувачи се ефективни во подобрувањето на карактеристиките на мостовите во динамички услови со дисипација на енергијата. Тие внесуваат пригушување во системот и последователно ги намалуваат барањата во врска со поместувањето, забрзувањето и брзината. Ова би можело да резултира во поедноставни врски и помала цена на градење. Уште повеќе, може да се постигне намалување па дури и елиминирање на конструктивните оштетувања како и загуби во врска со сообраќајот по сеизмички настани со што ќе се постигнат значителни економски позитивни ефекти.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Kawashima K., Elasegawa K. and Nagashima H. (1992), AA Perspective of Menshin Design for Highway Bridges in Japan, Proceedings First U.S.-Japan Workshop on Earthquake Protective Systems for Bridges, 3-25.

[2] Витанова, М. (2015). Оцена на сеизмичката чувствителност на бетонски мостовски конструкции со повеќе распони типични за Република Македонија, докторска дисертација, Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија, Универзитет Св. Кирил и Методиј, Скопје, Република Македонија.

[3] Yamadera N. and Uyemae Y. (1979), ASpecial Considerations and Requirements for the Seismic Design of Bridges in Japan, Proceedings of Workshop on Earthquake Resistance of Highway Bridges, ATC, 286-312

[4] Brown S. D. (1995), A Bridge Strengthening with Shock Transmission Units, 12th International Bridge Conference, Pittsburgh, Pennsylvania, June 19-21.

[5] FELISA/3M (2007). Прирачник за верификација за 3Д анализи, Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија, Универзитет Св. Кирил и Методиј, Скопје, Република Македонија.

[6] Hristovski, V. and Noguchi, H. FEM Progressive Failure Simulation of Reinforced Concrete Members on Shear, Japan Concrete Institute (JCI) Conference “Ecology – Concrete 2002” Proceeding Vol. 24, 19-21 June 2002 in Tsukuba, Japan

[7] Богдановиќ, А. (2014). Оптимално поставување на пригушувачи кај челични рамовски конструкции, докторска дисертација, Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија, Универзитет Св. Кирил и Методиј, Скопје, Република Македонија.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

SE - 31

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

THE USE OF PUSHOVER ANALYSIS FOR EVALUATION OF BEHAVIOUR OF SIX-STOREY RC BUILDING DESIGNED ACCORDING TO CAPACITY DESIGN RULES

Vladimir ŽIVALJEVIĆ[1], Đorđe LAĐINOVIĆ[2], Dušan KOVAČEVIĆ[3], Nikola RAJIĆ[4]

ABSTRACT

Aseismic design of RC structures according to EN 1998-1:2004 allows reaching the limit state during the earthquake action, while ensuring sufficient deformation capacity. Seismic forces represented by the elastic response spectrum, which correspond to the linear response of the structure, are reduced by the application of the behaviour factor. Thus, the required bearing capacity is determined for the lower level of seismic action than the one that would occur due to the elastic response of the structure. Therefore, with a certain degree of damage, a nonlinear response of the structure for a real seismic action is allowed. In order to investigate the post-elastic behaviour of the structure, a non-linear analysis must be employed. This paper deals with the nonlinear static analysis of the six-story L-shaped RC building subjected to the monotonically increasing horizontal load. Since the characteristics of plastic hinges at the opposite ends of the beams differ in certain cases, two directions for each of the main vibration modes had to be examined. Therefore, the horizontal action of the positive and negative directions of the two orthogonal components was studied, as well as the two combinations of the main orthogonal components. The nonlinear behaviour of the structure was observed by the means of the development of plastic hinges throughout the structure, which also provided the insight into the progression of damage of each structural element. The target displacement was calculated using the N2 method, introduced in Eurocode 8. The behaviour of the structure, as well as the values of the target displacement and the base force, are similar for both pairs of opposite directions. The results were given in the form of pushover curves. Furthermore, obtained values of the behaviour factor were compared with the ones provided in the code. It was concluded that the structure fully corresponds to the requirements of the capacity design.

Keywords: *pushover analysis; capacity design; target displacement; seismic engineering*

[1] MSc in Civil Engineering, zivaljevic.vladimir@uns.ac.rs
[2] Prof. PhD in Civil Engineering, ladjin@uns.ac.rs
[3] Prof. PhD in Civil Engineering, dusan@uns.ac.rs
[4] MSc in Civil Engineering, rajic.nikola@uns.ac.rs
University of Novi Sad, Faculty of Technical Sciences, Department for Civil Engineering and Geodesy, Novi Sad, Serbia

1. INTRODUCTION

Seismic design methodology largely differs from the structural design to any other action, firstly in its permission to engage structural inelastic behaviour during an earthquake, considering that seismic action is unpredictable. Although damaged, structures must maintain sufficient safety during non-linear activity, which is ensured by its ductile behaviour. For this purpose, certain structural elements, in which plastification is allowed to be manifested, are designed and detailed in a way to provide sufficient ductility, while others are provided with sufficient bearing capacity, in order that the chosen form (pattern) of energy dissipation can be achieved. This design approach is referred as the concept of "capacity design".

The most desirable way of energy dissipation in the RC structure is plastification of the flexural reinforcement at beam ends, while the rest of the structure is designed to remain in the elastic state during the development of plastic hinges. Therefore, one should bear in mind that the overestimating the bearing capacity in the plastification zones is not on the safety side, whereas for structural elements outside of the plastic zone, the overestimation of bearing capacity has no harmful effect. Moreover, it does not matter whether their failure will be brittle or ductile, since they are expected to retain the elastic behaviour during the plastification of the selected zones [1]. RC structures designed to maintain elastic behaviour due to the design seismic load of F_y (Fig. 1) must maintain global stability due to the seismic loads higher than designed. In order to fulfil this requirement, it is necessary for structures to develop the required rate of ductile deformation. Therefore, employment of plastification in as many suitable zones as possible is a necessary demand even for the design level of load [1].

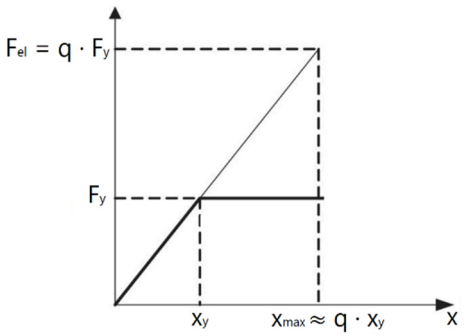


Fig. 1. Ductile behaviour of the structure [1]

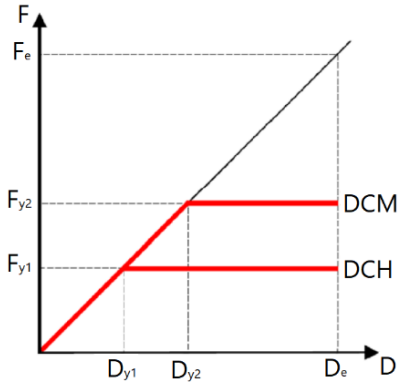


Fig. 2. Ductile behaviour of the structure for DCM and DCH

According to EN 1998-1:2004 [2] three classes of ductility for the design of reinforced concrete structures are defined: DCL, DCM and DCH (ductility class low, medium and high, respectively). These ductility classes define different proportions between bearing capacity and ductility, which could be used during design. The design level of seismic load is determined by the behaviour factor q, which reduces the elastic response spectrum. The behaviour factor represents an approximation of the ratio of seismic forces that would act on the structure due to its completely elastic response and forces that can be used in the analysis with a linear elastic model, while ensuring satisfactory non-elastic response. The behaviour factor increases with the increase of the selected ductility class, which means that the level of seismic activity decreases with the increase of the ductility class. Thus, by selecting the ductility class, the design level of seismic action, due to the elastic response of the structure, is determined (Fig. 2).

EN 1998-1:2004 foresees four different analysis methods of the structural behaviour due to the seismic action, two linear-elastic and two non-linear analyses. Being simplified, two linear-elastic methods (Lateral force method analysis and Modal response spectrum analysis) are the most common in everyday engineering practice. The other two (Non-linear static (pushover) analysis and Non-linear time history (dynamic) analysis) are more complex and are used in situations of estimation of the structural performance and behaviour due to the seismic action.

Considering that an earthquake acts in an arbitrary direction, it is not entirely justified to examine just one of the structure's reference directions under seismic action. It is necessary to investigate the simultaneous action of two orthogonal components of seismic activity. However, Eurocode 8 does not define the combination of components of the seismic action, but of the seismic action effects in the following way:

$$E_{Edx} \text{ "+" } 0.3 \cdot E_{Edy};\ 0.3 \cdot E_{Edx} \text{ "+" } E_{Edy} \quad (1)$$

where E_{Edx} and E_{Edy} are action effects due to the application of the seismic action along the horizontal x and y axes of the structure.

In this paper the nonlinear static (pushover) analysis is briefly explained and illustrated in the example of the L-shaped six-storey RC building. Positive and negative directions of two orthogonal components of horizontal action were analysed. Additionally, pushover analyses for the combinations of the two main orthogonal components were studied. An overview of the behaviour of the structure away from its elastic limit, as well as the progression of damage of each structural element with the outline of the possible weak zones was given. The values of the behaviour factor q were also estimated and compared with the provided ones.

2. BRIEF OVERVIEW OF THE PUSHOVER ANALYSIS

In the interest of the application of the linear analysis, seismic action represented by the elastic response spectrum is reduced by the behaviour factor q to the design response spectrum. This means that only 1/q of the total seismic force is captured by the limit state capacity of the structure, while further displacements are accepted by the ductile capacity of the structure [3]. EN 1998-1:2004 gives a set of guidelines for detailing of structural elements and joints to ensure that the full seismic action (beyond its limit state capacity) can be taken by the ductile capacity in order to avoid the collapse. However, the ductile part is never analysed.

Using the linear elastic analysis, one cannot take into account the force distribution that occurs during progressive yielding or foresee failure mechanisms. Furthermore, the behaviour of the structure beyond the limit state is not perfectly ductile, neither the response is a simple extrapolation of the linear one. P-delta effects, the change in stiffness of members due to cracking and yielding and change in the final estimated seismic force among all are reasons which for linear approach would mislead any inexperienced engineer in his aim to evaluate the behaviour of the structure due to the seismic action. In order to capture these effects and estimate the behaviour of the structure more accurately, a non-linear analysis must be employed [3]. It also provides an overview of the distribution of damage and collapse mechanism, as well as an estimation of the structural performance in the post-elastic range.

Pushover analysis is of static character and employs an incremental procedure to determine the base force-roof displacement relationship (the capacity curve). It is carried out under the conditions of constant gravitational load and monotonically increasing lateral forces. It is assumed that the response is governed by a single mode of vibration, which does not change during the analysis. According to [2], the distribution of lateral forces is either uniform (lateral forces are proportional to the mass regardless of elevation) or modal (lateral forces are proportional to the selected mode shape). In this paper the later one was employed. After the capacity curve has been determined, it may be then converted to the Acceleration Displacement Response Spectrum (Sa-Sd) format [4].

In a pushover analysis the non-linear model is incorporated in the form of nonlinear hinges placed in an otherwise linear elastic model of the structure. Plastic hinges represent zones in the structure (i.e. elements) where the cracking of concrete and the yield of reinforcement in relatively high intensity are expected. Hinges may be of various types, depending which one of the stress state properties it portrays (flexural, shear or axial hinge). In this paper, only flexural hinges were considered, and as such were modelled at the ends of beams and columns, forasmuch as the reinforcement yielding and concrete cracking are more likely to take place in these zones. In the numerical sense, the hinge portrays a localised force-displacement relationship (in the case of bending, the moment-rotation ratio) of an element due to seismic load, the most commonly of elasto-plastic character [3].

In order to conduct a pushover analysis, the target displacement (i.e. the seismic demand) must be calculated. The various methods to determine the target displacement are at disposal, such as the capacity spectrum method (CSM) (implemented in [4]) [5], [6], the N2 method (implemented in [2]), [7] and displacement coefficient method (DCM) (implemented in [8], [9]) [10]. The complete step-by-step description of the pushover analysis along with the conversion to the Acceleration Displacement Response Spectrum can be found in [3] and [4].

3. DESCRIPTION OF THE STRUCTURE AND SEISMIC INPUT

A six-storey RC building with the L-shape base plan, 36.0 x 34.0 m gross dimensions and storey heights equal to 3.5+ 6 x 3.0 m was analysed in this paper. The structural system of the studied building is a wall-equivalent dual system, i.e. a system in which the shear resistance of the walls at the building base is higher than 50% of the total seismic resistance of the whole structural system. The layout of the floor plan and the 3D representation of the structural model are shown in Fig. 3 and 4. Cross-sections of structural elements are as follows:

- Beams in axes 2, 6, B and F: b/h=30/65cm
- Beams in all other axes: b/h=40/65cm
- Columns (from ground to 3rd floor): b/d=55/55cm
- Columns (from 4th to 6th floor): b/d=45/45cm
- Walls: d_w=30cm
- Slabs: d_s=18cm

All structural elements are of concrete C30/37 with Young's modulus of elasticity equal to 31.5 GPa, characteristic compressive strength amounted to f_{ck} = 30 MPa and mean value of compressive strength amounted to f_{cm} = 38 MPa. Reinforcement that was used was B500B (f_{yk} = 500 MPa).

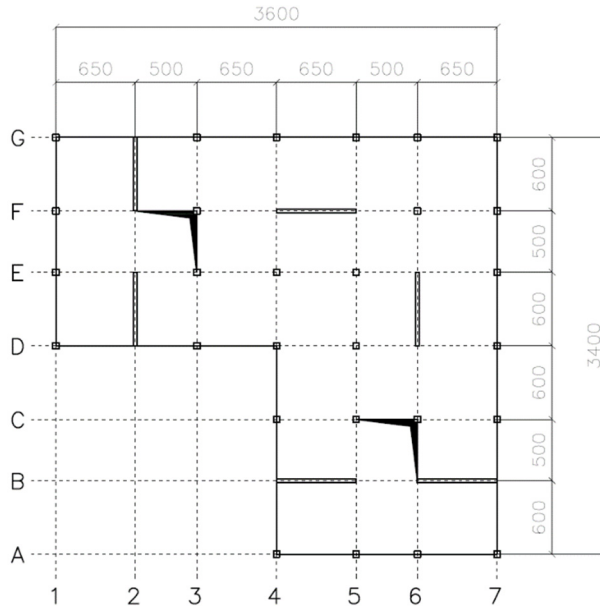


Fig. 3. Structure's floorplan layout

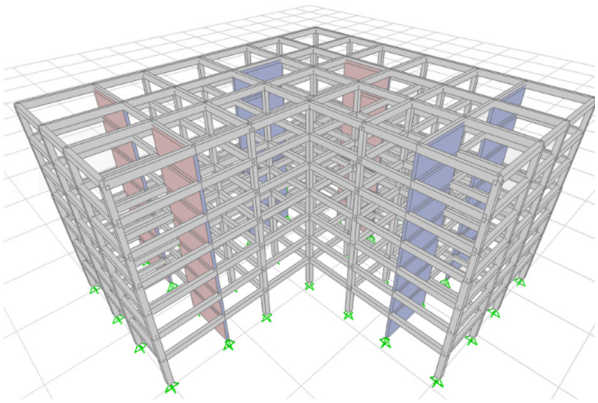


Fig. 4. 3D model display

The gravitational loads considered were the self-weight of the structure, additional dead load at every floor equal to 2.0 kN/m^2, imposed loads with values of 2.5 kN/m^2 (category B) and 1.0 kN/m^2 (category H) and snow load on the roof equal to 1.0 kN/m^2. The horizontal seismic action was determined according to Eurocode 8 (Part 1) [2] and was applied as the type 1 horizontal spectrum for soil type C, $a_g = a_{gR}$ = 0.30g (building importance class II) and accidental torsional effects of ± 0.05·L_i. Two orthogonal components of horizontal action were assumed to be independent and were represented by the same response spectrum. Moreover, two cases of combinations of main orthogonal components. Since Eurocode 8 does not provide recommendations for the combination of two directions in pushover analysis, combinations of actions P_X + 0.3·P_Y and 0.3·P_X + P_Y were examined. To provide the

appropriate amount of ductility, rules and guidelines for determination of behavior factor q and structural detailing for ductility class medium (DCM) were used.

4. STRUCTURAL MODELLING AND ANALYSIS PARAMETERS

In this paper, finite element method was used to model the structure's behaviour. Beams, columns and walls were modelled using line FEs, while floor slabs were introduced as diaphragms rigid in their planes. The reduction in flexural and shear stiffness of cracked sections of beams and columns was taken into account by assuming to be equal to one half of the stiffness of corresponding homogeneous sections. Constraints are then established in wall-beam connections, in order to prevent the relative displacement between end nodes of beams and nodes of the wall element at the corresponding floor level. Consequently, the need for computational resources decreased notably.

As for material properties, Eurocode 8 suggests that, in non-linear methods, they should be based on mean values of the properties of the materials. This implies that in pushover analysis the 1.9 times greater value of the concrete compressive strength than during design process would be used. Since this clause in Eurocode 8 is of Application Rule type, it is permissible to use alternative design rules. Hence, in this paper the characteristic values of material properties were considered. As a result, a modest amount of conservativeness was adopted.

Plastic hinges, as components of a non-linear model, were modelled according to the pushover analysis rules given in Eurocode 8, at the ends of beams and columns. Moreover, plastic hinges were modelled at the ends and along the wall line elements. In order to define the moment of plasticity of the joint, it is necessary to have knowledge of the quantity and arrangement of the reinforcement in the cross-section, as well as the value of the axial force in the element due to the constant gravitational load. Therefore, the characteristics of plastic hinges were determined based on the results of the design obtained by the linear static analysis. The gravitational load considered here was derived from the combination used in the modal analysis (G + 0.24P).

The axial forces in beams due to the gravitational load were not taken into account when determining the characteristics of plastic hinges at the ends, given their relatively low intensity. Although cross-sections of all the beams are of rectangular shape, they were treated as a T-section beams, in order to include the slab's contribution to the beam's load bearing capacity. Unlike the beams, the axial forces due to the gravitational load in columns and walls were taken into account when determining the characteristics of plastic hinges. Since the first two vibration mode shapes are not purely translator, but rather that in both modes there is a certain amount of shift in the direction orthogonal to the dominant vibration direction, not only the "stronger", but the "weaker" load carrying direction will resist the structural shift. Being placed in two directions, walls oriented in the orthogonal direction will also oppose the movement of the structure. Therefore, it was necessary to define the plastic hinges for the directions orthogonal to the wall mid-planes. In this way, the load carrying capacity of the walls in the orthogonal direction was limited and an "infinite" increase in load capacity that would result from a pushover analysis was not allowed.

5. ANALYSIS RESULTS AND DISCUSSION

The target displacement was determined using the N2 method, introduced in Eurocode 8. Firstly, for each of the two main vibration modes, normalized lateral forces $\overline{F_i}$ at the floor levels were calculated as a product of normalized displacements Φ_i and floor masses m_i. Then, the masses of the equivalent SDOF system m^* and the transformation factors Γ for each of the two main vibration modes were determined. The next step was to determine the base shear force F^* and the control node displacement d^* of the equivalent SDOF system due to the lateral forces. This means that the determination of the target displacement is an iterative procedure, i.e. it is necessary to carry out the pushover analysis at least once before the final analysis of the behaviour of the structure. Forces at floor levels in cases of the combination of two directions were adopted as for the "pure" pushover analyses, with the appropriate multiplier. Table 1 gives needed data for determination of target displacement.

Table 1. Parameters necessary for determination of target displacement

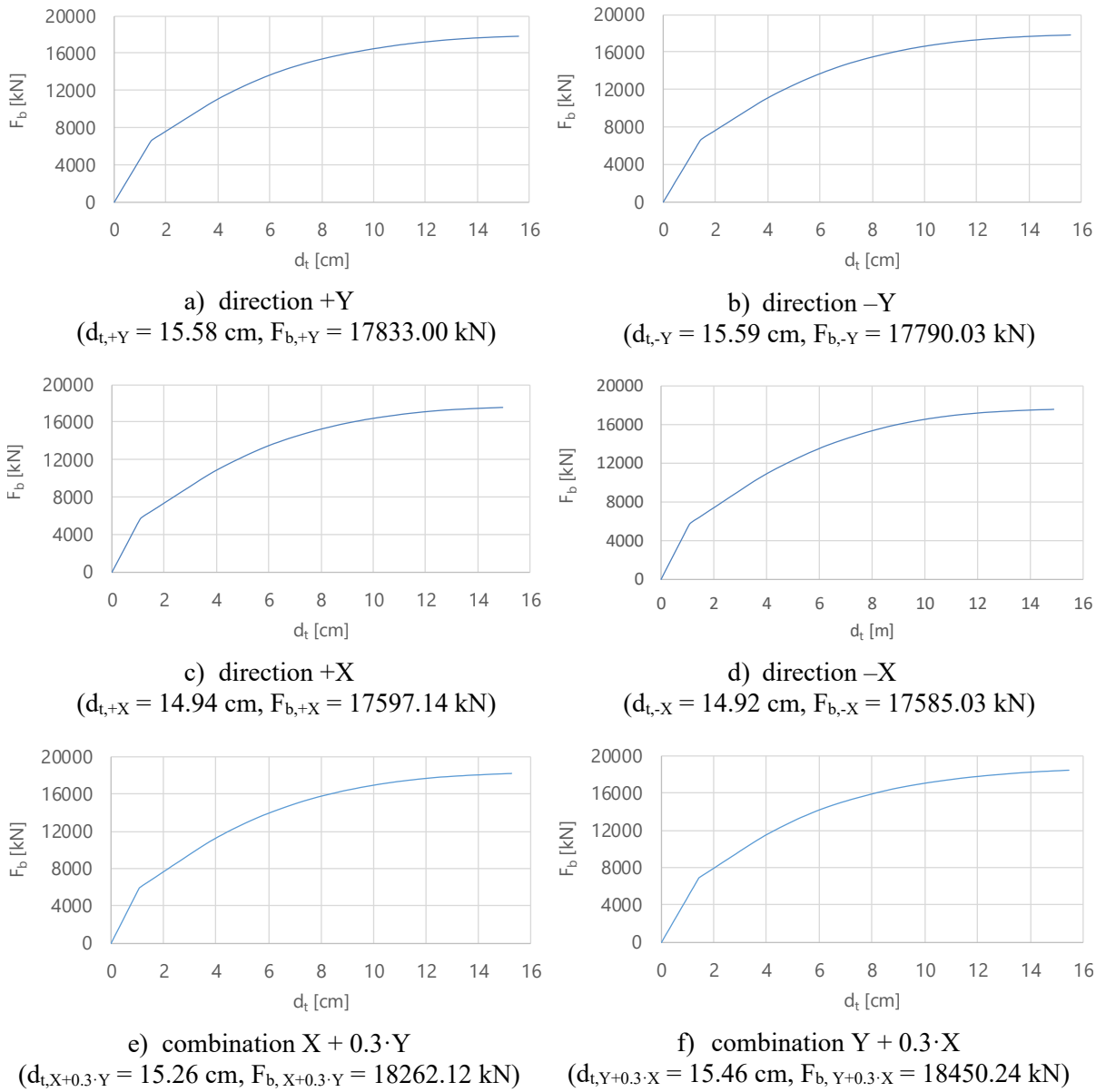
Floor	Floor mass [t]	Modal displacements Φ_i		Forces at floor levels [kN]		Equivalent SDOF system mass [t]		Transformation factors Γ	
		Mode 1	Mode 2	Mode 1	Mode 2	Mode 1	Mode 2	Mode 1	Mode 2
1	1065.60	0.1765	0.1875	188.08	199.80	4070.49	4147.19	1.4351	1.4096
2	1053.30	0.3529	0.3125	371.71	329.16				
3	1053.30	0.4706	0.5000	495.68	526.65				
4	1047.00	0.5882	0.6250	615.85	654.38				
5	1036.50	0.7059	0.7500	731.67	777.38				
6	1036.50	0.8824	0.8750	914.61	906.94				
7	752.90	1.0000	1.0000	752.90	752.90				

Afterwards, an idealized elasto - perfectly plastic force - displacement relationship is determined for the equivalent SDOF system, along with the values of yield force F_y^* and yield displacement d_y^* of the idealized system. Following, idealized elasto - perfectly plastic force - displacement relationship of the equivalent SDOF system was determined and the vibration periods T^* for of the equivalent SDOF system were calculated for the two main vibration modes. Then, the acceleration $S_e(T^*)$ was determined from the elastic response spectrum, which was later used to calculate the target displacement d_{et}^* of the structure with unlimited elastic behaviour. Finally, the target displacement for the MDOF system was determined. All significant results calculated for positive and negative X and Y directions and their combinations are given in Table 2 for the purposes of clear understanding.

Table 2. Relevant results of the pushover analysis for positive and negative X and Y directions and their combinations

	Direction				Combination	
	+Y	-Y	+X	-X	X+0.3Y	0.3X+Y
d_y^* (SDOF system) [cm]	5.59	5.59	5.25	5.25	5.72	5.76
F_y^* (SDOF system) [kN]	12600.00	12580.00	12650.00	12680.00	13220.00	13170.00
T^* (SDOF system) [t]	0.844	0.845	0.824	0.823	0.842	0.838
$S_e(T^*)$ (SDOF system) [m/s^2]	6.015	6.008	6.161	6.168	6.029	6.058
d_{et}^* (SDOF system) [cm]	10.85	10.87	10.60	10.58	10.83	10.78
d_t (MDOF system) [cm]	15.58	15.59	14.94	14.92	15.26	15.46
F_b (MDOF system) [cm]	17833.00	17790.03	17597.14	17585.03	18262.12	18450.24

A pushover analysis was carried out for determined target displacements in order to examine the behaviour of the structure in more detail. The results are given in the form of pushover curves, which are shown in Fig. 5.



a) direction +Y
($d_{t,+Y}$ = 15.58 cm, $F_{b,+Y}$ = 17833.00 kN)

b) direction –Y
($d_{t,-Y}$ = 15.59 cm, $F_{b,-Y}$ = 17790.03 kN)

c) direction +X
($d_{t,+X}$ = 14.94 cm, $F_{b,+X}$ = 17597.14 kN)

d) direction –X
($d_{t,-X}$ = 14.92 cm, $F_{b,-X}$ = 17585.03 kN)

e) combination X + 0.3·Y
($d_{t,X+0.3\cdot Y}$ = 15.26 cm, $F_{b,\,X+0.3\cdot Y}$ = 18262.12 kN)

f) combination Y + 0.3·X
($d_{t,Y+0.3\cdot X}$ = 15.46 cm, $F_{b,\,Y+0.3\cdot X}$ = 18450.24 kN)

Fig. 5. Pushover curves for MDOF system

Aside from the pushover curves, the formation pattern of plastic hinges can be of immense assistance in the process of determination of behaviour of the structure. Fig. 6 and Fig. 7 show the hinges pattern for +X and +Y directions, both at target displacement. In the pushover analyses for combinations of two directions, hinges develop in both directions at the same time. However, hinge patterns in the dominantly loaded direction at target displacement are the same as for the +X and +Y directions. The difference lies in the less loaded directions, since in these some of the hinges also appeared. Fig. 8 and Fig. 9 give a display of hinges pattern in less loaded directions for both considered combinations.

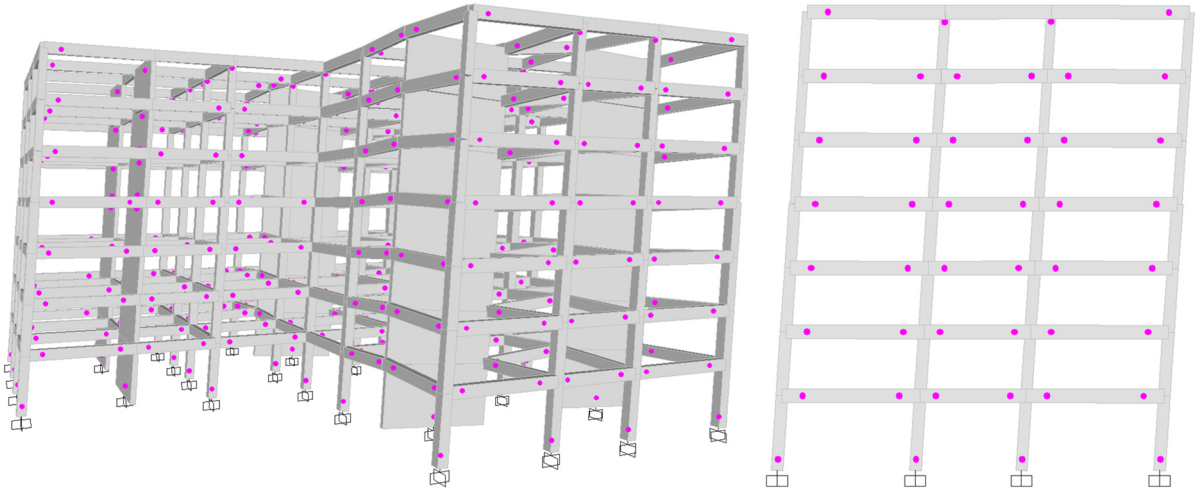


Fig. 6. Plastic hinges at target displacement (+X): 3D model (left), frame in axis A (right)

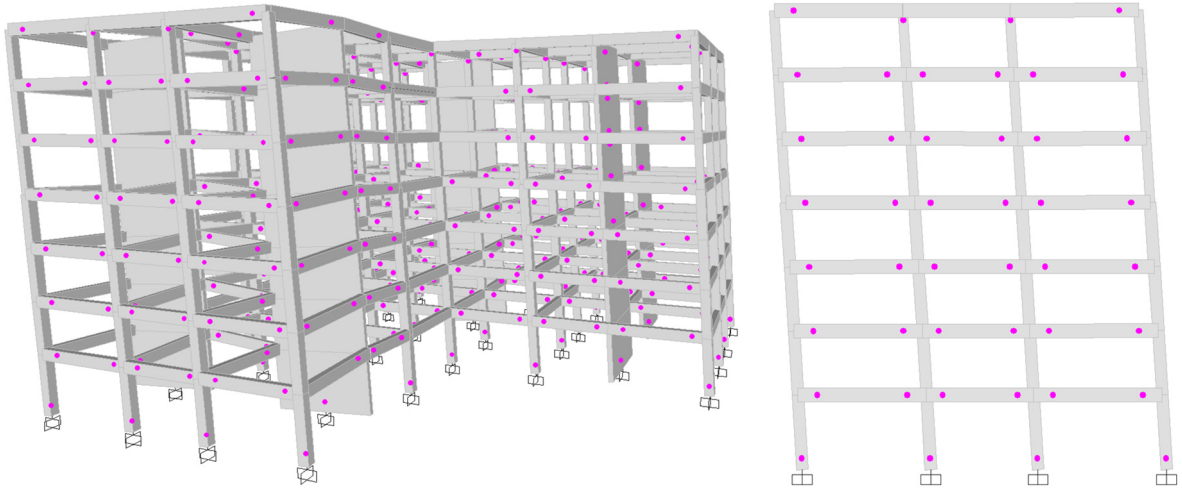


Fig. 7. Plastic hinges at target displacement (+Y): 3D model (left), frame in axis 1 (right)



Fig. 8. Plastic hinges at target displacement in less loaded direction (X+0.3·Y): frame in axis 1



Fig. 9. Plastic hinges at target displacement in less loaded direction (Y+0.3·X): frame in axis A

Pushover analyses have provided values of behaviour factor q as well, which varied from 2.92 to 3.15. Behaviour factors were analysed only for +X and +Y directions. The recommended value given in [2] for the structural system defined as wall-equivalent dual system is between 10 and 20 % larger, which is less conservative than the obtained values. The reduction of the value given in [2] would have as a consequence greater seismic forces and displacements, hence, the difficulties associated to the fulfilment of safety verifications may occur. In Table 3 the summary of the results concerning determination of behaviour factor are given.

Table 3. Evaluation of the behaviour factor q

Roof displacements [cm]				Behaviour factor q according to EN 1998-1:2004	Obtained values of behaviour factor q		Relative difference [%]	
Linear static anal.		Pushover anal.						
$d_{y,+X}$	$d_{y,+Y}$	$d_{max,+X}$	$d_{max,+Y}$		+X	+Y	+X	+Y
5.12	4.95	14.94	15.58	3.60	2.92	3.15	18.89	12.50

6. CONCLUSION

After linear static analysis and structural design, a nonlinear static (pushover) analysis was performed. A total of four seismic load cases and two combinations were considered (+ Y, -Y, + X, -X, X+0.3·Y, 0.3·X+Y). The reason for not considering only one direction for each of the main vibration modes is that the characteristics of plastic hinges at the opposite ends of the beams in upper and lower half of cross section differ in certain cases. However, the character of the behaviour of the structure, as well as the values of the displacement and the base force, are similar for both pairs of opposite directions. The reason for this kind of behaviour lies in the fact that the vibration periods, modal displacements and effective masses for the first two modes are very similar, thus the forces at the floor levels, the mass of the equivalent SDOF system and the transformation factors Γ are also coinciding.

The achieved pushover curves indicate that the structure's behaviour in both directions, as well as for the combination of the two orthogonal directions, is noticeably similar. Much stronger columns than beams (in the sense that they are designed to a higher load than calculated), results in a provided forms of the pushover curves, since the plastic hinges did not appear in the columns, apart from their bottom. Inspecting the formation pattern of the plastic hinges during the pushover analysis, it was concluded that the structure fully corresponds to the requirements of the capacity design, since the formation of the plastic hinges was realized primarily at the ends of the beams and columns at the highest level than at the ends of other columns of the structure, until reaching the target displacement.

Pushover analysis have shown that the behaviour factors in this case differ from the one provided in the EN 1998-1:2004 by 18.89% and 12.50%.

ACKNOWLEDGEMENTS

The presented paper has been done within the scientific research project TR 36043 "Development and application of a comprehensive approach to the design of new and safety assessment of existing structures for seismic risk reduction in Serbia", which is funded by the Ministry of Science of Serbia.

REFERENCES

[1] Brujić Z. (2018). Concrete structures according to Eurocode (in Serbian).

[2] European Committee for Standardization - CEN (2004). EN 1998-1: Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. Brussels, Belgium.

[3] Leslie R. (2012). The pushover analysis in its simplicity. CE&CR, June 2012, pp. 118-126

[4] Applied Technology Council (ATC) (1996). ATC-40: Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Vol. 1. California, USA.

[5] Freeman S.A. (1998). Development and Use of Capacity Spectrum Method. ISET Journal of Earthquake Technology, Paper No. 438, Vol. 41, No. 1, pp. 1-13.

[6] Freeman S.A. (2004). Review of the Development of the Capacity Spectrum Method. 6th U.S. National Conference Earthquake Engineering, Paper No. 269. Seattle, Washington, USA.

[7] Fajfar P. (2000). A Nonlinear Analysis Method for Performance Based Seismic Design. Earthquake Spectra, Vol. 16, No. 3, pp. 573-592.

[8] American Society of Civil Engineers (ASCE) (2000). FEMA 356: Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. Washington, D.C., USA.

[9] Applied Technology Council (ATC) (2005). FEMA 440: Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures. Washington, D.C., USA.

[10] Ruiz-Garcia, J. (2009). Evaluation of Coefficient Method for Seismic Assessment of Existing Buildings Built on Soft Soil Sites. ATC and SEI Conference on Improving the Seismic Performance of Existing Buildings and Other Structures, pp. 465-476. San Francisco, USA.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

CS - 1
mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

ПРОБНО ТОВАРЕЊЕ НА МОСТОВИТЕ Б1 И Б5 НА АВТОПАТОТ ДЕМИР КАПИЈА - СМОКВИЦА

Александра ЧУБРИНОВСКА [1], Дејан ГЕГОВСКИ [2], Софија КОЦЕВА [3], Дејан ЈАНЕВ[4] , Дарко НАКОВ [5], Тони АРАНЃЕЛОВСКИ [6]

АПСТРАКТ

Пробното товарење на мостовските конструкции согласно нашите стандарди е дел од процесот за предавање на објектот во употреба. Пред почетокот на испитувањето се дефинира програмата за испитување која го опфаќа текот на испитувањето, интензитетот на оптоварувањето, положбата на пробниот товар, диспозицијата на мерните места и мерните инструменти.

На делницата Демир Капија – Смоквица, дел од Коридорот X, беше спроведено статичко и динамичко испитување на вкупно 12 мостовски конструкции. Во рамките на овој труд се издвоени резултатите од измерените и пресметаните угиби при статичкото испитување на две каратеристични конструкции, мостот Б1(статички систем проста греда) и вијадуктот Б5 (статички систем рамка).

За таа цел беа дефинирани и реализирани соодветен број фази на товарење. Статичкото товарење беше спроведено со пробен товар составен од четири (Б1), односно осум (Б5) возила, кои предизвикуваат влијанија од околу 70% од проектните. Во зависност од пристапноста на теренот користени се геодетски мерења и механички угибомери. Измерените угиби се споредени со пресметаните од претходно изготвените нумерички модели, со цел да се провери дали реалното однесување на конструкција одговара со теоретско претпоставеното.

Од спроведената компарација, може да се согледа задоволително совпаѓање помеѓу измерените и пресметаните угиби.

Клучни зборови: *пробно товарење; аб. мостови; статички товар; угиби.*

[1] дги., Градежен факултет, "Св. Кирил и Методиј", Скопје, Република Северна Македонија, aleksandrachubrinovska@gmail.com
[2] дги., Градежен факултет, "Св. Кирил и Методиј", Скопје, Република Северна Македонија, gegovskidejan@yahoo.com
[3] дги., Градежен факултет, "Св. Кирил и Методиј", Скопје, Република Северна Македонија, koceva.s@hotmail.co.uk
[4] м-р, Градежен факултет, "Св. Кирил и Методиј", Скопје, Република Северна Македонија, janev@gf.ukim.edu.mk
[5] Вонр. Проф. д-р, Градежен факултет, Универзитет "Св. Кирил и Методиј", Скопје, Република Северна Македонија, nakov@gf.ukim.edu.mk
[6] Вонр. Проф. д-р, Градежен факултет, Универзитет "Св. Кирил и Методиј", Скопје, Република Северна Македонија, arangelovskitoni@gf.ukim.edu.mk

1. ВОВЕД

Методите за анализа на конструктивните системи генерално можат да бидат поделени во две групи. Едните кои се засновани на теоретски пристапи и постапки, а другите на испитување на модели во соодветен размер (во нашиот случај 1:1).

Теоретските методи бараат пресметковни претпоставки и упростување на математички модели што значи дека во принцип се проучуваат упростени математички модели, а не реалните физички системи.

При испитувањето на моделите влезните претпоставки и упростувања се сведени на минимум. Точноста на резултатите зависи од прецизноста на мерењето, квалитетот на мерната опрема и предзнаењето за нејзино користење.

Пробното товарење е метода со која се врши споредба на реалното однесување на конструктивниот систем со она, кое е добиено од пресметковниот (теоретски) модел. Во зависност од тоа кога се извршува тоа може да биде редовно (пред предавање на објектот во употреба) и контролно (во текот на експлоатацијата).

Во нашата земја, во согласност со правилникот ПБАБ87 и МКС У.М1.046 пробното товарење се спроведува според претходно утврдена програма за испитување и истото е задолжително за патни објекти со распон L>15m и за железнички со распон L>10m. Влијанијата кои ги предизвикува пробниот товар се ограничени на вредности помеѓу 50 - 100% од проектните.

Катедрата за бетонски и дрвени конструкции при Градежниот факултет во Скопје, изврши испитувања - редовно пробно товарење на вкупно 12 објекти (мостови и вијадукти) на Коридорот X, делница Демир Капија – Смоквица од кои 4 се статички систем проста греда (сл. 1), а останатите 8 се статички систем рамка (сл. 2).

Во овој труд ќе биде прикажана споредба на резултатите добиени од пробното статичко товарење со оние од теоретската анализа (пресметковен модел).

2. ОПИС НА ОБЈЕКТИТЕ

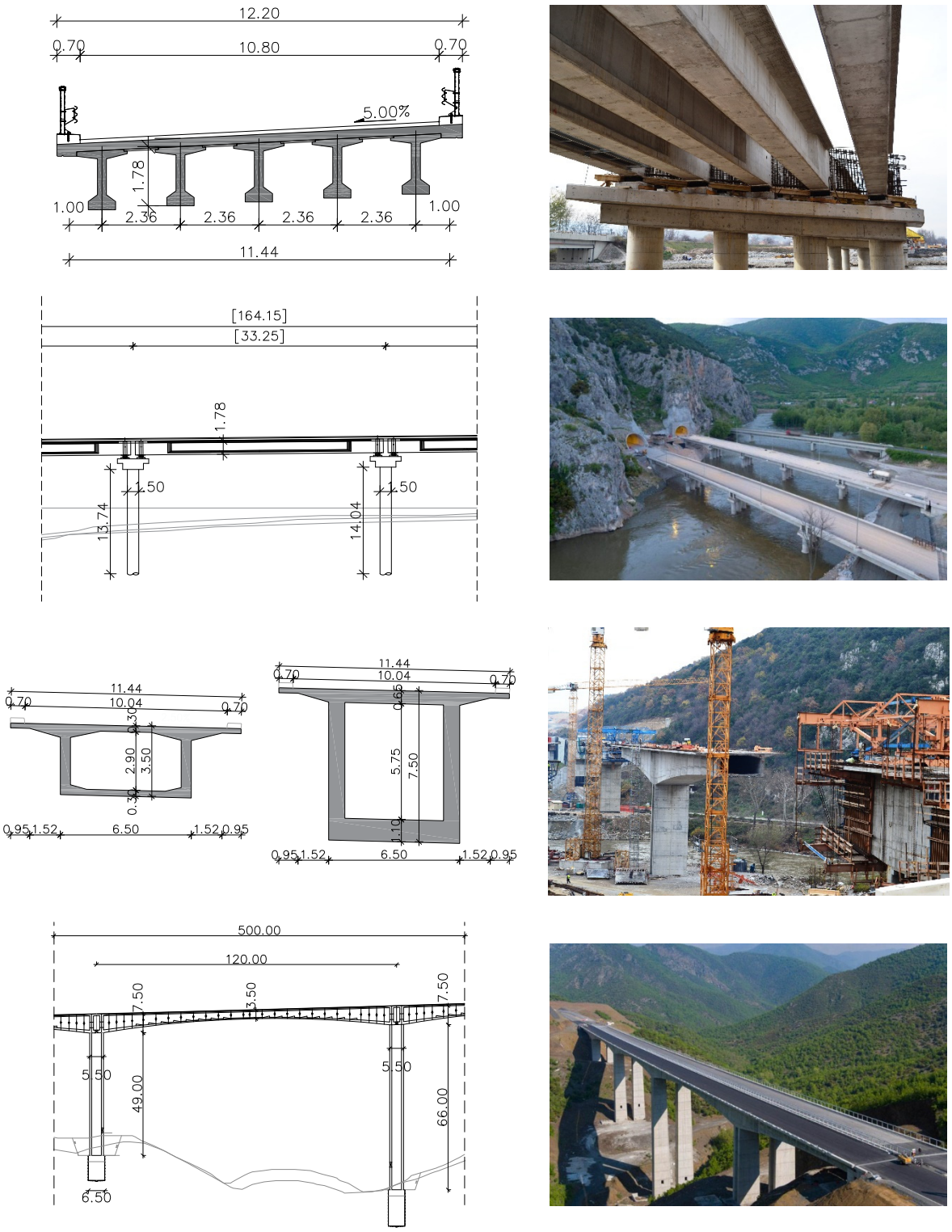
Во табела 1 се претставени геометриските карактеристики на мостот Б1 - десна гранка и на вијадуктот Б5 - десна гранка кои се предмет на разработка во овој труд.

Табела 1. Листа на објекти

Ознака	Тип на конструкција	Статички систем	Распони	Главен носач	
				тип	n
Б1	Мост	Проста греда	32.2+2x33.25+35.20=130.90m	Т-пресек	5
Б5	Вијадукт	Рамка	70+3x120+70= 500.00m	Сандачест	1

Мостот Б1 е изработен од претходно напрегнати носачи со статички систем проста греда и полумонтажен начин на градење. Истиот е со четири распони, со вкупна должина од 130.93m. Горниот строј е составен од пет главни носачи со Т - напречен пресек (сл. 1).

Вијадуктот Б5, исто така е изработен од претходнонапрегнат бетон, но со статички систем рамка со пет распони и вкупна должина од 500.00m. Вијадуктот е изведен со конзолен начин на градба. Напречниот пресек на овој вијадукт е со сандачеста форма со променлива висина во надолжен правец (сл. 1).



Сл. 1. Графички и фотографски приказ на геометриски карактеристики на мост Б1 и вијадукт Б5.

3. ТЕК НА ИСПИТУВАЊЕТО

3.1. Положба на мерните места

При ова испитување како мерни инструменти користени се: дигитални и механички угибомери (компаратори), мерни ленти, акцелерометри, даталогери и геодетски инструменти. Истите се поставени според претходно утврдена програма.

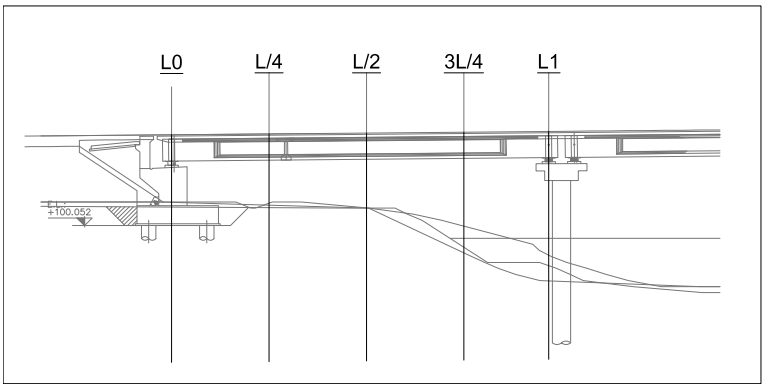
Табела. 2: Приказ на мерни инструменти за мост Б1- десна гранка

Мерни инструменти	Dm	Su	SG	Am
Распон 1	**0, L_1/4, L/2**	**3L_1/4, L_1**	**L/2**	**L/2**
Распон 2	/	**0, L_2/4, L/2, 3L_2/4, L_2**	/	/
Распон 3	/	**0, L_3/4, L/2, 3L_3/4, L_3**	/	/
Распон 4	/	**0, L_4/4, L/2, 3L_4/4, L_4**	/	/

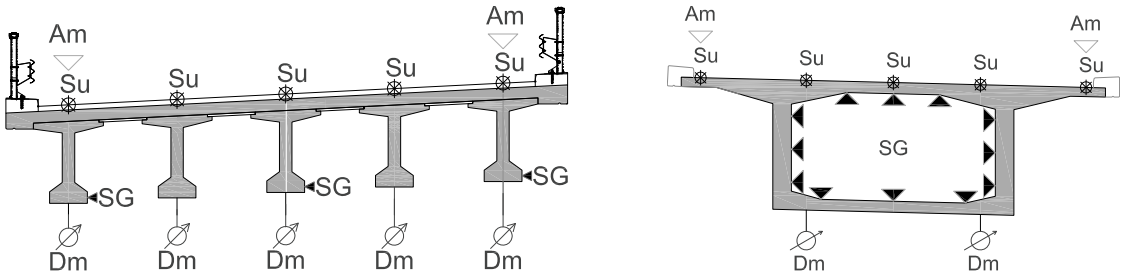
Табела 3: Приказ на мерни инструменти за виј адукт Б5- десна гранка

Мерни инструменти	Dm	Su	SG	Am
Распон 1	**L_1/4, L/2, 3L_1/4, L_1**	/	**L/2**	**L/2**
Распон 2	**0, L_2/4, L_2**	**L/2, 3L_2/4,**	**L/2**	/
Распон 3	**0, L_3/4, L/2, 3L_3/4, L_3**	/	/	/
Распон 4	**0, L/2 3L_4/4, L_4**	**L_4/4**	/	/
Распон 5	**0, 3L_5/4**	**L_5/4, L/2**	/	/

Dm- Угибомери (компаратори)
Su- Геодетски мерења
Sg- Мерни ленти
Am- Акцелерометри



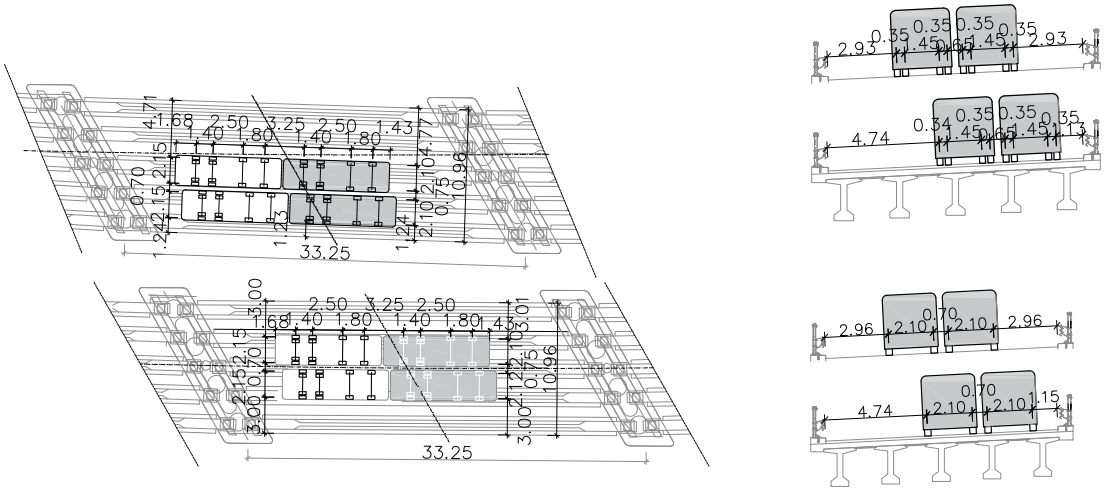
Сл. 2. Распоред на мерни места во крајно поле на мост Б1- десна гранка



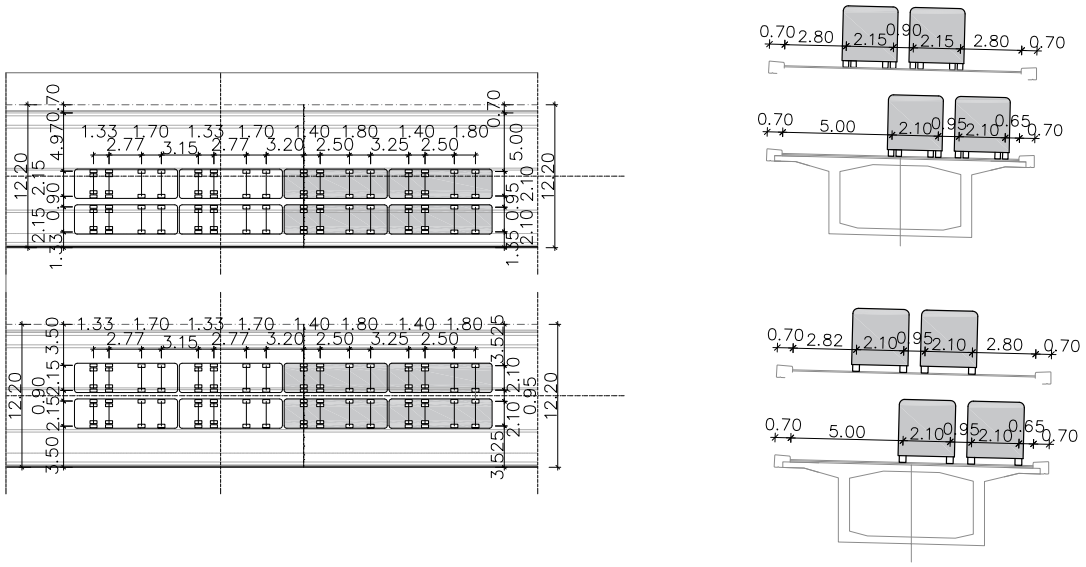
Сл. 3. Положба на мерни места во напречен пресек за Б1 и Б5 -десна гранка.

3.2. Положба на возила

За потребите на пробното товарење користени се четири за Б1, односно осум за Б5 „MAN“ камиони, секој од нив со вкупна бруто тежина од 300.4 kN. Текот на испитувањето е организиран во четири различни фази и тоа половина товар несиметрично и симетрично (два/четири камиони) и полн товар несиметрично и симетрично (четири/осум камиони), со тоа што помеѓу секоја од горенаведените фази постои нулта фаза (празен мост). Шемата на положба на возилата за двата објекта (Б1 - десна гранка, Б5 - десна гранка) е прикажана на сл. 4 и сл. 5 за полн товар симетрична и несиметрична фаза на товарење.



Сл. 4. Графички приказ на положба на возилата во основа и напречен пресек за несиметрична и симетрична фаза, мост Б1 - десна гранка.



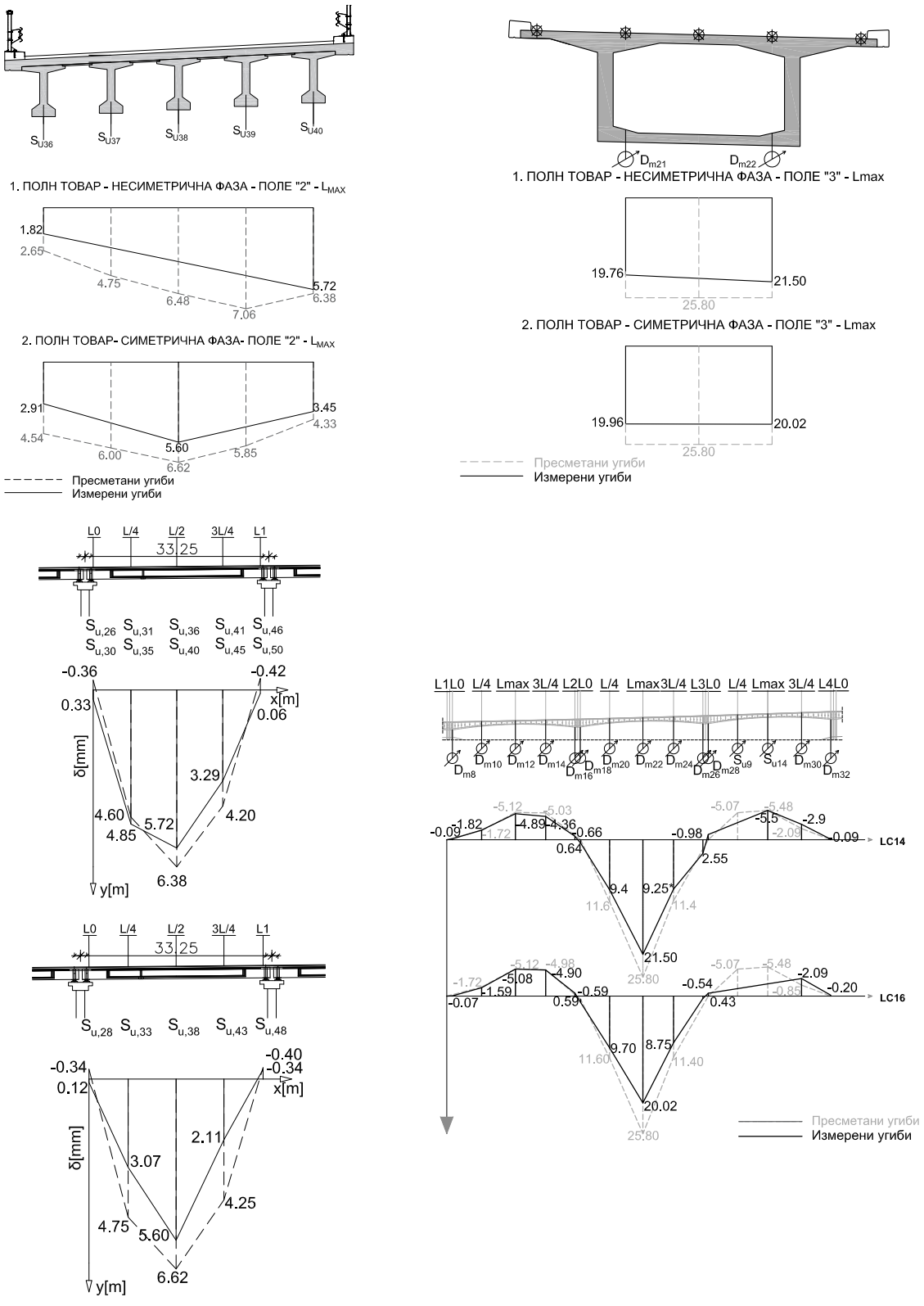
Сл. 5. Графички приказ на положба на возилата во основа и напречен пресек за несиметрична и симетрична фаза, виадукт Б5 - десна гранка.

4. РЕЗУЛТАТИ ОД ИЗВРШЕНОТО ИСПИТУВАЊЕ

4.1. Споредба на измерените и пресметаните угиби

Угибите и внатрешните статички големини се добиени со користење на компјутерскиот програм Finite element software SOFISTIK, (сл. 5).

Во сите фази на товарење на конструкцијата извршени се мерења во карактеристичните пресеци на секое поле. Во зависност од статичкиот систем на конструкцијата и положбата на возилата (пробниот товар), мерења се вршени и во две соседни полиња На сл. 6 прикажани се вредностите на измерените и пресметаните угиби за полн товар за симетрична и несиметрична фаза за пресек Lmax.



Сл. 6. Измерени и пресметани угиби во напречен и надолжен пресек

Во табела 4 и табела 5, дадена е споредба помеѓу измерените и пресметаните угиби за второто поле на мостот Б1 - десна гранка и третото за вијадукт Б5 - десна гранка. За сите фази на товарење може да се заклучи дека измерените угиби се помали од пресметаните. Причината за тоа може да биде разликата во претпоставениот и вистинскиот модул на еластичност, недостатоците во пресметковниот метод, одредени упростувања и сл.

Табела 4: Споредба на измерени и пресметани угиби за Б1- десна гранка.

Пресек		**Мерни точки**	**ФАЗА II**			**ФАЗА IV**		
			$\delta_{изм.}$	$\delta_{прес.}$	**Разлика**	$\delta_{изм.}$	$\delta_{прес.}$	**Разлика**
			δ [mm]		***[%]***	δ [mm]		***[%]***
Распон 2	**L_{MAX}**	15	5.72	6.38	11.5	3.45	4.33	26,00
		14	/	7.06	/	/	5.85	/
		13	/	6.48	/	5.60	6.62	18
		12	/	4.75	/	/	6.00	/
		11	1.82	2.65	43.96	2.91	4.54	56

Табела 5: Споредба на измерените и пресметаните угиби за Б5- десна гранка.

Пресек		**Мерни точки**	**ФАЗА II**			**ФАЗА IV**		
			$\delta_{изм.}$	$\delta_{прес.}$	**Разлика**	$\delta_{изм.}$	$\delta_{прес.}$	**Разлика**
			δ [mm]		***[%]***	δ [mm]		***[%]***
Распон 3	**L_{MAX}**	64	21.50	25.80	20	20.02	25.80	28.90





Сл. 7. Графички приказ на утврдените разлики помеѓу измерените и пресметаните угиби

Заостанатите пластични деформации (угиби) и максимално измерените угиби од фаза II (полн товар несиметрично) и фаза IV (полн товар симетрично) се прикажани во табела 6. Во овој случај за двата објекти може да се заклучи дека заостанатите угиби се помали од 20% од максимално измерените што е во согласност со Македонскиот стандард MKS 1019:2018 .

Табела 6. Приказ на заостанатите и максимално измерени угиби.

ФАЗИ	**Мост Б1 - десна гранка**	**Мост Б5 - десна гранка**
	Span 2	**Span 3**
δmax (ФАЗА II) *[mm]*	5.72	21.50
δres (ФАЗА II) *[mm]*	0.58	1.78
δres/δmax *[%]*	**10.14**	**8.28**
δmax (ФАЗА IV) *[mm]*	5.60	20.02
δres (ФАЗА IV) *[mm]*	0.63	-0.48
δres/δmax *[%]*	**11.25**	**/**

5. ЗАКЛУЧОК

Од споредбата меѓу измерените и пресметаните деформации – угиби е може да се констатира следното:

- Постои добро совпаѓање помеѓу измерените и пресметаните угиби.
- Измерените угиби во критичните пресеци на секој распон за сите фази на товарење се помали од пресметаните.
- Заостанатите угиби во сите мерни точки се помали од 20% од максимално измерените.
- За време на испитувањето не е забележана појава на пукнатини.

Одредената разлика помеѓу измерените и пресметани вредности се должи на неколку причини од кои поважни се следните:

- Несовршеноста на методата за пресметување на влијанијата,
- Промена на крутоста во тек на време како резултат на промена-зголемување на механичките карактеристики на бетонот.
- Несовршеноста на методите со кои се дефинира напречната распределба на пробниот подвижен товар.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Đuranović N., (2009). "Uvod ispitivanje konstrukcija", Univerzitet Crne Gore, Građevinski fakultet pp. 3-10.

[2] Десовски З. (2010). „Армиранобетонски мостови", Универзитет „Св.Кирил и Методиј", Градежен факултет Скопје.

[3] МКС 1019:2018 (2018). Пробно товарење на мостови, Институт за стандардизација на Република Северна Македонија.

[4] Студија за пробно товарење на мост Б1 - десна гранка на km. 0+96.803 - km. 1+124.989, делница Демир Капија - Смоквица (2017), Катедрда за бетонски и дрвени конструкции, Градежен факултет Скопје.

[5] Студија за пробно товарење на мост Б5 - десна гранка на km. 13+994.668- km. 14+494.668, делница Демир Капија - Смоквица (2017), Катедрда за бетонски и дрвени конструкции, Градежен факултет Скопје.

[6] Arangjelovski T, Nakov D, Bogoevska S, Docevska M, Tsiknias T, Markovski G, Assesment of bridges on the "Demir Kapija-Smokvica" motorway section on Pan-European Corridor X using loading test, 4th Joint International Symposium on Deformation Monitoring (JISDM), Athens, Greece.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

CS - 2

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

МЕТОДОЛОГИЈА НА ИЗВЕДБА НА ВИЈАДУКТ СО ПОДВИЖНО КОНЗОЛНО СКЕЛЕ

Ивана ДИМИТРОВА[1]

АПСТРАКТ

Изведбата на Автопатот од Кичево до Охрид е предвидена со цел да се скрати времето потребно за патување и зголемување на безбедноста на сите учесници во сообраќајот. Најголемата градежна компанија во Северна Македонија, „Гранит“ е задолжена за изведба на првите 10,42 км од овој патен правец, односно Секција 1 која се протега на делот од Кичево до село Подвис. Географската поставеност на овој дел од трасата укажува на потребата од ангажирање на сериозна градежна механизација, голем број на работници и инженерско технички кадар.

Од особено значење е изведбата на Вијадуктот на км 9+105,00 кој воедно претставува вијадукт со најголем среден распон помеѓу средните столбови досега изведуван на овие простори, односно 164,5 м. Вијадуктот е со вкупна должина од 385,51м на левиот коловоз додека десниот е нешто пократок. На вијадуктот е предвидено т.н Кабловско преднапрегање, односно каблите се затегаат после зацврстувањето на бетонската маса. Почетната сила на пресата е еднаква за сите кабли во горна плоча и во долна плоча и изнесува 2915.55kN. Преднапрегањето започнува кога ќе се достигне 80% од јакоста на бетонот, а распоредот на преднапрегање на каблите е пропишан со т.н. протокол за преднапрегање.Специфично е пратењето на објектот, бидејќи се работи за доста осетлива конструкција а и доста големи товари каде што само конзолното скеле (крлетка) има тежина од 90 тона, изработен е и “Проект за надвишување“ (анг, „Camber Design“) според кој што се изведува објектот. Максималното надвишување предвиден со овој проект на надвишување е 149mm.

Искуствата стекнати при самата работа за иведба на еден ваков објект, придонесуваат до надминување и навремено согледување на сите можни проблеми, кои може да настанат во иднина. Разработени се фазите на изведба на еден ваков специфичен објект, разработена е методологијата на градба на еден вијадукт, податоци за начинот на работа, потребна механизација, материјали, ресурси а исто така се изнесени препораки за изведба на слични позиции и на други објекти во иднина.

Клучни зборови: *Современи оплатни системи; Подвижно конзолно скеле; Висечко скеле.*

[1] ГД Гранит АД Скопје, Северна Македонија, Ivanafilip2009@yahoo.com

1. ОПИС НА ОБЈЕКТОТ

1.1. Траса на автопатот

Во основа, оската од автопатот односно објектот, лежи на клотоидна крива кон краевите од мостот (приближно 115m од почетокот и 50m кон крајот на вијадуктот) и хоризонтална кривина со радиус од 500m во средината. Попречениот пресек на вијадуктот има вкупна ширина од 25.50m, кој е поделен на два коловози (спротивни сообраќајни насоки) и средишен простор. Ширината на коловозот од левата страна е 10.85m, а од десната е 11.35m. Страничното уредување се состои од заштитна ограда тип „New Jersey“ предвидена и на двата краеви од секој коловоз, така што средишниот простор помеѓу двата коловози е широк 1.50m. Согласно на патарските елементи на патот, попречните наклони на вијадуктот вариращ помеѓу 0% и 6%.

1.2. Општо за вијадуктот

Левиот вијадукт е со три распони со вкупна должина од 377,00m. Проектиран е да се гради со конзолен начин на градба. Централниот распон е долг 163.00m, а крајните распони се долги по 107.00m. Десниот вијадукт е исто така предвиден да се гради со конзолен начин на градба со вкупна должина од 385.50m, со три распони од кој што централниот распон е долг 164.50m а страничните распони со должина од 109.90m и 111.10m. Горниот строј се состои од армирано бетонски преднапрегнат кутијаст носач со варијабилна висина. Напречниот пресек се состои од дел широк 5.0m помеѓу ребрата и двете конзоли со ширина од 2.525- 2.775m. Ребрата од преднапрегнатиот сандак се вертикални со константна ширина од 50cm. Дебелината на горната фланша варира од 30cm во средниот распон до 75cm во близина на дијафрагмите. Дебелината на долната фланша исто така варира (од 30cm до 135cm). Мостот е континуиран над столбовите и е одделен од крајните столбови со конструктивни спојници. Мостот се ослонува на крајните столбови на две точкасти лежишта Средните столбови се со константен попречен пресек.

2. ИЗВЕДУВАЊЕ НА ДОЛЕН СТРОЈ НА КОНСТРУКЦИЈА

2.1. Фундирање

Предвидени се колови на сите столбни места од вијадуктот, со дијаметар од 120cm со различна должина во зависност од тлото на фундирање. Кај средните столбови специфично е тоа што и левиот и десниот коловоз имаат една заедничка надколова плоча која се потпира на вкупно 56 колови со димензии 23.60m/31.00m и две кампади со вкупна висина од 4.00m.

2.1.1. Изведба на АБ колови

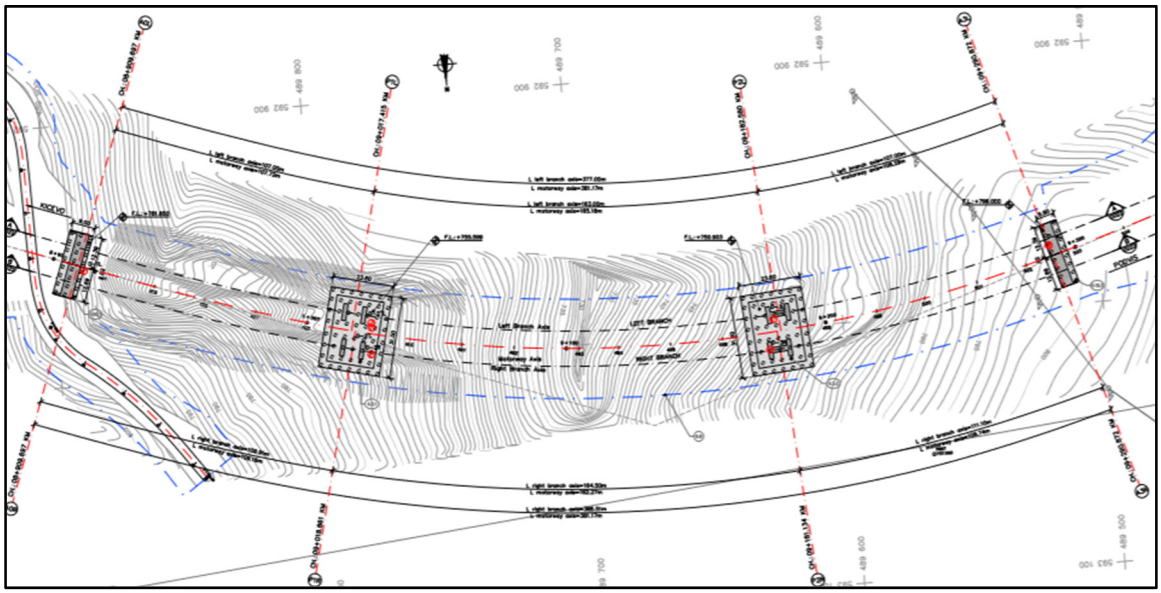
На крајниот столб А0 се изведуваат 24 АБ колови со длабочина од 12м, а вториот краен столб А3 е темелен на 16 АБ колови со длабочина од 17m. Средните столбови се фундирани на 56 АБ колови со длабочина од 21м на столбот Р1, а на столбот Р2 истот така 56 колови но со длабочина од 16m. Вкупно за изведба на АБ колови избушивме 2632м, вградиме 2976 м³ бетон и над 585 тони арматура во коловите, што укажува на сериозноста од пристапот на изведбата на истите.

2.1.2. Изведба на темели за крајни и средни столбови

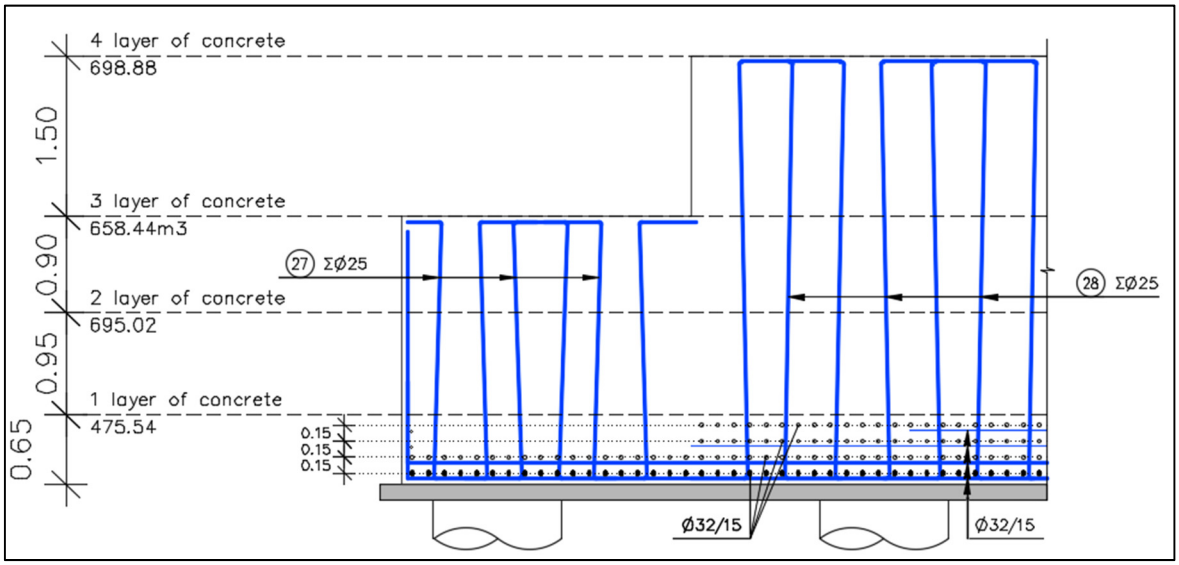
Надколовите плочи на крајните столбови се со димензии 9.00m x (12.89m + 12.39m), бидејќи левиот од десниот краен столб се физички одделени за 2cm и дебелина од 1.50m, така што бетонирањето се вршеше во една фаза. Надколовата плоча кај средните столбови е поделена во две кампади со вкупна дебелина од 4.00m и димензиите долната кампада 23.6m x 31.5m со дебелина од 2.50m, а димензиите на горната кампада се 18.2m x 25.6m со дебелина од 1.50m.

Темелот под средните столбови се изведуваше во 4 фази поради големината и обемот на работа. Имено долниот дел (првата каскада) се бетонира во три дела односно по завршување со армирање на долна зона - 1 дел од 65см или 475м³ бетон, вториот дел се бетонираше по поставување на анкерите од столбовите во висина од 95см или 695м³ бетон, а остатокот се

добетонира по поставување на горната зона од првата каскада на темелот во висина од 90см или 658м³ бетон.



Сл. 1. Поставеност на вијадуктот-Основа на темели



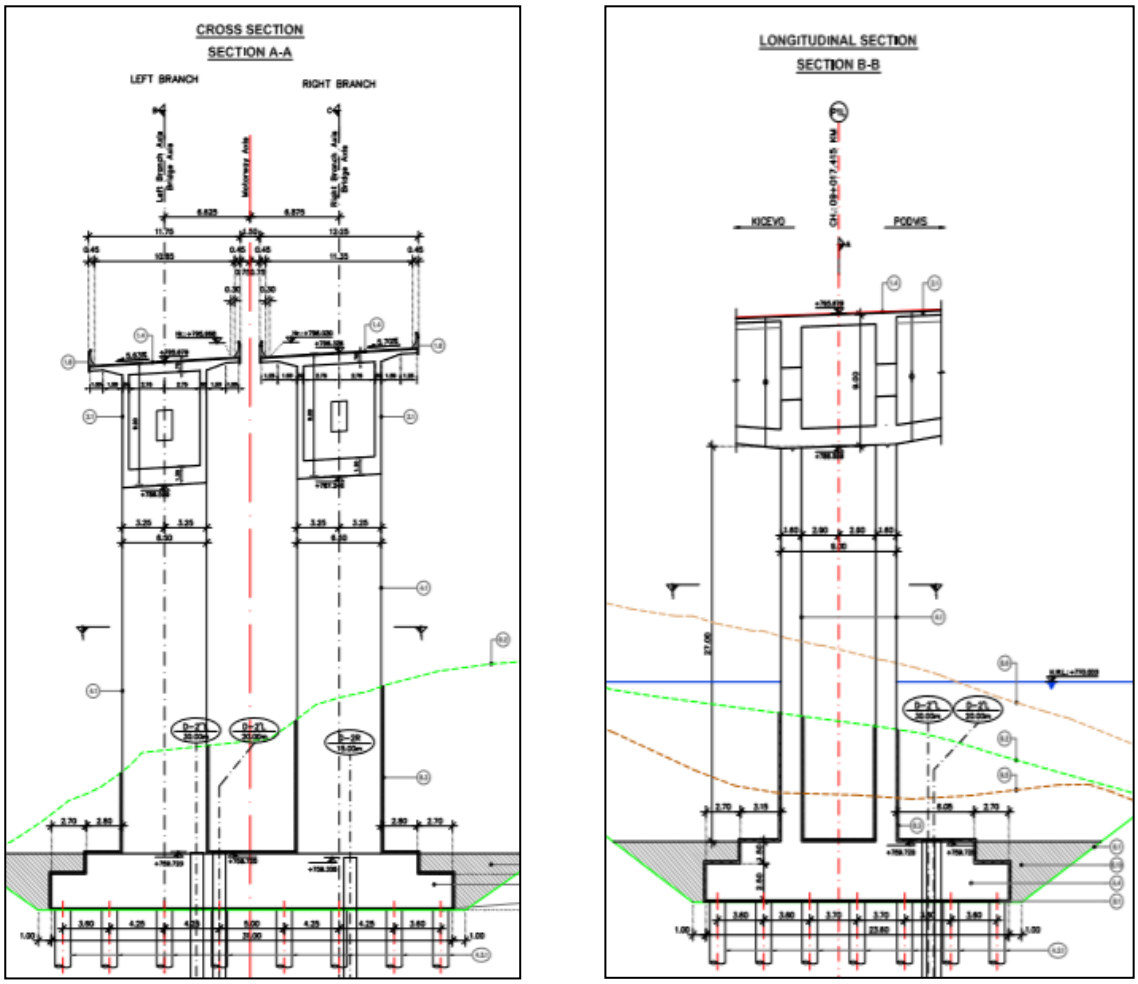
Сл. 2. Бетонирање на надколова плоча по фази

Табела 1. Количини на бетон и арматура во долен строј (Рекапитулар)

Позиција	**Бетон во колови**	**Ископ на колови**	**Надколова плоча (бетон)**	**Арматура во колови и темел**
Дел	**[m^3]**	**[m^1]**	**[m^3]**	**[kg]**
A0	325.72	288.00	341.28	93,867.00
P1	1,330.02	1,176.00	2,527.88	752,571.39
P2	1,013.35	896.00	2,527.88	712,436.20
A3	307.62	272.00	257.86	77,494.64
Σ	**2,976.71**	**2,632.00**	**5,654.90**	**1,636,369.23**

2.2. Изведба на средни столбови

Изведбата на средните столбови започна по завршувањето на темелите. Средните столбови се со константен попречен пресек по висина. Се состои од двоен правоаголен пресек (анг. blades) со надворешни димензии од 6.50m x 1.60m. Аксијалното растојание помеѓу двата правиаголници е 7.70м. Висината на столбот P1 е приближно 27.00m. Столбот P2 е со висина од 37.00m и има I -пресек на првите 10m, односно „сечилата“ меѓусебно се поврзани со дијафрагма со дебелина од 2.00m а потоа до врвот продолжува како и столбот P1. На самиот врв се спојуваат со стартерот од горниот строј на конструкцијата.



Сл.3. Изглед на средни столбови

Бетонирањето на столбовите беше во сегментисо различни висини (чекори) на бетонирање од 1,6м на стартот до 4,8м.

Оплатниот систем кој се користеше е оплатниот систем - ВАРИО поради едноставноста за оплатирање како и можноста да се употребува за поголеми висини на бетонирање во однос на останатите оплатни системи. Пристапот до столбот и совладувањето на висините е со помош на носивите платформи SCS.

Платформите се закачуваат со помош на чаури и анкерни прачки кои остануваат заробени во бетонот. Во секој такт на бетонирање се оставаа чаури за закачување на платформите. Во склоп на платформите има и помошни платформи за проверка и/или корекција на бетонираниот такт.

Разликата во начинот на изведба на столбовите P1 и P2 е во првите 10м од средниот столб P2, каде двата правоаголници се споени и има форма на буквата I. P2 е со вкупна висина од 37м. Оплатниот систем кој се користи за бетонирање на средниот столб на P2 во првите 10м е ТРИО

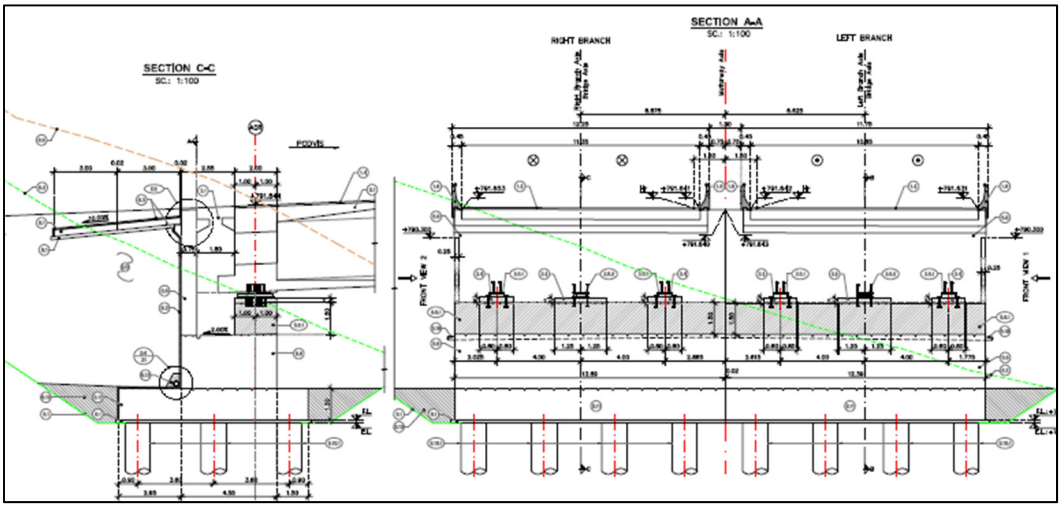
системот додека по завршување со овие 10 м, бетонирањето е исто како и кај столбот P1. Платформите кои се користеа за изведба на овој столб се СВ 240 платформите

Табела 2. Количини на бетон и арматура во крајни и средни столбови

Позиција	**Бетон во крајни и средни столбови**	**Арматура во крајни и средни столбови**
Дел	**[m^3]**	**[kg]**
A0	562.00	85,432.44
P1	1,136.64	382,871.86
P2	1,783.44	593,136.38
A3	283.64	69,584.11
Σ	**3,765.72**	**1,131,024.79**

2.3. Изведба на крајни столбови

За изведба го користвме оплатниот систем ТРИО. Не беше потребно да се постават платформи за работа на висина, заради малата висина на крајниот столб. Крајните столбови се изведуваат во неколку фази, заради потребата од преднапрегање на носачот од горниот строј и фазата на спуштање на кутијастиот носач од горниот строј. Така што темелот и належната греда на крајниот столб се бетонираат во прва фаза, а потпорниот ѕид и крилата после целосно завршување на бетонските работи од горниот строј.



Сл. 4. Попречен пресек и изглед на краен столб

3. ИЗВЕДБА НА ГОРЕН СТРОЈ НА КОНСТРУКЦИЈА

Горниот строј се состои од бетонски преднапрегнат кутијаст носач со варијабилна висина, кој е предвиден да се изведува со конзолен начин на градба. Преднапрегањето се спроведува откако ќе се стврдне бетонот. Каблите за преднапрегање се поставуваат во отвори поставени во бетонската маса. Отворите се инјектираат по завршување на процедурата за преднапрегање. Висината на преднапрегнатиот кутијаст носач варира од 4.00m во средниот распон до 9.00m над столбовите. Ширината на напречниот пресек е 11.55m и 12.05m за левиот и десниот коловоз соодветно. Напречниот пресек се состои од дел широк 5.0m помеѓу ребрата и двете конзоли со ширина од 2.525- 2.775m. Ребрата од преднапрегнатиот сандак се вертикални со константна ширина од 50cm. Дебелината на горната фланша варира од 30cm во средниот распон до 75cm во близина на дијафрагмите. Дебелината на долната фланша исто така варира (од 30cm до 130cm).

Мостот е континуиран над столбовите и е одделен од крајните столбови со конструктивни спојници. Мостот се ослонува на крајните столбови на две точкасти лежишта (слободно движење надолжно и попречно) и едно лежишта на смолкнување (кои дозволуваат надолжно и вертикално движење) но го спречуваат трансверзалното хоризонтално поместување на мостот над крајните столбови. Дијафрагми се конструираат над местата на ослонување (средни и крајни столбови).

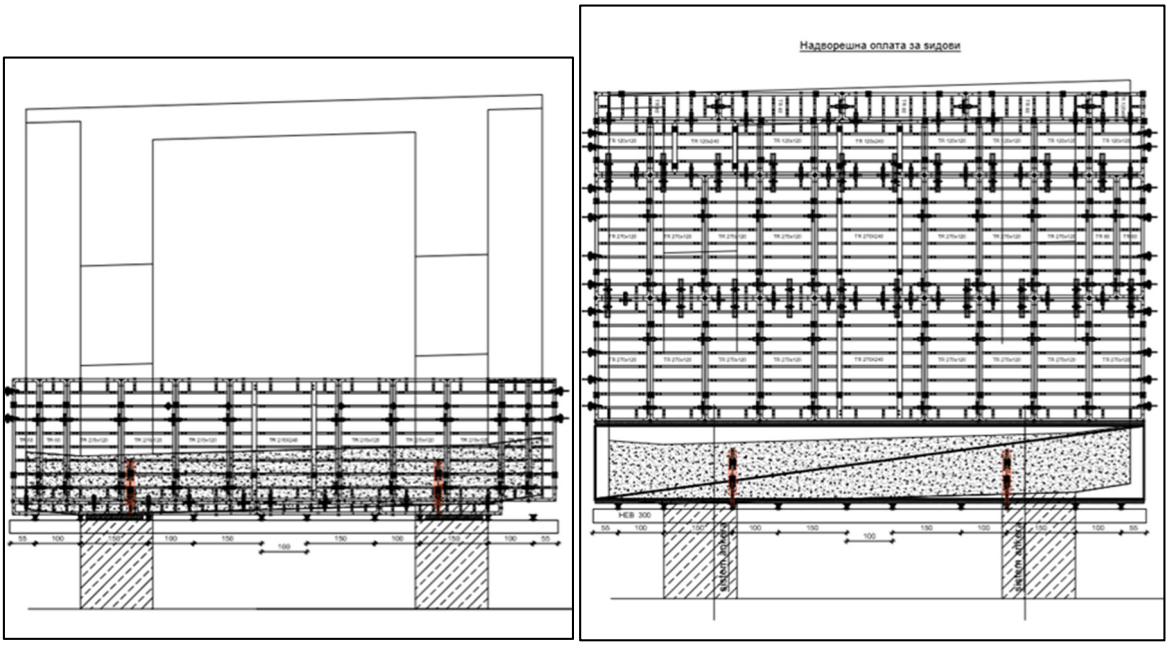
3.1. Изведба на базичниот сегмент од горниот строј на конструкцијата

Горниот строј започнува со изведба на стартерот (PIER HEAD) со висина од 9м. Сè вкупно стартерот има 367м3 бетон со марка бетон - МБ45.

При изведба на горниот строј од вијадуктот, Стартерот ја има најважната улога. Тој ги прима оптеретувањата од целиот горен строј сè до моментот на спојување на горниот строј со соседниот среден или краен столб при што статичкиот систем од конзолен носач преминува во континуиран носач.

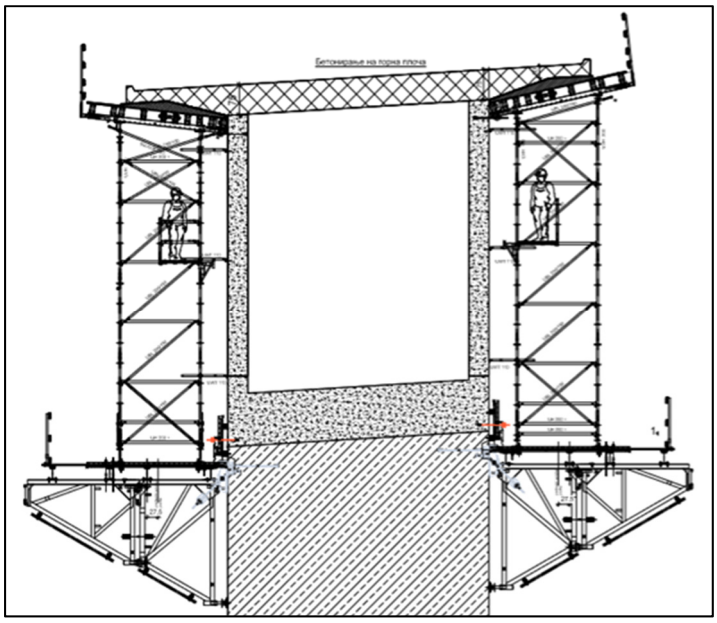
Оплатен систем кој го користиме за изведување на стартерот е оплатниот систем ТРИО, а за работа на висина користиме носиви платформи. Висината на стартерот е 9м и на горниот дел конзолно се испуштени две конзолни плочи. Стартерот се бетонира во три фази:

- Изведба на долната плоча од стартерот со која се поврзаа столбовите P1 - Кичево и P1 - Подвис во една целина.



Сл. 5. План на оплата за бетонирање на долна плоча(лево) и ѕидови (десно) од базен сегмент

- Вториот дел се состоеше од бетонирање на ѕидовите од стартерот. Се поставивме цевките за преднапрегање во ѕидовите од стартерот. Со нив се примаат оптеретувањата од тежината на подвижното конзолно скеле и сопствената тежина на бетонот од секој чекор на бетонирање.
- Третата фаза на бетонирање е бетонирање на горната плоча во која се поставија отвори за анкерите за закачување на подвижното конзолно скеле како и анкерите за прицврстување на оплатите и шините. За оплатирање на конзолниот дел од плочата, на носивите платформи поставивме носиво скеле над кое се оплатираше плочата. Скеле имаше и во внатрешноста на стартерот за бетонирање на целата плоча одеднаш. Во стартерот се вградија 80 тони арматура, како и 80 цевки низ кои ќе се вовлекуваат јажињата за преднапрегање.



Сл. 6. План на оплата и скела за изведба на горна плоча од базен сегмент

3.2. Изведба на горен стој на конструкција со подвижно конзолно скеле

За потребите на овој Вијадукт се набавија 3 подвижни конзолни скелиња со цел навремено завршување на вијадуктот во предвидениот временски рок. Капацитетот на ова скеле е 250 тони од кои има сопствена тежина од 90 тони. Конзолното подвижно скеле е од „Пери оплати“ кои за наша потреба извршија едукација и обука на целиот тим ангажиран за изведба на овој вијадукт.

Специфичноста на изведба на горниот строј кој е предходнонапрегнат сандачест пресек се состои од работата на подвижното конзолно скеле. Имено овој систем работи на принципот на балансирана конзола која е прикачена на претходно избетониран сегмент која со помош на анкер-шрафови (ф40) на 4 места кои го прераспределуваат товарот од целата конструкција и која овозможува подеднакво (симетрично) товарење од двете страни на столбот. Оплатата за бетонирање на плочите (долна и горна) од сандачестиот пресек, како и на sидовите, уште во фаза на подготвителни работи утврдивме дека се изведува со системската оплата ВАРИО како најсоодветно решение за ваков систем на градба.

Бетонирањето на горниот строј се состои од бетонирање на 16 чекори (сегменти) со распони од 3,3м до 5м, истовремено од столбот Р1 и Р2. Значајно е да се напомене дека 0временски левиот и десниот дел од подвижно конзолно скеле мора да бидат завршени со бетонирање во максимален рок од 24 часа како не би се јавиле дополнителни ексцентрични оптоварувања на столбот. Со секој следен такт на бетонирање се намалува висината на а.б sидови и висината на плочата во долниот дел на конструкцијата. За да може конструкцијата да ги прими сите предвидени товари во горниот дел на плочата во секој чекор (такт) се преднапрегаат од 4 до 6 кабли во зависност од должината на конзолата. По завршување на 5-от чекор, (такт) на бетонирање се додаваат и кабли во долната плоча на конструкцијата кои својата функција ќе ја добијат по спојување на горниот строј од столбот Р1 и Р2. На средина од распонот се бетонира последниот сегмент при што статичкиот систем на вијадуктот од конзола ќе премине во континуален носач.

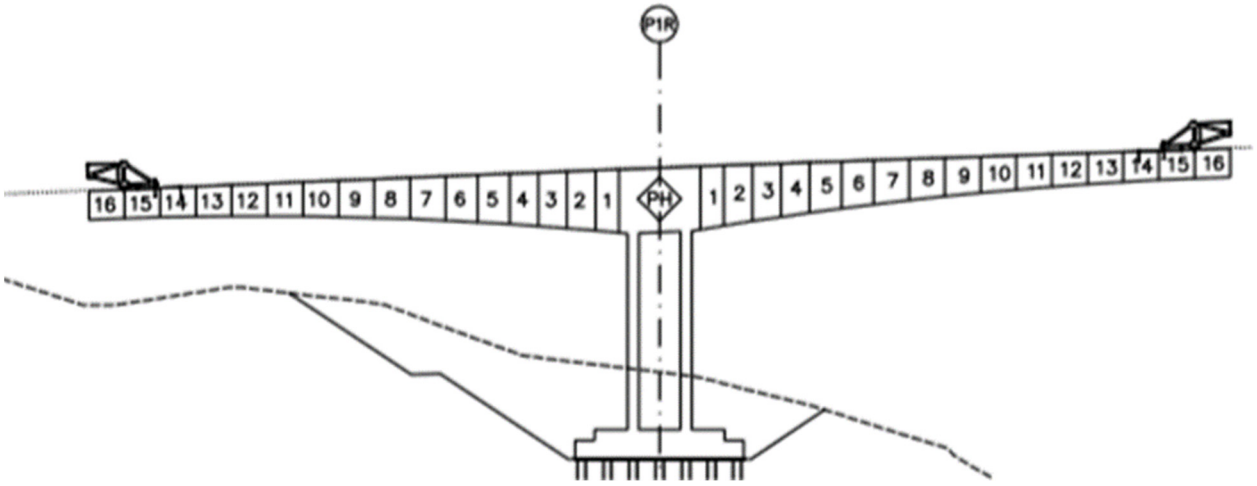
Товарите од конструкцијата се пренесуваат со помош на 80 рамни кабли кои се вградени во горна плоча и sидовите, како и дополнителните 28 кабли во долната плоча над Р1 и Р2 додека над А0 и А3 има 24 кабли во долна плоча, кои својата функција ќе ја добијат по спојување на двете конзолни скелиња од Р1 и Р2 и ќе ги примат сите оптоварувања од фаза експлоатација.

Со еден пар на подвижно конзолно скеле се вградуваат 2072,72 м ^{3} бетон како и 152 тони кабли за преднапрегање.

Табела 3. Количини по чекори на бетонирање за еден коловоз

Позиција		Бетон	Арматура	Јажиња	Инјектирање
Такт	**Должина**	**[m^3]**	**[kg]**	**[kg]**	**[m^1]**
P1-0	11,40	367,11	85.199,39	-	-
P1-1	3,30	132,12	19.118,67	1.720,74	72,13
P1-2	4,00	151,93	20.682,88	2.439,07	104,17
P1-3	4,00	143,46	19.547,95	4.736,23	204,32
P1-4	4,00	135,56	18.987,08	5.971,79	252,52
P1-5	4,50	143,73	19.999,92	7.179,33	306,39
P1-6	4,50	137,46	20.711,51	8.394,05	360,58
P1-7	5,00	145,71	23.351,49	9.737,01	420,47
P1-8	5,00	137,15	22.333,94	11.018,76	477,65
P1-9	5,00	130,44	22.435,88	12.436,82	540,90
P1-10	5,00	125,46	22.215,71	13.783,14	600,94
P1-11	5,00	121,26	21.554,63	10.084,74	440,59
P1-12	5,00	117,81	21.391,05	10.980,42	480,54
P1-13	5,00	115,51	21.160,19	11.881,93	520,75
P1-14	5,00	114,20	21.045,32	12.777,38	560,70
P1-15	5,00	110,90	19.748,13	13.681,13	601,01
P1-16	5,00	108,03	18.336,98	14.575,24	640,89
P2-0	11,40	367,15	85.199,39	-	-
P2-1	3,30	132,12	19.118,67	1.720,74	72,13
P2-2	4,00	151,93	20.682,88	2.439,07	104,17
P2-3	4,00	143,46	19.547,95	4.736,23	204,32
P2-4	4,00	135,56	18.987,08	5.971,79	252,52
P2-5	4,50	143,73	19.999,92	7.179,33	306,39
P2-6	4,50	137,35	20.711,51	8.394,05	360,58
P2-7	5,00	148,04	23.351,49	9.737,01	420,47
P2-8	5,00	139,48	22.333,94	11.018,76	477,65
P2-9	5,00	132,38	22.435,88	12.436,82	540,90
P2-10	5,00	126,50	22.215,71	13.783,14	600,94
P2-11	5,00	121,26	21.554,63	10.084,74	440,59
P2-12	5,00	116,77	21.391,05	10.980,42	480,54
P2-13	5,00	113,57	21.160,19	11.881,93	520,75
P2-14	5,00	111,88	21.045,32	12.777,38	560,70
P2-15	5,00	108,57	19.748,13	13.681,13	601,01
P2-16	5,00	107,95	18.336,98	14.575,24	640,89
ВКУПНО		**4.875,53**	**835.641,44**	**302.795,55**	**13.169,06**

3.3. Активниостите на еден такт со подвижно конзолно скеле



Сл. 2. Број на тактови со еден пар подвижно скеле

1 ден - Преднапрегање, поместување чекор напред на подвижното конзолно скеле, нивелирање на оплатата,

2 ден - Армирање на долна плоча, челно затворање на долна плоча, поставување на цевки во ѕидови и доколку е над 5ти такт цевки се поставуваат и во долна плоча,

3 ден - Бетонирање на долна плоча,

4 ден - Армирање на ѕидови и поставување на цевки за преднапрегање и котви,

5 ден - Поместување на внатрешна оплата и нивелирање,

6 ден - Армирање на плоча, поставување цевки за преднапрегање во плоча, затворање на плочата со челна оплата и поставување на котви,

7 ден - Челно затворање на плочата и поставување на отвори за анкерување на позвижното конзолно скеле, горната средишна плоча како и конзолните плочи од страните.

8 ден – Бетонирање

9 ден - Нега на бетон, вадење на анкерни прачки од системот ВАРИО на ѕидовите и припрема за преднапрегање

10 ден – Нега на бетон, припрема за преднапрегање и поместување на шините од подвижното скеле на следниот чекор за бетонирање

11 ден – Нега на бетон

4. ОСТАНАТИ АСПЕКТИ ПРИ ИЗВЕДБА

4.1. Преднапрегање

На вијадуктот е предвидено т.н Кабловски преднапрегање, односно се каблите се затегаат после зацврстувањето на бетонската маса. Одбраниот тип на кабел во проектот е 19С15, односно еден кабел е составен 19 јажиња со дијаметар 15.7mm. Почетната сила на преса е еднаква за сите кабли и на каблите во горна плоча и во долна плоча од 2915.55kN. Преднапрегањето започнува кога ќе се достигне 80% од јакоста на бетонот, а распоредот на преднапрегање на каблите е пропишан со т.н. протокол за преднапрегање. На почетокот на при бетонирање на базниот сегмент, се вградуваат 80 цевки низ кои што се вовлекуваат сајлите за преднапрегање со изведувањето на сегментите со конзолниот начин на градба т.е. со конзолно скеле. Во проектот се предвидуваат кои цевки да се користат за соодветниот сегмент на бетонирање а на каблите кои што се предвидени за соодветниот такт на бетонирање се вградуваат сидра (анкери) на двата краја. Напрегањето се врши едностранo или двострано, со тоа што двострано во

зависност од должината на каблите. Напрегањето се врши со сертифицирана и баждарена опрема и заради сериозноста на проектот користевме и дигитален манометар со точност од 0.01 bar за пратење на внесената сила. Вкупно на двата вијадкти (лев и десен) потребно е да се вградат 787тона на јажиња за преднапрегање.

4.2. Геодезија и пратење на објектот

Геодетскиот дел е исто така специфичен бидејќи се работи за објект со должина од 400m и конструкција која заради големите распони е доста осетлива на температурни и физички промени. Геодетската мрежа беше развиена во корелативна зависност со просторно дефинираните карактеристични точки на објектот во сите фази на изведба. Секој попречен пресек од секоја фаза на изведба го карактеризираат 19 точки и бидејќи се работи за пресеци со променлива висина и дебелина на долна плоча, беше изработен 3D модел во координатен систем од каде што беа извлечени координатите за секоја фаза на изведба.

Специфично за пратењето на објектот, бидејќи се работи за доста осетлива конструкција а и доста големи товари каде што само конзолно скеле (крлетка) има тежина од 90 тона, изработен е и "Проект за надвишување" (анг, „Camber Design") според кој што се изведува објектот. Максималното надвишување предвиден со овој проект на надвишување е 149mm. Висинското пратење на објектот според овој проект е едноставно само со снимање со нивелир по осовина на коловозот на крајот од секој такт кое што се врши после монтажа на парот конзолно скеле за бетонирање на следен такт, а податоците се споредуваат со проектот за надвишување кој што дава и податоци и висинската состојба и на сите претходно изведени сегменти. Со овој проект на надвишување по завршувањето на објектот со сите дополнителни товари (ограда, хидроизолација, асфалт итн.) носачот од горната конструција во средина од централниот распон е сеуште надвишен за 7-8cm од нивелетата на патот, кој што се предвидени да се паднат во текот на експлоатација од 10-15 години заради ефектите на собирање и течење на бетонот.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Arizanovic, D.: Tehnologija gradzevinskih radova, Univerzitetska biblioteka, Beograd, 1977.

[2] Danchevich, D.: Konstruktivni sistemi u visokogradnji, Nish, 1974.

[3] DOKA GmbH, Platform SCP - The self-climbing forming and work-ing platform for any high-rise core.

[4] DOKA GmbH, The formwork experts, Cantilever forming traveller – CFT, Edition 06/2014.

[5] PERI GmbH, Formwork Scaffolding Engineering, VARIOKIT Balanced Cantilever Carriage VBC, Edition 04/2013

[6] Acic,M Pakvor, A., Perisic, Z.: Teorija armiranobetonskih I prethodno napregnutih konstrukcija, Beograd 1983,

[7] American Concrete InstituteCommittee: " Mass Concrete for Damns and other Massive structures", ACI Journal SAD,1970

[8] Dallinger S., Thin post-Tensioned concreteshell structures, Vienna, Austria, september 2008

[9] Атанасовски, С. (2007), Бетонски конструкции, Градежен Факултет, Скопје,

[10] Друштво на градежни конструктори на Македонија, (2007), Зборник на трудови, Книга 1 , Струга

[11] Друштво на градежни конструктори на Македонија, (2007), Зборник на трудови, Книга 2, Струга

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

CS - 3

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

SUSTAINABILITY OF PRECAST BUILDING TECHNOLOGY

Jasmina DRAŽIĆ[1]

ABSTRACT

Aspects of sustainability - technological, economic, environmental and social, are necessary to be recognized and utilized in the fields of construction technology as well, in the production and application of precast elements. Precasting in factory conditions, organized according to industrial principles with the high level of automation, using modern technological processes, ensures the quality and durability of concrete precast products. The capacity of production plants justifies the investment and contributes to the economy of the produced elements. In the context of sustainable development, precasting in indoor plants has the advantages over traditional construction technology, not only from the technological and economic, but also from the ecological and sociological aspects, since it creates less waste and simplifies condition control in the production area, providing the employees with healthier and safer working environment.

Keywords: *Sustainability; Precast; Ecologic; Sociological aspects*

[1] Full professor, University of Novi Sad, Faculty of Technical Sciences, Department of Civil Engineering and Geodesy, Trg Dositeja Obradovića 6, Novi Sad, Serbia, dramina@uns.ac.rs

1. INTRODUCTION

The concept of sustainability or sustainable development is one of the basic concepts of economics of natural resources and environmental protection, and it occupies a central role in the consideration of long-term perspective of survival and progress of mankind. World Commission on Environment and Development (Brundtland Commission) defined sustainable development as the development meeting the needs of the present, without denying the possibilities for future generations to meet their own needs. Principle: Sustainable production and consumption is among eight basic principles and emphasizes the establishment of balanced relations in the exploitation of natural resources, insurance of a high level of protection and improvement of environmental quality. [1].

The construction (building) sector may account for about 40% of the global CO_2 emissions, 40% of the utilization of natural resources, and it contributes to 40% of waste [2]. In terms of high energy costs, global warming and the obligation to protect the environment, sustainable construction imposes the demand to build in accordance with the natural environment and requires the participation of all the factors in structure realization, from building material industry and element production, to engineers and contractors. In the context of sustainable development, the precast technology has greater potential compared to traditional methods of construction, which are linked to low productivity, poor quality and safety, longer construction time, and large amounts of waste.

Principles of precast construction technology could be recognized even before our era, in the construction of the tombs and temples with stone blocks. The invention of reinforced concrete opened the field of development and improvement of precast concrete and a wider application of the individual pre-manufactured elements. The second half of the twentieth century is related to the development and implementation of precast building systems. In this period, in the former Yugoslavia, there were fifteen different precast systems (panel and skeleton), and the elements were produced in batches, according to the principles of industrial production [3].

Significant alterations in the area of precast concrete occurred in the period 1985-2005, with the introduction of CAD/CAM technology. The connection of two automated subsystems, computer-aided design (CAD) and computer aided manufacturing (CAM), implied that a segment of data from the CAD presents input to the CAM, thus allowing a higher production management form. Computer aided design and production planning (CAD) included the following: data following the architectural project, previous assessment, detailed information on elements, detailed design (manufactured drawings), and production planning. This is the period of automation of manufacturing processes in prefabrication, laser design, robots for the assembly and disassembly of molds, automated production of reinforcement and casting fresh concrete mass, as well as the usage of main computer systems for the management and control of production processes [4].

The period since 2005, due to the rapid development of digitization, is linked to the occurrence of BIM technology. The application of BIM technology saves time and money since it ensures data consistency and allows all interested parties to have access to the same data, with each change immediately visible to all participants in the construction process, preventing errors and eliminating misunderstandings. Data is stored in digital format, and are thus available at all times. The use of automatic machines in the production process has been supplemented by linking machines and plants with each other and the Internet. Costs are reduced for printing project documentation in all phases following the production of precast concrete elements and construction, which is certainly desirable for both economic as well as environmental reasons.

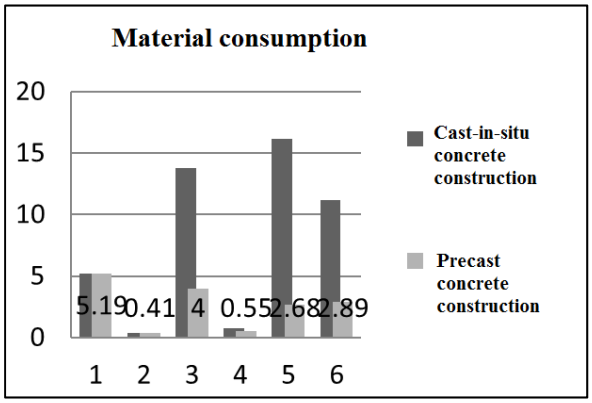
2. TECHNOLOGICAL AND ECONOMIC ASPECTS OF PRECAST BUILDING TECHNOLOGIES

Precast technology is a construction philosophy (method), in which the elements (components) are produced in a controlled environment (factory), transferred (transported), installed and assembled (mounted and monolithic) within the structure, with minimal additional work at the site. This includes the modern mass production organized according to industrial principles, with a high degree of mechanization and automation of manufacturing processes. The prefabrication implies typification and

standardization of elements, as well as the specialization and organization of the work in the chain flow; it reduces the amount of human labor, eliminates (reduces) the subjective errors, and provides coordination and rationalization of all production parameters. Production in closed plants (factories) eliminates the adverse ambient conditions, provides favorable working conditions and prolongs the construction season.

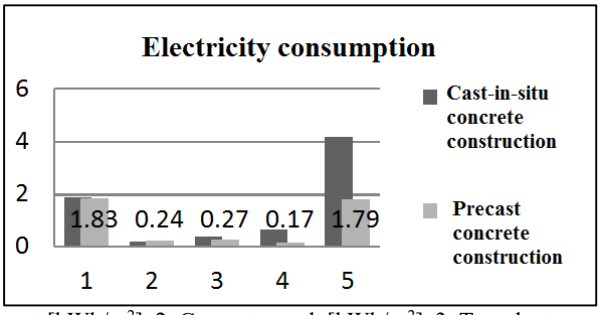
Technical and economic aspects of precast technology can be evaluated on the basis of indicators in the technological analysis model. These indicators provide numerical data on spending basic resources (material, labor, energy) and costs for each phase (production, transport and installation), thus enabling the evaluation of technological similarities, i.e. individually for each element, for each stage, or at the level of the entire structure (entire structure) [5]. Reducing the material consumption, labor and energy per unit product, or m^2 facility surface, has a direct impact on the reduction of individual and total costs.

Attributing to the technologic assessment, (Cao, X., et al. 2015) performed a study in China that compared traditional building technology with precast technology [6]. Analyses were completed on a 9-storey-high residential buildings with similar surface (P_{TT} = 23.401m^2, P_{PT} = 23.068m^2). The graphs in Fig. 1 and 2 display the results of a comparative analysis of the material consumption and energy consumption for these two construction technologies, giving priority to precast technology in all aspects [7].



1. Steel [10kg/m^2], 2. Concrete [m^3/m^2], 3. Timber [kg/m^2], 4. Water [m^3/m^2], 5. Mortar [kg/m^2], Insulation [kg/m^2]

Fig 1. Material consumption comparison between Cast-in-situ concrete construction and precast concrete construction (Cao, X., et al., 2015)



1. Reinforcement [kWh/m^2], 2. Concrete work [kWh/m^2], 3. Templeate work [kWh/m^2], 4. External finishing work [kWh/m^2], 5. Transportation work [kWh/m^2

Fig. 2. Electricity consumption between Cast-in-situ concrete construction and precast concrete construction (Cao, X., et al., 2015)

Production of concrete precast products in closed spaces (factories) allows the work to be completed independent of weather conditions, as well as the application of high-tech modern production process, which directly affects the capacity of the production line and the production costs per unit product. The production of precast concrete elements under controlled climate conditions preserves the quality of input materials (deposited adequately and protected from weather conditions), enables the optimal

use of material, as well as precise control of the quantity and quality of input components. The control of all stages of the production cycle leads to the high quality (dimensional tolerance, surface treatment) and the durability of a prefabricated element [1]. The spatial organization of the production facility implies positional and dimensionally defined storage of all incoming components; thus, all required materials are delivered to the factory and not to each site individually, as is the case with traditional construction technology. The centralization of delivering materials and the use of available (local) materials reduces the cost of material transport.

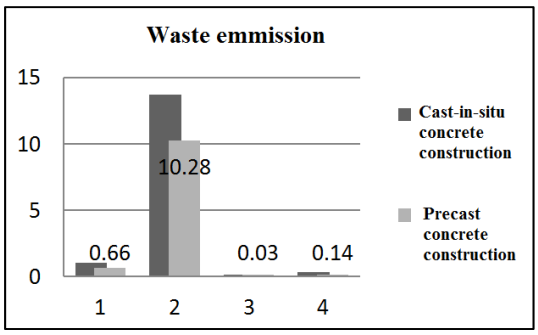
3. ECOLOGICAL AND SOCIAL ASPECTS OF PRECAST BUILDING TECHNOLOGIES

At the end of the twentieth century, waste has become one of the greatest environmental problems in most countries of the world. Waste management is one of the priorities of every society, since adequate waste management reduces its negative impact on the environment and can increase the quality of life. Quality waste management leads to the reduction in the mass production of new waste, finding ways to recycle and reuse the existing waste, as well as safe and economically viable waste disposal [1].

The amount of waste generated in the production of concrete elements (precast elements) in closed production facilities can be reduced to a minimum by controlling input components (material) consumption, using the mechanization, specialized task brigades, and a larger number of metal molds used. During the precast process, the waste occurs in the form of hardened concrete, with or without reinforcement, steel reinforcement and other steel elements (for handling during transport), a variety of wood-base materials (chipboard), fresh concrete (production), sludge (concrete cutting, equipment wash), insulation materials, oils from equipment coating, and the like.

Precast elements are delivered to the site ready and are mounted directly from the means of transportation, thus reducing the amount of waste material at the construction site, keeping it from air pollution and soil pollution. Dry-mounted and easily disassembled elements are more accessible for recycling, i.e. they allow easy sorting of recyclables. By reducing the amount of waste at the site, costs of its transportation and disposal are reduced as well. The ecological aspect of prefabrication implies the usage of natural materials, but also the production of precast elements based on recycled materials. Factory production allows easier collection and sorting of excess material (waste).

The comparative values of the waste quantities per material for the observed technologies demonstrate the advantage of prefabrication in this aspect as well (Fig. 3).



1. Steel [10kg/m^2], 2. Concrete [m^3/m^2],
3. Mortar [kg/m^2], 4. Insulation [kg/m^2]

Fig. 3. Waste consumption comparison between cast-in-situ concrete and precast concrete construction (Cao, X., et al., 2015)

Production in closed plants facilitates the condition control in the production area, ensures healthier and safer working environment to employees, a quiet and clean space (free of dust and toxic fumes), and a pleasant working environment (with a controlled temperature and humidity conditions), protected from adverse weather conditions. In the precast production, the largest sources of pollution can be identified and controlled. The production of concrete, which causes contamination in the form of dust and noise, can be solved by using the closed system for the transport of cement, aggregate and

concrete. Modern machinery regulates the noise level. The use of materials which may be harmful to a certain degree has been reduced to small amounts (concrete admixtures, lacquer, colors, epoxide), and their harmful effects in factory conditions are controlled by proper air conditioning in the areas where they are used, while the waste is easily collected, sorted and disposed in an environmentally sound manner.

The impact on the environment with the comparative values of indicators for both building technologies is displayed in Table 1 [6].

Table 1. Environmental profiles of TRB and PRB construction

	Traditional building technology (TRB)	Precast building technology (PRB)
Emissions		
CO_2	2.15E+02	1.93E+02
SO_2	1.13E+00	1.01E+00
NO_x	9.49E-01	9.14E-01
CO	3.06E+00	3.05E+00
CH_4	3.39E+00	3.36E+00
COD	4.39E-01	4.29E-01
SS	1.32E+01	1.31E+01
HCl	5.32E-03	2.70E-03
Oil	2.05E-02	2.03E-02
Dust	2.53E+00	2.47E+00
HC	1.61E-03	8.12E-04
Solid waste	1.03E+03	1.02E+03

4. SUSTAINABILITY CRITERIA

In the context of sustainability, researchers in [8] recognized the need to identify criteria based on which it is possible to evaluate construction technologies. This research has identified 33 criteria grouped into the following criteria: economic (16 criteria), social (8 criteria), and environmental (9 criteria). The requirements of different stakeholders in the project were considered, including customers, IT experts, engineers, contractors and manufacturers of precast elements, in order to outline their perception of the importance of criteria. The factor analysis generated 7 synthesis criteria that include various aspects, which include the factors of economic nature: "*quality*", "*initial costs*", "*long-term costs*", and "*constructability*"; then environmental factors: "*environmental impact*"; and social factors: "*impact on health and community*" and "*architectural impact*" (Fig. 4).

The production of precast elements (components) in the closed space (factory) with air-condition controlled environment, with advanced technology and technically well equipped, has a direct impact on the quality of manufactured elements. The factories for the production of precast elements have stricter quality control systems and more structured environment in comparison to the building sites. The quality of the process is ensured by well-trained people who run and control it. A high level of integrated design is also provided, since all the key stakeholders in the project, representatives of investors, designers, engineers, contractors and subcontractors provide a valuable contribution to the project. Thus, a more structured environment presents a guarantee for the better quality concrete elements.

For the prefabrication (assembly), costs are not easy to assess. Greater costs are associated with the costs for transporting precast elements and the cost of additional equipment for the assembly of precast elements. Transportation costs are directly proportional to the number of transport vehicles and the unit cost of delivery. Other restrictions related to the transport costs are the limited scale of precast component production and the permissible weight and volume determined by the highways. However, if the projection includes the repetition of standardized building elements which can be performed by mass production of precast components, a good communication is achieved between the precast element manufacturer and the contractor, and the initial precast costs can be reduced.

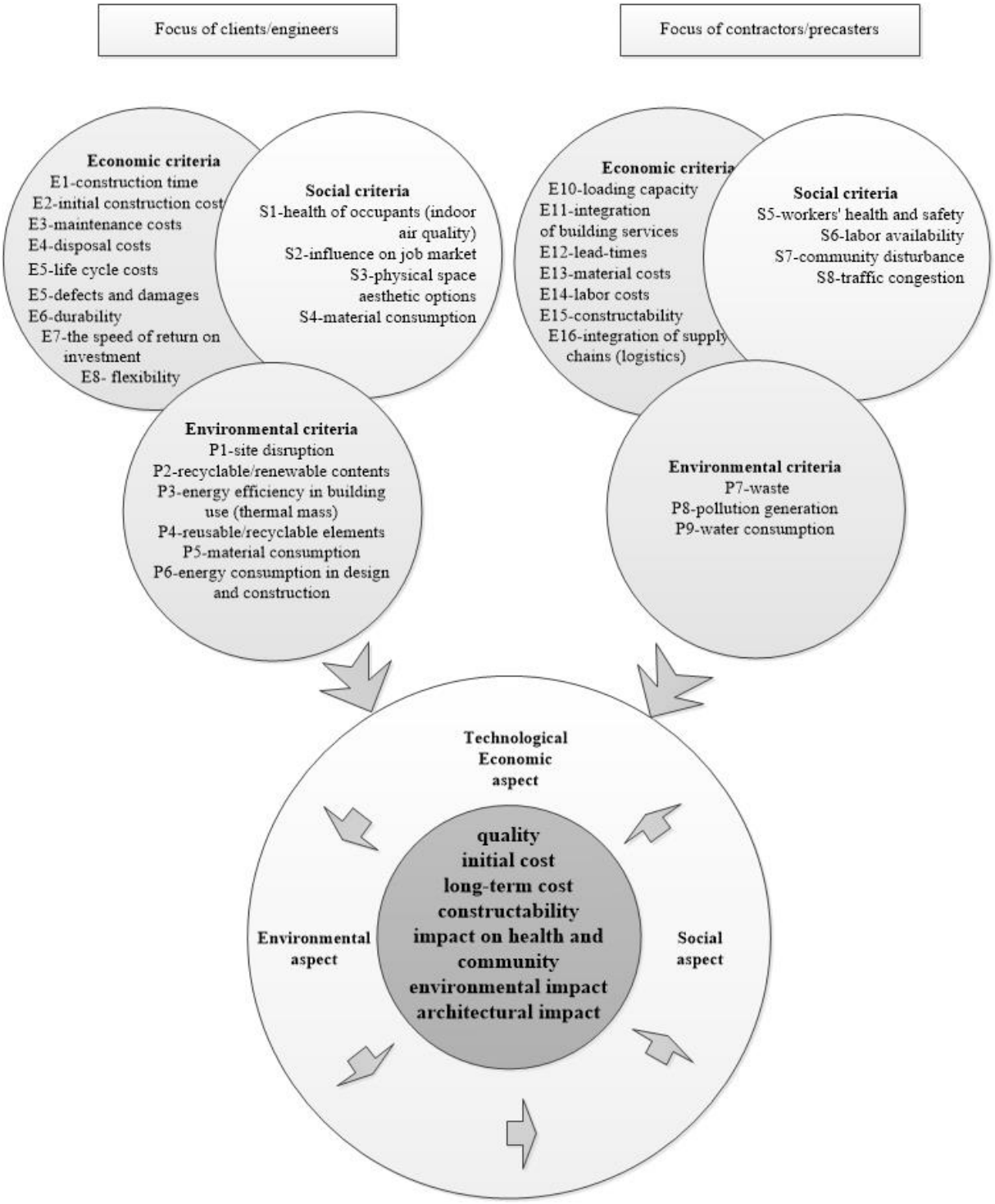


Fig 4. Sustainability criteria

On the other hand, the application of precast technology can reduce long-term costs. Controlled factory conditions in element production, adequate joints and reinforcement of concrete imply more qualitative elements, as well as increased resistance to weathering and corrosion. The possibility of producing larger size elements (panels) reduces the demanded number of joints, cuts assembly time and minimizes the number of potential weak points that can compromise the structure or the aesthetic appearance of elements. The ensured durability of elements requires little or no maintenance throughout the life cycle of the building (to preserve the original appearance and limit corrosion, stains or loss of color). After examining the long-term costs, by adopting the cost estimate approach during the total life cycle, the impact of the initial investment in prefabrication can be greatly reduced.

If the term “constructability” in the context of selected criteria (Fig. 4) presents the extent to which the project facilitates the efficient use of resources and improves the ease and safety of construction, construction technology with a high level of constructability means the improved flow in the construction material management from suppliers, excellent integration of all types of services, continuous building process, and shortening of construction time. Precasting provides materials mainly from stable manufacturers, while mass production enables the purchase in large quantities. This makes the relationship between the precast plant (factory) and suppliers more reliable and long-lasting, improving the constructability. Namely, a continuous uninterrupted production and assembly of precast elements (components) is perfect for construction process monitoring.

Precast has many environmental advantages during the construction process, as well as during the life cycle of the building. The entire production of elements is completed in a production plant, where the strict control of material quantities is achieved, while waste materials are more easily reused / recycled, resulting in an effective reduction of waste. In comparison with the in-situ construction, prefabrication on average reduces the level of waste from 65% up to 70% [9].

Precasting (assembly) has a positive effect on the health and safety of employees, due to the cleaner and safer working environment. It also contributes to the health of future tenants at the stage of building usage. The assembly elements are manufactured in a controlled factory environment, using dry materials, and the low level of moisture in new buildings is associated with the reduced risk of chronic health problems for tenants. Precast buildings shorten the duration of the site activities, which definitely reduces noise, dust, and other contaminants faced by nearby communities. The method of assembly is particularly desirable in urban areas where it is necessary to provide minimum interruption of traffic. Precast concrete elements are typically large components, which reduces the required routes of transport, thus being less disruptive within often already congested city traffic. On the other hand, the performance of the object “in situ” is associated with noise, dust, and air pollution, while frequent transport of materials and equipment is necessary, contributing to even more congestion.

Rationally designed precast elements enable the manufacture of open structural systems, with minor restrictions (they increase flexibility) in the design and usage of space. In addition, a higher potential and the automation level (e.g. digital production) and the implementation of intelligent management systems under controlled factory conditions, provide the aesthetics of the final solutions (in various forms, precise dimensions, accuracy and consistency, texture) to the structure, and results in solutions that are generally unreachable for concrete made in situ. The elements can be therefore manufactured in various shapes, colors and textures, providing them with versatility in aesthetics, design and usage. Precast elements have a high degree of resistance to a number of impacts, they can provide good thermal and sound insulation, and thus they contribute to maintaining uniformity of interior temperature, improving the user comfort, but also reducing the total life cycle costs of the building.

5. CONCLUSION

Precast technology can be applied in a number of projects that focus on efficiency, which is primarily related to the efficiency in the use of materials and in labor; hence, the optimal solution is the one that has to provide savings in resources, construction time and costs. Systems in precast concrete are the fastest systems for construction. Precast technology is known for its smaller negative effects at the site, for aiding in healthy environment maintenance, for reducing the amount of solid waste at the site, for reducing the depletion of natural resources, and for reducing emissions of air and water pollution.

When observed generally, stressing the importance of sustainable construction, the precast construction technology has numerous advantages compared to traditional construction: efficiency in the manufacturing process with higher potential savings, shorter construction time, lower total construction costs, improved quality, reduction of errors and defects, increased durability, better architectural appearance, better working conditions, increased predictability and control, lower negative impact on the construction site and the location, improved health and safety at work, conservation of materials, less waste at the site, fewer emissions into the environment, and reduced energy and water consumption.

ACKNOWLEDGEMENTS

The work reported in this paper is a part of the investigation within the research project TR 36017 "Utilization of by-products and recycled waste materials in concrete composites in the scope of sustainable construction development in Serbia: investigation and environmental assessment of possible applications", supported by the Ministry for Science and Technology, Republic of Serbia. This support is gratefully acknowledged.

REFERENCES

[1] Dražić, J., Trivunić, M., Mučenski, V., Peško, I. (2011). Prefabrication in the Context of Sustainability, International Symposium about Research and Application of Modern Achievements in Civil Engineering in the Field of Materials and Structures, Proceedings, Society for Materials and Structures Testing of Serbia, 2011, Tara, pp. 471-478.

[2] USGBC (U.S. Green Building Council), Green Building Research, 2009 http://www. usgbc.org/DisplayPage.aspx?CMSPageID=1718.

[3] Trivunić, M., Dražić, J. (2009). Montaža betonskih konstrukcija zgrada, drugo dopunjeno izdanje, Univerzutet u Novom Sadu, FTN Novi Sad, AGM knjiga Beograd, str. 1-277.

[4] Vuković, S., Dražić, J. (2000). Automation of production processes in prefabrikation - present state and tendencies, INDIS 2000, Knjiga 2, Novi Sad, str. 155-164.

[5] Dražić, J. (2018). Assessment of a Structure's technobility, iNDiS 2018., 14. International Scientific Conference, University of Novi Sad, Faculty of Technical Sciences, Department of Civil Engineering and Geodesy, Department of Architecture and Urban Planning in cooperation with Association of Structural Engineers of Serbia, Proceedings, novembar (21-23), 2018, Novi Sad, pp.583-590.

[6] Xinying Cao, Xiaodong Li, Yimin Zhu, Zhihui Zhang (2015). A comparative study of environmental performance between prefabricated and traditional residential buildings in China, Journal of Cleaner Production 109 (2015) 131-143.

[7] Hyojung Lee (2016). Sustainability of precast sandwich pane*l* (Helsinki Metropolia University of Applied Sciences, Degree Insinööri (AMK), Bachelor of Engineering, Degree Degree Programme in Civil Engineering, Thesis, Date 02 June 2016.

[8] Ying Chen, Gül E. Okudan, David R. Riley (2010)**.** Sustainable performance criteria for construction method selection in concrete buildings, Automation in Construction 19 (2010) 235–244.

[9] Jaillon, C.S. Poon (2008). Sustainable construction aspects of using prefabrication in dense urban environment: a Hong Kong case study, Construction Management and Economics 26 (9) (2008), 953–966.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

CS - 4

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

LIGHT CONCRETE STRUCTURES

Patrick FORMAN[1], Peter MARK[2]

ABSTRACT

Reinforced concrete (RC) structures are mainly limited to elementary geometries with cubic shapes. The design is often dominated by simple formworks and not with respect to the principle stresses. Thereby, non-necessary material is used resulting in supplementary stresses which must be carried by additional reinforcement. Thus, concrete structures bear a great potential of weight reduction, since the material poses the feasibility of free shaping.

Topology optimization, already used in many engineering fields, is a useful tool for the designing engineer. It helps to design global structures as well as to identify and dimension reinforcement patterns and stiffeners following the flow of stresses. Advanced steered optimization methods integrate material or structural characteristics of the optimized structures. Thereby, the membrane stiffness of shells can be strengthened within the form-finding process or multi-material approaches integrate compressive (concrete) and tensile (steel) behavior within the design of RC structures. These pose the potential to save material costs while ensuring required load-bearing capacity and structural stiffness. In the contribution structural concepts are derived and then transferred to test specimens to show the feasibility. In experimental investigations the load bearing capacity and structural stiffness with weight reduction of approx. 85 % could be demonstrated.

Keywords: *Topology optimization; Multi-material approach; Hybrid structure; Steering; UHPFRC*

[1] Dr.-Ing., Institute of Concrete Structures, Ruhr University Bochum, Bochum, Germany, patrick.forman@rub.de
[2] Prof. Dr.-Ing. habil., Institute of Concrete Structures, Ruhr University Bochum, Bochum, Germany, peter.mark@rub.de

1. INTRODUCTION

Concrete structures are associated with heavy weight, simple cubic forms and solid cross-sections. They are primarily loaded by their self-weight. Most of the used material is statically not necessary. For example, in tensile zones concrete is only used as a cover to avoid corrosion and secure durability. However, concrete poses the ability of free shaping. Normal strength concrete and simple formworks can be sufficient when inherently robust designs are preferred. But, the use of high-performance concrete and non-corrosive reinforcements offer a wide range of building opportunities. By means of topology optimization [1,2] concrete structures can be designed following the flow of stresses with only the required material, hence with reduced material amounts.

2. TOPOLOGY OPTIMIZATION

Topology optimization varies the distribution of material (by means of a pseudo-density) within a pre-defined design space aiming for stiffness maximization (or compliance minimization, respectively) of the structure subject to a volume constraint [3,4]. For structural engineering, especially for reinforced concrete structures, it can be used as a tool for:

- Global form-finding of structures like shells, arches and truss structures (e. g. [5])
- Design of cross-sections as solid, hollow core or with stiffeners (e.g. [6])
- Local form-finding of reinforcement pattern with sizing (e. g. [7])

The optimization offers the possibility of steering the procedure and thus the computational results by means of penalization. The SIMP (Solid Isotropic Microstructures with Penalization) approach, which is the basis of most topology optimization methods, steers the distribution of material within the design space. Thereby, the material distribution can be controlled to generate a “1-0-design”, which means the design space should only consist of elements with full material (“1”) or no material (“0”). Otherwise, a graded distribution with intermediate densities would result which might not be suitable to identify structures that are appropriate for real executions.

Advanced steering methods integrate specific characteristics of the material or the manufacturing process. Some examples (with particular regard to RC structures) are:

- Prefer compression for structures made predominantly from concrete and penalize tensile areas, and vice versa for a predominantly steel use [8]
- Consider the characteristic material-specific properties of materials, hence penalize concrete in tension-dominated domains, and vice versa, steel in compression-dominated structural members [5]
- Preferring of membrane stiffness while penalizing bending and shear stiffness for shell structures
- Steering of reinforcement patterns to avoid special types of reinforcement (e. g. shear) for less installation efforts [7,9]

This leads to light concrete structures with a direct load transfer and most often an enhanced aesthetic appearance. Nevertheless, most engineering structures are unique. Here, modularization of optimized structures and lean manufacturing methods (already established in mechanical engineering) [10] can be conferred to structural engineering offering serial production of single components for a more simple and effective production.

3. EXAMPLES

3.1. Shells for solar parabolic trough collectors

Parabolic trough collectors focus the incident solar radiation onto line-like absorbers to heat up a heat fluid. In a downstream power block, electricity is gained. Due to high demands on accuracy of the solar concentration, a sufficient stiffness of the shell structures have to be ensured. In recent research projects between the TU Kaiserslautern, Ruhr University Bochum and other industrial as well as

research partners slender shell designs have been development, optimized and built [6,11-13] as an alternative to conventional steel framework collectors [14,15].

For further cost savings by means of material reduction, modified approaches for topology optimization have been developed. These ensure robustness by means of the integration of different load cases and, therefore, the expansion of the objective to a weighted sum of the compliance due to the varying load situations [6,16]. Another method is to directly steer the separate stiffness components. For example, shell designs can be generated which prefer membrane stiffness and (numerically) avoid bending and shear stiffnesses. Fig. 1 compares the standard topology approach for a shell (left) with the separated stiffness components of the modified one.

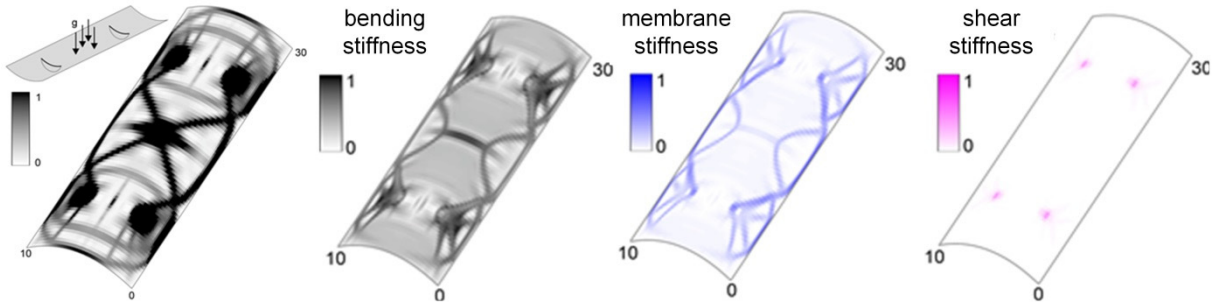


Fig. 1. Density distribution of a shell from standard topology optimization (left) and modified approach with separated stiffness components (right)

3.2. Multi-material tension/compression design

In combination of the 3-phase SIMP approach [2], now including two materials (and void space) with a heuristic enhancement of tension- or compression-only material [5], it is possible to generate structures optimized for RC or hybrids. Thereby, the material specific characteristics of concrete (compression-only) and steel (tension-only) are integrated into the topology optimization process. With the benchmark of a conventional RC beam with a rectangular cross-section in a 4-point bending test, a topological optimized truss structure is derived (Fig. 2). It can be separated into mainly compression struts (blue) and tensile ties (grey), which are transformed into a hybrid truss structure made from ultra-high performance steel fiber reinforced concrete (UHPFRC) for the struts and uncovered structural steel type S355 for the ties. As a result, the RC beam's weight is reduced by approx. 85 %. The aim is to maintain the load bearing capacity as well as the structural stiffness of the RC beam, what could be verified in tests [17].

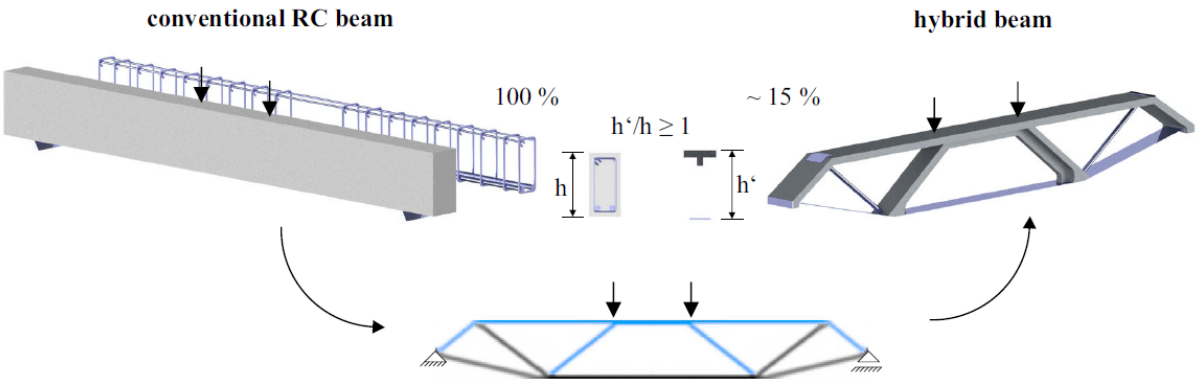


Fig. 2. Transformation of a conventionally reinforced concrete beam to a weight-optimized hybrid concrete-steel beam by means of topology optimization [5]

It could be shown that the majority of the self-weight can be avoided, but there is still a need for further research with respect to demands in robustness, a sufficient safety concept for slender structures and a precise manufacturing.

4. OUTLOOK

Topology optimization has shown the potential for the design of light-weight RC structures. Though they are significantly material-efficient, they often cannot be built economically by means of conventional manufacturing methods. Due to their uniqueness, modularization seems to be an appropriate method for a new manufacturing concept of these structures. Therefore, in the framework of the priority program SPP2187 "Adaptive modularized constructions made in a flux" (www.rub.de/SPP2187) methods for the modularization of structures into similar components made from high-performance materials are investigated. Thereby, the gap between optimized designs and appropriate serial manufacturing methods with enhanced safety concepts will be closed.

REFERENCES

[1] Sigmund, O.; Maute, K. (2013). Topology optimization approaches. Structural and Multidisciplinary Optimization vol. 48, pp. 1031–1055.

[2] Sigmund, O. (2001). A 99 line topology optimization code written in Matlab., Structural and Multidisciplinary Optimization vol. 33, pp. 120–127.

[3] Bendsøe, M.; Kikuchi, N. (1988). Generating optimal topologies in structural design using a homogenization method. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering vol. 71, pp. 197–224.

[4] Bendsøe, M. P. (1989). Optimal shape design as a material distribution problem. Structural Optimization vol. 1, pp. 193–202.

[5] Gaganelis, G. et al. (2019). Tension/compression anisotropy enhanced topology design. Structural and Multidisciplinary Optimization vol. 59(6), pp. 2227-2255.

[6] Kämper, C. et al. (2017). Optimised High-Performance Concrete Shells for Parabolic Trough Collectors. Journal of the International Association for Shell and Spatial Structures (J. IASS) vol. 58, No. 1 March n. 191, pp. 105-119.

[7] Putke, T.; Mark, P. (2014). Fachwerkmodellbildung mit topologischen Optimierungsverfahren. Beton- und Stahlbetonbau vol. 109(9), pp. 618-627.

[8] Smarslik, M.; Mark, P. (2019) Hybrid reinforcement design of longitudinal joints for segmental concrete linings. Structural Concrete, in print.

[9] Putke; T.; et al.: (2016). Wirtschaftliches Konstruieren und Bewehren. Bergmeister, K.; Fingerloos, F. & Wörner, J.-D. (eds.), Betonkalender 2016; Ernst & Sohn, Berlin, 2016, pp. 695-739.

[10] Greinacher, S., Lanza, G. (2015). Optimisation of Lean and Green Strategy Deployment in Manufacturing Systems. Applied Mechanics and Materials vol. 794, pp. 478-485.

[11] Penkert, S.; et al. (2019). Konzeptionierung und Errichtung eines originalmaßstäblichen Parabolrinnenkollektors aus Hochleistungsbeton. Beton- und Stahlbetonbau vol. 114(11), in print.

[12] Forman, P. et al. (2018). A concrete solar collector - From design to assembly in full scale. VGB Powertech, vol. 9/2018, pp. 42-48.

[13] Forman, P. et al. (2015). Light concrete shells for parabolic trough collectors – Conceptual design, prototype and proof of accuracy. Solar Energy vol. 111, pp. 364–377.

[14] Schiel, W. (2012). Kollektorentwicklung für solare Parabolrinnenkraftwerke, Bautechnik vol. 89(3), pp. 182–191.

[15] Geyer, M.; et al. (2002). EuroTrough – Parabolic Trough Collector Developed for Cost Efficient Solar Power Generation. In: Proc. of the 11th SolarPACES International Symposium on Concentrated Solar Power and Chemical Energy Technologies, 4.-6. September, Zürich, Switzerland.

[16] Forman, P.; et al. (2017). Multi-level Optimisation of Parabolic Shells with Stiffeners Made from High-Performance Concrete, in: D.A. Hordijk and M. Lukovic (eds.): High Tech Concrete: Where Technology and Engineering Meet, Proc. of the 2017 fib Symposium, Maastricht, Netherlands, June 12-14, 2017, pp. 2503-2511.

[17] Gaganelis, G.; Mark, P. (2019). Ultra-light hybrid concrete-steel beams, in: W. Derkowski et al.: Concrete – innovations in materials, design and structures, fib Syposium 2019, Krakow, pp. 1114-1120.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

CS - 5

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

APPLICATION OF INTEGRAL BRIDGES

Momtchil IAKIMOV[1], Ivan IAKIMOV [2]

ABSTRACT

Despite their continual improvement, bridge bearings and especially expansion joints remain the fastest amortized elements of a bridge. The normal durability of a joint is up to 15 years - several times less than the main structure. Damage to a joint also leads to damages to the nearby elements. Maintenance and exchange are costly and suppose a stop of the traffic. That is why the trend is to reduce the number of bearings and joints. In the second half of the 20th century seamless bridge structures were developed, in which the number of expansion joints and/or bearings are limited or fully avoided. Are integral and semi-integral bridges applicable everywhere? Are there any restrictions? Are there any official regulations? This paper offers an overview over the existing classifications and regulations about integral and semi-integral bridges in the EU. Some remarkable projects are presented as well.

Keywords: *Integral bridges; Semi-integral bridges*

[1] MSc., Sofia, m.iakimov@web.de
[2] Ph.D, Sofia, iiakimov@mail.bg

1. CLASSIFICATION AND REGULATIONS

The criteria for integral and semi-integral bridges vary across the countries. The widely used German classification is presented in the Table 1 below:

Table 1. Integral bridge classification in the German terminology

<table>
<tr><td rowspan="2">superstructure
abutments</td><td colspan="2">seamless superstructure yes/no</td><td rowspan="2">superstructure
with joints</td></tr>
<tr><td>w/o bearings</td><td>with bearings</td></tr>
<tr><td>w/o bearing
w/o joint</td><td>integral</td><td>semi-integral</td><td>semi-integral</td></tr>
<tr><td rowspan="2">with bearing or joint</td><td rowspan="2">semi-integral</td><td>semi-integral (1)</td><td rowspan="2">conventional</td></tr>
<tr><td>conventional</td></tr>
</table>

(1) At least 2 piers have a monolithic connection with the top structure

2. BUILDING RULES REGARDING INTEGRAL BRIDGES

Table 2 shows the prescriptions for mandatory application of integral bridges in some developed countries.

Table 2. Mandatory application of integral bridges

Country	bridge length	Exclusions	Valid since	Remark
USA [9], [10], [11]	varies from state to state	vary from state to state	1930 (*)	(*) Pioneer is California
United Kingdom [1], [8]	< 60 m	big slopes	1996	Requirement
Austria [7], [13]	< 40 m	-	2011	Requirement
Switzerland [6], [13]	“always when possible”	-	-	Requirement
Germany [2], [3], [4], [5]	“always when possible”	-	2005	Recommendations

3. EXAMPLES OF INTEGRAL BRIDGES

Integral and semi-integral steel and reinforced concrete bridges had been built long before any regulations on them were issued. Further on we display some examples. We underline that these are not the only examples in a country. We tried to select the most illustrative one.

3.1. Integral bridges in Germany

In 1979 the semi-integral highway bridge in Kocher valley was finished. Total length is 1128 m., with 4 interim piers, monolithically connected to the superstructure. two piers with upper joints and two – before the abutment with sliding bearings.



Fig. 1. Kochertal bridge (1979), Germany

The six-storey car park with 8200 parking lots at the new Stuttgart Fair was built in 2007 over a highway transport junction. The steel truss structure with a height of six floors has a parabolic upper belt, no bearings and no joints, fully integral grid on steel columns. realized with longitudinal incremental launch. Total length is 440 m, Spans are 35.60 m - 17.80 m - 35.60 m - 2 × 27.90 m - 19.30 m - 4 × 20.00 m.



Fig. 2. Bosch parkhaus bridge at the New Stuttgart Fair, Germany

3.2. Integral bridge in Italy

The construction of the Isola - della - Scala bridge near Verona began in 2001. Initial project included following spans: 11*29,9 + 11 * 31,00 + 29,9 = 400,8 m, with conventional single-span pestered beams. When the construction stopped in 2003 due to economic problems, the substructure had been already completed and the beams were mounted - 6 pcs per span. As the building process was resumed in 2006, the contracting authority proposed an innovative solution: the top structure should be redesigned as integral, without bearings and without deformation joints, while keeping the pillars, supports and all beams –mounted just like cast but not mounted. In 2006, after a three-year construction stop, part of the slab above the pier caps was rebuilt as seamless. Bridge was completed in one year and opened in 2007. No operational problems have been registered since then [12], although it is one of the longest integral multi-frame bridges worldwide.



Fig. 3. Construction of Isola-della-Scala Bridge (2007) near Verona, Italy

3.3. Integral bridge in Belgium

The 12-kilometer A11 motorway linking the cities of Bruges and Knokke shortened the trip between the two cities from 35 min. to 7 min. Project was finished in 2017 under the condition of a 20-year PPP. In order to minimize the maintenance costs the private contractor Via Brugge JSC undertook a redesign of all planned bridges into integral and semi-integral. Especially noteworthy is the bridge K302 over Stationsweg and the Boudewijn Canal which leads to the Port of Zeebrugge. Length of the multiframe structure is 650 m, with regular spans of 35.0 m and maximal span of 55.0 m, width is 35.20 m, all in a circular curve.



Fig. 4. K302 Bridge (2007) near bear Bruges, Belgium

3.4 Integral bridge in Bulgaria

In 2005 - 2006 a 332 m semi-integral multi-frame bridge with 22 spans each 15.00 m was constructed along the Sofia ring road in front of the Hyundai car dealership. The structure is straight in plan and convex curved in profile. It contains no bearings. It has one extension joint at each of the ends, thus the full length (332 m) between abutments is free of bearings and joints. The top slab of the east abutment is designed as a friction damper (slab on slab sliding) for seismic impacts.



Fig. 5. Finishing works of the Bridge on Lane 5 of Sofia ring road (2006)

4. OUTLOOK

Following details shall be considered when implementing integral bridge solutions

- Bridges with total length < 60 m make about 90% of all bridges vs. 10% longer than 60 m
- Costs of these 90% are up to 40% of the total and the opposite, the 10% bridges > 60 m have a 40% share of the overall investments
- Countries that have introduced requirements for mandatory design of integral bridges have also issued respective regulations in the form of guidelines how this should follow
- 40 m to 60 m integral straight bridges are already routine; horizontally or vertically curved structures allow significant increase of this length
- Natural observations show substantial differences between the thermal actions assumed in Eurocode 1 and the real thermal impact.
- As a rule dilatation-related pressure of abutments on the earth slopes does not exceed the elasticity of the soil
- Lining up of semi-integral sections can produce bridges of unlimited length – this experience is especially evident in the rail road construction

REFERENCES

[1] Design Manual for Road and Bridges, Part 12, BD 42/96Amendment №1.(2003). "The Design of Integral Bridges" UK Highways Agency, Londin.

[2] Poetzl, M.; Schlaich, J.; Schaefer, K.(1996); Grundlagen fuer den Entwurf, die Berechnung und konstruktive Durchbildung lager– und fugenloser Bruecken. Beuth Verlag, DAfSb; H. 461, Berlin.

[3] Bundesministerium fuer Verkehr – Abteilung Strassenbau, Bohn; Ruhrberg,R.(1994). Schaeden an Bruecken und anderen Ingenieurbauwerken. Ursachen und Erkentnisse. Dokumentation. Verkehrsblatt-Verlag, Dortmund.

[4] Stephan Engelmann u.a. Entwurfen und Bemessen von Betonbruecken ohne Fugen und Lager.(2000) DAfSb, seite 124.

[5] Brueckensamt fuer Strassen ASTRA, Konstruktive Einzelheitrn von Bruecken, Kapitel 3, Brueckenende.(2013). www.astra.admin.ch am 15.12.2013.

[6] Walter Kaufmann, Forschungsbericht № 629, Integrale Bruecken – Sachstandbericht.(2008). Eidgenoessisches Departement fuer Umwelt, Verkehr, Energie und Komunikation UVEK, Bundesamt fuer Strassen, Bern.

[7] ASFINAG Planungshandbuch Bruecke Bau V.3.O. Wien, www.asfinag.net

[8] Hassiotis, A.S., Roman, E.K.(2005).Survey of current ussues on the use integral abutment bridges, Bridges Structurs, Vol. 1, № 2, juneb2005.

[9] Martin, P., Burke Jr.(1996).The Genesis of Integral Bridges. Concrete International. Waxhington.

[10] Zordan, T., Briseghella, B.(2007).Attainment of Integral Bridge trough the Refutbishment of a Simply Supportet Structure. Structural Engineering International SEI, Issue 3.pp228 – 234.

[11] Lan, C.(2012). On the Performance of Super-Long Integral Abutmant Bridges. Parametric Analysis and Design Optimization, Doctoral Thesis, Engineering of Civil and Mechanical Structural Systems. University of Trento. 24.04.12.

[12] Bolina ingeneria http://bolinaingeneriaa.com/about.phop?id=10

[13] Figi,h.,Menn, Chr.,u.a. (1997). Sunnibergbridge, Klosters, Switzerland, Structurel Engineering International, Vol. 7, № 1.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

CS - 6

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

CONTEMPORARY PREFABRICATED MODULAR STRUCTURAL SYSTEMS FOR MULTI-STOREY RESIDENTIAL BUILDINGS

Yuliya ILIEVA[1]

ABSTRACT

Prefabricated building systems, part of which are the volumetric modular structural systems have proven their efficiency. Nowadays the use of modular technologies has substantially grown up because they offer shorten completion time, superior quality, environmentally friendly solution and require less workers on site than the conventional construction methods. Modular buildings consist of off-site factory-made components and units (called modules) that are transported and assembled on-site to form an entire building. The aim of the current paper is to explore the contemporary prefabricated modular structural systems for multi-storey residential buildings. In order to reduce the volume of the current paper, the research concerns only lightweight volumetric units. Selected examples of modular buildings were shown and analyzed. The main groups of prefabricated modular structural systems were systematized according to their constructional characteristics. Special attention was paid to their specific features, their advantages and disadvantages, as well as to the elements that they include. There are four main types of structural systems that can be applied to modular multi-storey residential buildings - concrete core structural system, podium structural system, skeletal structural system and non-skeletal structural system. Lightweight volumetric modular structural systems are extensively used for low-rise buildings and further attract strong interest for multi-storey buildings. They allow the creation of various architectural shapes. Concrete core structural system is the most common one for multi-storey residential buildings. Podium structural system is very often combined with a concrete core. Non-skeletal structural system is applicable to low-rise and mid-rise modular structures because it relies only on the load bearing capacity of the modules. Podium structural system and skeletal structural system provide opportunities for planning open areas. Lightweight volumetric modular structural systems exhibit a stable line of evolution and have great potential for further improvement in architectural and technical aspect.

Keywords: *Prefabricated modular structural systems; Lightweight volumetric units; Multi-storey residential buildings; Architecture*

[1] Assoc. Prof. PhD Architect, Faculty of Architecture, University of Structural Engineering & Architecture (VSU) "Luben Karavelov", Bulgaria, yuliya_ilieva@vsu.bg

1. INTRODUCTION

Prefabricated building systems, part of which are the volumetric modular structural systems have proven their efficiency. Modular construction offers improved quality and accuracy in manufacture, the maximum degree of factory completeness, speed of installation on site, less workers on site and a more environmentally friendly solution than the conventional construction process. Lawson et al. [1] state that modular construction can reduce site wastage up to 70 per cent compared to site-intensive construction methods. The prefabricated modules can be refurbished and re-used. There is adequate evidence to show that the modular construction system is more efficient in meeting global demands than the traditional method [2]. Despite the advantages of modular construction, the private sector still relies heavily on the traditional on-site construction method. The current range of applications of prefabricated modular structural systems is in cellular-type buildings with repetitive units such as apartments, student residences, hotels, schools, kindergartens, hospitals, offices and others. Modular constructions are extensively used for low-rise buildings and further attracts strong interest for multi-storey buildings. Prefabricated modules demonstrated satisfactory performance under static, dynamic impact, cyclic, seismic, blast, fire and long-term sustained loading [3]. There is pressure to extend this form of construction to more than 12 storeys for residential buildings [4].

Modular buildings consist of off-site factory-made components and units (called modules) that are transported and assembled on-site to form an entire building. Modules as large-scale spatial elements include a support structure, an enclosure structure, building installations and equipment. Depending on the materials they are made of and their weight, the volume units are heavy (reinforced concrete) and light. The supporting structure of the lightweight modules is mainly of steel or wood. Researchers are now investigating the capabilities of fibre reinforced polymer (FRP) composites to replace the traditional materials in prefabricated building applications.

The aim of the current paper is to explore the contemporary prefabricated modular structural systems for multi-storey residential buildings. In order to reduce the volume of the current paper, the research concerns only lightweight volumetric units. Selected examples of modular buildings were shown and analyzed. The main groups of prefabricated modular structural systems were systematized according to their constructional characteristics. Special attention was paid to their specific features, their advantages and disadvantages, as well as to the elements that they include.

2. DESIGN CASES

One9 Apartment Building (Fig. 1.) is a ten storey modular building built in one of the inner suburbs of Melbourne, Australia. It consists of 34 one- and two-bedroom contemporary apartments which are designed for energy efficiency and comfortable liveability. The above ground modular floors were assembled on site in as few as five days. [5] The modules were clustered around a precast concrete core. They were supplied complete with the facades and fully fitted with a combination of natural timber floors and high grade carpets, built-in wardrobes, and full-length balconies. The facades incorporate sliding privacy screens for sun protection to the western elevation and a floating portal frame to the north elevation. One9 Apartment Building was completed in November 2013. [6]

Paragon building (Fig. 2.) is located in Brentford, West London, UK. The 5 housing blocks, incorporate 1060 accommodation units. They were built for 22 months. The project includes 839 bed dormitory for students, 221 units for workers, shared ownership homes and some academic facilities for the university. The buildings are from 11 to 17 stories. The modular component is built over a concrete podium which provides below grade parking and slip formed or poured-in-place concrete core included elements such as the stairs and elevator shafts. The project is a case study of modules stabilized by a concrete core. The modules were manufactured with integrated corridors in which half of the corridor was included in each module. In the corridor arrangement, horizontal loads are transferred via in-plane bracing in the corridors and are again connected to the core. The distance of the outer module from the core was limited by the shear force that could be transferred via the corridor or by the travel distance for life safety. The 17 storey building consists of 413 modules. Modules are 2.7 m to 4 m wide, which is the maximum for highway transport in the UK. The plan form is

presented in Fig. 2b, which shows the many variations in room layouts that were possible using corner-supported modules. [1]

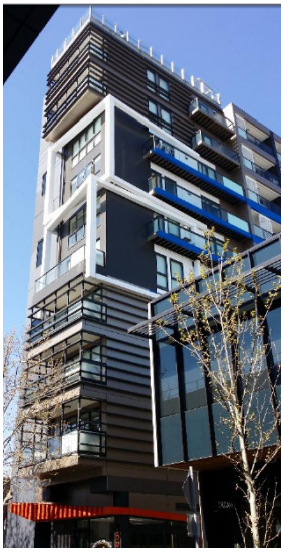
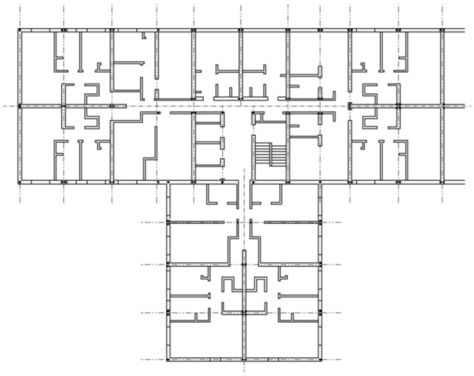


Fig. 1. One9 Apartment Building in Melbourne, Australia, 2013[5]



a)



b)

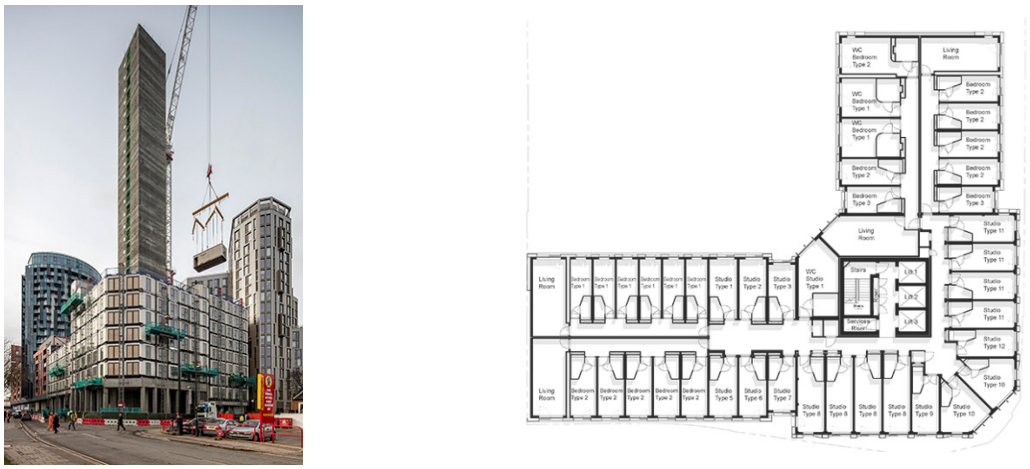
Fig. 2. Paragon building, Brentford, West London, UK, 2007: a) the building during construction; b) typical floor plan of Paragon building [1]

A 25-story modular high-rise building is presented in Fig. 3. It is located in Wolverhampton, England. The apartment complex consists of three blocks of 8 to 25 stories and in total includes 824 modules. The average module size is 21 m^2 but the maximum size was as large as 37 m^2. The project started on site in July 2008 and finished in August 2009. [1] It provides accommodations for the growing student population of the University of Wolverhampton. Site piles were driven and capped. A ground floor with long spans for street level uses and student common areas was built of poured-in-place concrete above them. It was designed to act as an architectural plinth as well as a structural transfer beam for the smaller span modular structures above. Each module has its own structural steel frame designed to carry the load of modules above it. The modules also include concrete floors, drywall walls and ceilings, and a fire-rated envelope. All modules are pre-fitted with plumbing, fixtures, finishes, cabinets, and even furnishings before shipping. A rain-screen facade is applied over factory-installed waterproofing. [7]



Fig. 3. 25-story modular high-rise building in Wolverhampton, England during construction, 2009 [1]

Apex House (Fig. 4.) rises to 28 storeys and was completed for just one year. It is a block of student accommodation situated in north-west London, near the Wembley Stadium. Apex House is the tallest modular tower in Europe, rising to 81 meters. It comprises 679 separate modules. The building frame is actually a hybrid, comprising a reinforced concrete core, concrete foundations, and a series of concrete columns, at ground level, that support a transfer slab on level two. The transfer slab provides vertical support for all the modules above, which are stacked one on top of the other. The modules are produced in eight different configurations. A typical module is a student room, containing a bedroom, a study area, a kitchen and a bathroom (Fig. 4b). The self-contained units are delivered with all services, light fittings, switches, socket outlets and internal finishes. Half of the modules include a section of corridor. Larger modules, installed at the corner of the tower, house common areas with a shared living/dining space. The concrete core provides lateral support for the modules, as do two steel bracing structures at the end of the two wings. Concrete floors in the modules act as a "diaphragm" to channel lateral loads into the core. In addition, the modules each incorporate thick steel corner posts, designed to transfer vertical loads down into the foundations. The walls of modules are mostly infill structure, including boards for fire protection and internal finishes. [8]



a) b)

Fig. 4. Apex House, London, England, 2017: a) the building during construction; b) typical floor plan of Apex House [8]

The Moho (short for modular housing) is a prefabricated modular apartment building of 7 storeys (Fig. 5). It also features a convenience store, two bar/restaurants and offices on the ground floor. Moho is located in Manchester, England. The building was completed in 2006. It is composed of prefabricated

“living pods”. Each pod is designed around a central bathroom and kitchen area, with the living space and bedrooms either side. A large timber decked balcony allows for private outdoor space in addition to the resident’s communal garden. The project began with the construction of two floors of a concrete underground car park substructure. While this was going on the pods were being constructed in York. Once the car park was completed the pods were brought to Manchester on lorries. Based on stacking factory built fully fitted prefabricated units onto pre-prepared structural steelwork cores and a central circulation spine, the living accommodation was erected at a rate of 6 apartments a day for the 100 apartments. [9]



a)



b)

Fig. 5. Moho, Manchester, England, 2006: a) the building during construction; b) the building after construction [10]

Tempohousing (Fig. 6) is the world’s first and largest container campus for students. It is located in Keetwonen, Amsterdam, the Netherlands. The project started at the end of 2005 and was completed in May 2006. A construction speed of 150 homes per a month was achieved. The total number of modules is 1034, including those for housing, common areas, a cafe and a laundry. [11] Living in a converted shipping container was a new concept in the Netherlands when launched by Tempo housing. The city of Amsterdam took the step to contract Tempo housing to go and realize it. The initial fears of some people that the container homes would be too small, too noisy, too cold or too hot, all turned out to be unfounded: they turned out to be spacious, quiet and well insulated and certainly offer value for money, compared to other student homes in the city [12]. Residents have individual rooms, each with a bathroom, a kitchen and a balcony.



a)



b)



c)

Fig. 6. Tempohousing, Keetwonen, Amsterdam, The Netherlands, 2006: a) the building during construction; [13] b) the building after construction; [13] c) aerial view of the whole campus [11]

3. ANALYSIS

3.1. Types of modules

According to their degree of enclosure the modules can be three types: 4-sided modules; partially open-sided modules and open sided (corner-supported) modules.

- 4-sided modules;

4-sided modules have four closed sides. They form cellular-type spaces. This kind of construction is characterized by load-bearing walls that are designed to transfer the combined vertical load of the modules above and in-plane loads (due to wind action). Modules are manufactured from 2D panels - floor cassette, wall panels and ceiling panel. Additional steel angles may be introduced in the recessed corners of the modules for lifting and for improved stability. Depending on location and exposure to wind action, the height of buildings in fully modular construction is in the range of 6 to 10 storeys [14].

- Partially open-sided modules;

They can be described as 4 sided modules with partially open sides by the introduction of corner and intermediate posts and by using a stiff continuous edge beam in the floor cassette. The main advantage of partially open-sided modules compared to 4-sided modules is that two modules can be placed together to create wider spaces. The compression resistance of the corner or internal posts controls the maximum height of the building, but 6 to 10 storeys can be achieved, as for fully modular construction. [14] Long modules can also be designed to include an integral corridor as it has been done in Paragon building (Fig. 2).

- Open sided (corner-supported) modules.

Open sided (corner-supported) modules have fully open sides. The loads are transferred through the longitudinal edge beams to the corner posts. Their most important advantage over the previous two types is that in this case modules can be placed side by side to create larger open plan spaces, as required in hospitals and schools, etc. We are no longer limited to creating only cellular-type spaces. The corner posts possess sufficient compression resistance for use in buildings at least up to 10 storeys. [14]

According to their size the modules can be: one room or group of rooms (two or more rooms, or a whole apartment). The smaller the modules, the more planning opportunities they provide by the various ways of their combination. On the other hand, when using larger modules, we shorten the construction time of the buildings.

According to their functional purpose the modules can be: residential modules; kitchen and sanitary modules; bathroom modules; stair and lift modules; balconies and others. For example balconies can be supported by a self standing steel structure that is ground supported; can be attached between adjacent modules; can be attached to the modules; or can be integrated within an open sided module.

According to Lawson and Ogden [15] there are three basic types of modules used in mainstream construction today: load-bearing modules that use the exterior walls to transmit gravity loads; load-bearing modules that use corner and intermediate posts to transmit gravity loads and non-load-bearing units. Their classification is made according to the bearing capacity of the modules. When the exterior walls of modules are used to transmit gravity loads, the modules are stacked on top of each other, and the side walls are aligned vertically to form a straight load path throughout the building height. When using the second type of construction the posts would be aligned vertically throughout the building height. In the case when using load-bearing modules in which loads are transferred through the side walls of the modules, the possible heights of modular buildings are typically limited to four or to maximum eight storeys, depending on the particular modular system and the size and spacing of the C sections used. If we compare the first type of modules with the one which uses corner and intermediate posts to transmit gravity loads, we will see that in the second case building heights are limited only by the size of the square hollow sections that may be used for a given module size. Non-load-bearing units are also called pods. Unlike the first two kinds, they are not designed to resist external loads, other than their own weight and the forces during lifting. They are used as toilet/bathroom units, plant rooms or other serviced units and are supported directly on a floor or by a separate structure. The walls

and floor of these “pods” are relatively thin (typically <100mm). The units are designed to be installed either as the construction proceeds or slid into place on the completed floor.

A typical module size is 3.3 m to 3.6 m wide (internal dimensions) and 6 m to 9 m long. Such a module is 25 to 35 m^2 in floor area and is often used for single person accommodation. The maximum allowable value for the width of modules is 4.2 m for transporting them on most roads. Building modules up to 12 m long can be used, although a length of 7.5–9 m is more conventional.

3.2. Types of prefabricated modular structural systems

There are four main types of structural systems that can be applied to modular multi-storey residential buildings - concrete core structural system, podium structural system, skeletal structural system and non-skeletal structural system.

- Concrete core structural system;

Concrete core structural system is the most common one for multi-storey residential buildings. One9 Apartment building (Fig. 1), Paragon building (Fig. 2), 25-story modular high-rise building in Wolverhampton (Fig. 3) and Apex House (Fig. 4) have such a concrete core that is used to transfer lateral loads and provide story access. Modules are typically arranged around a core in one of two ways. They can be clustered around the central core, with modules attached to the core via embedded connections, or they can be bordering a common corridor and attached via bracing elements [1]. Typically, gravity loads are transferred through the modules which are designed to resist compression. One of the main advantage of the concrete core structural system is that we do not need a separate structure to provide overall stability. The core performs this function.

- Podium structural system;

Buildings with podium structural system have a steel or concrete podium on which the load-bearing modules are placed. The main advantage of applying this structural system is that open space is provided for commercial use or car parking on the ground floor. For multi-storey residential buildings podium structural system is very often combined with a concrete core. As an example the following buildings can be given - Paragon building (Fig. 2), 25-story modular high-rise building in Wolverhampton (Fig. 3) and Apex House (Fig. 4).

- Skeletal structural system;

The Moho building (Fig. 5) is a typical example of skeletal structural system. This construction uses a steel skeleton as a superstructure in which modules are placed as needed. The main advantage of the skeletal structural system, compared to concrete core structural system and podium structural system, is that both load-bearing and non-load-bearing modules can be used with this type of design. Furthermore, skeletal structural system provides opportunities for easy replacement of modules to meet the changing requirements of residents during exploitation period of the building. The skeletal structural system also as the podium structural system lets us to plan open areas. The main disadvantage of the skeletal structural system is that it uses a separate superstructure which somewhat complicates the assembly work during construction.

- Non-skeletal structural system;

Non-skeletal structural system includes load bearing modules that are stacked one over the other and bonded together to form a complete structure. Even converted shipping containers can be used as building units as it is done in Tempohousing (Fig. 6). The main disadvantage of this structural system is that it is applicable to low-rise and mid-rise modular structures because it relies only on the load bearing capacity of the modules.

4. CONCLUSION

Lightweight volumetric modular structural systems are extensively used for low-rise buildings and further attract strong interest for multi-storey buildings. They allow the creation of various architectural shapes. Concrete core structural system is the most common one for multi-storey residential buildings. Podium structural system is very often combined with a concrete core. Non-skeletal structural system is applicable to low-rise and mid-rise modular structures because it relies only on the load bearing capacity of the modules. Podium structural system and skeletal structural

system provide opportunities for planning open areas. Lightweight volumetric modular structural systems exhibit a stable line of evolution and have great potential for further improvement in architectural and technical aspect.

ACKNOWLEDGEMENTS

The author gratefully acknowledge the financial support provided by the University of structural engineering & architecture "Lyuben Karavelov" – Sofia for participation in the symposium. The presented results are part of my work on the scientific research project entitled: "Structural systems for residential buildings using lightweight prefabricated volumetric modules".

REFERENCES

[1] Lawson R. M. et al. (2012). Application of Modular Construction in High-Rise Buildings. Journal of Architectural Engineering© ASCE / June, pp. 148-154.

[2] Lawson M., Ogden R., Goodier C. (2014). Design in Modular Construction. CRC Press. London.

[3] Ferdousa W. et al. (2019). New Advancements, Challenges and Opportunities of Multi-Storey Modular Buildings – A State of the Art Review. Engineering Structures 183, pp. 883–893.

[4] Lawson M. R. (2010). Design of High-Rise Modular Open Buildings. O&SB2010 "Open and Sustainable Building" – Chica, Elguezabal, Meno & Amundarain (Eds.), Labein -TECNALIA.

[5] Gunawardena T. (2016). Behaviour of Prefabricated Modular Buildings Subjected to Lateral Loads. A thesis submitted in total fulfilment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy, Department of Infrastructure Engineering, The university of Melboune.

[6] Theurbandeveloper. Available from: <https://theurbandeveloper.com/articles/inside-one9-the-six-star-prefab-apartments-in-moonee-ponds> (Accessed June 2019).

[7] Designcurial. Available from: <http://www.designcurial.com/news/world-s-tallest-modular-residential-building-unveiled-in-uk > (Accessed June 2019).

[8] Cousins St. (2017). Modular Housing Hits the Heights in North London. Available from: <http://www.constructionmanagermagazine.com/onsite/modular-h6its-heig5hts- or4th-london/>.

[9] Manchesterhistory. Available from: http://manchesterhistory.net/manchester/outside/moho.html (Accessed June 2019).

[10] Visionlondon. Available from: <https://www.visionlondon.com/images/presentations/Mark-Lawson.pdf > (Accessed June 2019).

[11] Tempohousing. Available from: <http://www.tempohousing.com/projects/keetwonen/> (Accessed June 2019).

[12] Radwan A. H. (2015). Containers Architecture. Reusing Shipping Containers in Making Creative Architectural Spaces. International Journal of Scientific & Engineering Research, Volume 6, Issue 11, November, pp. 1562-1576.

[13] Residential shipping container primer. Available from: http://www.residentialshippingcontainerprime.com/Keetwoven (Accessed June 2019).

[14] Steel Construction. Available from: <https://www.steelconstruction.info/Modular_construction> (Accessed June 2019).

[15] Lawson R.M., Ogden R. G. (2008). Hybrid' Light Steel Panel and Modular Systems. Thin-Walled Structures, 46, pp. 720–730.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

CS - 7

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

АНАЛИЗА НА КОНСТРУКТИВНИ ЕЛЕМЕНТИ ВО ДВОБРОДНА ХАЛА ОД АСПЕКТ НА ЧИНЕЊЕ (што е подобро и поефтино, бетон или челик)

Енис ЈАКУПИ[1], Фестим АДЕМИ [2], Шинаси ЗЕЈНЕЛИ[3]

АПСТРАКТ

Трошоците за градење на еден објект, во последно време се главниот приоритет врз кој зависи начинот на градење и определбата на градежните материјали за изградба. Кај нас како главни конструктивни материјали за градба на ниски објектни хали се уште се бетонот и челикот, а како конструктивни елементи се столбовите и гредите. Во анализата е опфатена двобродска приземна хала. Се анализирани, споредени и пресметени (димензионирани) носивите главни конструктивни елементи : столбовите, гредите и рожниците.

Во овој труд се дава релевантна компаративна анализа за трошоците на еден објект изграден со главни конструктивни елементи од бетон и челик. Во нашиот регион бетонот е се уште најефтин и нај употреблив градежен материјал при градење конструктивни елементи. Според големината, димензиите на конструктивните елементи од бетон се двапати поголеми од конструктивните елементи од челик. Кај нас, за жал, се уште бетонските градби зе изведуват монолитни или полу монтажни.

Клучни зборови: *Армиран бетон; Челик; Двобродна хала; Економија;*

[1] Проф. д-р. Факултет за Применети Науки, Универзитет во Тетово, Тетово, Република Северна Македонија, enis.jakupi@unite.edu.mk

[2] Асс. м-р. Факултет за Применети Науки, Универзитет во Тетово, Тетово, Република Северна Македонија, festim.ademi@unite.edu.mk

[3] Доц. д-р. Факултет за Применети Науки, Универзитет во Тетово, Тетово, Република Северна Македонија, shinasi.zendeli@unite.edu.mk

1. ВОВЕД

Објектот кај кој е направен споредбата е двобродна хала со димезии 12,00 +24,00 (36,00) x 40,00м и висина H=5,00 м, планирана да се изведува со полумонтажни елементи од бетон или челик. Монтажни главните елементи: столбовите и главната носива греда, мотажни кровени носачи-рожници, поречни греди и средишен олук.

Кровот е планиран да се реши како двоводен со наклон од 15% покриена со седвич панели од лим. Лимот-панелот ќе се ослонува врс содветните димензионирани рожници. Темелите на халата се проектирани да се изведуват монолитно како темелни траки и стопи.

При анализирањето сме се придржувале кон нашите прописи за фундирање, бетон и армиран бетон, челик и сите други прописи опфатени за изведба за вакви градби, за која е спроведена анализата.

2. АНАЛИЗА НА КОНСТРУКТИВНИТЕ ЕЛЕМЕНТИ ОД АСПЕКТ НА КОШТАЊЕ ОД АРМИРАН БЕТОН

2.1. Армирано бетонски столб 40x60 x500 см

За да се определи цена на коштање-пресметена вредност за армирано бетонскиот столб најпрво треба да се анализира работната рака и потребното време на оплатата за правоаголен столб со димензи 40 x 60 x 500 см. Работната рака е опишена како работа на Г.Н. 601-218 4/1.

Табела 1. Потребното време за изведба на правоаголен столб

Изработка	T_{VII}	0.88 часа
	T_{VI}	0.40 часа
Монтажа	T_{VII}	0.60 часа
	T_{VI}	0.20 часа
Демонтаѓа	T_{V}	0.10 часа
	T_{IV}	0.16 часа
Цистење	R_{II}	`0.18 часа
Вкупно		2,62 часа

Брутата плата за градежбиштво во шифрирана дејност 45 изнесува:

10270 ден./182=56,42 ден./час

2,62 часа • 56,42=142,82 ден.

Орачун за 1м^2 развиена површина столб 0.4x0.6x5.00 м. Оплата за еден столб во м^2:

10 м^2 267 часа=26,2 x56,42=1478,20 ден.

Табела 2. Материали за 1м^2, оплатирање столб.

материјали	М^3	Ден.	Вкупно ден.
Даски од 24 мм	0,007	10,500	73,50
Гредички	0,003	10,500	31,50
Летви	0,003	10,500	31,50
Шајки	0,25 кг.	61,50	15,40
Жица	0,15	61,50	9,20
Вкупно во ден.			161,61
За 10 м^2			1611 ден.

Армирано бетонскиот столб се состава од градежните материјали бетон и арматура/железо, во долните табели се опишани начините на обработка, вградување и коштање на бетонот и арматурата за еден столб.

Ботонот за вградување во столбот е земн со машинско спремање во бетоњера (фабрика за бетон), ГН 400-201д 4/1, R_{II}, 0,085 х 1500= 127,5 ден.

Табела 3. Материали потребни за сремање на бетон

Материјали	$м^3$	ден.	вкупно ден.
Цемент РС 350	350 кг	6	2100
Гранулација	1,,25	800	1000
Вода	0,20	15	3
Вкупно во ден.			3103
За 1.2 $м^3$ х 3103			3723,60 ден.

Табела 4. Машинско угрaдување на бетонот во армирани конструкции пресек 0.3 $м^3$, столб со димензи 40х60х500 см (1,20 $м^3$), ГН 400-501

Цпремање	R_{II}	1.73 часа
Уградување	B_{II}	1.00 часа
	B_{II}	1.00 часа
Пренос	R_{II}	2.25 часа
Вкупно		6.08 часа
6.08 х 1.2 х 56,42=411,68 ден.		

Столбовите се армират со ребрасна арматура, се сече и се витка со машина а рачно се монтира и се врзува > од Ф14, Г.Н. 400-108.

Табела 5. Потребното време за вградување и монтажа на арматура

Сечење	A_V	0.0007 часа
	A_{III}	0.0022часа
Виткање	A_{VII}	0.0007 часа
	A_{III}	0.0022 часа
Монтажа и брзување	A_V	0.0120 часа
	A_{III}	0.0120 часа
Преннос	R_{II}	`0.001 часа
Вкупно		0.0299 часа
72 кг х 0.0299 х 56.42=121,46 ден.		

Табела 6. Материјали за армирање на столб

Материјали	кг	ден.	Вкупно ден.
Арматура	76.32	44,00	3358,08
Палена жица	0.305	61,50	18,18
Вкупно во дена.			3376,88
За 1.2 $м^3$ х 3103			3723,60 ден.

Нега на бетон, Г.Н. 400-921 R_{II} 020, 0. х56.42=13.54 ден.

Во подолните табели се покажени коку коштат, чинат комплет материјалите за еден столб и работната рака за спремање, вградување, мотажа и нега на еден армирано бетонски столб за изведбата на двобродската хала.

Табела 7. Колку коштат материјалите за еден армирано бетонски столб изведен.

Материјали за оплата	1611,00 ден.
Материали за бетон	3723,60 ден
Арматура	3723,88 ден.
Вкупно	**9058,48 ден.**

Табела 8. Колку кошта работната рака за еден армирано бетонски столб изведен.

За оплата	1428,20 ден.
За бетонот	411,68 ден
За арматура	121,46 ден.
Нега на бетон	13,54 ден.
Вкупно	**1974,88 ден.**

Армирано бетонскиот столб комплет, материјалите и работна рака кошта околу **11 033,36 денари** или окулу **180 евра**-бес фактор, а со вактор околу **292 евра**.

2.2. Армирано бетонска греда 40 x 85 x 12000 см

За да се определи цена на коштање-пресметена вредност за армирано бетонскиот греда е постапена исто како за столбот. Од пресметките излегува дека една греда бес фактор чини окулу **585 евра** а со фатор окулу **1000 евра**.

3. АНАЛИЗА НА КОНСТРУКТИВНИТЕ ЕЛЕМЕНТИ ОД АСПЕКТ НА КОШТАЊЕ ОД ЧЕЛИК КАКО ГРАДЕЖЕН МАТЕРИЈАЛ

За да се определи цена на коштање-пресметена вредност за столб и греда на двобротската хала од челик, се усвојени **I РЕо** европски носачи. За столб е усвоен **I 30** а за греда **I 36** (халата со заспон 12,00м).

Столбот 49,3 кг x 5,00 м x 1.25 евра= **295,80 вра** бес фактор, а со фактор аколу **333 евра**.

Греда 66 кг x 12,00 м x 1, 25 евра=**990 евра** бес фактор, а со фактор околу **1070 евра.**

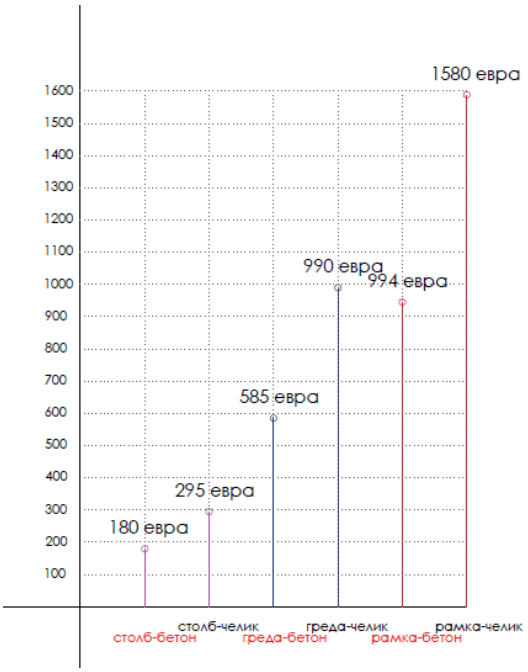
4. КОПЕРАЦИЈА ОД АНАЛИЗАТА НА КОНСТРУКТИВНИТЕ ЕЛЕМЕНТИ

Споребата од анализите за коштање на халат за изведба од армиран бетон и челик е направена за една рамка, што значи за приближни димензи можеме да определиме и за другата хала со по големи распон па и за другата хала.

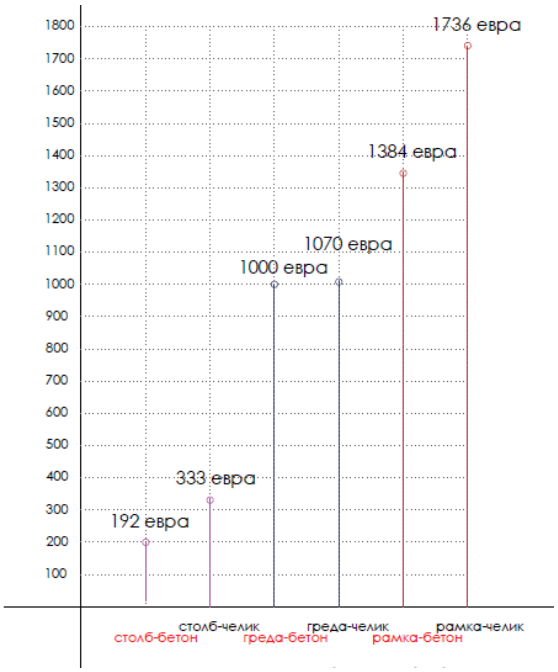
За двете кооперативни анализи се направени конструктивни анализи и димензионирање на конструктивните елементи. А за бетоноските греди се анализирани три различни варианти на главниот носачки елемент, гредата. Од која анализа можеме да извлечеме и релеватни заклучоци особено ако бетоннските елементи се мотажни или полумонтажни. За жал кај нас уште градбите од бетон се изведуват монолитно, каде дејстуват и временските услови и периодот на градење и периодот на траење на денот во различните временски сезони за градење.

Табела 9. Коперација за коштање еден столб и греда со горе споменатите димензи од анализата

Материајал	Конст. елементи	Коштање во евра бес фактор	Коштање во евра со фактор
Бетонот	Столб 40x60x 00 см	180	192
	Греда 40x85x12000 см	585	1000
Челик	Столб **I 30**	295	333
	Греда **I 36**	990	1070

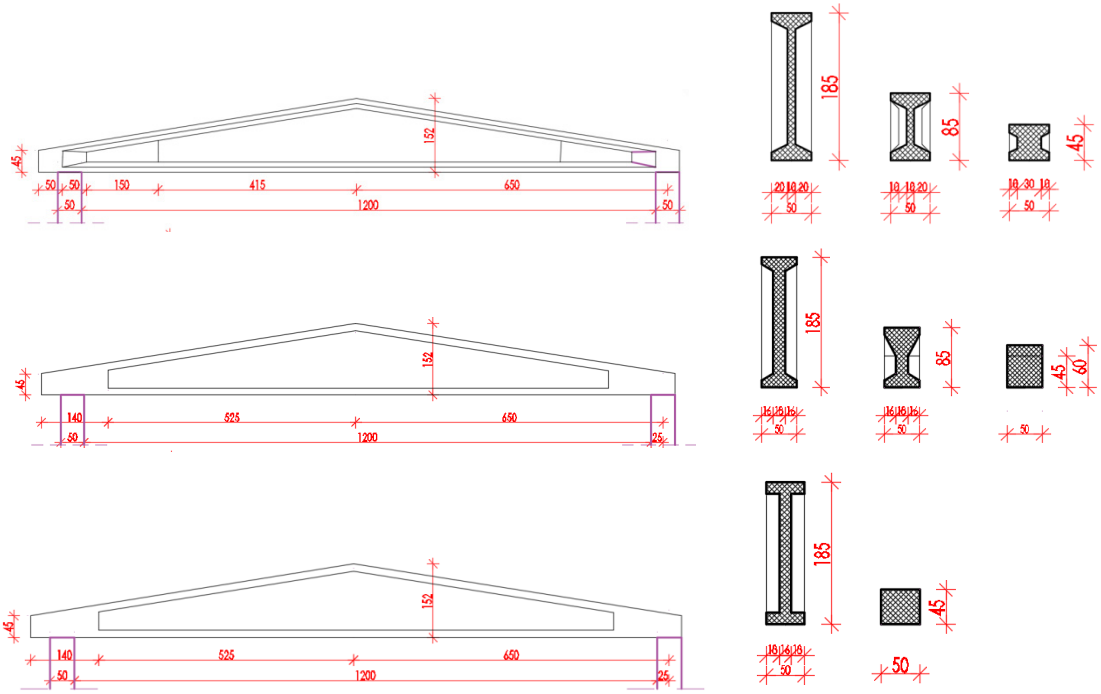


Сл. 1. Цени на конст.елементи бес фактори



Сл. 2. Цени на конст.елементи со фактори

Како што спомнав и по горе се анализирани и пресметени три различни варианти за главниот носач греда и кровен покривач, рожници за армиранобетонска хала. Направена и статичка пресметка со содветна анализа на товарите. За главниот носач сме се определиле за втората вариата а за кровниот покривач на третата вариата заради економски прчини.



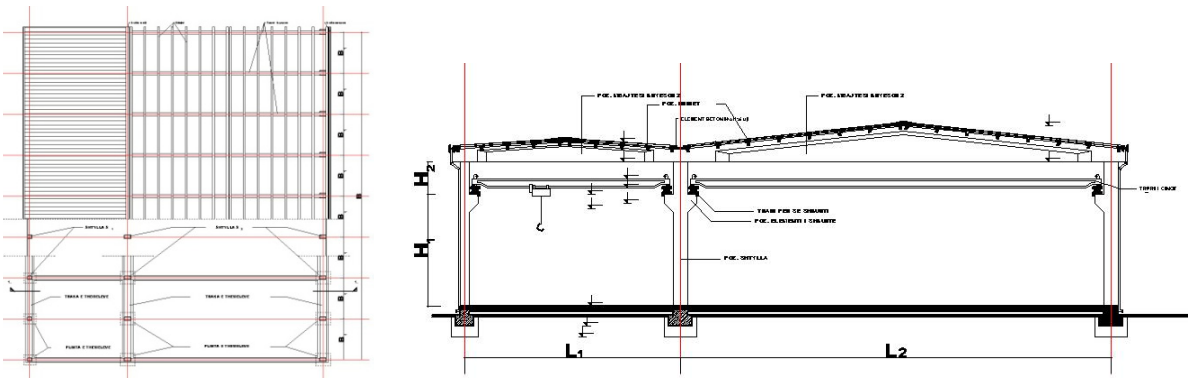
Сл. 3. Анализирана варианта на главниот носач, освоена е втората варианта

При анализа се земени товаритите од сопствената тешина, снег, ветер од поривачката (g=1,83 kN/м^2 и случајот од вере снег p=3,03 kN/м^2) каде максималниот момент изнесува M=23,046 kNm, а $A_{пот.}$=2,78 см^2 каде се усвојува арматура 4Ф10.

За главниот носач-греда освен сопствената тежина е земени и реакците од рочжниците и товарите иод покривачката со снег. g=8.51kN/м^2 и p=10.83 kN/м^2, максималниот момет изнесува M=646.69 kNm, а $A_{пот}$=16,91см^2, каде се усвоени 6ф22 и узенги ф8 на 20/10 см. А за Поголемата хала со

распон од 24,00 м, M=3012,502 kNm, $A_{пот}$=39,76 $см^2$ каде се усвојува арматура 9ф25 и узенгии ф8 на 20/10 см

Столбот е анализиран со правоаголен пресек со краток елемент за кранска греда димензите на столбот 40/50 и H=500 цм.



Сл. 4. Основи, пресек и кров на халата од. армиран бетон, монтажна градба

ЗАКЛУЧОК (ПРЕПОРАКИ)

Во нашиот регион армираниот бетон е по евтин како градежен материјал за изградба на инвестициони објекти, по едноставе и прилагоден за градење на ниски приземни објекти во високоградбта. Монтажната градба е полесна, по едноставна и побрза градба, па затоа во иднина овој вид градба треба што по брзо да зема поголемо чекори на развиеност.

Сакам да го нагласам и следното дека при анализа, оплатирањете е земено како монотилитно а мотажната градба се изведува со готови калапи што и повеќе ќе го поевтинува објектот а од друга страна и го обрзува.

Ако градбата се изведува монтажна нема и фактори кои влијат во текот на градење.

Челикот како крадежен материал, како што се заварувањьто и слично барат посебни улсови за работа истотака и климатски ослови.

Една од понатамошните цели на истружување и за по релевантени заклучои е и комбинацијата бетон-челик за по брза на градбат, големините на конструктивните пресеци, сигурноста и слично.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Енис ЈАКУПИ, ментор Проф. Д-р. Санде Атанасовски. (2005). Семинарска работа, Монтажни Армиранобетонски конструкции, Индустриска двородска хала, ГФ-Скопје

[2] Preconstrucka (2003). Catalog for prefabricated reinforced concrete structures

[3] С. Атанасовски (2007). Бетонски Конструкции, ГФ-Скопје.

[4] Prof. inz. Slobodan ROMIC (1977). Betonske Konstrukcije ideo, Univerzitet u Beogradu Beograd

[5] Shinasi Zejneli, Violeta Nushi, Enis Jakupi. (2013). Comparative analysisof monolith ad swmi-precats mode of cont. of industial structural and structural with large spass, MASE, 15 internacional symposium,BK-2 page 31. ISBN 9989-9785-1-9

[6] Festim Ademi, Enis Jakupi (2015), New concepts in the field of seismic-pushover engineering analysis, Journal of Applied Sciences-SUT JAS-SUT, Vol.1,No.1/2015, UDC 72, 62,69 ISSN 1857-9930, 2.01:624.042.7

[7] Проф. Л. Филиповски (1997), Современи технологии на gрадење со индустриски објекти, Скопје

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

CS - 8

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

МЕТОДИ ЗА ОПРЕДЕЛУВАЊЕ НА ДИНАМИЧКИОТ КОЕФИЦИЕНТ ОД ПОДВИЖНИТЕ ТОВАРИ КАЈ АБ. МОСТОВИ

Дејан ЈАНЕВ [1], Тони АРАНГЕЛОВСКИ [2], Дарко НАКОВ [3], Горан МАРКОВСКИ [4]

АПСТРАКТ

Динамичкиот ефект од подвижните товари кај патните аб. мостови кој се користи при определување на големината на сообраќајните натоварувања најчесто се воведува преку т.н. динамички коефициент. Всушност тој покажува за колку пати се зголемуваат влијанијата добиени од статичкото дејство на товарот. Динамичкиот коефициент зависи од повеќе параметри: распонот на мостот, рапавоста на подлогата, тежината, бројот на оските и брзината на движење на возилата, нивната положба итн. Покрај наведените параметри, интензитетот на динамичкиот коефициент зависи и од применетите методи за негово определување.

Предмет на истражување во овој труд е примената на различни методи за определување на динамичкиот коефициент. За таа цел, искористени се резултати од извршени динамички испитувања на мостови со пробно товарење на автопатот Миладиновци - Штип. Како релевантен, одбран е еден карактеристичен објект изработен од претходно напрегнат бетон, со статички систем проста греда и полумонтажен начин на градење. При испитувањето извршено е мерење на угиби преку кои е определен динамичкиот коефициент. За обработка и анализа на измерените сигнали користени се соодветни методи за нивна трансформација и филтрирање.

Со обработените резултати извршена е анализа и споредба помеѓу определените вредности на динамичкиот коефициент. Овие анализи овозможуваат да се проучи влијанието од употребата на различна мерна техника и методи за определување на динамичкиот ефект од подвижните товари. Со тоа, направен е обид да се предложи со кои мерни инструменти и методи на определување на динамичкиот коефициент се добиваат поверодостојни резултати за вредноста на истиот.

Клучни зборови: *Динамички коефициент; Фактор на динамичко влијание; Армиранобетонски мостови; Пробно товарење, Обработка на сигнали.*

[1] м-р, Градежен факултет, Универзитет "Св. Кирил и Методиј", Скопје, Република Северна Македонија, janev@gf.ukim.edu.mk
[2] Вонр. Проф. д-р, Градежен факултет, Универзитет "Св. Кирил и Методиј", Скопје, Република Северна Македонија, arangelovskitoni@gf.ukim.edu.mk
[3] Вонр. Проф. д-р, Градежен факултет, Универзитет "Св. Кирил и Методиј", Скопје, Република Северна Македонија, nakov@gf.ukim.edu.mk
[4] Проф. д-р, Градежен факултет, Универзитет "Св. Кирил и Методиј", Скопје, Република Северна Македонија, markovski@gf.ukim.edu.mk

1. ВОВЕД

Динамичкиот ефект, предизвикан од подвижните товари кај патните мостови, е важен проблем при проектирањето на нови и процената на состојбата на стари мостови. Истиот добива големо внимание од страна на истражувачите и инженерите во областа на градежништвото. Употребата на факторот на динамичко влијание (*IM: Impact factor*), за да се земе предвид динамичкиот ефект на подвижните товари врз мостовите, е широко прифатен при проектирањето и анализата на мостовските конструкции.

Факторот на динамичко влијание генерално се дефинира врз основа на максималните динамички и статички одговори, како што е дадено во Рав. 1, [1,2]:

$$IM = \frac{R_{d,max} - R_{s,max}}{R_{s,max}} \tag{1}$$

каде што $\boldsymbol{R_{s,max}}$ и $\boldsymbol{R_{d,max}}$ се максималните вредности од статичкиот и динамичкиот одговор во одреден пресек на мостот. Оваа дефиниција го зема максимумот од двата одговори, без разлика дали тие се појавуваат истовремено. Откако ќе се определи факторот на динамичко влијание, динамичкиот коефициент (*DAF: Dynamic Amplification Factor*) се пресметува според Рав. 2, [2]:

$$DAF = 1 + IM \tag{2}$$

Точната евалуација на факторот на динамичко влијание ќе доведе до безбедни и економични решенија на нови мостови и ќе обезбеди вредни информации за процена на состојбата и управување со постојните мостови. Сепак, од страна на истражувачите, но и од пропишаните одредби во прописите и стандардите, не постои консензус за начинот на определување на факторот на динамичко влијание. Голем број на студии [1], покажуваат дека определувањето на факторот на динамичко влијание е комплексна и тешка задача, бидејќи истиот е зависен од голем број на параметри и несигурности. Како резултат на тоа, различни форми и вредности на факторот на динамичко влијание се специфицирани во различни прописи и стандарди за проектирање на мостовски конструкции.

Немањето на консензус и несогласувањата околу начинот на определување на овој фактор се дискутирани во многу студии во изминатите неколку децении. Исто така, за определување на факторот на динамичко влијание, а воедно и на динамичкиот коефициент, извршен е голем број на динамички испитувања со пробен товар. Од добиените резултати, во некои од овие испитувања е констатирано дека вредностите за факторот на динамичко влијание дадени во прописите и стандардите за проектирање на мостови се преценети, додека многу други сугерираат дека пропишаните одредби во прописите и стандардите може да доведат до потценување на факторот на динамичко влијание [1]. Од овде произлегува потребата да се развие попрецизен метод за определување на факторот на динамичко влијание.

2. МЕТОДИ ЗА ОПРЕДЕЛУВАЊЕ НА ДИНАМИЧКИОТ КОЕФИЦИЕНТ

За да се пресмета факторот на динамичко влијание, максималната вредност на динамичкиот одговор вообичаено се добива со преземање на истата од измерениот запис добиен при динамичкото испитување со пробен товар. Определувањето на максималната вредност на статичкиот одговор може да се изврши со примена на следните методи [2, 3]:

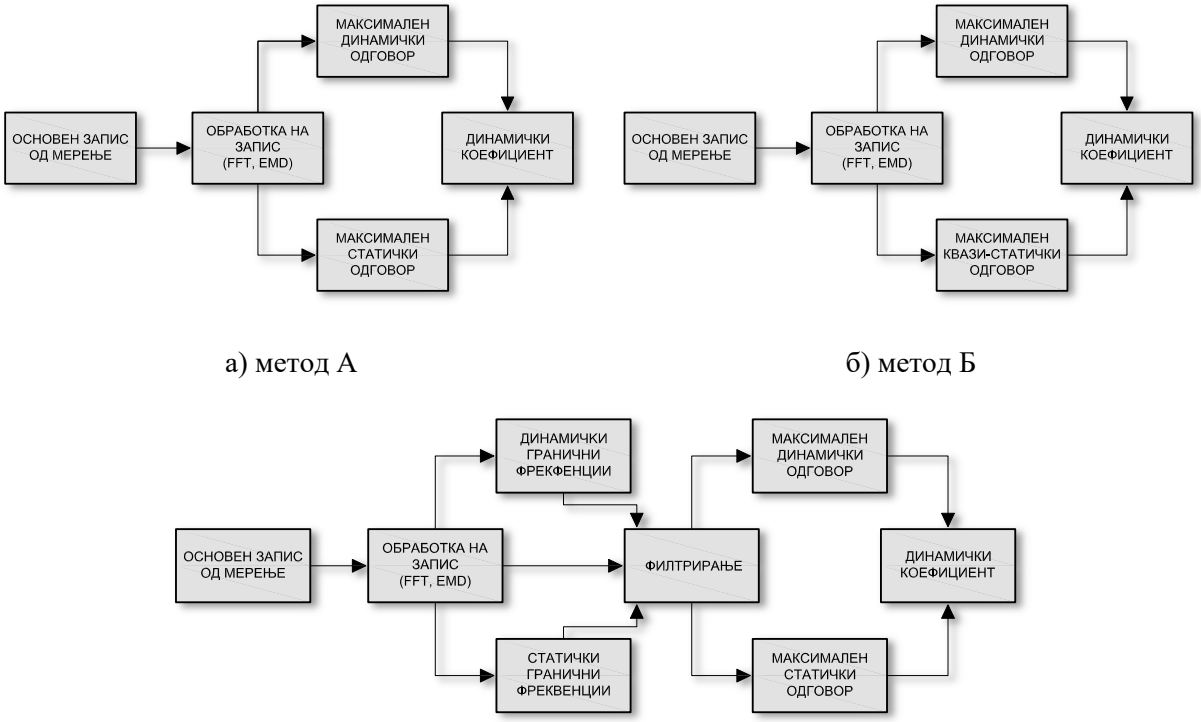
- **Метод А:** Спроведување на статичко испитување со пробен товар - пробниот товар се поставува во положба каде што се очекува максимална вредност на статичкиот одговор;
- **Метод Б:** Спроведување на квази-статичко товарење каде што пробниот товар се движи низ мостот со брзина на ползење;
- **Метод В:** Филтрирање на измерениот динамички одговор со нископропусен филтер за елиминирање на динамичките компоненти на сигналот.

Откако ќе се спроведе динамичкото испитување на мостовите со пробен товар, се преминува кон обработка на измерените записи, односно кон добивање на бараните динамички карактеристики на испитуваната конструкција. За обработка на измерените записи и добивање на динамичкиот коефициент применети се претходно предложените методи. Во принцип,

предложените методи за обработка на измерените записи и добивање на динамичкиот коефициент се базирани на неколку клучни постапки [3], и тоа:

- Обработка на временскиот запис со примена на соодветни методи: *EMD: Empirical Mode Decomposition* за декомпозиција на записот и *FFT: Fast Fourier Transform* за трансформација на записот од временски во фреквентен домен;
- Отстранување на несакан шум и пречки од измерениот запис;
- Определување на статички гранични фреквенции;
- Определување на динамички гранични фреквенции;
- Одбирање на тип на филтер, метода и ред на филтрирање;
- Филтрирање на измерените динамички записи;
- Определување на максималните статички и динамички вредности од записот;
- Пресметување на динамичкиот коефициент.

На сл. 1, преку дијаграм на тек, илустрирани се аналитичките методи за обработка на измерените записи и определување на динамичкиот коефициент.



Сл. 1. Дијаграм на тек на аналитички методи за определување на динамичкиот коефициент.

2.1. Обработка на основниот запис

По извршените мерења на конструкцијата, резултатите се добиваат како основни временски записи. Најчесто, при самото мерење, основните записи се проследени од несакани пречки или шум. Со цел да се отстранат овие пречки, основните записи подлежат на дополнителна обработка. За потребите од нивна дополнителна обработка се применуваат соодветни методи за обработка и анализа на сигнали, како што се: *EMD: Empirical Mode Decomposition* за декомпозиција на записот во временски домен и *FFT: Fast Fourier Transform* за трансформација на записот од временски во фреквентен домен.

2.1.1. Емпириска декомпозиција (EMD: Empirical Mode Decomposition)

Методот *EMD: Empirical Mode Decomposition*, претставува метод за обработка на сигнали кој го разложува сигналот на компоненти во серија на суми на функции. Овие функции се наречени *IMF: Intrinsic Mode Functions* и истите се добиваат со методот на просејување. Со примената на *EMD*, целта е да се добијат неколку компоненти на *IMF* кои имаат различни фреквенции. Опсегот на фреквенции се движи од високи кон ниски фреквенции. Основниот сигнал $\boldsymbol{x(t)}$ се разложува според Рав. 3, [4]:

$$x(t) = \sum_{i=1}^{n} h_i + c_n \tag{3}$$

каде што $\boldsymbol{h_i}$ за $i = 1, 2, \dots, n$, претставува компонента на *IMF*, додека пак $\boldsymbol{c_n}$ е остаток.

Алгоритамот на *EMD* методот функционира на тој принцип што со зголемување на редот на разложување, фреквенцијата на секоја *IMF* компонента постепено се намалува [4]. Првата *IMF* компонента ја содржи највисоката фреквенција, додека пак последната *IMF* компонента ја содржи најниската фреквенција од оригиналниот сигнал.

Ако од оригиналниот сигнал се отстранат првите неколку високофреквентни *IMF* компоненти, може да се смета дека истиот е филтриран со нископропусен (*low-pass*) филтер. Исто така, оригиналниот сигнал може да се филтрира и со високопропусен (*high-pass*) филтер доколку од него се отстранат последните неколку нискофреквентни *IMF* компоненти. Овој начин на филтрирање на сигналот, базиран на отстранување на *IMF* компонентите, се спроведува во временски домен. Поради прилагодливата и хиерархиска природа на процесот на филтрирање, по филтрирањето, нелинеарноста и својствените карактеристики на оригиналниот сигнал остануваат непроменети, [4].

Методот *EMD*, најчесто се применува за отстранување на високофреквентните компоненти од сигналот предизвикани од непосакувани пречки или шум.

2.1.2. Брза Фуриева трансформација (FFT: Fast Fourier Transform)

Бидејќи добиените резултати од извршените мерења се добиваат како временски записи, за потребите од нивна дополнителна обработка, потребно е истите да се трансформираат од временски во фреквентен домен. Трансформацијата на временските записи се врши со примена на *FFT: Fast Fourier Transform* алгоритамот. Записите се трансформираат од временски во фреквентен домен од причини што обработката на сигналите е поедноставна во фреквентниот домен.

FFT претставува ефикасен алгоритам за пресметување на *DFT: Discrete Fourier Transform* [5], дефинирана според Рав. 4:

$$X(k) = \sum_{n=0}^{N-1} x(n) e^{-j2\pi kn/N}, \qquad 0 \le k \le N-1 \tag{4}$$

Ефикасноста на *FFT* алгоритамот е во тоа што истиот врши редукција на бројот на аритметички операции врз основа на сукцесивна декомпозиција на *DFT*. Со декомпозиција на *DFT* доаѓа до значајно намалување на бројот на аритметички операции. Се поаѓа од претпоставката дека должината на низата $\boldsymbol{N}$ е дадена како $\boldsymbol{N = 2^p}$, каде $\boldsymbol{p}$ е цел број. Доколку разгледуваната низа не го задоволува условот за потребна должина, истата може да се дополни со нулти елементи до најблискиот број до $\boldsymbol{N = 2^p}$. Како пример може да се разгледа пресметката на *DFT* за низа со $\boldsymbol{N}$ членови и за две низи со $\boldsymbol{N/2}$ членови. Во првиот случај, бројот на комплексни множења е $\boldsymbol{N^2}$, додека пак во вториот случај вкупниот број на комплексни множења е еднаков на $\boldsymbol{N^2/2}$. Процесот на декомпозиција се повторува се додека не се добијат елементарни поднизи кои имаат само по два елемента. По декомпозицијата, следува процесот на пресметување, кај кој се остварува голема заштеда на време. Вкупниот број на спроведени операции станува пропорционален на $\boldsymbol{N log_2(N)}$.

2.2. Определување на гранични фреквенции

За определување на граничните фреквенции на статичките и динамичките записи, повторно се користи *FFT* алгоритамот. На сигналот добиен во фреквентен домен се определува спектралната густина на моќност *(PSD: Power Spectral Density)*. Спектралната густина на моќност ги определува амплитудите на сигналите кои се присутни во различни фреквенции. Оваа постапка се базира на теоријата на *Fourier*, според која секоја произволна функција може да се замени со неколку синусоидни функции кои се со различни фреквенции и амплитуди [3].

Фреквенциите кои се добиваат со *FFT* алгоритамот може да се идентификуваат како максимални вредности, врвови, на графикот од спектралната густина на моќност.

2.3. Филтрирање на измерените динамички записи

Ефикасноста на филтрите зависи од три фактори: типот, редот и насоката на филтрирање. Постојат различни типови на дигитални, нископропусни филтри, од кои најчесто применувани се: *Butterworth*, *Chebyshev Type I*, *Chebyshev Type II* и *Ellipctic* [5, 6]. Како барања за филтрирање на сигналите кои се поставуваат се: мазен, приближно идеален пропуснен опсег на филтерот, со што се ограничува нарушувањето на сигналот и тесен преоден опсег, кој овозможува прецизно одбирање на фреквенции кои ќе се отстранат.

Редот на филтерот го дефинира наклонот на функцијата на пренос околу фреквенцијата која што се отстранува. Се препорачува користење на филтер од повисок ред бидејќи истиот придонесува кон поизострен премин помеѓу нефилтрираните и филтрираните фреквенции. Исто така, примената на филтер од повисок ред овозможува ефикасно одвојување на блиски фреквенции без оштетување на делови од сигналот [3].

Насоката на филтрирање се однесува на редоследот на внесување на сигналот во регистрите на дигиталниот филтер. Сигналот може да се филтрира напред, назад или истовремено напред и назад. Избирањето на насоката на филтрирање е важна бидејќи истата може да ја наруши фазата на сигналот. Филтрирањето напред создава фазно заостанување, додека пак филтрирањето назад создава фазно напредување. За да се минимизираат овие ефекти, се применува истовременото филтрирање напред и назад. Филтрирањето во двете насоки исто така има дополнителна позитивна страна со тоа што го удвојува ефективниот ред на функцијата за филтрирање. Во таа смисла, функција за филтрирање од петти ред со филтрирање во двете насоки ќе има ист ефект како функција за филтрирање од десетти ред со филтрирање во една насока [3].

2.4. Пресметување на динамичкиот коефициент

Динамичкиот коефициент (DAF) се определува за секој од измерените записи. Истиот се определува според некоја од предложените методи (метод А, Б и В), како однос помеѓу максималните вредности на динамичкиот и статичкиот одговор. Вредностите на динамичкиот коефициент, кои се добиваат при пресметувањето, се разликуваат во зависност од: применетата метода за нивно определување, како и од начинот на кој што се врши мерењето и кои мерни големини се регистрираат, односно од примената на мерната опрема.

3. ПРИМЕНА НА МЕТОДИТЕ ЗА ОПРЕДЕЛУВАЊЕ НА ДИНАМИЧКИОТ КОЕФИЦИЕНТ

Предложените методи за определување на динамичкиот коефициент се применети на резултати од извршени динамички испитувања на мостови со пробно товарење на автопатот Миладиновци - Штип. Како релевантен, одбран е аб. натпатник на клучка „Миладиновци“ – рампа 1, на стационажа од km. 0+531.654 до km. 0+694.372. Натпатникот е изработен од претходно напрегнат бетон, со статички систем проста греда и полумонтажен начин на градење. Истиот е со пет полиња, со вкупна должина од 162.72m. Горниот строј од мостот е со четири претходнонапрегнати бетонски носачи во напречен пресек и полумонтажна плоча. Носачите се со распон од 31.30m. Во секое поле на мостот се изведени по два крајни и два средни напречни носачи. Вкупната ширина на мостот е 12.60m. Долниот строј на објектот се

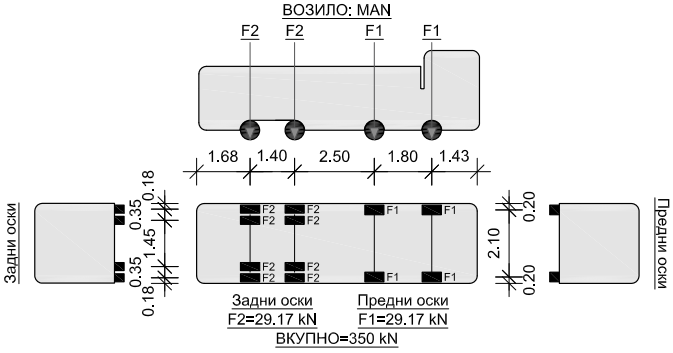
состои од два крајни и четири средни столбови, темелени на аб. темелна плоча и темели самци, [3].

Динамичкото испитување е извршено со пробен подвижен товар - камион од типот MAN со бруто тежина од 350 kN, (сл. 2). Притоа вршени се мерења во различни фази. Фаза на мирување, како статички пробен товар и фаза на рамномерно движење по средницата на коловозот со неколку различни брзини. Во Табела 1, прикажан е одговорот на конструкцијата кој се добива во зависност од начинот и редоследот на товарење.

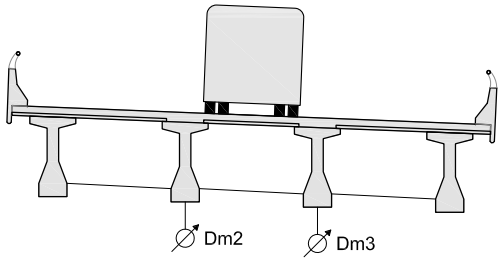
Табела 1. Фази на товарење на мостовската конструкција.

Р.Бр.	Фаза	Опис	Одговор
1	I	празен мост	фреквенции
2	II	статички товар	статички
3	III	$v = 2 - 5km/h$	квази-статички
4	IV	$v = 10km/h$	динамички
5	V	$v = 20km/h$	динамички
6	VI	$v = 30km/h$	динамички
7	VII	$v = 40km/h$	динамички

При испитувањето извршено е мерење на угиби преку кои е определен динамичкиот коефициент. Мерењето на угибите е извршено со електронски угибометри и дата логер за регистрирање и запишување на податоците. На сл. 3, прикажан е распоредот и положбата на мерни места за електронски угибометри со кои е вршено мерење на угиби во најнеповолниот пресек на распонот од натпатникот.



Сл. 2. Шема на пробниот товар.



Сл. 3. Распоред на мерните места за електронски угибометри.

3.1. Определување на фреквенции

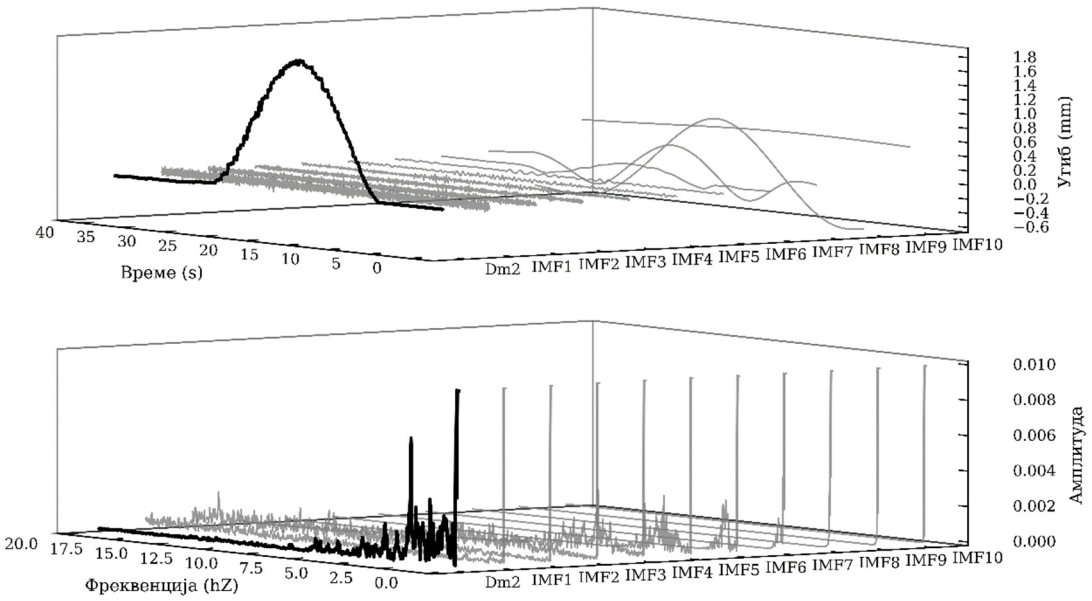
Основната фреквенција на конструкцијата е определена со примена на методот *EMD* и алгоритмот *FFT*. Со методот *EMD* извршена е декомпозиција на измерените записи, со цел да се идентификуваат и отстранат компонентите од сигналот проследени со непосакувани пречки или шум. Потоа, на основниот сигнал и на неговите компоненти, применет е *FFT* алгоритамот за нивна трансформација од временски во фреквентен домен. Комбинираната употреба на овие две методи овозможува попрецизно идентификување на основната фреквенција на конструкцијата. Основната фреквенција е добар показател за понатамошно определување на граничната фреквенција која е потребна за да се изврши филтрирање на динамичките записи. Филтрирањето на динамичките записи се врши со нископропусен (*low-pass*) филтер кој ги блокира сите фреквенции над граничната фреквенција. Вредноста на граничната фреквенција е помала од таа на основната фреквенција. Истата се определува итеративно, така што по филтрирањето, динамичките компоненти на сигналот треба да се целосно отстранети.

На слика 4.а, прикажана е декомпозиција на сигналот со примена на методот *EMD*, а на слика 4.б примена на *FFT* алгоритамот на основниот сигнал и неговите компоненти, преку кој е

добиена основната фреквенција на сигналот од записот на угиби од електронскиот угибометар Dm2.

а)

б)



Сл. 4. Примена на EMD и FFT, запис од електронски угибометар Dm2.

Во Табела 2, прикажани се основните фреквенции на мостовската конструкција, добиени преку мерење на угиби со електронски угибометри.

Табела 2. Основни фреквенции на конструкцијата.

Р.Бр.	Мерен инструмент	Фреквенција [Hz]
1	Dm2	2.6513
2	Dm3	2.6513

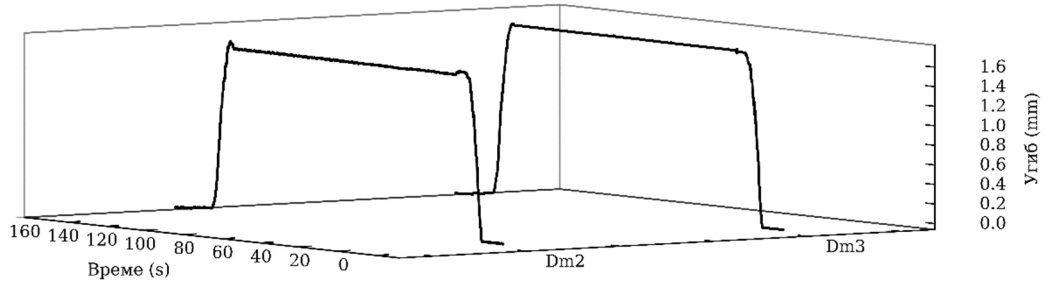
3.2. Максимален статички одговор

Максималните вредности на статичкиот одговор се определени за секоја од горенаведените методи и истите се претставени табеларно во Табела 3.

Табела 3. Максимални вредности на статичкиот одговор.

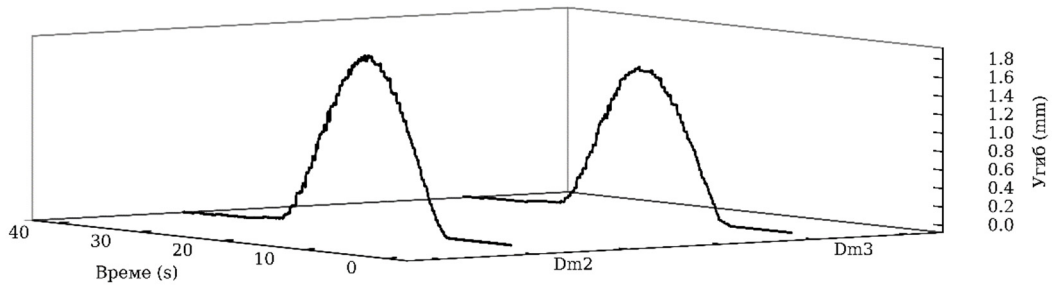
Р.Бр.	Мерен инструмент	Метод А	Метод Б	Метод В			
				10 km/h	20 km/h	30 km/h	40 km/h
1	Dm2 [mm]	1.7986	1.8837	1.9435	1.8148	1.9454	1.8430
2	Dm3 [mm]	1.6963	1.5909	1.6092	1.5881	1.5799	1.6950

На сл. 5, прикажани се измерените угиби добиени од статичка положба на пробниот товар.



Сл. 5. Угиби од електронски угибометри Dm2 и Dm3, статички товар – метод А.

За методот Б, регистрирани се угибите добиени од квази-статичко товарење каде што пробниот товар се движи низ мостот со брзина на ползење, сл. 6.



Сл. 6. Угиби од електронски угибометри Dm2 и Dm3, квази-статички товар – метод Б.

Максималните вредности на статичкиот одговор, според методот В, се добиени со филтрирање на динамичките записи измерени при различна брзина на движење на пробниот товар. Динамичките компоненти од записите се отстранети со примена на нископропусен (*low-pass*) филтер со гранична фреквенција од 1.9Hz. На сл. 7, со темно сива боја се прикажани добиените статички одговори.

3.3. Максимален динамички одговор

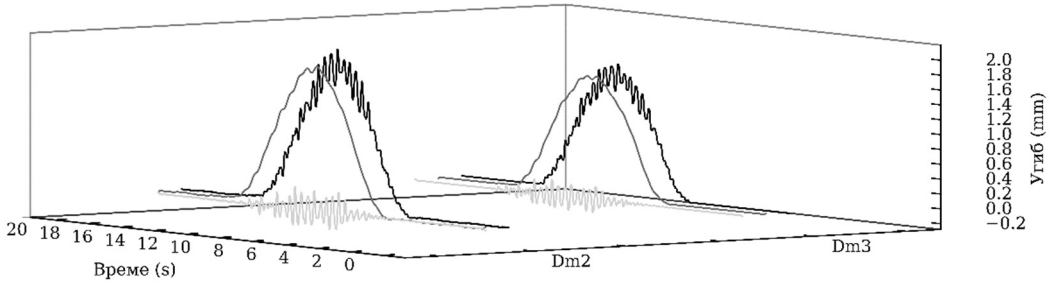
Максималниот динамички одговор е добиен од извршените мерењена угиби при рамномерно движење на пробниот товар по средината на коловозот со неколку различни брзини. Во Табела 4, претставени се максималните вредности на динамичкиот одговор кои се регистрирани при мерењето.

Табела 4. Максимални вредности на динамичкиот одговор.

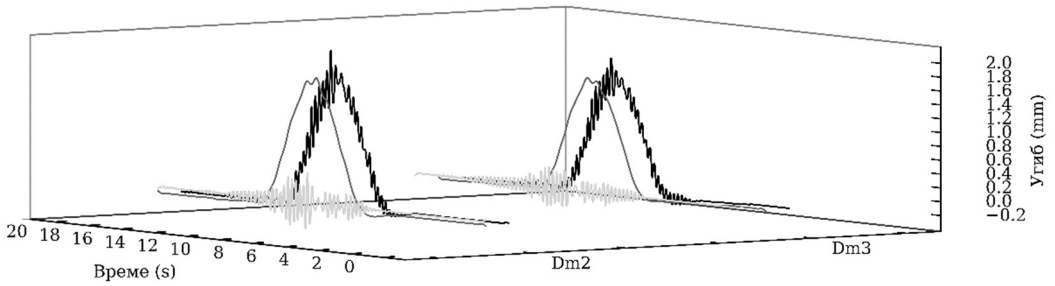
Р.Бр.	Мерен инструмент	10 km/h	20 km/h	30 km/h	40 km/h
1	Dm2 [mm]	2.1547	2.1993	2.1057	2.4962
2	Dm3 [mm]	1.7525	1.8693	1.7997	2.1442

На сл. 7, прикажани се динамичкиот одговор (црна боја), статичкиот одговор (темно сива боја) и отстранетата динамичка компонента на сигналот (светло сива боја) како разлика помеѓу динамичкиот и статичкиот одоговор.

а)

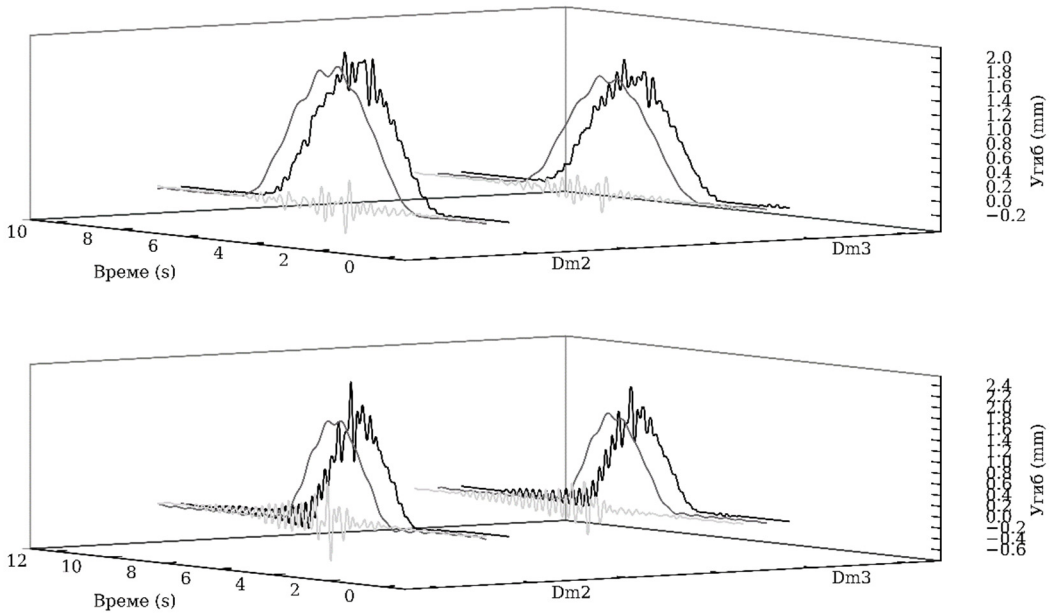


б)



в)

г)



Сл. 7. Угиби од електронски угибометри Dm2 и Dm3, динамички товар – метод В.

Од а) до г), дадени се измерените угиби при промена на брзината на движење на пробниот товар од 10km/h до 40km/h со сукцесивно зголемување за 10km/h.

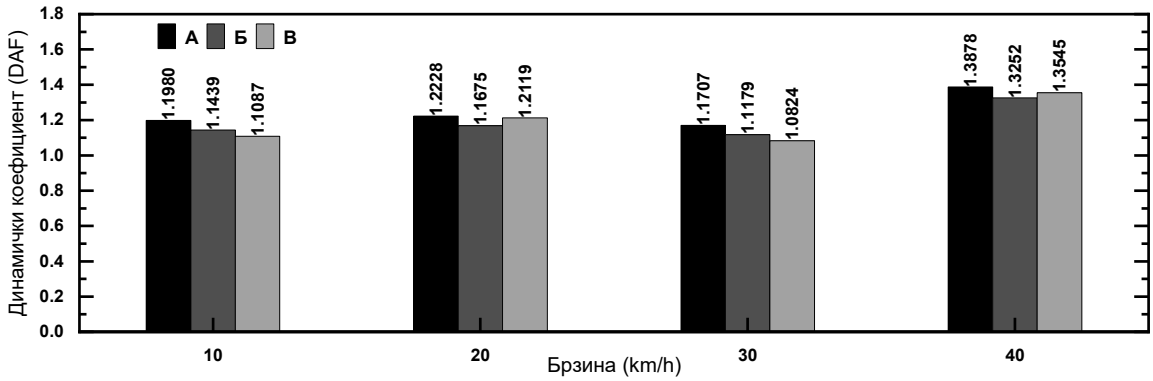
3.4. Динамички коефициент

Од претходно обработените резулатите, извршена е пресметка на DAF. Соодветно за секој метод (А, Б и В) и мерен инструмент, динамичките коефициенти се претставени табеларно (Табела 5).

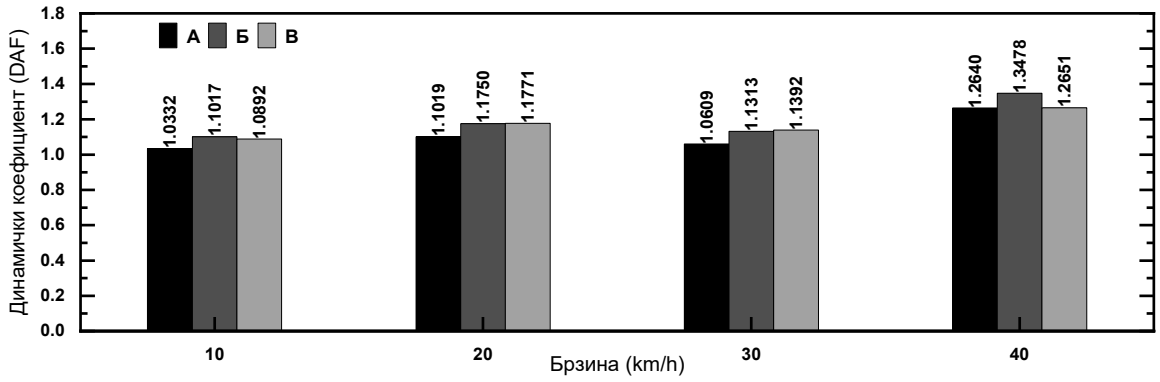
Табела 5. Пресметани динамички коефициенти.

Р.Бр.	Метод	Мерен инструмент	10 km/h	20 km/h	30 km/h	40 km/h
1	А	Dm2	1.1980	1.2228	1.1707	1.3878
		Dm3	1.0332	1.1019	1.0609	1.2640
2	Б	Dm2	1.1439	1.1675	1.1179	1.3252
		Dm3	1.1017	1.1750	1.1313	1.3478
3	В	Dm2	1.1087	1.2119	1.0824	1.3545
		Dm3	1.0892	1.1771	1.1392	1.2651

Во зависност од применетиот метод за определување на динамичкиот коефициент, на сл. 8 и 9, направена е споредба помеѓу добиените резултати.



Сл. 8. DAF, во зависност од брзина на движење, електронски угибометар Dm2.



Сл. 9. DAF, во зависност од брзина на движење, електронски угибометар Dm3.

4. ЗАКЛУЧОК

Врз основа на анализата на добиените резултати од динамичкото испитување на мостовската конструкција со пробен товар, може да се донесат следните заклучоци:

- Динамичките влијанија на возилата врз мостовските конструкции зависат од повеќе параметри: распон на мостот, брзина на движење на возилата, траекторија на движење и положбата на пробниот товар, рапавост на подлогата, рамност на дилатациони спојници и др. ;
- Ограничувањето на брзината на возилата на пониски вредности не секогаш резултира со намалување на динамичките ефекти. ;
- Вредностите на динамичкиот коефициент зависат и од применетите методи за негово пресметување. Кај методот В, изразено влијание врз DAF има определувањето на вредноста на граничната фреквенција. ;
- Методите А и Б може да се применат само во услови на контролирано динамичко испитување, кога дефинираниот пробен товар се движи низ предодредени траектории при што мостот за време на испитувањето мора да биде затворен за сообраќај. ;
- Методот В може да се примени и во услови на контролирано динамичко испитување, но и во услови кога динамичкото испитување се базира на мерење при одвивање на сообраќај.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Deng, L., Yu, Y., Zou, Q. and Cai, C. S. (2014). State-of-the-Art Review of Dynamic Impact Factors of Highway Bridges. Journal of Bridge Engineering, Vol. 20 Issue 5, May 2015.

[2] Paultre, P., Chaallal, O., Proulx, J. (1992). Bridge dynamics and dynamic amplification factors - a review of analytical and experimental findings. Canadian Journal of Civil Engineering, pp. 260-278.

[3] Јанев, Д. (2018). Определување на динамичкиот ефект од подвижните товари кај патни армиранобетонски мостови. Магистерски труд. УКИМ – Градежен факултет, Скопје, Р. Македонија.

[4] Guo Z., Li X., Yu T., Fang X. (2019). Vibration Signal EMD Filter Detection Method for Blast Furnace Opening Machine. In: Jia Y., Du J., Zhang W. (eds) Proceedings of 2018 Chinese Intelligent Systems Conference. Lecture Notes in Electrical Engineering, vol 528. Springer, Singapore.

[5] Milić, Lj., Dobrosavljević, Z., Ćertić, J. (2015). Uvod u digitalnu obradu signala. Akademska misao, Beograd, Serbia.

[6] Paarman, L.D. (2003). Design and Analysis of Analog Filters: A Signal Processing Perspective. Kluwer Academic Publishers, New York, USA.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

CS - 9

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

THE INFLUENCE OF THE METHOD OF SPECIMEN PREPARATION ON THE DEPTH OF WATER PENETRATION UNDER PRESSURE

Ksenija JANKOVIĆ[1], Dragan BOJOVIĆ[2], Ljiljana LONČAR[3], Marko STOJANOVIĆ[4], Lana ANTIĆ ARANĐELOVIĆ[5]

ABSTRACT

Samples are often delivered to the laboratory, with a requirement to test the depth of penetration of water under pressure according to SRPS EN 12390-8:2010, which calls for the preparation of samples immediately after their removal from the mold, at the age of one day. Often, these samples are not adequately prepared. As the preparation of the specimens by roughening with a steel brush, in the moment when the concrete is already approximately 28 days old, is very difficult, we tested how the results of the test of the depth of water penetration under pressure would be affected by the testing of the specimens without prior preparation (in the condition in which they were received), and what the results would be if the specimens were prepared by roughening with a hammer.

The paper presents the influence of the method of preparation of the surface of concrete specimens on the depth of water penetration under pressure. Three groups of nine specimens were created. From each group, three series of three specimens were examined: the first series of specimens without surface preparation, the second series whose surfaces were roughened with a wire brush immediately after removal from the molds and the third series whose surfaces were roughened right before the test. All specimens were exposed to water pressure, according to SRPS EN 12390-8:2010. Tests have shown that the method of surface preparation affects the depth of water penetration under pressure in concrete specimens.

Keywords: *Concrete; Surface preparation; Water pressure; Water penetration*

[1] Full Research Professor, Institut IMS, Belgrade, Serbia, ksenija.jankovic@institutims.rs
[2] Assistant Research Professor, Institut IMS, Belgrade, Serbia, dragan.bojovic@institutims.rs
[3] Principal Technical Associate, Institut IMS, Belgrade, Serbia,, ljiljana.loncar@institutims.rs
[4] Research Assistant, Institut IMS, Belgrade, Serbia, marko.stojanovic@institutims.rs
[5] Senior Technical Associate, Institut IMS, Belgrade, Serbia,, lana.antic@institutims.rs

1. INTRODUCTION

The influence of specimen preparation on the depth of penetration of water under pressure according to the regime defined by SRPS EN 12390-8:2010 is presented in the paper. The objective of the study was to determine whether and how it would affect the test results if the procedure defined in the standard wasn't followed. Specifically, the standard states that immediately after removal from the mold, the surfaces of the specimens exposed to water pressure should be roughened with a wire brush.

Specimens submitted for laboratory testing are usually more than 28 days old and not prepared in this way.

2. COMPONENT MATERIALS AND MIX DESIGN

For the purpose of this test, three mixtures were made. The mixtures were made at the Laboratory for Concrete at the IMS Institute with the following component materials:

- Cement: CEM I 42.5R "Lafarge BFC", Beocin;
- Aggregate: river, separation "Hydro base" Ostružnica, separated into fractions 0/4, 4/8, 8/16, 16/32 mm, with a percentage of 40%, 10%, 20%, 30%;
- Water: from the city water supply;
- Admixture: Cementol Hiperplast, "TKK", Srpenica 455 superplasticizer was used for the first mixture, Adinol Rapid, low temperature concreting admixture "Isomat", Simanovci for the second, and Sika ViscoCrete 5380 superplasticizer from the manufacturer "Sika", Serbia for the third.

Table 1. Concrete mixture composition.

Mix N^o	Cement kg/m^3	Aggregate kg/m^3	Water kg/m^3	Admixture kg/m^3
Mix 1	300	1897	136	1.95
Mix 2	300	1875	165	4.50
Mix 3	300	1946	142	1.80

3. EXPERIMENTAL WORK

Three series of specimens (cubes of edge15 cm) were prepared. There were three groups of specimens in each series:

1 - No surface preparation (standards);

2 - Preparation according to SRPS EN 12390-8:2010. Immediately after removal from the mold, the surface of the specimens exposed to water pressure was roughened with a wire brush [1]. The same is predicted by SRPS U.M1.015:1998, which states that the cores or the tubes obtained by cutting may also be used [2].

3 - Preparation of specimens of hardened concrete by roughening the surface in the form of a circle 75mm in diameter, according to SRPS U.M1.015:1978. The surface was roughened in the form of a circle with a diameter of 100mm, according to DIN 1048 - on the edge perpendicular to the installation direction, a circle with a diameter of 100mm was dotted with a hammer or steel spike [3].

Testing began when all specimens were more than 28 days old. Specimens were mounted on the device and a water pressure of (500±50)kPa was applied for (72±2)h.



Fig. 1. The device for testing the depth of water penetration under pressure

The specimens were then removed from the unit. The excess water was wiped from surfaces that were exposed to water pressure. Specimens were divided in half perpendicular to the side that was exposed to water pressure. When dividing the specimens and during the test, the sides of the specimens exposed to water pressure were placed on the bottom. When the split sides were dried to a level where the front of the penetration could be clearly seen, they were marked on the specimens, and then maximum depths of penetration below the test surface were measured and recorded to the nearest mm.

Figure 2 shows the depths of water penetration after exposure of the specimens to water pressure. The first specimen was tested without surface preparation, while the surface of the second specimen was prepared by roughening with a steel brush and the third by dotting.



Fig. 2. Specimens after the test

4. TEST RESULTS

The following diagram (Fig.3) shows the maximum water penetration values for each of the 9 tested series of specimens.

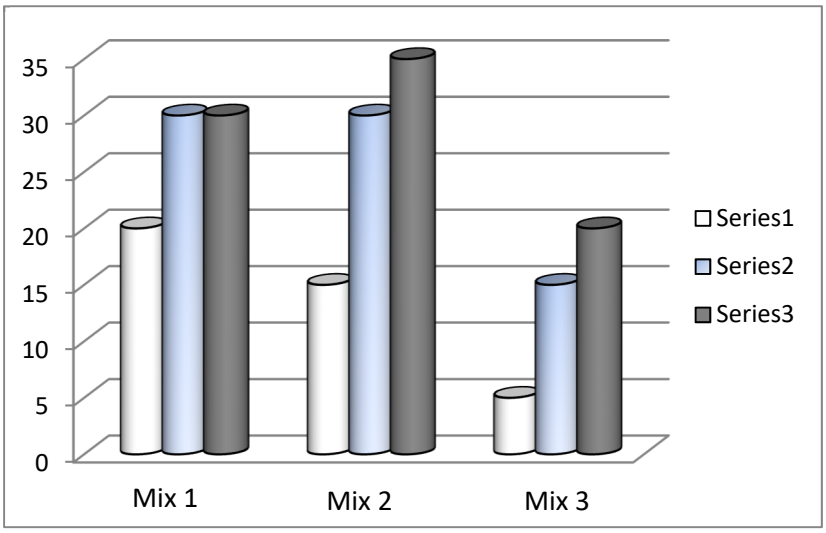


Fig. 3. Depths of water penetration depending on the method of preparation of the specimen surface

The diagram shows that in each of the three groups, the depths of water penetration were the lowest for the series 1 of (Fig.3), the surfaces of which were exposed to water pressure have not been previously prepared. The water penetration depths for the series 2 and series 3 (Fig.3), for all three specimen groups, were significantly higher. The results of the water penetration under pressure showed approximately the same values in specimens prepared immediately after removal from the mold with a wire brush and specimens prepared at the age of approximately 28 days by dotting with a hammer.

5. CONCLUSION

Based on the test results, it can be concluded that surface treatment of the specimens which will be exposed to water pressure significantly affects the depth of water penetration. Specimens whose surfaces were not prepared prior to testing have lower depths of penetration than specimens whose surfaces were previously roughened. The conclusion is that specimens submitted to the laboratory unprepared and required to be tested according to SRPS EN 12390-8: 2010 if prepared by dotting with a hammer will give the closest results to those given by adequately prepared specimens, than specimens subjected to testing prior to the previous test preparation.

Note: In this study, specimens made of concrete with chemical admixture of the sealant type were not considered.

ACKNOWLEDGEMENTS

The work reported in this paper is a part of the investigation with in the research project TR 36017 “Utilization of by-products and recycled waste materials in concrete composites in the scope of sustainable construction development in Serbia: investigation and environmental assessment of possible applications“, supported by the Ministry of Education, Science and Technology, Republic of Serbia. This support is gratefully acknowledged.

REFERENCES

[1] SRPS EN 12390-8:2010 Testing hardened concrete – Part 8: Depth of penetration of water under pressure

[2] SRPS U.M1.015:1998 Concrete – Concrete hardened – Determination of the depth of penetration of water undervpressure.

[3] SRPS U.M1.015:1978 Concrete. Method of Test for impermeability of concrete.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

CS - 10

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

FRAME STRUCTURES FOR RAILWAY VIADUCTS – SOLUTION WHICH GUARANTEE DURABILITY AND SAFETY EXPLOITATION

Alexander JIPONOV [1]

ABSTRACT

Bridge constructions with frame static scheme are proven solution for railway viaducts, which guarantees: durability, trouble – free maintenance, appropriate behaviour ensuring the assumption and transmission of vertical and horizontal efforts, redistribution of deformations occurring during the exploitation. The lack of bearings and expansion joints, makes them extremely reliable and adaptable to both the loads and the deformations that occur during the exploitation.

An example of such a construction, with a seamless period of operation for more than 30 years, is the bridge in railway area of Station – Poduyane. It is a 3 spans frame structure, with a total length of 105m, with 18 track lines at the Railway Yard Area.

In the current article, 2 railway viaducts will be presented – part of the Modernization of the Railway line Sofia – Plovdiv, railway section Elin Pelin – Ihtiman. Specific issues of the design process have been considered, with particular attention to the element stiffness proportion ratio, details of the joints, the effects of temperature, the shrinkage and creeping of the concrete, isolating the abutments from the soil effects / pressure.

Keywords: *Railway viaducts; Frame constructions; Exploitation; Stiffness*

[1] Eng. Alexander Konstantinov Jiponov, PhD Student in Transport Structural Facilities Department, FTE, UACEG, Hr. Smirnenski Blvd. №1, Sofia 1046, Republic of Bulgaria, e-mail: ajiponov@gmail.com

1. STRUCTURE AND FOUNDATION TYPES

1.1. Regarding the superstructure

Usually a prefabricated-monolithic superstructure is used, where the beams are from plain reinforced concrete. After their mounting, in-situ concrete is casted over the supports, which embeds the beams in the respective sectors. This way it is possible to achieve spans' lengths which are significantly longer than the beams' length. The beams themselves are unified in transversal direction in a grillage structure with the help of a monolithic slab [1], [2], [3], [4].

1.2. Regarding the foundation

The foundation can be of direct / spread type and pile type.

Direct foundations are modelled with the help of springs, which stiffnesses' values depend on the soil layer properties, on which the foundation is positioned. It is not correct to place a spread foundation directly onto a solid rock layer. In this case at least 0,50 m of the solid rock layer are removed and subsequently replaced with coarse sand layer. The obtained sand bed is functioning as an elastic environment with its respective properties [5] [8].

Pile foundations, when needed, could be implemented with friction piles or standing piles. The calculation model which defines their structural behaviour is again achieved with the help of springs, which stiffnesses' values depend on the soil layers properties, through which the piles are penetrating.

2. GENERAL INFORMATION ABOUT THE STRUCTURES

As a static scheme the viaducts are frame structures. The 8 no. of spans consist of prefabricated reinforced beams with length of 22m and weight of 35t each, which are unified with cast in-situ concrete slab thus creating a common structure. In longitudinal direction the beams are embedded with cast in-situ concrete over the supports and abutments, thus creating the frame structure. All the loads and actions on the structure are according to the Eurocodes. The abutments themselves are part of the frame structure. They are not subjected to passive and active soil pressure, because are protected by a retaining wall, which is founded on the same pile cap – Fig. 11.

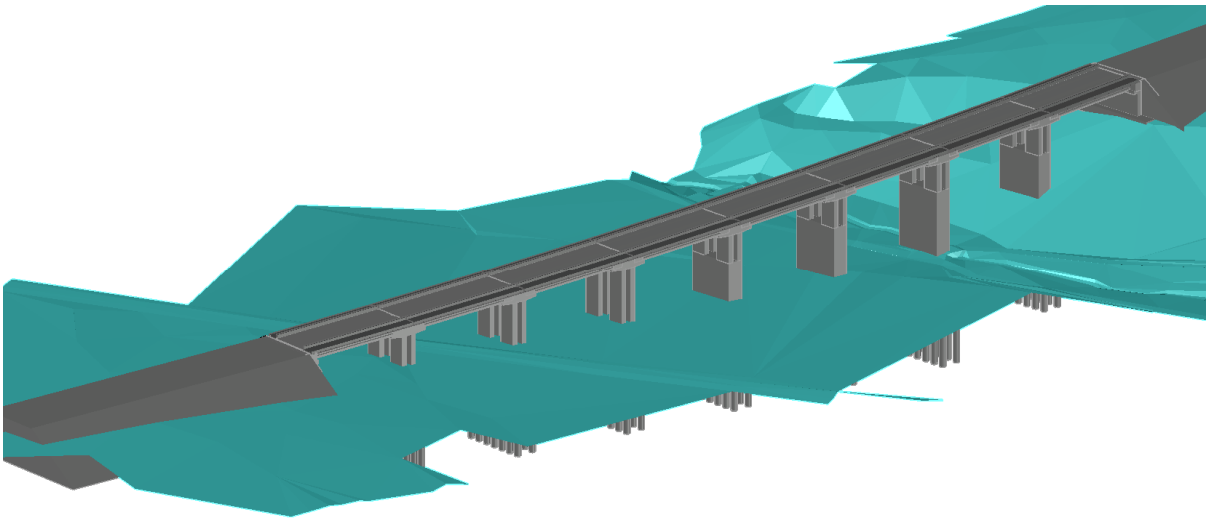


Fig. 1. Visualization

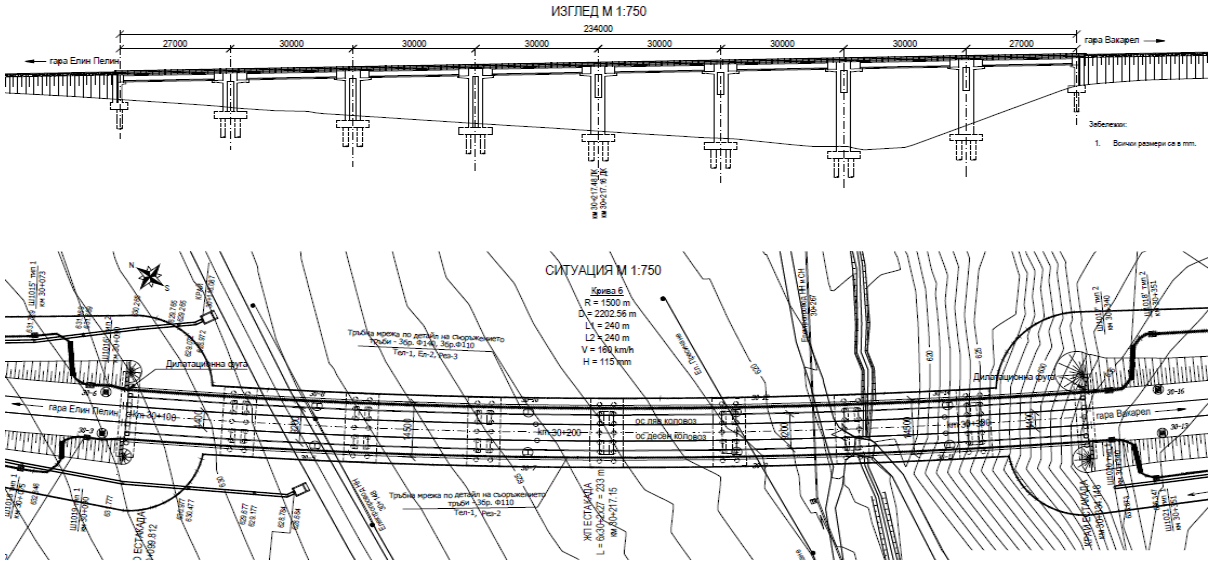


Fig. 2. General plan

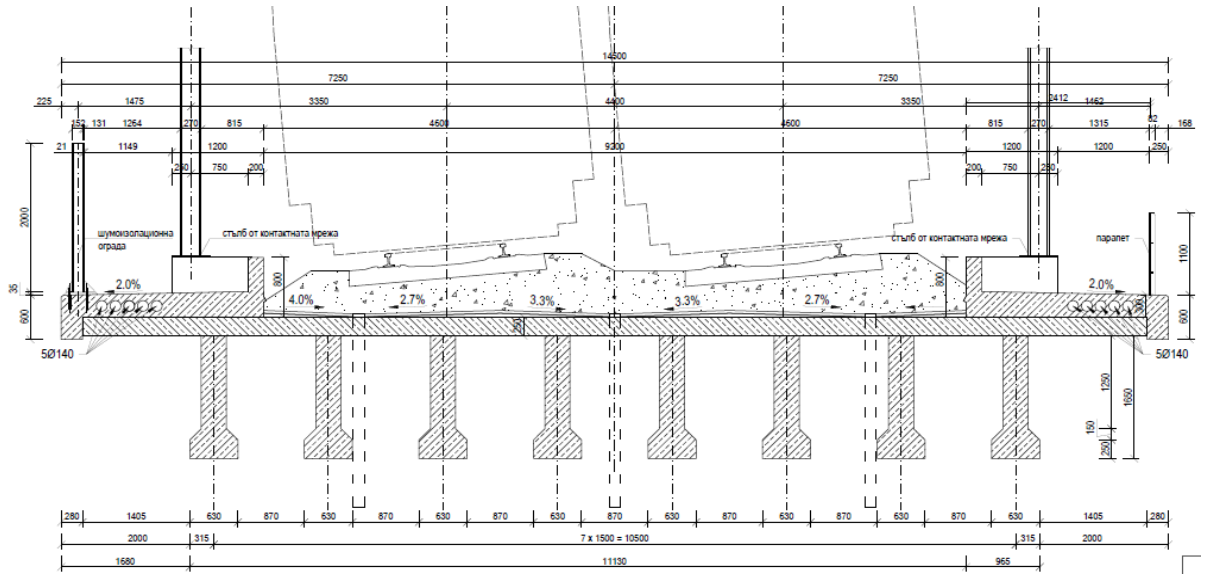


Fig. 3. Cross section

2.1. Viaduct at km 30+217

The railway viaduct consists of two tracks with 6 no. of middle spans with length of 30m each and 2 no. outermost spans with length of 27m each. The overall length is 234m. The viaduct is positioned in a curve with r=1500m for the left track in direction of Ihtiman and r=1504m for the right track. It crosses both a coulee, for which a correction is envisioned, and 2 no. of 20kW power lines, one of which requires a dislocation.

The dilatations between the frame structure and the retaining wall are with overall value of about 8 cm (from -5 to +3 cm).

2.2. Viaduct at km 30+765

The railway viaduct consists of two tracks with 12 no. of middle spans with length of 30m each and 2 no. outermost spans with length of 27m each. The overall length is 414m. The viaduct is positioned in a curve with r=1500m for the left track in direction of Ihtiman and r=1504m for the right track. The dilatations between the frame structure and the retaining wall are with overall value of about 15 cm (from -6 to +9 cm).

2.3. Construction technology

The following technological order will be maintained during the construction of the facility:

- Casting the in-situ piles with diameter of 120cm and length of 20m. During the casting the following should be done:
  - conducting tests for bearing capacity of a single pile of the pile groups positioned at the beginning, middle and end of the viaduct;
  - running a check and recording an ultrasound scan of the achieved concrete density of all piles, which should remain as a project documentation.
- Formwork mounting, reinforcement placing and concrete casting for all the middle supports' and abutments' pile caps;
- Formwork mounting, reinforcement placing and concrete casting for the abutments to level top edge of predalle and all piers to level 25cm beneath top edge monolithic in-situ slab;
- Mounting of the prefabricated and pre-transported to the construction site reinforced concrete beams with length of 22m and weight of 35t each;
- Formwork mounting, reinforcement placing and concrete casting for monolithic sectors and in-situ slab. During the reinforcement placing the overlapping of both horizontal and vertical bars to be achieved with front contact welding or with rebar couplers;
- Mounting of the dilatation joint between the viaduct and the retaining wall;
- Concrete casting for the sidewalks' sections, with leaving of openings for the handrail scepters;
- Mounting of the gullies and casting the concrete for dewatering inclination, which is with maximal thickness of 5cm. After a while, depending on the type of insulation used, the hydroinsulation of the slab along with the protective layer is implemented;
- At both ends of the viaduct, at the connection with the backfill, two types of connections could be implemented:
  - first variant – implementation of two curtain walls, which has sleepers installed subsequently before and after them;
  - second variant – implementation of transitional devices to prevent falling out of the ballast bed onto the dilatation joint.

The advantage of the second variant is that it prevents the lifting of the heavy machine for sieving of the ballast bed during operation and maintenance of the railway [6].

3. SPECIFIC POINTS OF THE DESIGN PROCESS

3.1. Elements' stiffness proportion ratio

With long viaducts the separate elements' stiffness proportion ratio is crucial for optimizing the structural behaviour. For the correct proportions to be obtained the respective analyses should be made. The final goal is to get a structure with optimal behaviour in all of the standardized limit states. The parameters for the limits of the desired structural behaviour are the minimal and maximal stiffness for specific elements. In the superstructure the minimal stiffness is required, based on the desired deformation in horizontal and vertical direction to be in standardized limits. These factors can be influenced with the cross-section to span length ratio. The goal is a structure, which is not susceptible to severe deformations. Suitable and easy method for determining the dimensions is established by years of practice and the indicative proportions of structural height to span length are varying from 1/8 to 1/24, depending on the type and purpose of the structure [3], [4], [8].

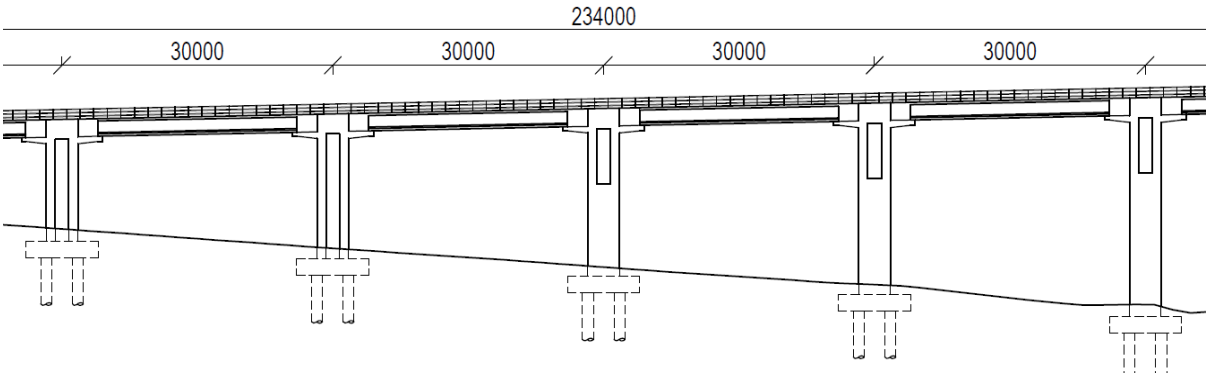


Fig. 4. Geometry

During the design of the connection for the joints between superstructure and substructure elements in the particular case a proportion is sought where the superstructure have greater bending stiffness than the substructure elements, which are connected to it.

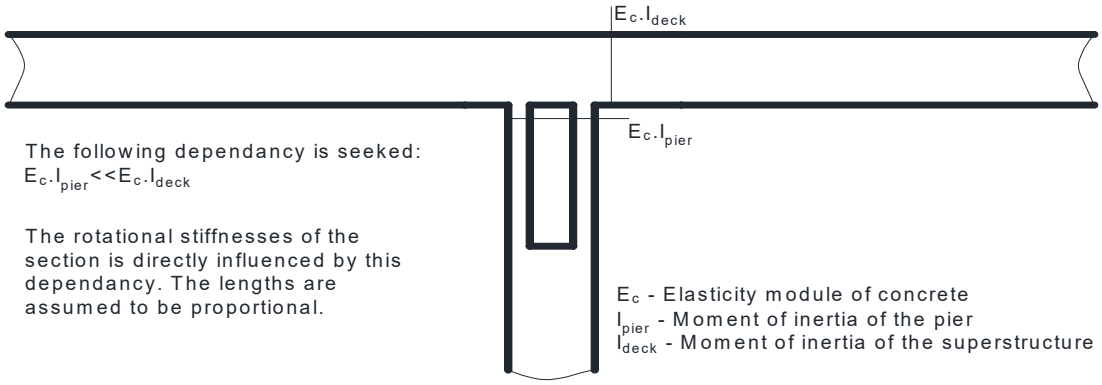


Fig. 5. Stiffness proportions

This way a behaviour is provided for the superstructure beam, which is very close to the classic continuous beam behaviour. Thus two connected structures are obtained which don't affect drastically each other. The final result is that the bending moments caused by the superstructure shortening / lengthening deformations are drastically decreased both in the substructure elements themselves and in the joints' equilibrium. Other important aspect of this design is that loadings on the bridge superstructure don't create critical bending moments for the substructure and vice-versa. For determining the correct ratio several options for the joints have been analysed, all with different geometric proportions of the substructure elements. The last critical aspect is the equalization of the stiffness properties of the substructure elements.

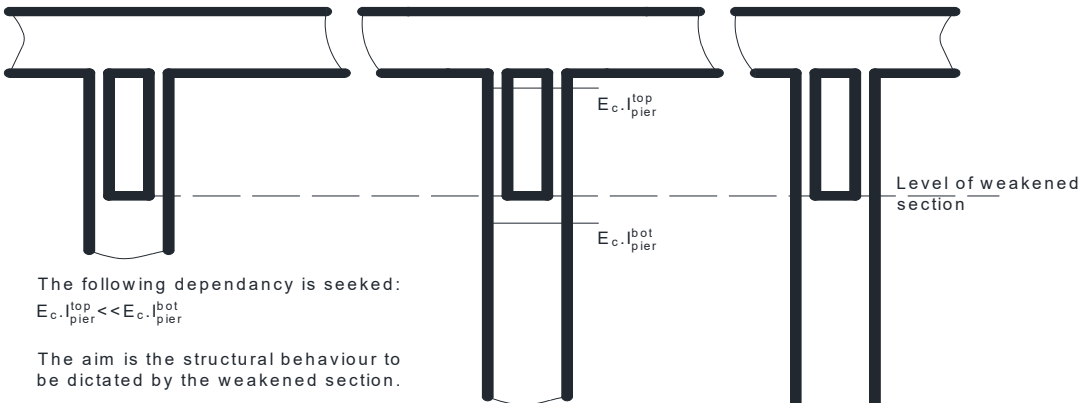


Fig. 6. Weakened section

The main factor participating in this is the height of every single pier. Leaving different supports' heights without taking into consideration their different stiffness properties could lead to critical situations. Increased second order effects, uneven dynamic loadings distribution and a number of other problems could prove to be critical. Such parameters are often avoided and rarely are being left to be leading for the design, because of their time consuming and often unreliable analysis. This problem could be solved with a number of methods, like using a typical cross section with reliable stiffness in horizontal / transversal direction – a box, for example.

In the particular case a decision has been made for all the piers to be designed in a way to guarantee high stiffness below a particular level. For determining the level a quick proportions determining is enough as a start and it is updated after initial analyses. The determining criterium is uniform behaviour of the structure under dynamic effects / horizontal loadings, which eliminates the overloading of certain elements.

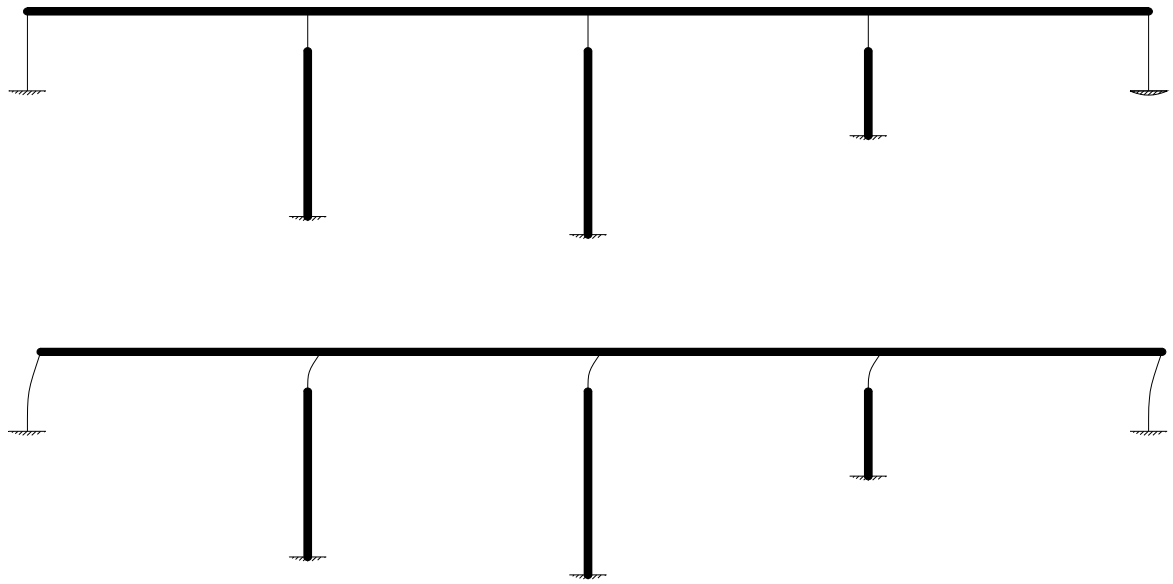


Fig. 7. Static scheme of the structural behavior under horizontal loading

The stiffness should be in the limits – from minimal stiffness, which is dictated by allowable deformations outside the structural plane, to maximal stiffness, which leads to critical states from superstructure shortening / lengthening effects in horizontal longitudinal direction.

3.2. Joints detailing

The joints' detailing and their implementation are important for the desired behaviour of the structure. In the particular case a prefabricated-monolithic solution is sought. For this purpose, a detail has been designed, which provides the possibility for mounting the beams in their design positions without the help of temporary supporting elements. For all elements' reinforcement quantities have been predetermined, which need to be correctly anchored in the joint. For the reinforcement baskets to be correctly assembled, all of the waiting reinforcement is selected to be anchored in free zones with open access for work.

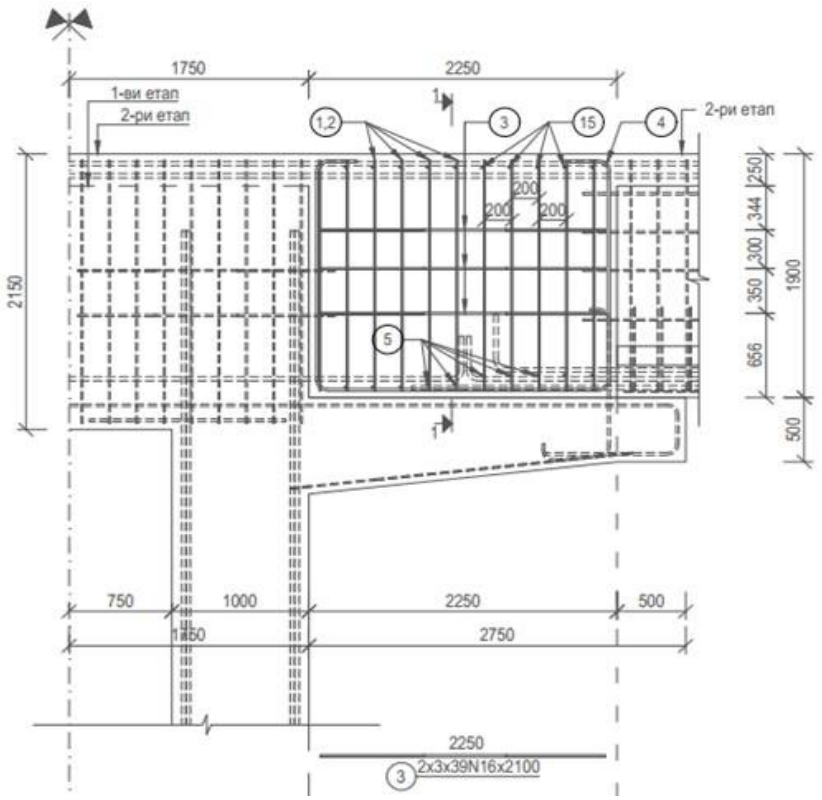


Fig. 8. “Reinforcement basket” of the frame joint superstructure - pier

3.3. Isolating of the abutments from the backfill

A vertical reinforced concrete retaining wall is positioned behind each of the abutments for protecting the endmost support from direct contact with the backfill.

The aim is the effects from soil pressure on the structure to be eliminated. Due to the large uninterrupted structure length the displacements at the end supports are expected to be quite big. Such displacements of the abutment could lead to varying of the active and passive soil pressure, which respectively are influencing the structure. Such varying on the other hand could lead to interrupted contact between structure and backfill [7].

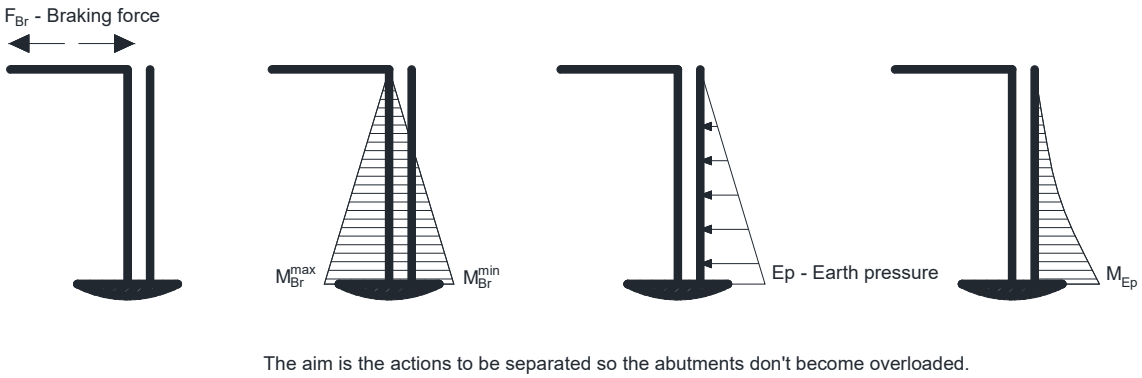
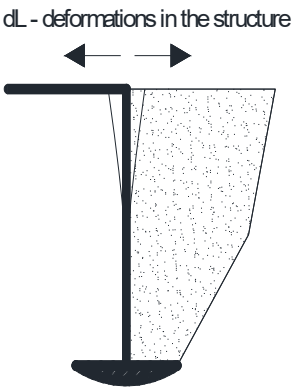


Fig. 9. Behaviour of the abutments and the retaining walls behind them



The main reason is that the lengthening/shortening effects from deformations could lead to compromising the backfill and would lead to extreme forces in the structure itself.

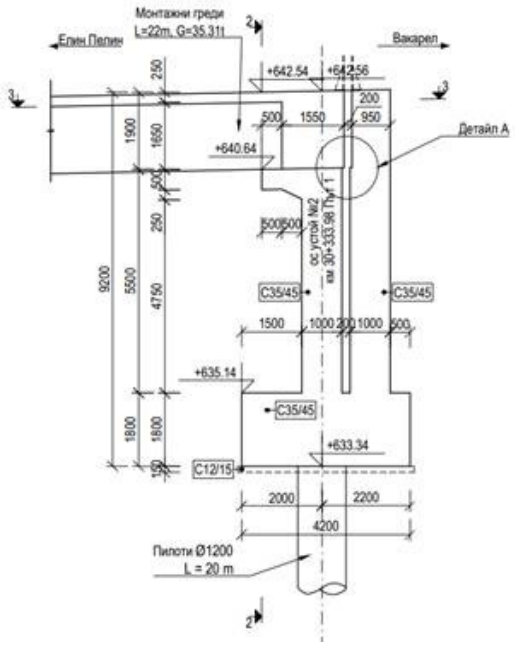


Fig. 10. Behaviour of the abutments

Fig. 11. Form of the abutment

This interruption is critical for the structure's durability, due to it causing soil settlements, active corrosion zones and overall problems with the structure behaviour. For the particular case a retaining wall is designed within direct proximity to the endmost bridge supports. The two structures are stepping on the same foundation. When designing such a structure it is necessary the possible displacements in both elements to be taken into account and the needed distance between them to be provided. Also, the common foundation should be designed for the cooperative behaviour of the two elements.

3.4. Thermal effects

The thermal effects should be taken into account with their full capacity, since they are important critical effect for continuous structures. They usually lead to significant deformations and can dictate the division of the structure to separate blocks. With the correct stiffness proportion ratio, the thermal effects could be lowered to their minimal values, but they are still critical for certain elements. Load combination with dominant thermal effects is taken into account for every structural element.

3.5. Creep and shrinkage of concrete

The creep and shrinkage of concrete are effects which are difficult to be defined precisely. Because of this every design normative has them included with their maximal values. These values in most of the cases are on the conservative side and can be reduced by more precise analyses and building conditions, time for construction, care for concrete, quality of the materials. Due to the susceptibility of the continuous structures for the particular case is decided in favor of the Eurocode values, which are on the conservative side. The design of the structures is made with the maximal values of creep and shrinkage and their effects are added in every load combination for which they prove to be unfavorable. The deformations due to creep and shrinkage are critical parameter for determining the maximal and minimal dilatations and are also taken into account when defining the joints' dimensions and their location.

REFERENCES

[1] The European Standard EN, Eurocode 1992-1 - General rules and rules for buildings, 2007;

[2] The European Standard EN, Eurocode 1992-2 - General rules and rules for bridges, 2007;

[3] Narayanan R. S., Beeby A. (2005), Designers` guide to EN 1992-1-1 and EN 1992-1-2. Eurocode 2: Design of concrete structures. General rules and rules for buildings and structural fire design; ISBN: 07277 3105 X, Thomas Telford;

[4] Hendy C. R., Smith D. A. (2007), Designers` guide to EN 1992-2. Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 2: Concrete bridges; ISBN: 978-0-7277-3159-3, Thomas Telford;

[5] Nikolov P. (2013), Concrete road bridges, Designers` guide, ISBN: 978-619-90057-2-9, Konsult 2000 Ltd;

[6] Topurova, I., Nikolov P., Topurov K. (2016), "Highway Viaduct Renovation". Procedia Engineering "Bridges in Danube Basin 2016 – New trends in bridge engineering and efficient solution for large and medium span bridges", Žilina, Slovakia. Published by Elsevier;

[7] Nikolov P. (2012), "Limitation of the translation for overpasses with integral abutments", International Jubilee Conference UACEG2012: Science & Practice;

[8] Nikolov P. (2012), "Modelling of structural and non-structural elements of bridges", International Jubilee Conference UACEG2012: Science & Practice

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

CS - 11

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

ANALYSIS OF FIRE RESISTANCE OF RC BEAMS ACCORDING TO EUROCODE 2

Sabina KOZLICA[1], Sanin DŽIDIĆ[2]

ABSTRACT

Safety in service life of the load-bearing structure is one of the design goals that structure needs to satisfy. This is achieved by an adequate analysis of actions and their possible combinations and scenarios. Until the Eurocodes, these analyzes have not considered fire performance of the structure or individual structural element. Later, by adoption and implementation of Eurocodes, the fire is seen as an incidental action to the load-bearing structure, since it can appear in any time at any place. For this purpose, specific standardized design fire scenarios were developed, as well as design procedures for the determination of fire resistance of structural elements, which are the result of various and extensive experimentation. The fire resistance of the structure or of the part of the structure is either to be considered at the very beginning of the design procedure or they can undergo determination of load-bearing capacity regarding fire conditions during its service life. Either way, the ultimate goal of conducting the fire resistance analysis of the structure or of the part of the structure is to determine the period of time in which the element will maintain fire resistance criteria in the event of a fire for safe evacuation of occupants and goods and prevention of structural failure, as well as possibility for retrofit of the structure after the fire. It is possible to structurally prevent damage occurrence in the structure or in the part of the structure, caused by fire action, by following rules given by the Eurocode 2 that are discussed and explained in this research. In addition, this paper describes that the fire resistance capacity of the structure or the part of the structure is, besides all previously mentioned parameters, dependent on the concrete and reinforcement steel technology production as well. Also, in this paper, it is presented an analysis of the contribution of concrete cover to reinforcement to fire resistance of reinforced concrete beams, as well as concrete class and reinforcement arrangement in cross section for RC beams of different spans and cross sections according to EN 1992-1-2 by applying simplified calculation method for slabs and beams.

Key words: *Fire Resistance; RC beams; Eurocode 2*

[1] Sabina Kozlica, M.CEng, University of Bihać, Technical Faculty, Department of Civil Engineering, Bosnia and Herzegovina, sabina_kozlica_@hotmail.com

[2] Assoc. Prof. Dr. Sanin Džidić, University of Bihać, Technical Faculty, Department of Civil Engineering and International BURCH University Sarajevo, Faculty of Engineering and Natural Sciences, Department of Architecture and Department of Civil Engineering, ninsa_d@hotmail.com

1. INTRODUCTION

Fire, according to International Standard ISO 13943 (E/F), represents uncontrolled self-sustaining combustion that is uncontrollably spread in time and space. By observing this fact, it can be concluded that fire occurrence is not dependent neither on specific location nor on time period. Simply, fire can occur at any time and any place. [3] By taking into account previously mentioned facts, the need for adoption of fire as an action on the structure is justified.

This research is based on determination of moment capacity in fire condition of three beams, different in dimensions, for each beam varying proper parameters. The subject beams are of dimensions as follows: 20/40 cm/cm with the span of 3 m, 30/60 cm/cm with the span of 5 m, 50/80 cm/cm with the span of 8 m. The parameters that were varied are: quantity and arrangement of the reinforcement (cross section reinforced with rebar in one and two layers in tensile zone), concrete class (C 20/25, C 30/37, C 40/50) and concrete cover to reinforcement (from 1 cm to 5 cm).

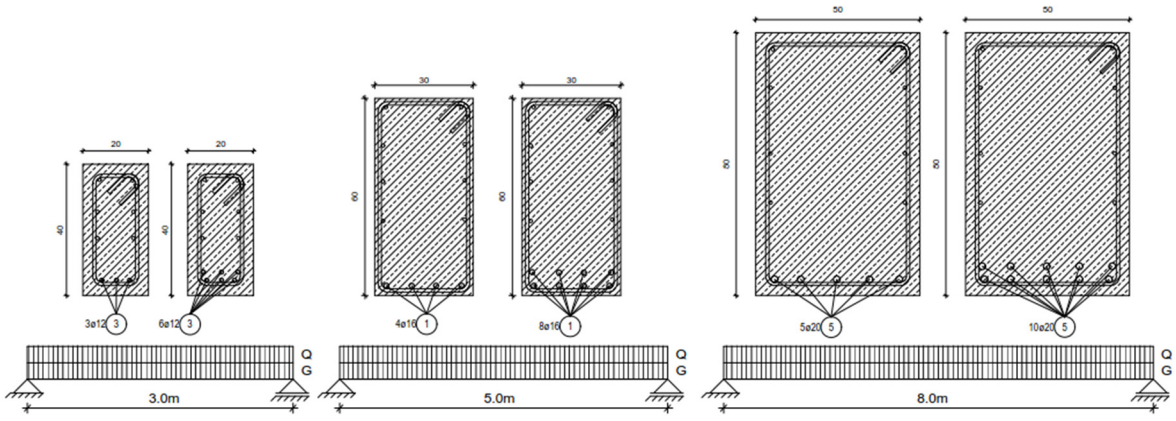


Fig. 1. Characteristics of cross sections

The cross section of dimensions 20/40 cm/cm are reinforced with 3Ø12 in one row in tensile zone in the first case, and with 6Ø12 in two rows in tensile zone in the second case. The cross section of dimensions 30/60 cm/cm are reinforced with 4Ø16 in one row in tensile zone in the first case, and with 8Ø16 in two rows in tensile zone in the second case. The cross section of dimensions 50/80 cm/cm are reinforced with 5Ø20 in one row in tensile zone in the first case, and with 10Ø20 in two rows in tensile zone in the second case. For each beam, the fire deign was conducted by using types of temperature profiles – EN 1992-1-2 and BRANZ TR8.

2. MODELLING OF FIRE AS AN ACTION ON THE STRUCTURE ACCORDING TO EN 1991-1-2

The behavior of fire during the specific fire scenario was difficult to describe in the way that it could be represented by the means of mathematical expressions applicable on real structures. After many experimental researches, the possible ways of description of fire behavior are summarized in two categories: modelling of fire by using standard temperature-time curves and modelling of fire by using natural temperature-time curve.

In order to understand these two approaches to the modelling of fire as an action on the structure, it is necessary to explain the behavior of fire from its start to its end, which is presented in further text.

Fire starts by the ignition. In the first period, after the ignition, the average room temperature is relatively low. In this period, the active fire protection measures can fulfill their role in the fire protection, e.g.by using fire detection system, sprinkler systems, etc. After specific period of time, due to impact of smoke gases increase and radiation from fire flame, the temperature in the room increases drastically, which represents the phase of fire development. After a while, when the room temperature reaches the temperature value of 600°C in the region of the ceiling, the phase known as flashover occurs, leading to fully developed fire. In this phase of fire all active fire protection measures fail.

After the flashover phase, with the temperature drop to $0.8T_{max}$, the cooling phase starts, as a consequence of smaller amount of produced heat.

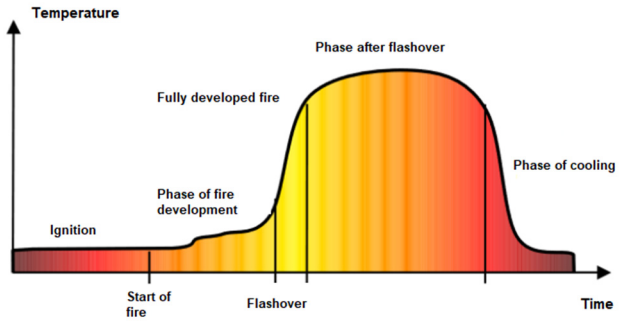


Fig. 2. The phases of fire development [5]

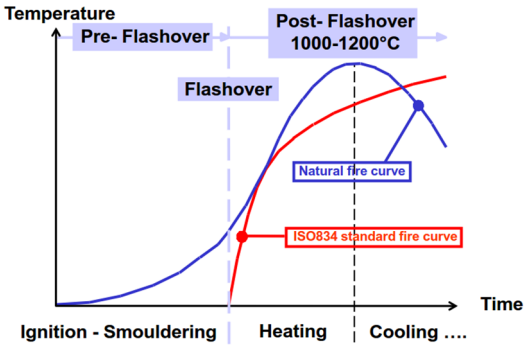


Fig. 3. The comparison of standard temperature-time curve and natural temperature-time curve [11]

In the Fig. 2., the comparison of standard and natural temperature-time curves is presented. At first sight, it can be seen that the natural fire curve more closely describes the behavior of fire, while standard fire curve has specific differences. Namely, these differences are as follows:

- standard fire curve does not consider pre-flashover and post-flashover phases, while natural fire curve does;
- using standard fire curves means that the whole fire compartment is in fire, while using natural fire curve means that either the whole or a part (localized fire) of fire compartment is in fire;
- standard fire curves are generally applicable on every fire compartment, while natural fire curves are limited for a specific fire compartment only;
- standard fire curves do not consider real parameters, while natural fire curves consider many real parameters when inspecting the specific fire compartment; and
- standard fire curves do not include into consideration fire load and ventilation conditions, while natural fire curves include these parameters among all other.

Standard fire curves are used for the testing of construction products in the test furnaces in order to determine their fire resistance. These curves are divided into three groups:

- cellulose fire curve (ISO 834), which is mostly used for architectural buildings,
- hydrocarbon fire curve for flammable liquids and gases, e.g. for facilities containing petroleum such as various reservoirs, tunnels, etc.,
- external nominal fire curve, for testing of external walls and transfer of the fire from one building to another or transfer of external fire from the environment on the building.

Natural fire models can be simplified fire models (which can be with the fire compartment with localized fire and with fully engulfed fire compartment) and advanced fire models (one-zone models, two-zone model, combined one-zone model and two-zone model, computer fluid dynamics). Some of the parameters that natural fire curves involve into analysis are: size and geometry of the fire compartment, possibility of fire occurrence, fire spread and duration, density and arrangement of fire load, amount of released heat and ventilation conditions, application of active fire protection measures, evacuation conditions, etc.

3. THE BEHAVIOR OF CONCRETE AND REINFORCEMENT STEEL AT HIGH FIRE TEMPERATURES

By the increase of the temperature due to fire influence, the strength of concrete and reinforcement steel lowers by a specific factors. The reduction of characteristic strength of concrete and reinforcement steel is in the function of temperature θ by the reduction factor – for concrete denoted

$k_c(\theta)$ and for reinforcement steel denoted $k_s(\theta)$. These factors can be drawn from the graphs represented on the next figures.

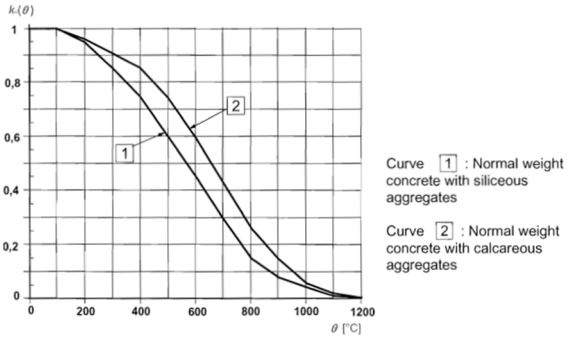


Fig. 4. Coefficient $k_c(\theta)$ allowing for decrease of characteristic strength (f_{ck}) of concrete [10]

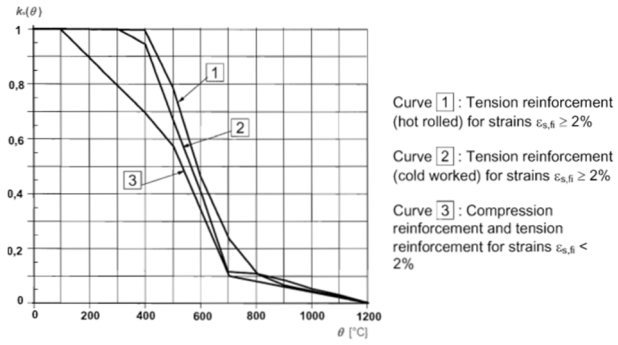


Fig. 5. Coefficient $k_s(\theta)$ allowing for decrease of characteristic strength (f_{yk}) of tensile and compressed reinforcement (Class N) [10]

Generally, by concrete and reinforcement steel production technology, the resistance to fire of an element or of a part of the structure can be improved.

From the graph above, it can be seen that contribution to higher fire resistance of the element or of the part of the structure could be achieved by the proper selection of aggregates in the concrete matrix. As compared on the graph, concrete with siliceous aggregates is less resistant comparing to the concrete with calcareous aggregates.

The specific phenomenon that can occur, regarding concrete, due to high temperatures from the fire, is spalling of concrete. Spalling of the concrete represents the fall off of the concrete cover layer, as a result of evaporation of free water from the concrete matrix, left over from the chemical reaction during the hardening process of the concrete. Spalling can be either nonaggressive peeling off of the concrete cover layer or explosive spalling.

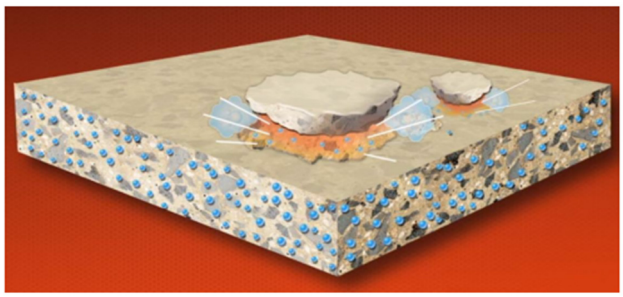


Fig. 6. The occurrence of spalling due to evaporation of free water [13]

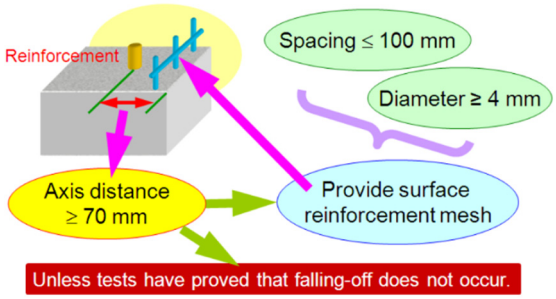


Fig. 7. The requirements of prevention from spalling occurrence [12]

The occurrence of spalling can be prevented by appropriate use of reinforcement diameter, which can not be smaller than 4 mm, and reinforcement arrangement with reinforcing bar distance not more than 100 mm. In addition, the percentage of moisture in the concrete matrix contributes to prevention against spalling, which is determined by national annexes, but recommended value is 3%.

The graph in the Fig.5 represents the values of reduction factor for reinforcement steel. These values are dependent on production technology. Although the cold worked reinforcement steel has cca. 20% higher strength in ambient conditions, the hot rolled reinforcement is more resistant to fire and reliable regarding fire resistance, since by hot rolling process there is no risk of residual stress occurrence in the rebar.

4. FIRE RESISTANCE REQUIREMENTS AND LOAD BEARING CAPACITY OF THE BEAMS IN FIRE CONDITIONS

4.1. Fire resistance requirements

Fire resistance is the ability of an element or part of a structure to fulfill specific criteria depending on the role in the construction during a specific period of time. In other words, the element or part of a structure is required to maintain its prescribed function in the structure at the fire occurrence during the demanded period of time, measured in minutes.

These requirements are divided into three groups: load bearing function R, integrity separating function E, and thermal insulating separation function I.

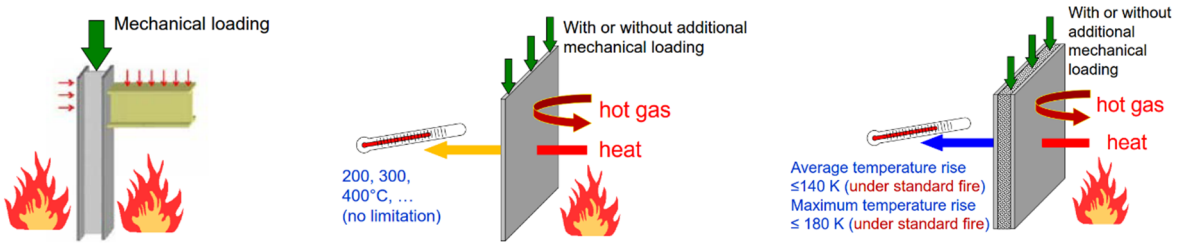


Fig. 8. Fire resistance requirements: R, E and I [11]

Load bearing function R represents the capacity of the structure to maintain its required mechanical resistance during the fire action for requested period of time. Integrity separating function is the capacity of the structure to prevent hot gasses and flame of fire passing into unexposed side of the compartment to the fire for requested period of time. Thermal insulation separating function describes the capacity of the structure to provide insulating and protecting role against passing of hot gases on the unexposed side of fire compartment for requested period of time.

These requirements come also in combination. For example, columns are elements that are required to fulfill load bearing function only, while slabs are required to fulfill all three criteria. Doors are the example of the elements that are required to maintain E and I criteria.

4.2. Load bearing capacity of the beams in fire conditions

The determination of fire resistance of any element in the structure can be done by using various methods that Eurocode offers. For the determination of fire resistance of reinforced concrete beams, in this paper, the simplified calculation method for slabs and beams was used. Namely, simplified calculation method for slabs and beams is practically the continuation of using tabular method, which is used in case that the axis distance "a" to bottom reinforcement is less than that required by the tables or more precise.

The moment capacity in fire conditions can be calculated by the following expression:

$$M_{Rd,fi} = \left(\frac{\gamma_s}{\gamma_{s,fi}}\right) \cdot k_s(\theta) \cdot M_{Ed} \cdot \left(\frac{A_{s,prov}}{A_{s,req}}\right) \tag{1}$$

where:

$\gamma_{s,fi}$ – partial safety factor for steel in fire situation (1.0),
γ_s – partial safety factor for steel in ambient condition (1.15),
$k_s(\theta)$ – reduction coefficient of strength of steel at the temperature θ for required period of fire resistance,
M_{Ed} – design bending moment at ambient conditions,
$A_{s,prov}$ – actual cross sectional reinforcement area in cross section,
$A_{s,req}$ – required cross sectional reinforcement area in cross section.

For the beam, in order to have required period of resistance to fire in minutes, following condition must be fulfilled:

$$M_{Rd,fi} > M_{Ed,fi} \tag{2}$$

where:

$M_{Ed,fi}$ – desing bending moment in fire conditions.

5. RESULTS OF FIRE RESISTANCE OF BEAMS

The results of extensive determination of fire resistance for all beams are presented. The RC beam of cross section dimensions 20/40 cm/cm is presented with 2 tables, showing results for beam reinforced with rebar in one and two rows separately. The beams 30/60 cm/cm and 50/80 cm/cm are represented with 4 tables each – two tables for each type of temperature profiles for the cross section reinforced with rebar in one and rebar in two rows.

The beam 20/40 cm/cm, l = 3 m

Table 1. Overview of results of fire resistance analysis of the beam b/h = 20/40 cm/cm reinforced with 3Ø12, B500 in one row in tensile zone, l = 3 m (temperature profiles BRANZ TR 8)

Concrete class	CONCRETE COVER TO REINFORCEMENT (cm)																					
	1,00				1,50				2,00				2,50				3,00				3,50			
	M_{Rd}	$M_{Ed,fi}$	$M_{Rd,fi}$	R	M_{Rd}	$M_{Ed,fi}$	$M_{Rd,fi}$	R	M_{Rd}	$M_{Ed,fi}$	$M_{Rd,fi}$	R	M_{Rd}	$M_{Ed,fi}$	$M_{Rd,fi}$	R	M_{Rd}	$M_{Ed,fi}$	$M_{Rd,fi}$	R	M_{Rd}	$M_{Ed,fi}$	$M_{Rd,fi}$	R
C 20/25	50,65	35,45	26,80	-	49,92	34,94	34,44	-	49,18	34,42	39,59	60	48,44	33,91	45,12	60	47,70	33,39	37,30	90	46,97	32,88	39,43	90
C 30/37	52,25	36,76	27,64	-	51,51	36,06	35,54	-	50,78	35,54	40,87	60	50,04	35,03	46,61	60	49,30	34,51	38,55	90	48,56	33,99	40,77	90
C 40/50	53,05	37,13	28,06	-	52,31	36,62	36,10	-	51,58	36,10	41,52	60	50,84	35,59	47,36	60	50,10	35,07	39,18	90	49,36	34,55	41,44	90

Concrete class	CONCRETE COVER TO REINFORCEMENT (cm)											
	3,50				4,00				4,50				5,00			
	M_{Rd}	$M_{Ed,fi}$	$M_{Rd,fi}$	R	M_{Rd}	$M_{Ed,fi}$	$M_{Rd,fi}$	R	M_{Rd}	$M_{Ed,fi}$	$M_{Rd,fi}$	R	M_{Rd}	$M_{Ed,fi}$	$M_{Rd,fi}$	R
C 20/25	46,23	32,36	33,49	120	45,49	31,84	35,57	120	44,75	31,33	37,57	120				
C 30/37	47,83	33,48	34,65	120	47,09	32,96	36,82	120	46,35	32,45	38,91	120				
C 40/50	48,63	34,04	35,23	120	47,89	33,52	37,45	120	47,15	33,01	39,58	120				

Table 2. Overview of results of fire resistance analysis of the beam b/h = 20/40 cm/cm reinforced with 6Ø12, B500 in two rows in tensile zone, l = 3 m (temperature profiles BRANZ TR 8)

Concrete class		CONCRETE COVER TO REINFORCEMENT (cm)																	
		1,00			1,50			2,00			2,50			3,00			3,50		
C 40/50	C 30/37	M_{Rd}	$M_{Ed.fi}$	$M_{Rd.fi}$	M_{Rd}	$M_{Ed.fi}$	$M_{Rd.fi}$	M_{Rd}	$M_{Ed.fi}$	$M_{Rd.fi}$	M_{Rd}	$M_{Ed.fi}$	$M_{Rd.fi}$	M_{Rd}	$M_{Ed.fi}$	$M_{Rd.fi}$	M_{Rd}	$M_{Ed.fi}$	$M_{Rd.fi}$
		R			R			R			R			R			R		
191,06	188,07	182,07	133,74	142,82	189,31	132,52	169,81	187,57	131,30	177,95	185,82	130,07	141,57	184,07	128,85	143,94	182,32	127,62	152,01
		60			60			60			90			90			120		
	C 20/25																		
		60			60			60			90			90			120		
		182,07	127,45	136,10	180,33	126,23	161,75	178,58	125,00	169,42	176,83	123,78	134,72	175,08	122,56	136,91	173,33	121,33	144,51
	C 30/37																		
		60			60			60			90			90			120		
		188,07	131,65	140,58	186,32	130,42	167,13	184,57	129,20	175,11	182,8	127,97	139,29	181,07	126,75	141,60	179,32	125,53	149,51
		60			60			60			90			90			120		
		191,06	133,74	142,82	189,31	132,52	169,81	187,57	131,30	177,95	185,82	130,07	141,57	184,07	128,85	143,94	182,32	127,62	152,01
		60			60			60			90			90			120		

Concrete class		CONCRETE COVER TO REINFORCEMENT (cm)																	
		1,00			1,50			2,00			2,50			3,00			3,50		
C 40/50	C 30/37	M_{Rd}	$M_{Ed.fi}$	$M_{Rd.fi}$	M_{Rd}	$M_{Ed.fi}$	$M_{Rd.fi}$	M_{Rd}	$M_{Ed.fi}$	$M_{Rd.fi}$	M_{Rd}	$M_{Ed.fi}$	$M_{Rd.fi}$	M_{Rd}	$M_{Ed.fi}$	$M_{Rd.fi}$	M_{Rd}	$M_{Ed.fi}$	$M_{Rd.fi}$
		R			R			R			R			R			R		
94,94	91,74	85,33	64,22	79,48	90,26	63,18	70,58	88,78	62,15	77,60	87,31	61,11	62,25	85,83	60,08	67,12	84,35	59,05	73,72
		60			90			90			120			120			120		
	C 20/25																		
		60			90			90			120			120			120		
		85,33	59,73	79,48	83,85	58,69	65,57	82,37	57,66	71,99	80,90	56,63	57,68	79,42	55,59	62,11	77,94	54,56	68,12
	C 30/37																		
		60			90			90			120			120			120		
		91,74	64,22	85,45	90,26	63,18	70,58	88,78	62,15	77,60	87,31	61,11	62,25	85,83	60,08	67,12	84,35	59,05	73,72
		60			90			90			120			120			120		
		94,94	66,46	88,45	93,47	64,43	73,09	91,99	64,39	80,40	90,51	63,36	64,54	89,04	62,32	69,63	87,56	61,29	76,53
		60			60			60			90			90			120		

The beam 30/60 cm/cm, l = 5 m

Table 3. Overview of results of fire resistance analysis of the beam b/h = 30/60 cm/cm reinforced with 4Ø16, B500 in one row in tensile zone, l = 5 m (temperature profiles EN 1992-1-2)

Concrete class		CONCRETE COVER TO REINFORCEMENT (cm)																	
		1,00			1,50			2,00			2,50			3,00			3,50		
C 40/50	C 30/37	M_{Rd}	$M_{Ed.fi}$	$M_{Rd.fi}$	M_{Rd}	$M_{Ed.fi}$	$M_{Rd.fi}$	M_{Rd}	$M_{Ed.fi}$	$M_{Rd.fi}$	M_{Rd}	$M_{Ed.fi}$	$M_{Rd.fi}$	M_{Rd}	$M_{Ed.fi}$	$M_{Rd.fi}$	M_{Rd}	$M_{Ed.fi}$	$M_{Rd.fi}$
		R			R			R			R			R			R		
94,94	91,74	85,33	64,22	79,48	90,26	63,18	70,58	88,78	62,15	77,60	87,31	61,11	62,25	85,83	60,08	67,12	84,35	59,05	73,72
		60			90			90			120			120			120		
	C 20/25																		
		60			90			90			120			120			120		
		85,33	59,73	79,48	83,85	58,69	65,57	82,37	57,66	71,99	80,90	56,63	57,68	79,42	55,59	62,11	77,94	54,56	68,12
	C 30/37																		
		60			90			90			120			120			120		
		91,74	64,22	85,45	90,26	63,18	70,58	88,78	62,15	77,60	87,31	61,11	62,25	85,83	60,08	67,12	84,35	59,05	73,72
		60			90			90			120			120			120		
		94,94	66,46	88,45	93,47	64,43	73,09	91,99	64,39	80,40	90,51	63,36	64,54	89,04	62,32	69,63	87,56	61,29	76,53
		60			60			60			90			90			120		

Table 4. Overview of results of fire resistance analysis of the beam b/h = 30/60 cm/cm reinforced with 8Ø16, B500 in two rows in tensile zone, l = 5 m (temperature profiles EN 1992-1-2)

Concrete class		CONCRETE COVER TO REINFORCEMENT (cm)															
		1,00			1,50			2,00		2,50			3,00		3,50		
C 40/50	C 30/37	M_{Rd}	$M_{Ed.fi}$	$M_{Rd.fi}$	M_{Rd}	$M_{Ed.fi}$	$M_{Rd.fi}$	M_{Rd}	$M_{Ed.fi}$	M_{Rd}	$M_{Ed.fi}$	$M_{Rd.fi}$	M_{Rd}	$M_{Ed.fi}$	$M_{Rd.fi}$	M_{Rd}	$M_{Ed.fi}$
C 20/25		310,71	217,49	224,21	307,21	215,05	231,40	303,71	212,60	300,21	210,15	260,66	296,72	207,70	279,80	293,22	205,25
		R			R			R		R			R			R	
		120			120			120		120			120			120	
C 30/37		334,68	234,27	241,51	331,18	231,82	249,46	327,68	229,38	324,18	226,93	281,47	320,69	224,48	302,41	317,19	222,03
		R			R			R		R			R			R	
		120			120			120		120			120			120	
C 40/50		346,66	242,66	250,16	343,16	240,21	258,49	339,67	237,77	336,17	235,32	291,88	332,67	232,87	313,71	329,17	230,42
		R			R			R		R			R			R	
		120			120			120		120			120			120	

Concrete class		CONCRETE COVER TO REINFORCEMENT (cm)															
		3,50			4,00			4,50			5,00						
C 40/50	C 30/37	M_{Rd}	$M_{Ed.fi}$	$M_{Rd.fi}$	M_{Rd}	$M_{Ed.fi}$	$M_{Rd.fi}$	M_{Rd}	$M_{Ed.fi}$	$M_{Rd.fi}$	M_{Rd}	$M_{Ed.fi}$	$M_{Rd.fi}$				
C 20/25		289,72	202,81	299,86	286,22	200,36	307,10	282,73	197,91	325,14							
		R			R			R									
		120			120			120									
C 30/37		313,69	219,58	324,67	310,19	217,14	332,82	306,70	214,69	352,70							
		R			R			R									
		120			120			120									
C 40/50		325,68	227,97	337,08	322,18	225,53	345,68	318,68	223,08	366,48							
		R			R			R									
		120			120			120									

Table 5. Overview of results of fire resistance analysis of the beam b/h = 30/60 cm/cm reinforced with 4Ø16, B500 in one row in tensile zone, l = 5 m (temperature profiles BRANZ TR8)

Concrete class		CONCRETE COVER TO REINFORCEMENT (cm)															
		1,00			1,50			2,00		2,50			3,00		3,50		
C 40/50	C 30/37	M_{Rd}	$M_{Ed.fi}$	$M_{Rd.fi}$	M_{Rd}	$M_{Ed.fi}$	$M_{Rd.fi}$	M_{Rd}	$M_{Ed.fi}$	M_{Rd}	$M_{Ed.fi}$	$M_{Rd.fi}$	M_{Rd}	$M_{Ed.fi}$	$M_{Rd.fi}$	M_{Rd}	$M_{Ed.fi}$
C 20/25		182,07	127,45	152,85	180,33	126,23	128,57	178,58	125,00	176,83	123,78	132,18	175,08	122,56	142,95	173,33	121,33
		60			90			90		120			120			120	
		R			R			R		R			R			R	
		60			90			90		120			120			120	
C 30/37		188,07	131,65	157,88	186,32	130,42	132,84	184,57	129,20	182,8	127,97	136,66	181,07	126,75	147,84	179,32	125,53
		60			90			90		120			120			120	
		R			R			R		R			R			R	
		60			90			90		120			120			120	
C 40/50		191,06	133,74	160,40	189,31	132,52	134,98	187,57	131,30	185,82	130,07	138,90	184,07	128,85	150,29	182,32	127,62
		60			90			90		120			120			120	
		R			R			R		R			R			R	
		60			90			90		120			120			120	

Concrete class		CONCRETE COVER TO REINFORCEMENT (cm)															
		3,50			4,00			4,50			5,00						
C 40/50	C 30/37	M_{Rd}	$M_{Ed.fi}$	$M_{Rd.fi}$	M_{Rd}	$M_{Ed.fi}$	$M_{Rd.fi}$	M_{Rd}	$M_{Ed.fi}$	$M_{Rd.fi}$	M_{Rd}	$M_{Ed.fi}$	$M_{Rd.fi}$				
C 20/25		171,58	120,11	165,75	169,83	118,88	126,95	168,08	117,66	146,91							
		R			R			R									
		120			120			180									
C 30/37		177,57	124,30	171,54	175,83	123,0,8	131,43	174,08	121,85	152,14							
		R			R			R									
		120			120			180									
C 40/50		180,57	126,40	174,43	178,82	125,18	133,67	177,07	123,95	154,76							
		R			R			R									
		120			120			180									

Table 6. Overview of results of fire resistance analysis of the beam b/h = 30/60 cm/cm reinforced with 8Ø16, B500 in two rows in tensile zone, l = 5 m (temperature profiles BRANZ TR8)

Concrete class		CONCRETE COVER TO REINFORCEMENT (cm)																					
		1,00			1,50			2,00			2,50			3,00			3,50			4,00			4,50			5,00		
C 40/50	C 30/37	M_{Rd}	$M_{Ed,fi}$	$M_{Rd,fi}$	M_{Rd}	$M_{Ed,fi}$	$M_{Rd,fi}$	M_{Rd}	$M_{Ed,fi}$	$M_{Rd,fi}$	M_{Rd}	$M_{Ed,fi}$	$M_{Rd,fi}$	M_{Rd}	$M_{Ed,fi}$	$M_{Rd,fi}$	M_{Rd}	$M_{Ed,fi}$	$M_{Rd,fi}$	M_{Rd}	$M_{Ed,fi}$	$M_{Rd,fi}$	M_{Rd}	$M_{Ed,fi}$	$M_{Rd,fi}$	M_{Rd}	$M_{Ed,fi}$	$M_{Rd,fi}$
	C 20/25			R			R			R			R			R			R			R			R			R
346,66	334,68	310,71	217,49	271,56	307,21	215,05	229,64	303,71	212,60	254,97	300,21	210,15	276,20	296,72	207,70	211,56	293,22	205,25	236,04	289,72	202,81	253,22	286,22	200,36	204,08	282,73	197,91	221,09
242,66	234,27	217,49	152,24	190,09	215,05	150,53	160,75	212,60	148,82	178,48	210,15	147,10	193,34	207,70	145,39	148,09	205,25	143,67	165,23	202,81	141,96	177,25	200,36	140,25	142,85	197,91	138,54	154,76
302,98	292,51	271,56	190,09	237,45	268,56	187,99	200,75	265,48	185,84	222,93	262,40	183,68	241,40	259,32	181,53	184,94	256,24	179,37	206,33	253,16	177,22	221,37	250,08	175,06	178,41	247,00	172,91	193,29
90	90	90	63,00	78,70	90	63,00	67,26	90	63,00	75,60	90	63,00	82,80	90	63,00	63,00	90	63,00	72,45	90	63,00	78,75	90	63,00	63,00	90	63,00	68,04
343,16	331,18	307,21	215,05	268,81	303,71	212,60	227,47	300,21	210,15	252,41	296,72	207,70	273,35	293,22	205,25	209,47	289,72	202,81	233,91	286,22	200,36	250,77	282,73	197,91	202,08	279,23	195,46	218,83
240,21	231,82	215,05	150,53	188,17	212,60	148,82	159,23	210,15	147,10	176,74	207,70	145,39	191,34	205,25	143,67	146,63	202,81	141,96	163,68	200,36	140,25	175,54	197,91	138,54	141,46	195,46	136,82	153,18
256,51	247,56	229,64	160,75	200,94	227,47	159,23	170,10	224,48	157,14	188,76	221,50	155,05	204,30	218,53	152,97	156,62	215,56	150,89	174,80	212,59	148,81	187,43	209,62	146,72	151,07	206,65	144,64	163,58
120	120	120	84,00	105,00	120	84,00	89,68	120	84,00	100,80	120	84,00	110,40	120	84,00	84,00	120	84,00	96,60	120	84,00	105,00	120	84,00	84,00	120	84,00	90,72
339,67	327,68	303,71	212,60	265,89	300,21	210,15	224,91	296,72	207,70	249,66	293,22	205,25	270,32	289,72	202,81	207,14	286,22	200,36	231,26	282,73	197,91	248,09	279,23	195,46	199,85	275,74	193,01	216,33
237,77	229,38	212,60	148,82	186,25	210,15	147,10	157,61	207,70	145,39	174,91	205,25	143,67	189,33	202,81	141,96	145,11	200,36	140,25	161,96	197,91	138,54	173,77	195,46	136,82	139,90	193,01	135,11	151,53
285,15	275,09	254,97	178,48	223,09	252,41	176,74	189,14	249,66	174,80	210,81	246,92	172,86	227,19	244,18	170,93	174,17	241,44	168,99	194,39	238,70	167,05	208,54	235,96	165,12	167,95	233,22	163,18	181,90
120	120	120	84,00	105,00	120	84,00	89,68	120	84,00	100,80	120	84,00	110,40	120	84,00	84,00	120	84,00	96,60	120	84,00	105,00	120	84,00	84,00	120	84,00	90,72
336,17	324,18	300,21	210,15	262,97	296,72	207,70	222,35	293,22	205,25	246,91	289,72	202,81	267,31	286,22	200,36	204,80	282,73	197,91	228,57	279,23	195,46	245,12	275,74	193,01	197,62	272,24	190,56	213,84
235,32	226,93	210,15	147,10	184,33	207,70	145,39	155,99	205,25	143,67	173,09	202,81	141,96	187,32	200,36	140,25	143,59	197,91	138,54	160,20	195,46	136,82	171,98	193,01	135,11	138,34	190,56	133,39	149,89
309,28	298,25	276,20	193,34	242,01	273,35	191,34	205,14	270,32	189,33	227,93	267,31	187,32	246,98	264,29	185,31	189,47	261,27	183,30	211,57	258,26	181,29	227,04	255,24	179,28	183,04	252,23	177,27	198,19
120	120	120	84,00	105,00	120	84,00	89,68	120	84,00	100,80	120	84,00	110,40	120	84,00	84,00	120	84,00	96,60	120	84,00	105,00	120	84,00	84,00	120	84,00	90,72
332,67	320,69	296,72	207,70	260,13	293,22	205,25	220,03	289,72	202,81	244,26	286,22	200,36	264,41	282,73	197,91	202,58	279,23	195,46	226,97	275,74	193,01	242,36	272,24	190,56	196,31	268,75	188,11	212,49
232,87	224,48	207,70	145,39	182,41	205,25	143,67	154,39	202,81	141,96	171,18	200,36	140,25	185,29	197,91	138,54	142,07	195,46	136,82	158,88	193,01	135,11	169,65	190,56	133,39	137,42	188,11	131,68	148,74
237,19	228,65	211,56	148,09	185,70	209,00	146,30	157,21	206,44	144,52	174,27	203,88	142,73	188,60	201,32	140,93	144,62	198,76	139,13	161,77	196,20	137,34	172,72	193,64	135,54	139,92	191,08	133,74	151,43
180	180	180	126,00	157,50	180	126,00	134,52	180	126,00	151,20	180	126,00	165,60	180	126,00	126,00	180	126,00	144,90	180	126,00	157,50	180	126,00	126,00	180	126,00	136,08
329,17	317,19	293,22	205,25	257,29	289,72	202,81	217,71	286,22	200,36	241,61	282,73	197,91	261,50	279,23	195,46	200,36	275,74	193,01	224,37	272,24	190,56	239,68	268,75	188,11	194,00	265,25	185,66	210,14
230,42	222,03	205,25	143,67	180,49	202,81	141,96	152,77	200,36	140,25	169,35	197,91	138,54	183,25	195,46	136,82	140,52	193,01	135,11	157,16	190,56	133,39	167,78	188,11	131,68	135,92	185,66	129,96	147,14
264,98	255,34	236,04	165,23	207,53	233,91	163,68	175,84	231,26	161,82	195,07	228,57	159,97	211,34	225,88	158,11	161,97	223,19	156,26	181,26	220,50	154,40	193,58	217,81	152,55	156,74	215,12	150,69	169,74
180	180	180	126,00	157,50	180	126,00	134,52	180	126,00	151,20	180	126,00	165,60	180	126,00	126,00	180	126,00	144,90	180	126,00	157,50	180	126,00	126,00	180	126,00	136,08
325,68	313,69	289,72	202,81	254,57	286,22	200,36	215,39	282,73	197,91	239,03	279,23	195,46	258,59	275,74	193,01	198,14	272,24	190,56	221,77	268,75	188,11	236,99	265,25	185,66	191,69	261,76	183,21	207,45
227,97	219,58	202,81	141,96	178,61	200,36	140,25	151,17	197,91	138,54	167,52	195,46	136,82	181,21	193,01	135,11	138,84	190,56	133,39	155,44	188,11	131,68	166,09	185,66	129,96	134,38	183,21	128,25	145,42
284,64	274,17	253,22	177,25	222,97	250,08	175,06	188,68	247,00	172,91	209,16	244,18	170,93	226,14	241,44	168,99	173,25	238,70	167,05	193,97	235,96	165,12	207,31	233,22	163,18	167,70	230,48	161,24	181,52
180	180	180	126,00	157,50	180	126,00	134,52	180	126,00	151,20	180	126,00	165,60	180	126,00	126,00	180	126,00	144,90	180	126,00	157,50	180	126,00	126,00	180	126,00	136,08
322,18	310,19	286,22	200,36	251,85	282,73	197,91	213,07	279,23	195,46	236,45	275,74	193,01	255,87	272,24	190,56	196,03	268,75	188,11	219,37	265,25	185,66	234,49	261,76	183,21	189,69	258,26	180,76	205,36
225,53	217,14	200,36	140,25	176,89	197,91	138,54	149,75	195,46	136,82	165,92	193,01	135,11	179,51	190,56	133,39	137,44	188,11	131,68	153,94	185,66	129,96	164,54	183,21	128,25	133,07	180,76	126,53	143,95
229,71	221,17	204,08	142,85	180,17	201,56	141,14	152,54	199,05	139,39	168,97	196,54	137,63	182,80	194,03	135,88	139,96	191,52	134,12	156,79	189,01	132,36	167,58	186,50	130,61	135,52	183,99	128,85	146,60
180	180	180	126,00	157,50	180	126,00	134,52	180	126,00	151,20	180	126,00	165,60	180	126,00	126,00	180	126,00	144,90	180	126,00	157,50	180	126,00	126,00	180	126,00	136,08
318,68	306,70	282,73	197,91	249,13	279,23	195,46	210,75	275,74	193,01	234,02	272,24	190,56	253,15	268,75	188,11	193,92	265,25	185,66	217,17	261,76	183,21	232,02	258,26	180,76	187,71	254,77	178,31	203,28
223,08	214,69	197,91	138,54	174,97	195,46	136,82	148,11	193,01	135,11	164,12	190,56	133,39	177,61	188,11	131,68	135,96	185,66	129,96	152,34	183,21	128,25	162,81	180,76	126,53	131,63	178,31	124,82	142,41
249,21	239,84	221,09	154,76	194,72	218,83	153,18	164,72	216,33	151,53	183,19	213,84	149,89	198,19	211,34	148,24	151,77	208,85	146,60	170,08	206,36	144,95	181,85	203,87	143,31	147,04	201,38	141,66	159,12
240	240	240	168,00	210,00	240	168,00	179,36	240	168,00	201,60	240	168,00	220,80	240	168,00	168,00	240	168,00	193,20	240	168,00	210,00	240	168,00	168,00	240	168,00	181,44

The beam 50/80 cm/cm, l = 8 m

Table 7. Overview of results of fire resistance analysis of the beam b/h = 50/80 cm/cm reinforced with 5Ø20, B500 in one row in tensile zone, l = 8 m (temperature profiles EN 1992-1-2)

Concrete class		CONCRETE COVER TO REINFORCEMENT (cm)																					
		1,00			1,50			2,00			2,50			3,00			3,50			4,00			4,50			5,00		
C 40/50	C 30/37	M_{Rd}	$M_{Ed,fi}$	$M_{Rd,fi}$	M_{Rd}	$M_{Ed,fi}$	$M_{Rd,fi}$	M_{Rd}	$M_{Ed,fi}$	$M_{Rd,fi}$	M_{Rd}	$M_{Ed,fi}$	$M_{Rd,fi}$	M_{Rd}	$M_{Ed,fi}$	$M_{Rd,fi}$	M_{Rd}	$M_{Ed,fi}$	$M_{Rd,fi}$	M_{Rd}	$M_{Ed,fi}$	$M_{Rd,fi}$	M_{Rd}	$M_{Ed,fi}$	$M_{Rd,fi}$	M_{Rd}	$M_{Ed,fi}$	$M_{Rd,fi}$
	C 20/25			R			R			R			R			R			R			R			R			R
505,62	498,75	485,02	339,51	207,12	-	-	-	491,92	344,34	378,08	488,50	341,95	420,40	485,08	339,56	382,12	481,67	337,17	453,29	478,25	334,77	476,66	474,83	332,38	333,10	471,42	329,99	377,68
353,93	349,13	339,51	237,66	290,31	346,73	242,71	250,64	344,34	241,04	289,01	341,95	239,37	288,45	339,56	237,69	267,48	337,17	236,02	317,30	334,77	234,34	333,66	332,38	232,67	233,17	329,99	230,99	264,38
215,91	212,98	207,12	144,98	177,06	211,61	148,13	152,89	210,14	147,10	176,29	208,67	146,07	175,95	207,20	145,04	163,17	205,73	144,01	193,59	204,26	142,98	203,56	202,79	141,95	142,25	201,32	140,92	161,29
-	-	-	-	-	-	-	-	478,19	334,73	367,53	474,77	332,34	408,58	471,35	329,95	371,31	467,94	327,56	440,37	464,52	325,17	462,97	461,11	322,77	323,47	457,69	320,38	366,68
502,20	495,33	481,61	337,12	243,69	-	-	-	491,92	344,34	378,08	488,50	341,95	420,40	485,08	339,56	382,12	481,67	337,17	453,29	478,25	334,77	476,66	474,83	332,38	333,10	471,42	329,99	377,68
351,54	346,73	337,12	235,98	288,14	344,36	241,05	248,87	341,95	239,37	287,01	339,58	237,70	286,54	337,17	236,02	265,71	334,80	234,35	315,20	332,38	232,67	331,28	330,01	230,99	231,50	327,63	229,32	262,60
254,11	250,64	243,69	170,58	208,31	248,87	174,21	179,91	247,00	172,91	207,53	245,12	171,58	207,20	243,25	170,28	192,08	241,37	168,96	227,84	239,50	167,65	239,50	238,62	167,03	167,38	236,75	165,72	189,80
-	-	-	-	-	-	-	-	498,78	349,15	383,35	495,36	346,75	426,30	491,95	344,36	387,53	488,53	341,97	459,75	485,11	339,58	483,50	481,70	337,18	337,91	478,8	334,78	383,18
498,78	491,92	478,19	334,73	288,14	485,08	339,56	382,12	491,95	344,36	387,53	485,53	341,97	459,75	481,11	339,58	483,50	481,70	337,18	337,91	478,8	334,78	383,18	478,8	334,78	383,18	478,8	334,78	383,18
349,15	344,34	334,73	234,34	287,01	341,95	239,37	247,00	339,56	237,69	286,54	337,17	236,02	285,71	334,80	234,35	265,71	332,43	232,68	314,14	330,01	231,01	329,91	328,64	230,04	230,55	326,27	228,38	261,54
383,35	378,08	367,53	257,27	315,20	376,54	263,58	271,43	374,18	261,93	315,20	371,83	260,28	314,37	369,48	258,63	292,37	367,13	256,99	345,75	364,78	255,34	363,17	362,43	253,70	253,70	360,08	252,05	287,83
498,78	491,92	478,19	334,73	288,14	485,08	339,56	382,12	491,95	344,36	387,53	485,53	341,97	459,75	481,11	339,58	483,50	481,70	337,18	337,91	478,8	334,78	383,18	478,8	334,78	383,18	478,8	334,78	383,18
349,15	344,34	334,73	234,34	287,01	341,95	239,37	247,00	339,56	237,69	286,54	337,17	236,02	285,71	334,80	234,35	265,71	332,43	232,68	314,14	330,01	231,01	329,91	328,64	230,04	230,55	326,27	228,38	261,54
383,35	378,08	367,53	257,27	315,20	376,54	263,58	271,43	374,18	261,93	315,20	371,83	260,28	314,37	369,48	258,63	292,37	367,13	256,99	345,75	364,78	255,34	363,17	362,43	253,70	253,70	360,08	252,05	287,83
90	90	90	63,00	78,70	90	63,00	67,26	90	63,00	75,60	90	63,00	82,80	90	63,00	63,00	90	63,00	72,45	90	63,00	78,75	90	63,00	63,00	90	63,00	68,04
495,36	488,50	474,77	332,34	285,71	481,67	337,17	382,12	488,53	341,97	387,53	485,11	339,58	459,75	478,25	334,77	483,50	478,8	334,78	337,91	478,8	334,78	383,18	478,8	334,78	383,18	478,8	334,78	383,18
346,75	341,95	332,34	232,64	284,58	337,17	236,02	244,66	334,80	234,35	284,58	332,43	232,68	283,75	330,01	231,01	263,74	327,63	229,34	312,18	325,17	227,67	327,63	323,47	226,70	227,21	321,10	225,04	259,58
426,30	420,40	408,58	285,98	347,40	414,21	290,00	298,87	411,85	288,35	347,40	409,50	286,70	346,57	407,14	285,05	322,24	404,79	283,41	381,23	402,43	281,76	400,82	400,08	280,12	280,12	397,72	278,47	318,06
90	90	90	63,00	78,70	90	63,00	67,26	90	63,00	75,60	90	63,00	82,80	90	63,00	63,00	90	63,00	72,45	90	63,00	78,75	90	63,00	63,00	90	63,00	68,04
491,95	485,08	471,35	329,95	283,75	478,25	334,77	379,48	485,53	339,58	384,89	481,11	336,58	456,49	474,68	332,08	480,00	478,25	334,77	335,65	475,82	332,87	380,54	475,39	332,57	330,87	472,96	330,87	379,48
344,36	339,56	329,95	230,97	282,73	334,77	234,34	242,98	332,40	232,73	282,73	330,05	231,04	281,91	327,70	229,39	261,91	325,35	227,74	310,26	322,99	226,09	325,35	321,64	225,12	225,63	319,28	223,48	257,82
387,53	382,12	371,31	259,92	319,28	378,08	264,66	273,43	375,72	263,01	319,28	373,37	261,36	318,45	371,02	259,71	296,25	368,67	258,07	350,33	366,32	256,42	364,71	363,97	254,78	254,78	361,62	253,13	291,71
120	120	120	84,00	105,00	120	84,00	89,68	120	84,00	100,80	120	84,00	110,40	120	84,00	84,00	120	84,00	96,60	120	84,00	105,00	120	84,00	84,00	120	84,00	90,72
488,53	481,67	467,94	327,56	281,91	474,31	332,43	377,14	481,85	337,23	382,55	478,43	334,84	453,31	471,02	329,35	476,66	474,31	332,43	333,31	471,88	330,52	378,20	471,45	330,22	328,52	469,10	328,52	377,14
341,97	337,17	327,56	229,29	280,89	332,43	232,80	241,44	330,07	231,15	280,89	327,72	229,50	280,07	325,37	227,85	260,07	323,02	226,20	308,42	320,66	224,55	323,02	319,81	223,58	224,09	317,45	221,94	256,04
459,75	453,29	440,37	308,26	377,14	446,98	312,89	321,72	444,63	311,24	377,14	442,28	309,59	376,31	439,93	307,94	350,51	437,58	306,30	414,24	435,23	304,65	433,62	432,88	303,01	303,01	430,53	301,36	345,97
120	120	120	84,00	105,00	120	84,00	89,68	120	84,00	100,80	120	84,00	110,40	120	84,00	84,00	120	84,00	96,60	120	84,00	105,00	120	84,00	84,00	120	84,00	90,72
485,11	478,25	464,52	325,17	280,07	471,10	330,05	375,82	478,43	334,84	380,23	474,99	332,45	450,17	467,70	327,00	473,34	471,10	330,05	331,00	468,66	328,13	375,82	468,23	327,83	326,13	465,78	326,13	375,82
339,58	334,77	325,17	227,67	279,25	330,05	231,15	239,80	327,72	229,50	279,25	325,37	227,85	278,43	323,02	226,20	258,43	320,66	224,55	306,59	318,31	222,90	321,02	317,46	221,94	222,47	315,10	220,29	254,25
483,50	476,66	462,97	324,08	278,43	469,56	328,91	374,51	476,99	333,69	378,92	473,47	331,33	448,61	466,16	325,88	471,83	469,56	328,91	329,87	467,13	327,04	374,51	466,70	326,74	325,04	464,26	325,04	374,51
120	120	120	84,00	105,00	120	84,00	89,68	120	84,00	100,80	120	84,00	110,40	120	84,00	84,00	120	84,00	96,60	120	84,00	105,00	120	84,00	84,00	120	84,00	90,72
481,70	474,83	461,11	322,77	278,43	468,17	327,60	373,20	475,59	332,41	377,61	472,08	330,05	447,31	464,77	324,60	470,43	468,17	327,60	328,56	465,74	325,73	373,20	465,31	325,43	323,73	462,85	323,73	373,20
337,18	332,38	322,77	225,94	277,01	327,60	229,43	238,08	325,24	227,78	277,01	322,88	226,13	276,19	320,53	224,48	256,19	318,17	222,83	304,35	315,82	221,18	318,53	314,97	220,23	220,76	312,61	218,58	252,36
337,91	333,10	323,47	226,43	276,19	328,26	229,91	238,56	325,90	228,26	276,19	323,54	226,61	275,37	321,19	224,96	256,67	318,83	223,31	305,13	316,48	221,67	319,31	315,63	220,71	221,24	313,27	219,06	252,98
180	180	180	126,00	157,50	180	126,00	134,52	180	126,00	151,20	180	126,00	165,60	180	126,00	126,00	180	126,00	144,90	180	126,00	157,50	180	126,00	126,00	180	126,00	136,08
478,8	471,42	457,69	320,38	276,19	464,75	325,17	370,38	472,17	329,99	374,79	468,65	327,63	444,19	461,34	322,32	467,01	464,75	325,17	326,12	462,31	323,30	370,38	461,88	323,00	321,30	459,43	321,30	370,38
334,78	329,99	320,38	224,27	274,37	325,17	227,74	236,39	322,81	226,09	274,37	320,45	224,44	273,55	318,10	222,79	254,35	315,74	221,14	302,26	313,39	219,49	316,09	312,54	218,54	219,07	310,18	216,89	250,53
383,18	377,68	366,68	256,68	313,10	375,82	262,97	271,72	374,47	262,32	313,10	373,12	261,67	312,29	371,77	261,02	290,16	370,42	260,37	343,64	369,07	259,72	367,46	366,72	258,08	258,08	364,37	256,43	286,12
180	180	180	126,00	157,50	180	126,00	134,52	180	126,00	151,20	180	126,00	165,60	180	126,00	126,00	180	126,00	144,90	180	126,00	157,50	180	126,00	126,00	180	126,00	136,08

Table 8. Overview of results of fire resistance analysis of the beam b/h = 50/80 cm/cm reinforced with 10Ø20, B500 in two rows in tensile zone, l = 8 m (temperature profiles EN 1992-1-2)

Concrete class	CONCRETE COVER TO REINFORCEMENT (cm)																	
	1,00			1,50			2,00			2,50			3,00			3,50		
	M_{Rd}	$M_{Ed,fi}$	$M_{Rd,fi}$	M_{Rd}	$M_{Ed,fi}$	$M_{Rd,fi}$	M_{Rd}	$M_{Ed,fi}$	$M_{Rd,fi}$	M_{Rd}	$M_{Ed,fi}$	$M_{Rd,fi}$	M_{Rd}	$M_{Ed,fi}$	$M_{Rd,fi}$	M_{Rd}	$M_{Ed,fi}$	$M_{Rd,fi}$
	R			R			R			R			R			R		
C 40/50	929,04	650,33	712,27	180	922,21	645,55	737,43	180	915,38	640,76	744,60	180	908,54	635,98	648,14	240	901,71	631,20
C 30/37	901,59	631,11	691,22	180	894,75	626,33	715,48	180	887,92	621,54	722,26	180	881,09	616,76	628,55	240	874,25	611,98
C 20/25	846,68	592,67	649,12	180	839,84	587,89	671,56	180	833,01	583,11	677,60	180	826,18	578,32	589,38	240	819,34	573,54
	240	240	240	240	240	240	240	240	240	240	240	240	240	240	240	240	240	240
	672,30	651,83	610,89	240	894,87	867,42	607,20	682,98	240	888,04	860,59	602,41	719,16	240	881,21	853,75	597,63	764,18
	240	240	240	240	626,41	607,20	682,98	240	621,63	602,41	719,16	240	742,11	240	240	240	240	240
	812,51	568,76	639,74	240	240	240	240	240	805,67	563,97	673,28	240	240	240	798,84	559,19	715,03	240
	240	240	240	240	792,01	554,40	739,27	240	240	240	240	240	240	240	240	240	240	240
	846,92	592,84	790,53	240	240	240	240	240	240	240	240	240	240	240	240	240	240	240

Table 9. Overview of results of fire resistance analysis of the beam b/h = 50/80 cm/cm reinforced with 5Ø20, B500 in one row in tensile zone, l = 8 m (temperature profiles BRANZ TR8)

Concrete class	CONCRETE COVER TO REINFORCEMENT (cm)																	
	1,00			1,50			2,00			2,50			3,00			3,50		
	M_{Rd}	$M_{Ed,fi}$	$M_{Rd,fi}$	M_{Rd}	$M_{Ed,fi}$	$M_{Rd,fi}$	M_{Rd}	$M_{Ed,fi}$	$M_{Rd,fi}$	M_{Rd}	$M_{Ed,fi}$	$M_{Rd,fi}$	M_{Rd}	$M_{Ed,fi}$	$M_{Rd,fi}$	M_{Rd}	$M_{Ed,fi}$	$M_{Rd,fi}$
	R			R			R			R			R			R		
C 40/50	505,62	353,93	470,98	60	502,20	351,54	392,72	90	498,78	349,15	435,93	90	495,36	346,75	387,37	120	491,95	344,36
C 30/37	498,75	349,13	464,59	60	495,33	346,73	387,35	90	491,92	344,34	429,94	90	488,50	341,95	382,01	120	485,08	339,56
C 20/25	485,02	339,52	451,80	60	481,61	337,12	376,62	90	478,19	334,73	417,94	90	474,77	332,34	371,27	120	471,35	329,95
	120	120	120	120	120	120	120	120	120	120	120	120	120	120	120	120	120	120
	396,02	390,49	379,44	120	488,53	481,67	467,94	337,17	327,58	438,21	432,05	419,74	120	120	120	120	485,11	478,25
	464,72	334,77	459,41	120	461,11	322,77	387,10	180	457,69	320,38	400,02	180	180	180	180	180	180	180
	471,35	329,95	379,44	120	467,94	327,58	419,74	120	464,52	325,17	459,41	120	120	120	120	120	478,25	334,77
	472,99	332,38	398,62	180	457,69	320,38	400,02	180	180	180	180	180	180	180	180	180	180	180
	471,42	329,99	412,02	180	180	180	180	180	180	180	180	180	180	180	180	180	180	180

Table 10. Overview of results of fire resistance analysis of the beam b/h = 50/80 cm/cm reinforced with 10Ø20, B500 in two rows in tensile zone, l = 8 m (temperature profiles BRANZ TR8)

Concrete class	CONCRETE COVER TO REINFORCEMENT (cm)																					
	1,00				1,50				2,00				2,50				3,00				3,50			
	M_{Rd}	$M_{Ed,fi}$	$M_{Rd,fi}$	R	M_{Rd}	$M_{Ed,fi}$	$M_{Rd,fi}$	R	M_{Rd}	$M_{Ed,fi}$	$M_{Rd,fi}$	R	M_{Rd}	$M_{Ed,fi}$	$M_{Rd,fi}$	R	M_{Rd}	$M_{Ed,fi}$	$M_{Rd,fi}$	R	M_{Rd}	$M_{Ed,fi}$	$M_{Rd,fi}$	R
C 20/25	846,68	592,67	662,10	120	839,84	587,89	734,02	120	833,01	586,12	804,69	120	826,18	578,32	617,57	180	819,34	573,54	659,57	180	812,51	568,76	728,82	180
C 30/37	901,59	631,11	705,04	120	894,75	626,33	782,02	120	887,92	621,54	857,73	120	881,09	616,76	658,61	180	874,25	611,98	703,77	180	867,42	607,19	778,08	180
C 40/50	929,04	650,33	726,51	120	922,21	654,55	806,01	120	915,38	640,76	884,25	120	908,54	635,98	679,14	180	901,71	631,20	725,88	180	894,87	626,41	802,70	180

Concrete class	CONCRETE COVER TO REINFORCEMENT (cm)											
	3,50				4,00				4,50				5,00			
	M_{Rd}	$M_{Ed,fi}$	$M_{Rd,fi}$	R	M_{Rd}	$M_{Ed,fi}$	$M_{Rd,fi}$	R	M_{Rd}	$M_{Ed,fi}$	$M_{Rd,fi}$	R	M_{Rd}	$M_{Ed,fi}$	$M_{Rd,fi}$	R
C 20/25	728,82	180	805,67	563,97	574,45	240	798,84	559,19	643,07	240	792,01	554,40	664,89	240		
C 30/37	778,08	180	860,59	602,41	613,60	240	853,75	597,63	687,27	240	846,92	554,40	664,89	240		
C 40/50	802,70	180	888,04	621,63	633,17	240	881,21	616,84	709,37	240	874,37	612,06	734,04	240		

6. CONCLUSION

From the all previously stated and tabulated results, the following conclusions can be drawn:

- Generally, more massive cross sections are more fire resistant in comparison to those that are smaller and not massive;

- The change of concrete class has no major influence to beam fire resistance;

- Concrete reinforcement loses its strength when the temperature in rebar, during the exposure of reinforced concrete beam to the fire, reaches the value of 500 °C – 550 °C;

- One of the significant parameters in improvement of the RC beams regarding fire resistance is concrete reinforcement cross sectional area and its arrangement. Namely, the research showed that the cross section, reinforced with the double amount of reinforcement in two rows in the tensile zone has drastically improved fire resistance. With increase of reinforcement cross sectional area, the reinforcement arrangement has the great influence in fire resistance. Namely, the research showed that by arranging the rebar in two rows, the fire resistance of the beam increases since the inner row is more protected from the influence of high temperatures during the fire scenario;

- From all listed above, the most significant impact on fire resistance of the beam has the value of concrete cover layer to reinforcement. The calculations showed that by increasing the value of concrete cover layer, the moment capacity in fire conditions increases, thus, the fire resistance of the observed beam increases. However, there is specific precaution since by increasing the value of concrete cover, the static height decreases;

- Regarding the temperature profiles used in the research (by EN 1992-1-2 and BRANZ TR8), it can be concluded that EN 1992-1-2 does not offer a wide range of temperature profiles to be used in the analysis. Research shows that, besides the fact that Eurocode has limited number of temperature profiles (for several cross sections of beams only), also these temperature profiles do not have full range of time periods regarding fire resistance, e.g. for the cross section 30/60 cm/cm the maximum time period of fire resistance is 120 minutes, while research also showed that beam with this cross section can have longer time period of fire resistance for specific values of concrete cover and reinforcement cross sectional area and arrangement. In comparison to temperature profiles given by Eurocode, the temperature profiles provided by BRANZ TR8 were more satisfactory from the aspect of the range of fire resistance time periods. However, the use of these profiles cannot give fully reliable results for cross sections wider than 300 mm.

REFERENCES

[1] Bungey J., Hulse R., Mosley B., 2007, "Reinforced Concrete Design to Eurocode 2", Sixth Edition, Palgrave Macmillan, Houndmills, Basingstoke, Hampshire RG21 6XS and 175 Fifth Avenue, New York, N.Y. 10010;

[2] Denoël Ir.J.F., "Fire Safety and Concrete Structures", 2007, FEBELCEM - Federation of Belgian Cement Industry, Rue Volta 8, B-1050 Brussels;

[3] Dr. Sanin Džidić, "Otpornost betonskih konstrukcija na požar", Internacionalni BURCH Univerzitet Sarajevo, BIH, oktobar 2015, ISBN 978-9958-834-47-9; COBISS.BH-ID 22444550;

[4] Džidić S, Kovačević I, Kozlica S, "Concrete Studies", International BURCH University Sarajevo, Bosnia and Herzegovina, June 2018, CIP 624.012.4, ISBN 978-9958- 834-61-5, COBISS.BH-ID 25822982;

[5] Hrasnica M, Markova J, Kurtović A, Čaušević A, Dević D, Kulukčija S, Hadžović R, Zalihić S, Džidić S, Hodžić E, "Priručnik za Eurokodove", Poglavlje "Djelovanje na konstrukcije izložene požaru BAS EN 1991-1-2:2015, Institut za standardizaciju Bosne i Hercegovine – BAS i Češka kancelarija za standarde, mjeriteljstvo i ispitivanje – ÚNMZ, Sarajevo, Bosna i Hercegovina, maj 2018, CIP006.77(497.6)(035), 006.4:624.04(497.6)(035) ISBN: 978-9958-530-03-6, COBISS.BH-ID 25694982;

[6] Wade C, 1991, "Method for Fire Engineering Design of Structural Concrete Beams and Floor Systems (Technical Recommendation No. 8)", Judgeford: BRANZ, The Resource Centre for Building Excellence;

STANDARDS:

[7] BAS EN ISO 13943:2019, Fire safety – Vocabulary, Institute for Standardization of Bosnia and Herzegovina, Istočno Sarajevo, Bosnia and Herzegovina;

[8] BAS EN 1991-1-2: 2015 Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-2: General actions - Actions on structures exposed to fire;

[9] BAS EN 1992-1-1:2017 Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings, Institute for Standardization of Bosnia and Herzegovina, Istočno Sarajevo, Bosnia and Herzegovina;

[10] BAS EN 1992-1-2:2017- Eurocode 2: Design of concrete structures: Part 1-2: General rules - Structural fire design, Institute for Standardization of Bosnia and Herzegovina, Istočno Sarajevo, Bosnia and Herzegovina.

INTERNET RESOURCES:

[11] https://www.scribd.com/document/400487977/03a-Vassart-Ec-Firedesign-Ws

[12] https://eurocodes.jrc.ec.europa.eu/doc/2012_11_WS_fire/presentations/06-ROBERT-EC-FireDesign-WS.pdf

[13] https://www.youtube.com/watch?v=u5mgRLVGFA&index=6&list=PLKEDES0LL4ORn3ZdvBagY_RbjCuvIDFf6

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

CS - 12

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

FIRE DEVELOPMENT IN COMPARMENT UNDER DIFFERENT FIRE MODELS AND ITS INFLUENCE ON RC BEAMS

Ormal LISHI[1], Kevin ZACE[2], Igor DŽOLEV[3],
Anka STARČEV-ĆURČIN[4], Mirjana LABAN[5]

ABSTRACT

Fire development in compartments depends on various parameters, resulting in different fire models, which can be used to predict the temperature evolution. Standardized fire curves have been developed over the years, such as nominal fire curves, and also parametric fire curves, to predict the severity of fire. More recent methods include zone modelling and field modelling, which are based on energy and mass balance equations. Eurocode standards, providing prescribed procedures to calculate parametric temperature-time curves, as well as zone modelling, are described in this paper to predict fire development in an existing compartment. OZone, a two-zone model software, is used to calculate temperature-time curves. Results obtained from OZone are compared with parametric fire curve gained by following the method defined in Eurocode and standard ISO 834 fire curve.

The data obtained from the mentioned methods is used to examine the performance of reinforced concrete beam under different exposures to fire. Numerical approach using finite element method is used to evaluate the behavior of reinforced concrete beam subjected to fire. This paper presents the course of finite element model development for assessing the thermal response of reinforced concrete member subjected to different types of fire exposure, using software ANSYS. Previously, the beam is designed according to Eurocode standards and then modeled using ANSYS, to acquire the transient thermal response. To determine the structural behavior under fire conditions, for the complete duration of the fire, it is necessary to determine the temperature field within the elements. The temperature development in the reinforcement during and after the fire is placed under scrutiny.

Keywords: *Fire models; Temperature-time curve; Zone model; Numerical modelling; Finite element method*

[1] MSc St., Faculty of Architecture and Engineering, Epoka University, Albania, olishi15@epoka.edu.al
[2] MSc St., Faculty of Architecture and Engineering, Epoka University, Albania, kzace15@epoka.edu.al
[3] Assist.Prof. Dr, Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad, Serbia, idzolev@uns.ac.rs
[4] Assist.Prof. Dr, Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad, Serbia, astarcev@uns.ac.rs
[5] Assoc.Prof. Dr, Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad, Serbia, mlaban@uns.ac.rs

1. INTRODUCTION

Fire can be regarded as one of the most severe conditions in the life of a concrete structure. Our exposure to fire hazard is largely filtered through the built environment in which we live our lives: homes, offices, public and commercial buildings. This risk exposure can therefore be mitigated by successful engineering with a minimum standard set by building codes. Yet, while fire has historically been the primary hazard leading to building codes being adopted, fire safety codes have been slow to evolve [1].

Fire attack can occur on any building type irrespective of the place's economic value. It is therefore inevitable for engineers around the world to study the condition of RC beams exposed to high temperatures and to understand the method of fire propagation within the beam in order to take the necessary migration measures [2].

In this paper, the development of fire in an existing compartment will be evaluated using different fire models as standard fire curves, parametric fire curves and zone model. The temperature-time curves obtained will be used to examine the behavior of reinforced beams under these thermal conditions.

2. FIRE MODELS

2.1 Standard fire curve

The standard ISO 834 temperature-time curve, also known as the Cellulosic curve and/or the standard nominal fire curve, is used to test the fire resistance of materials subject to fire hazard category "A", i.e. fire hazard rating based on the burning rate of general fuel building materials and building content.

The standard temperature-time curve is given by [3]:

$$\theta_g = 20 + 345 \cdot log_{10}(8 \cdot t + 1) \quad (1)$$

where θ_g is the gas temperature [°C] and t is the time [min].

2.2 Parametric fire curve

Parametric fire models consider different environmental conditions, such as the thermal properties at the boundaries of the fire compartment, the total amount of fuel or combustible material and ventilation conditions, which affect the fire development. Parametric fire curves as described in Eurocode Annex A are defined as a set of temperature-time curves depending on various fire loads and opening factors (0.02-0.2) [3]. These factors are directly related to the occupancy of the building and its configuration. In order to effectively use parametric fire curves, the following conditions should be fulfilled:

- The enclosure must have a floor area up to 500 m^2 and a height of maximum 4 m with no openings in the ceiling.
- The combustion rate and radiation from the fire load are close to cellulose fires.
- The opening factor should be known throughout the entire duration of fire and is defined as below [1]:

$$O = A_v \sqrt{h_{eq}} \Big/ A_t \quad (2)$$

where:

O - opening factor [$m^{1/2}$]

A_v - total area of vertical openings on all walls [m^2]

h_{eq} - weighted average of window heights on all walls [m]

A_t - total area of enclosure (walls, ceiling and floor, including openings) [m^2]

During the ignition and development phase of fire, the temperature-fire curve is defined by the following relationship:

$$\theta_g = 20 + 1325\left(1 - 0.324e^{-0.2t^*} - 0.204e^{-1.7t^*} - 0.472e^{-19t^*}\right) \quad (3)$$

where:

θ_g - gas temperature in the compartment [°C]

t^* - time multiplied by a factor depending on the opening factor and the boundary of enclosure [h]

As suggested in the research of Magnusson & Thelandersson [4], in the cooling phase the temperature is assumed to decay in a linear way depending on the maximum temperature reached.

2.3 Zone model

Advanced models like zone model are based on mass and energy balance equations. In one-zone model it is assumed that in the whole compartment, conditions like gas temperature, gas density, pressure and energy are uniform. One-zone model is valid when the fire is fully engulfed, i.e. post-flashover. In this kind of model, it is also necessary to consider the mass and energy exchange between internal and external gases through the openings.

On the other hand, two-zone model, represents the temperature development in two different zones within the same compartment. The upper and the lower layer, with a horizontal interface. The parameters are calculated in the same way as in the one-zone model for each of the layers. This system is valid only for pre-flashover fires and the two layers are combined into one-zone model once certain criteria are met (e.g. when the upper layer exceeds 500°C or the upper layer height is more than 80% of the total height of the compartment [3]).

As in the parametric fire curves, parameters such as openings have an important effect, since they guarantee the necessary fresh air for fire development and also ventilation throughout the compartment. However, in contrast to the parametric fire model, where only the opening factor *O* in Eq.2 is responsible for the effect of all openings, in multi-zone models, every opening is defined individually in the compartment. In a zone model, openings can be defined to follow certain mechanisms as being activated at certain time or breaking after a predefined temperature is reached. The different partitions (walls, ceiling and floor) can be defined respectively by the layers that compose them. The composition of the partitions affects the energy absorption at the boundaries.

In addition to the fire load, the heat release rate (RHR) and the rate of mass loss are also necessary to describe the fire development in the zone-model. In different cases during fire development the degree of pyrolysis and RHR (that influence the fire duration) are necessary when these parameters are greater than what the openings are able to provide.

Since for the implementation of this kind of model, the integration of various differential equations is required, software OZone was developed by Franssen and Cadorin at the University of Liege [5]. This software succeeds in modelling compartment fires and combining two-zone and one-zone models with transition mechanisms in accordance with EN 1991-1-2.

3. CASE STUDY

3.1 Compartment definition

To evaluate the fire development in a compartment, a typical residential building in Serbia was taken into consideration. The compartment has a total area of 56.6 m^2 and has in all 7 openings as shown in Fig. 1. The enclosure is assumed to be perfectly rectangular in shape and only outer walls are taken in consideration during the analysis. As displayed in Table 1 only 2 layers for every partition were considered as they were the only that affected the temperature evolution in the compartment.

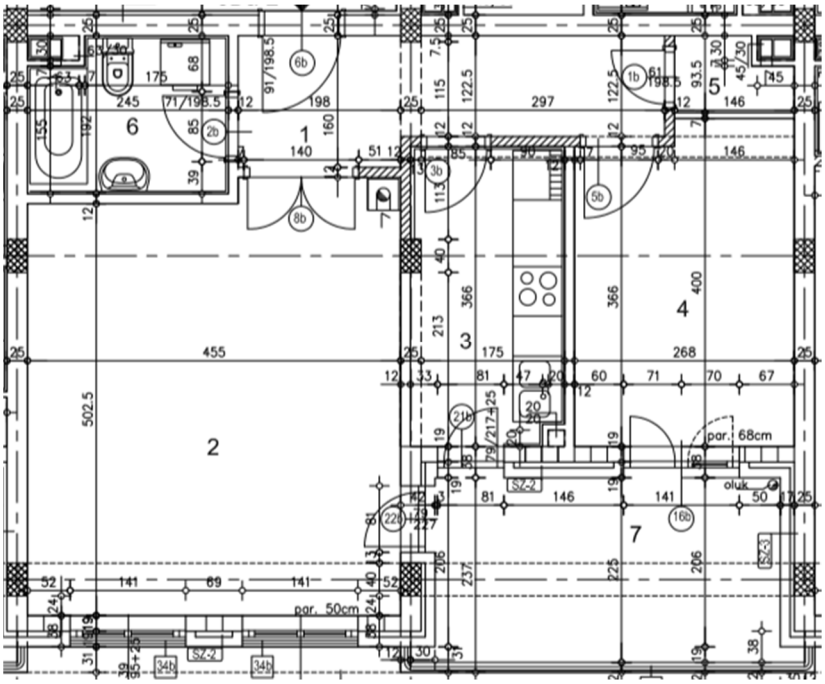


Fig 1. Layout of the compartment

Table 1. Partitions layout

Floor / thickness [cm]		Ceiling / thickness [cm]		Walls / thickness [cm]	
Wood flooring	2.5	Concrete slab	15	Thermal block	25
Concrete slab	15	Wood flooring	2.5	Rock wool	10

3.2 Design of RC beam according to Eurocode standards

The beam cross-section dimensions are 16/30 cm. The beam is designed for a combination of permanent load $g = 8$ kN/m' and imposed load $q = 10$ kN/m'. The adopted reinforcement amounts to 3 reinforcement bars Ø12 in the lower part of the section and 2 bars Ø12 in the upper part, with stirrups Ø6/20/10. For the numerical analysis, it is not needed to model the whole beam but only a section of it, since the heat transfer occurs dominantly through the beam cross-section and not along the beam. From the configuration of the member and the inherent protection by the concrete slab, only a quarter of the beam is exposed to the fire.

3.3 Transient thermal analysis - ANSYS

To find the temperature evolution in concrete and reinforcement bars inside the beam, the transient thermal analysis is conducted using ANSYS [6]. Material thermal properties in form of engineering data are taken according to Eurocode 2 part 1-2 and Eurocode 3 part 1-2.

4. RESULTS

Fire models evaluated for the compartment are presented in Fig. 2. Unlike standard ISO 834 curve, which is independent on any compartment parameters, the parametric fire curve calculated according to Annex A and E [4] takes into account the compartment geometry, openings and layers of the partitions. The OZone model considers openings position in more detailed manner, as well as the interaction between openings and temperature evolution inside the compartment. It starts with a two-zone model when the fire is fuel-controlled, and it switches to one-zone model when certain criteria are met, and the fire becomes fully engulfed and ventilation-controlled.

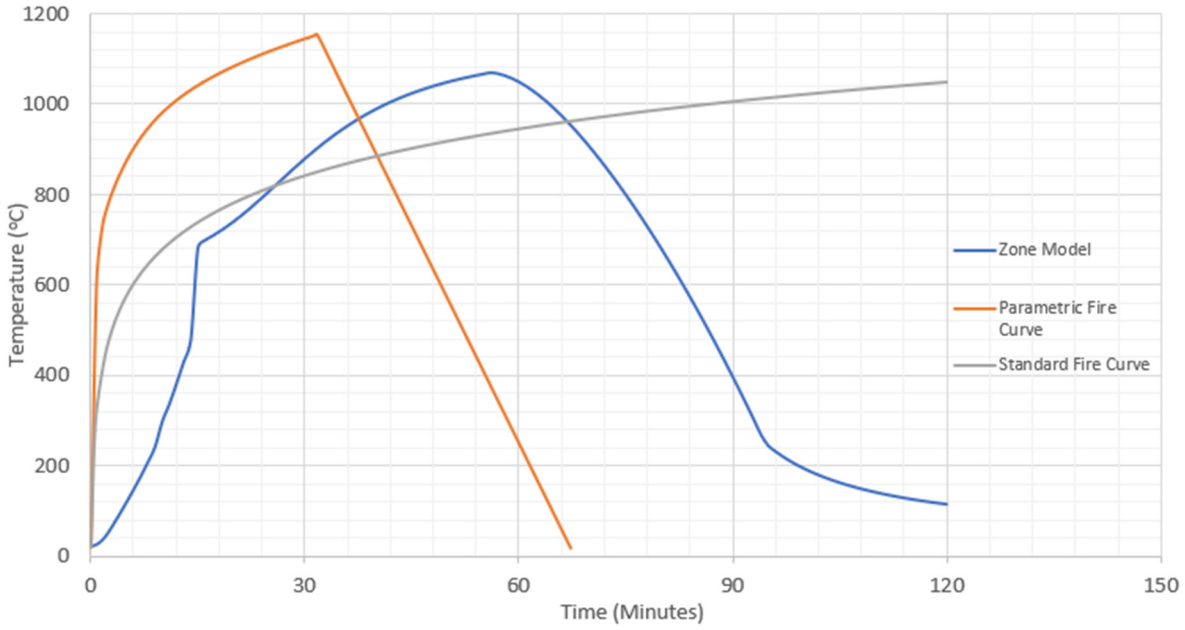
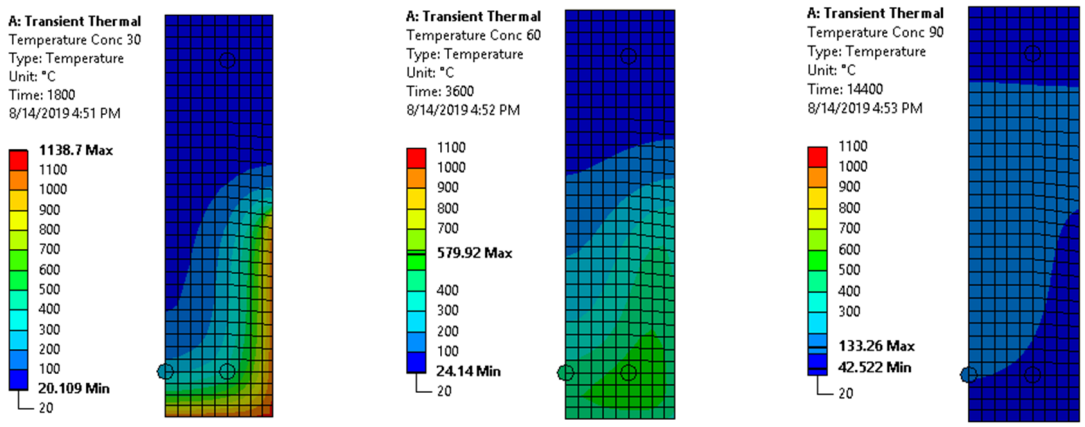
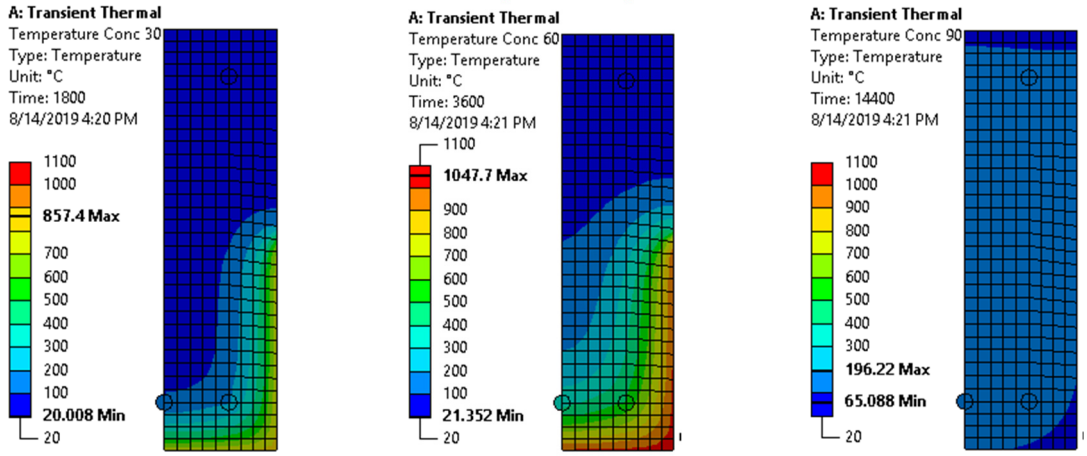


Fig. 2 Post-flashover fire development according to different models for a compartment

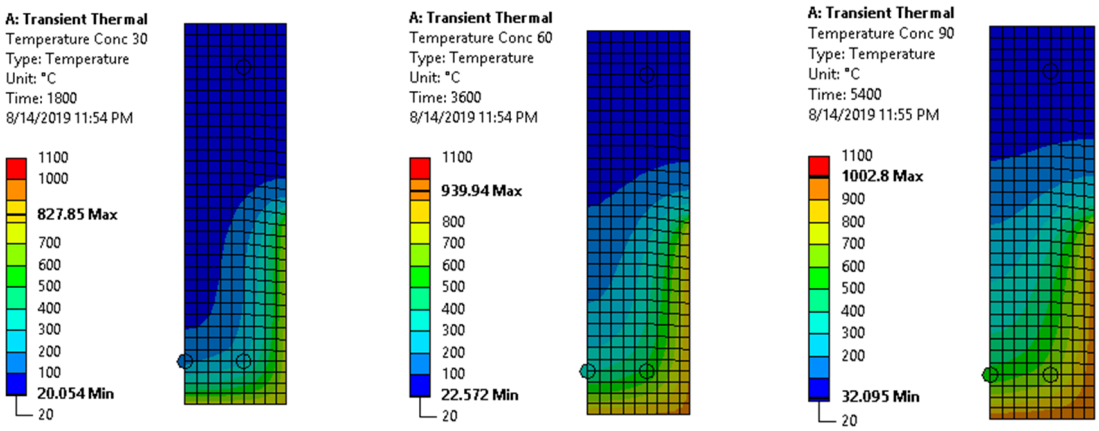
After determining the development of the gas temperature using different methods, the beam designed following the indication in Eurocodes, is exposed to the different fire curves. The temperature profiles in the beam for each exposure after 30, 60 and 90 minutes is showed in Fig. 3.



a) Parametric fire curve from Eurocode



b) Fire curve from zone model



c) Standard Fire curve ISO 834

Fig. 3. Temperature in the beam at 30 min (left), 60 min (middle) and 90 min (right) for various types of fire exposure

The presented cross-section profiles display the temperature development only in the concrete part of the beam. In the charts showed in Fig. 4, 5 and 6, the temperature evolution in the reinforcement steel bars can be seen. As expected, the temperatures reach higher values in reinforcement bars near the exposed surfaces, with the highest values reached in the corner bars, due to two-side fire exposure.

The temperature in the reinforcements reaches a maximum of 618°C after 89 minutes in the zone model and 580°C after 63 minutes in the parametric fire model. This means that the steel bars exceeded their threshold temperature of proposed failure criterion adopted as 550°C. For the standard fire curve this temperature is reached after 55 minutes.

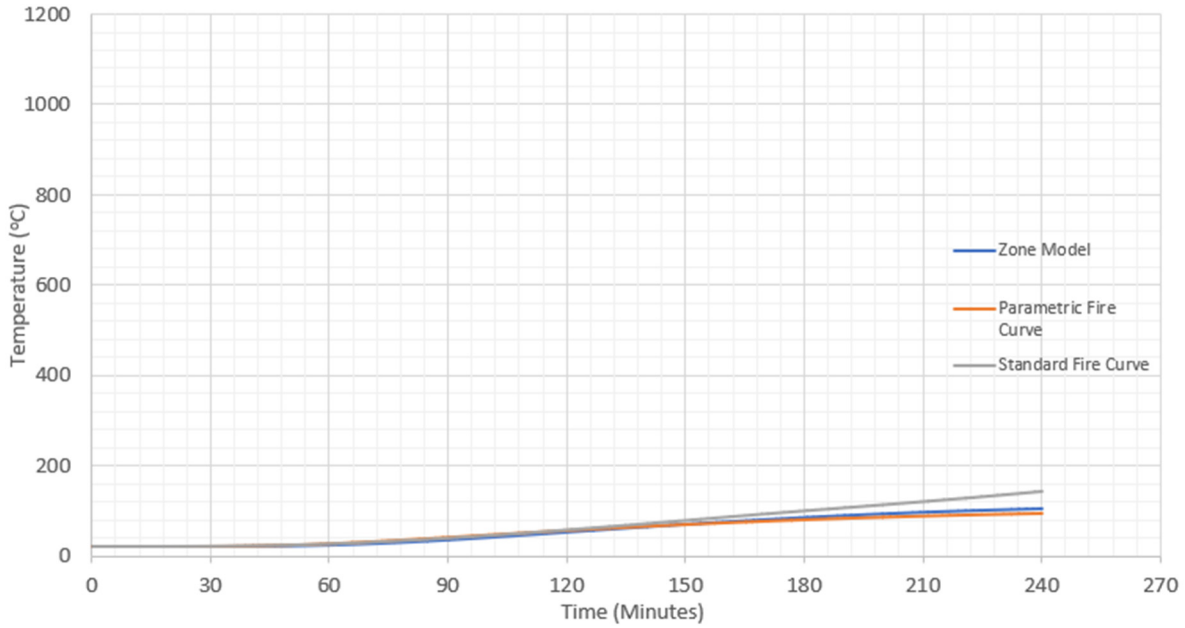


Fig. 4. Temperature evolution in the upper corner reinforcement bar

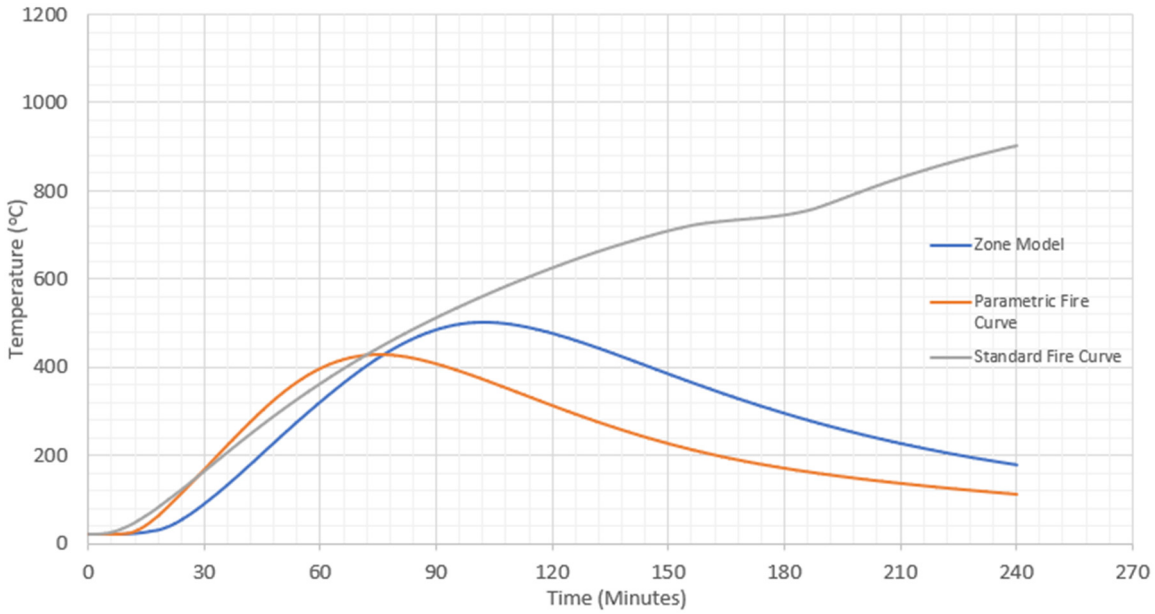


Fig. 5. Temperature evolution in the lower middle reinforcement bar

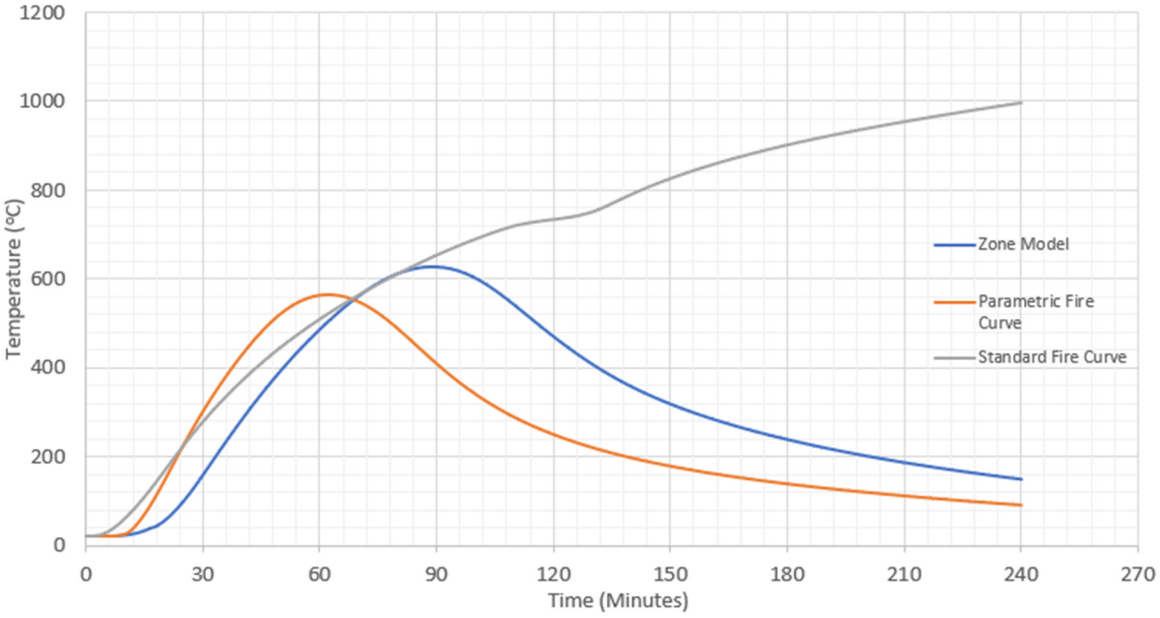


Fig. 6. Temperature evolution in the lower corner reinforcement bar

5. DISCUSSION AND CONCLUSIONS

A typical dwelling is considered for the analysis of fire development using parametric and zone modelling procedures. The temperature-time evolution of the hot gases in the compartment is then considered in the thermal analysis of reinforced concrete beam, aiming at obtaining the thermal response of both concrete part of the section and reinforcement bars, to assess the structural integrity of the beam. The failure criterion is based on the threshold temperature in reinforcement bars being surpassed, resulting in the load bearing capacity of the beam being compromised due to mechanical degradation of the steel at elevated temperatures.

The results obtained showed the similarities and differences between the parametric fire modelling and zone modelling. In both cases the rate at which the fire developed and decayed was similar and comparable. Furthermore, the duration of fire in the fully engulfed phase was similar, as expected, since it's mostly influenced by the amount of fire load, which was adopted according to Eurocode proposed values for dwellings. However, gas temperature reached a higher value following the

procedure explained in Eurocode for parametric fires. This result is expected since Eurocode standards tend to be more conservative. Both methods give valuable results that can help predict the development of fire, and the choice of using one model over the other, depends on the aim of the analysis and the types of uncertainties of the input parameters.

In the results obtained from the fire models it is visible that the fully developed fire phase lasted 32 minutes in case of parametric fire and 41 minutes, calculated using zone model. Nevertheless, the rise of temperature in the reinforcement continued even in the decay phase of fire. The longer duration of the hot phase in case of zone model reflected on the maximum temperatures being reached in the reinforcement bars. The temperature in the bars continued to rise until they reached their maximum values nearly one hour after the fire had started to decay. This is caused by the concrete high thermal inertia, which, on one hand, postpones the temperature rise in reinforcement bars, thus postponing the degradation of the steel mechanical properties, but on the other hand, could result in the member structural failure in the decay phase of fire. The temperature in reinforcement bars near exposed surfaces had reached 550°C, which could be considered as the failing temperature of steel, using both calculation methods. The threshold temperature was reached after the fire has been completely extinguished, which is of great importance for the safety of fire-fighters and first responders.

ACKNOWLEDGEMENT

The research has been conducted within the scientific research project “Theoretical and Experimental Research in Civil Engineering for the Purpose of Improvement of Educational Process and Strengthening of Scientific-Research Capacity of the Department”, developed at the Department of Civil Engineering and Geodesy, Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad, Serbia..

REFERENCES

[1] Huang Z., Burgess I.W., Plank R.J. (2003). Modeling Membrane Action of Concrete Slabs in Composite Buildings in Fire. I: Theoretical Development. Journal of Structural Engineering vol. 129 issue 8, pp. 1093-1102.

[2] NIDHI NP, D. K. (2018). Finite Element Analysis of RC Beam Exposed to Fire. IRJET.

[3] EN 1991-1-2. (2002). Actions on Structures, General Actions, Actions on Structures Exposed to Fire. European Committee for Standardization. Brussels, Belgium.

[4] Magnusson, S., & Thelandersson, S. (1970). Temperature-Time Curves of Complete Process of Fire Development. Lund: Lund Institute of Technology.

[5] Cadorin, J., Pintea, D., & Franssen, J. (2001). The Design Fire Tool Ozone V2.0 - Theoretical Description and Validation On Experimental Fire Tests. Liege: Université de Liège, département M&S.

[6] ANSYS® Academic Research Mechanical (2019). Release R2, Help System, Canonsburg: ANSYS, Inc.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

CS - 13

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

PARAMETRIC STUDY OF DESIGN PARAMETERS IN TIMBER-CONCRETE COMPOSITE BEAMS

Dragan MANOJLOVIĆ[1], Tatjana KOČETOV MIŠULIĆ[2]

ABSTRACT

Timber- concrete composite systems (TCC) are increasingly used in modern civil engineering practice in recent decades because they combine the best properties of two materials giving structurally efficient section, rigid and light at the same time. The numerous advantages and performance of TCC systems are deeply scientifically investigated and practically applied in refurbish of many historical buildings and floors, but also for design of new buildings and bridges. European code for TCC structures is in preparation, while in meantime many experimental and parametric studies contribute to extension of knowledge database.

With the aim to clarify for practice the complexity of the TCC design, the short overview of design parameters as input data for a parametric analysis is given in the paper. Also, the parametric study was conducted in order to determine parameters' mutual influence on the behavior of the whole composite system. The parametric analysis included variation in effective beam bending stiffness, efficiency of composite action, beam deflection in the mid-span, as well as forces and stresses in characteristic cross sections. For the purpose of analysis, a simplified calculation procedure of composite TC system was applied, i.e. the "gamma-method" given in EN1995-1, as basic calculation tool for engineers in practice. The analysis was performed on typical floor beam "T-section" on 8=4+2+2 configurations, where the dimensions (*b/h, L*), timber and concrete modulus of elasticity and the connection stiffness /arrangements of fasteners were varied in recommended range.

The results of the performed analysis in this study are shown trough changes of cross-sectional forces/stresses, as well as trough interaction diagrams that could lead to optimal TC beam design. In discussion is pointed out that dimensions of the elements and connection type (rigidity, arrangement and spacing) have the dominant influence on the behavior of the TCC system, while the change of materials' properties has minor influence on composite action, but has important significance for load-bearing capacity of the TC composite beam.

Presented interaction diagrams could help as initial orientation in practical estimation of TCC beams and could contribute to wider use of TCC efficient construction technique in region.

Keywords: *Timber-concrete composite system; Design parameters; Parametric study; Interaction diagrams*

[1] Assistant, MSc, Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad, Novi Sad, Serbia, manojlovic.dragan@uns.ac.rs
[2] Ass. Prof. PhD, Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad, Novi Sad, Serbia, tanya@uns.ac.rs

1. INTRODUCTION

Timber-concrete composite (TCC) systems represent very effective combination of two construction materials (the concrete placed in the pressure zone and the timber in the tension zone) and show many advantages comparing to pure timber or pure concrete slabs (greater rigidity, higher load-bearing capacity, less self-weight, improved fire safety and sound insulation, reduced sensitivity concerning vibration, etc.). The advantages and performance of TCC systems are deeply scientifically investigated and practically applied in reinforcement of many existing floors and design of new buildings and bridges, but in countries where there is no tradition and experience in building with this effective construction technique, the application is still very poor. The reasons lay in a fact that there is no European codes for TCC structures - the document "Structural design of timber-concrete composite structures-common rules and rules for buildings", working draft, is still on discussion.

In expectation of EC part dedicated to TCC structures, many experimental and parametric studies contribute to knowledge database extension, as well as to generalization and optimization of the expressions necessary for design [1]. In this paper the focus is on basic design parameters: dimensions of elements, quality of constitutive materials trough mechanical and elastic characteristics and connection stiffness trough type, arrangement and spacing of dowel fasteners. Parametric study is performed for eight typical configurations of TCC floor system, results are discussed and several interaction diagrams are given as practical tool for design of optimized TCC beam system.

2. DESIGN PARAMETERS FOR THE TCC COMPOSITE STRUCTURE

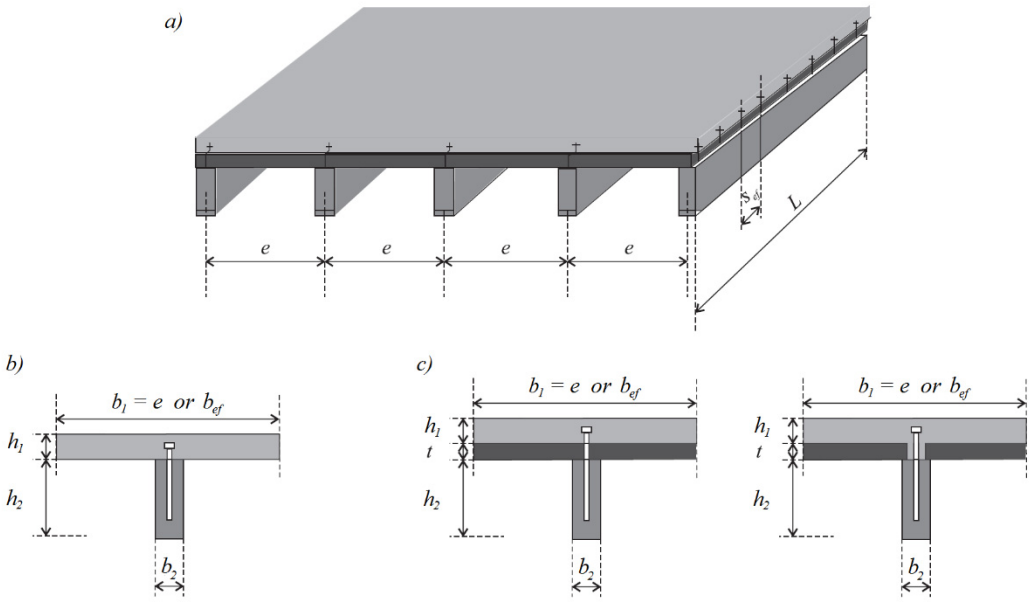
In the design of composite timber-concrete structures several parameters are included, such as: the dimensions of the cross-sections of the elements, the mechanical characteristics of the materials, the type of connection and coupling means between the TC elements. Actually, the inter-correlation between these parameters dominantly affects the composite TC structure behavior as a coupled system. Due to their complexity, TCC structures, which are treated as elastically coupled systems, present a challenge for engineers in practice, so the better understanding of the influence of these parameters and their relationship is necessary for design of such systems.

2.1. Dimensions of TCC configuration

The composite TC structure, most frequently performed as "T-beam", is formed from timber (solid, glulam) girders (ribs) placed at an equal distance *(e)*, and coupled by mechanical fasteners to concrete (unreinforced, reinforced, prestressed) slabs (flanges), cast *in situ* or prefabricated, Fig.1a. The calculation of such beam system is usually carried out on a separate "T-section" segment, Fig.1b. Usually, the mutual distances of timber beams *(e)* are in the range from 70cm to 100cm, while the beam spans (*L)* in the case of floor structures are between 4 and 6m [2]. The minimum thickness of the concrete slab (h_1) is 5cm, while the recommendation for the maximum thickness is that should not exceed 30% of the height of the timber beam. The depth of the concrete slab is usually from 6 cm to 8 cm [1]. If the form of the slab requires formwork, there can exist an interlayer (of formwork) between the timber beam and the concrete slab (*t*). Also, in the case of repairing of timber floors, the presence of ceiling planks as interlayer is common, Fig.1c. The usual formwork thickness ranges from 2 to 5cm. The width of the concrete slab (b_1) can be adopted to correspond to the distance between the timber beams *(e)*, or it can be determined as the actual effective width of the slabs (b_{eff}) using the expressions (Fig.1d) given on the basis of theoretical and experimental analyzes on timber-concrete systems [3].

2.2. Mechanical properties of materials

The mechanical properties of the materials used in the calculation of TCC are the modulus of elasticity (E_2 i E_1) and relevant strengths of timber and concrete (f_{mk}, f_{tk} and f_{ck}, f_{ctk}, respectively). Concrete slabs, both precast or cast in situ, have to be made of the minimum concrete class C20/25, while the minimum strength classes C22 (solid timber) and G24h (glulam) are most commonly used for timber beams. In EN1995 and EN1992-1, the mean values of modulus of elasticity for timber and concrete are given, ranging from 7GPa (C14) - 14GPa (C40) for softwood, 10GPa (D30) - 20GPa (D70) for hardwood and 27GPa (C12 / 15) - 44GPa (C90 / 105) for concrete.



d)

Reduction factors of the effective width due to the bending stresses:

$$\beta_{MG,r} = 1 \qquad \text{for uniformly distributed loading}$$

$$\beta_{MG,k} = \left[1 - 0.25 \cdot \left(\frac{e}{L}\right)\right] \qquad \text{for point load at mid-span}$$

Reduction factors of the effective width due to normal stresses:

$$\beta_{NG,r} = \left[1 - 1.4 \cdot \left(\frac{e}{L}\right)^2\right] \qquad \text{for uniformly distributed loading}$$

$$\beta_{NG,k} = \left[1 - 1.4 \cdot \left(\frac{e}{L}\right)^2 - 0.8 \cdot \left(\frac{e}{L}\right)\right] \qquad \text{for point load at mid-span}$$

Where is:
e – mutual spacing of wooden beams, L – span of the beam.

The effective concrete slab width in TCC system can be calculated according to following expressions (that depend on loading type: uniformly distributed or point concentric load):

$$b_{ef,r} = e \cdot \beta_{MG,r} \cdot \beta_{NG,r} \qquad \text{for uniformly distributed loading}$$

$$b_{ef,k} = e \cdot \beta_{MG,k} \cdot \beta_{NG,k} \qquad \text{for point load at mid-span}$$

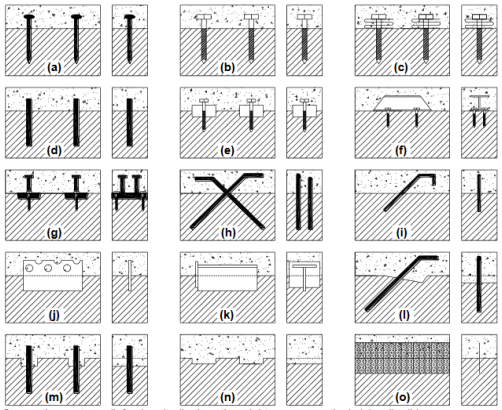
Fig. 1. Typology of the composite TC section [4]

2.3. Connection of the TCC members

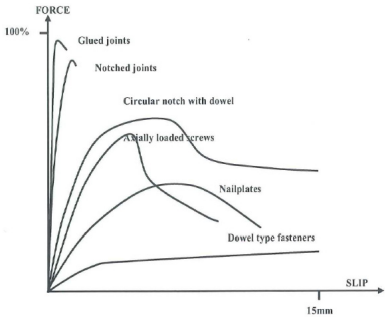
The connection between constituent materials (timber-concrete) can be achieved in multitude of various ways, while one of the most common is through the use of mechanical fasteners, Fig. 2. Depending on the coupling means used, their position (vertical, inclined) and spacing *(s)*, the joint stiffness (described by the slip modulus *K [kN/mm]*) varies roughly in the range of 5 to 600 kN/mm (where smaller values correspond to vertically installed rod fasteners: nails, screws, spikes,…, while higher values correspond to inclined dowel type fasteners or notches with dowels and grooved connections).

The slip modulus K has to be determined on the basis of experimental tests for specific TCC configuration when it is possible, but for practical calculation of composite TC systems, the generalized empirical expressions (based on experimental and theoretical tests), given in standards and norms, are most commonly used. For TCC systems, the empirical expressions for timber-timber connections and different types of fasteners given in EN1995-1 may be used, where the density of wood (ρ_m in [kg/m3]) and the diameter of the fastener *(d* in [mm]) are contained in. For the case of TCC systems, EC5 gives the conservative recommendation to double the tabulated values for slip

modulus for Serviceability Limit State (SLS) $K_{ser,TCC} = 2K_{ser}$, and to determine the slip modulus for Ultimate Limit State (ULS) as $K_{u,TCC}=2/3K_{ser,TCC}$.



Connection systems (left – longitudinal section, right – cross section): (a) nails; (b) screws; (c) screws + springs; (d) dowels; (e) CHS + screws; (f) UCS; (g) HSP + studs; (h) X-connector; (i) rebars; (j) PSP; (k) TSP; (l) rebars + notches; (m) dowels + notches; (n) grooved connection; (o) HBV



Mechanical Properties of Connection Systems (Mean Values)

Connection system		F_u (kN)	K (kN/mm)	δ_u (mm)	s_{min} (mm)	Timber depth (mm)	Fatigue tests	Reference
	Description							
(a)	Nails, Φ6.6mm	912	14	-	79	≈ 10Φ	-	(Mascia and Soriano 2004)
(b)	Screws, Φ9.5mm	80	12	-	114	≈ 10Φ	-	(Mascia and Soriano 2004)
	Screws, Φ12.7mm	106	15	-				
(c)	Screws, Φ11.0mm + Springs	-	8	< 5	132	65	-	(Astori *et al.* 2007)
(d)	Dowels, Φ19.0mm	119	68	< 8	161	80	(Weaver *et al.* 2004)	(Molina and Calil Jr 2008)
(e)	CHS + Screws	353	231	< 13	161	75 – screw	(Benítez 2000)	(Benítez 2000)
(f)	UCS	344	409	< 1	400	75 – screw	(Benítez 2000)	(Benítez 2000)
(g)	HSP + 2 Studs	300	-	< 2.5	-	20	(Döhrer and Rautenstrauch 2006a)	(Simon *et al.* 2008)
	HSP + 2 Studs	490		< 3		30		
	HSP + 4 Studs	520		< 2.5		-		
(h)	X-connector, Φ12.0mm	122	140	< 3	500	150 (≈10Φ)	(Mäkipuro *et al.* 1996)	(Tommola *et al.* 1999)
	X-connector, Φ12.0mm + Notches (not pictured)	914	-	< 3	-			
(i)	Rebars, Φ8.0mm	131	143	< 14	470	88 (≈10Φ)	-	(Miotto and Dias 2008)
	Rebars, Φ10.0mm	135	113	-		110 (≈10Φ)		
(j)	PSP (h=100mm)	153	339	-	400	50	-	(Miotto and Dias 2008)
(k)	TSP – indoor	265	510	< 1	430	-	-	(Mäkipuro *et al.* 1996)
	TSP – outdoor	41	873	< 1				
(l)	Rebars + Notches	233	580	< 3	470	-	-	(Mäkipuro *et al.* 1996)
(m)	Dowels + Notches	-	-	-	-	-	-	(Yttrup 2009)
(n)	Grooved connection	263	387	< 1	252	-	(Balogh *et al.* 2012)	(Aldi and Kuhlmann 2010)
(o)	HBV, 1 row (h=90mm)	86	510	< 1	cont.	40	(Bathon and Bletz 2010)	(Bathon *et al.* 2006b)
	HBV, 2 row (h=90mm)	92	1010	< 1				
	HBV, 3 row (h=90mm)	91	966	< 2				
-	Glued connection	-	5140	0	cont.	-	-	(Le Roy *et al.* 2009)

Fig. 2. Mechanical fasteners for TCC systems [5]

The limitations of EC5 prescribed slip module values are that recommendations could only be used if the dowel-type fasteners are loaded directly on its axis i.e. when the fasteners are implemented perpendicular on the timber grains and the load acts parallel to the shear plane as well as that recommendations are not valid for the TCC joints where an interlayer is present. In the cases of inclined fasteners and/or presence of an interlayer in the joint, slip modulus $K_{ser,TCC}$ must be determined by experimental testing.

3. PARAMETRIC ANALYSYS, RESULTS OF THE STUDY AND DISCUSSION

Based on the previously described design parameters (element dimensions, mechanical characteristics of the materials and the connections between the elements), a parametric analysis is conducted in the paper, which shows the influence of the specific parameters on the behavior of the TCC system. Parametric analysis includes variation in effective beam bending stiffness (EI_{eff}), efficiency of composite action (η), beam deflection in the mid-span (v), as well as forces and stresses in characteristic cross sections when design parameters are changed. For the purpose of parametric analysis, a simplified calculation procedure of composite TC system was applied, i.e. the "gamma-method" given in EN1995-1. This procedure is based on the solution of the differential equation for a simple beam with constant connection stiffness along the span, which is subjected to the load represented by sinusoidal function, because for such a load there is a simple closed-form solution.

The analysis was performed on a floor structure, where it is possible to separate a segment of structure in the form of "T-beam". The applied loads are the following: permanent load ($p=g+\Delta g$, where $\Delta g=1.0$ kN/m^2) and imposed variable load ($q=2.0$ kN/m^2).

3.1. Influence of the members' dimensions

The following system configurations were adopted depending on the variation of the element's dimensions (h_1, b_1, h_2 and L) of the composite system, while the other design parameters are given in Table 1 (initial configuration was model C1-2):

- Configuration C1 – variation of concrete slab thickness ($h_1 \neq const.$, $h_{1,var.} = 5 - 10cm$)
- Configuration C2 – variation of effective width of concrete slab ($b_1 \neq const.$, $b_{1,var.} = 70 - 100cm$)
- Configuration C3 – variation of timber beam height ($h_2 \neq const.$, $h_{2,var.} = 24\text{-}30cm$)
- Configuration C4 – variation of timber beam span ($L \neq const.$, $L_{var.} = 4\text{-}6m$)

Table 1. Design parameters and variations (for configurations C1 to C4)

Conf.	Members	Cross-section dimensions				L	E_1 and E_2	$K_{ser,TCC}$ and $K_{u,TCC}$
C1	Concrete C25/30	b_1	70 cm	h_1	***≠ const.***	*C1-C3 → L = 5 m* *C4 → L_{var} = 4 – 6 m*	*C25/30: E_1=30.5 GPa* *C22: E_2=10 GPa*	Dowels Φ12mm / 150mm K_{ser} =18200 N/mm K_u =12130 N/mm
	Timber C22	b_2	14 cm	h_2	28 cm			
C2	Concrete C25/30	b_1	***≠ const.***	h_1	7 cm			
	Timber C22	b_2	14 cm	h_2	28 cm			
C3	Concrete C25/30	b_1	70 cm	h_1	7 cm			
	Timber C22	b_2	14 cm	h_2	***≠ const.***			

The results of the analysis of dimensions' variation and its effects on the behavior of the TC composite system are shown in Table 2 and Figure 3.

Table 2. Effects of the member dimensions variation on TCC beam

Conf.	Variable	$EI_{eff,SLS}$, $EI_{eff,ULS}$ $[10^{12}N/mm^2]$		η [%]	v [mm]	N [kN]	M_1 , M_2 [kNm]		F_v [kN]
C1-1	h_1=5 cm	6.82	6.04	51.74	3.74	45.35	0.51	5.89	5.44
C1-2	h_1=7 cm	7.9	6.95	49.74	3.59	47.74	1.35	5.66	5.73
C1-3	h_1=10 cm	10.09	8.91	48.13	3.23	47.44	3.51	5.05	5.69
C2-1	b_1=80 cm	8.05	7.08	49.08	4.00	53.84	1.72	6.32	6.46
C2-2	b_1=90 cm	8.19	7.2	48.56	4.41	59.80	2.13	6.96	7.18
C2-3	b_1=100 cm	8.31	7.31	48.13	4.81	65.63	2.58	7.59	7.88
C3-1	h_2=24 cm	5.71	5.04	52.84	4.94	55.05	1.85	4.88	6.61
C3-2	h_2=26 cm	6.74	5.94	51.22	4.19	51.25	1.57	5.28	6.15
C3-3	h_2=30 cm	9.19	8.08	48.38	3.10	44.51	1.16	6.01	5.34
C4-1	L=4m	6.86	5.99	38.78	1.69	26.46	1	4.2	3.97
C4-2	L=5m	7.9	6.95	49.74	3.59	47.74	1.35	5.66	5.73
C4-3	L=6m	8.76	7.8	58.77	6.71	75.04	1.73	7.26	7.50
C4-5	L=5.5m	8.35	7.39	54.49	4.97	60.65	1.53	6.44	6.62
Effective bending stiffness EI_{eff} in SLS and ULS; Efficiency (degree) of composite action η; Deflection of composite beam in the middle of the beam span v; Axial force $N = N_1 = - N_2$; Bending moments M_1/M_2 in the concrete/timber and F_v max force in the dowels;									

Considering the C1 configuration (change in thickness of concrete slab, $h_1 \neq const$), an increase in EI_{eff} of 48% (decrease in η of 19%) can be observed if the slab increases from 5 to 10cm, while the change in other values (Table 2) is not greater than 19% (for η, v and M_2) and than 5% (for N and F_v). Also, from Fig. 3/C1 it is obvious that stresses in the concrete slab increase dramatically even over 400% for the lower fiber, while the change in the timber beam is negligible. The conclusion is that the slab should not exceed 30% of the height of the timber beam, because then the moments/stresses (lower fiber) in the concrete slab increase disproportionately, thus, for the greater thickness of the concrete slab the bearing capacity condition for ULS will not be satisfied.

Considering the C2 configuration (change in effective concrete slab width, $b_1 \neq const.$), it can be observed, Fig. 3/C2, that relatively small variation of effective concrete slab width or distances of timber beams (80-100cm) causes negligible effects (up to 20%) on the behavior of the TCC beams.

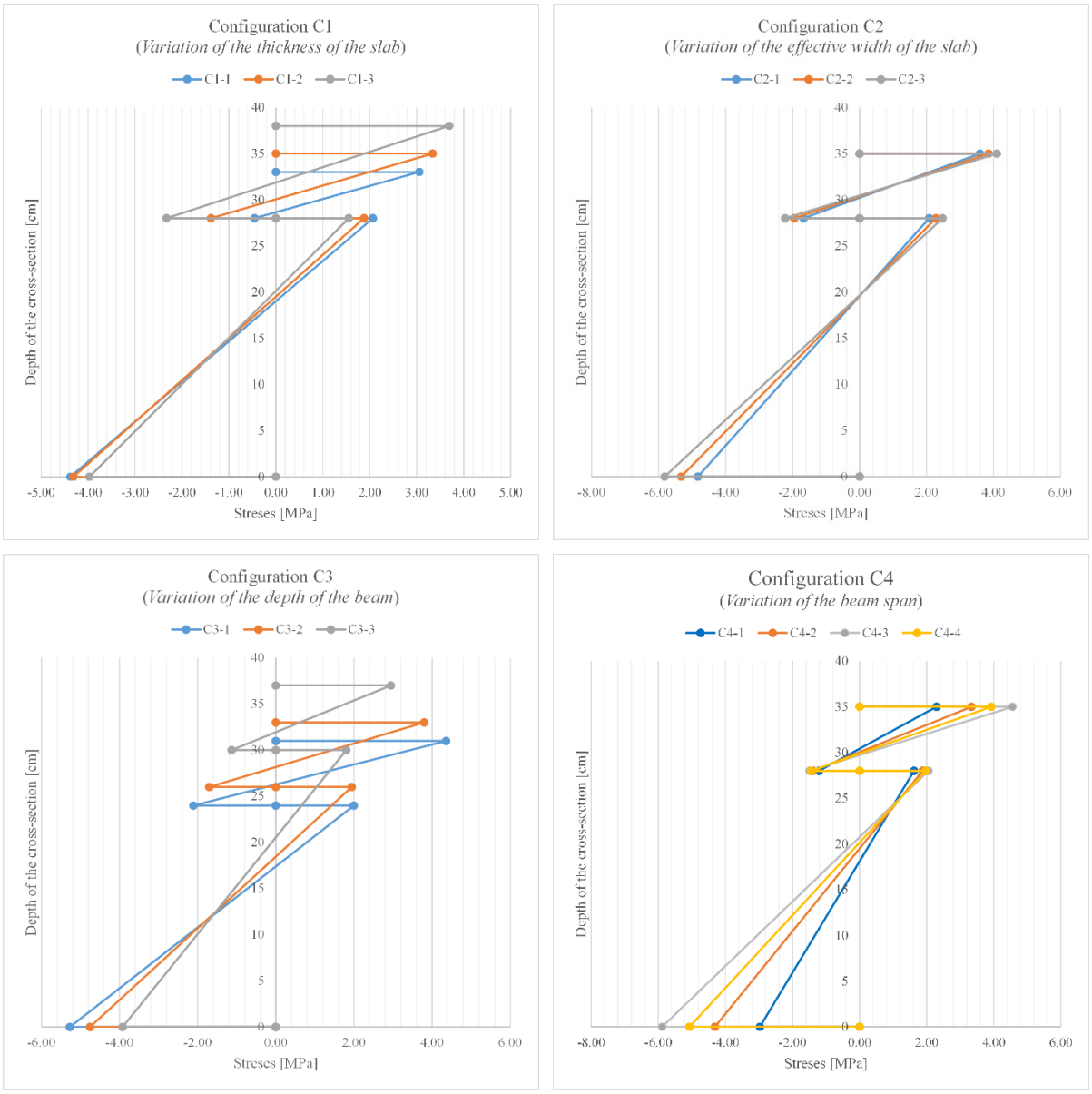


Fig. 3. Stresses in composite cross-section for configurations C1-C4

Considering the C3 configuration (change in height of the timber beam, $h_2 \neq const.$), a drastic increase in EI_{eff} of 61% (or slight decrease in η of 9%) can be observed if the height h_2 increases from 24 cm to 30 cm, while deflection of the beam decreases by 37%. Also, other values (Table 2) are decreasing, while the bending moment in the timber beam is slightly increasing about 23%. From Fig. 3/C3, a favorable effect of increasing the height h_2 on the stresses decrease (from 10 to 47% in both elements) is observed. The conclusion is that increase of height h_2, has a favorable influence on the behavior of the TCC beam for the ULS and SLS.

Considering the C4 configuration (change in timber span, $L \neq const.$), an increase in EI_{eff} of 28% (an increase in η of 52%) can be observed if the span L increases from 4 to 6m, while the beam deflection drastically increases even up to 300% (as expected). It can be observed that due to the increase of the span L, the efficiency of the composite action η increases, but also the other values (Table 2) increase from 73% to 183%. Although this increase seems drastic, the stresses at contact interface of two materials have a negligible increase of up to 27%, Fig. 3/C4. The conclusion is that a slight increase in

the span (by 0.5m) can have a positive effect on the EI_{eff}, η and the contact stresses (negligible increase of ≈5%), while for other values there is a slight increase.

3.2. Influence of the materials' properties

The following system configurations were adopted depending on the variation of the modulus of elasticity of the constituent materials (E_1 and E_2), while the other parameters are given in Table 1:

- Configuration C5 – variation of elastic modulus of concrete ($E_1 \neq const.$, *C20/25 – C40/50*)
- Configuration C6 – variation of elastic modulus of timber ($E_2 \neq const.$, *C20 – C24*)

The results of the analysis of variation of the modulus of elasticity and its effects on the behavior of the TC composite system are presented in Table 3.

Table 3. Effects of the variation of materials' elastic modulus

Conf.	Strength class	$EI_{eff,SLS}$, $EI_{eff,ULS}$ $[10^{12}N/mm^2]$		η [%]	v [mm]	N [kN]	M_1 , M_2 [kNm]		F_v [kN]
C5-1	C20/25	7.88	6.94	49.83	3.60	47.78	1.33	5.67	5.73
C5-2	C40/50	8.06	7.08	49.06	3.52	47.36	1.52	5.55	5.68
C6-1	C20	7.68	6.76	50.76	3.69	48.28	1.39	5.53	5.79
C6-2	C24	8.33	7.32	47.87	3.40	46.68	1.28	5.91	5.60

For all configurations, it can be observed that changing of the elastic modulus of the concrete / timber, has a negligible effect on the behavior of the composite TC beam, but it should have in mind that the choice of a higher concrete class and / or timber strength class favorably affects the proof of safety for the ULS, that is, the strengths f_{mk}, f_{tk}, f_{ck} and f_{ctk} are higher.

3.3. Influence of the connection

The following system configurations were adopted depending on the variation of the slip module (K), i.e. the choice of fasteners and the spacing (s) variation, while other parameters are given in Table 1:

- Configuration C7 – variation of the slip module ($K \neq const.$, $k = K / s = 61 – 182$ *N/mm/mm*)
- Configuration C8 – variation of spacing of fasteners ($s \neq const.$, $s = 10$ - *30cm*)

Configurations C7 and C8 can be reduced to one single configuration, since a change in slip modulus can be expressed by changing of the fasteners' spacing s as a smeared slip modulus k [kN/mm/mm], where the relation applies: if $s \uparrow$, follows $k \downarrow$. The spacing s between the fasteners is constant or uniformly varied according to the interlayer shear force between the s_{min} and s_{max}, where the fallowing expression is valid: $s_{ef}=0.75s_{min}+0.25s_{max}$ and $s_{max} \leq 4s_{min}$.

The results of the analysis of the fasteners' spacing variation and their influence on the composite TC system behavior are shown in Table 4 and Fig. 4 (configuration C8). Two arrangement modes were considered: fasteners at equal ($s_{ef}=s$) and variable inter-distance ($s_{ef}=0.75s_{min}+0.25s_{max}$) along the beam span.

Table 4. Effects of the variation of slip modulus / spacing of fasteners

Conf.	spacing s [cm]	$EI_{eff,SLS}$, $EI_{eff,ULS}$ $[10^{12}N/mm^2]$		η [%]	v [mm]	N [kN]	M_1 , M_2 [kNm]		F_v [kN]
C8-1	10	8.85	7.9	59.75	3.20	52.55	1.19	4.98	4.20
C8-2	15+20+15	7.71	6.77	47.74	3.68	46.67	1.38	5.81	6.07
C8-3	15+30+15	7.37	6.46	44.19	3.85	44.67	1.45	6.09	6.70
C8-4	20+30+20	6.95	6.08	39.75	4.08	41.97	1.54	6.47	7.55
C8-5	30	6.32	5.33	33.10	4.49	37.45	1.7	7.11	8.99

By increasing the distance s ($k \downarrow$), a decrease in EI_{eff} and η can be observed, which influences the increase of the beam deflections, bending moments (M_1 and M_2) and the max shear force in the dowels

(F_v), while only the axial force (N) decreases. Also, as the distance s increases, the joint stresses increase drastically for the lower concrete fiber and the upper fiber of the timber beam, while the increase in the edge stresses is negligible.

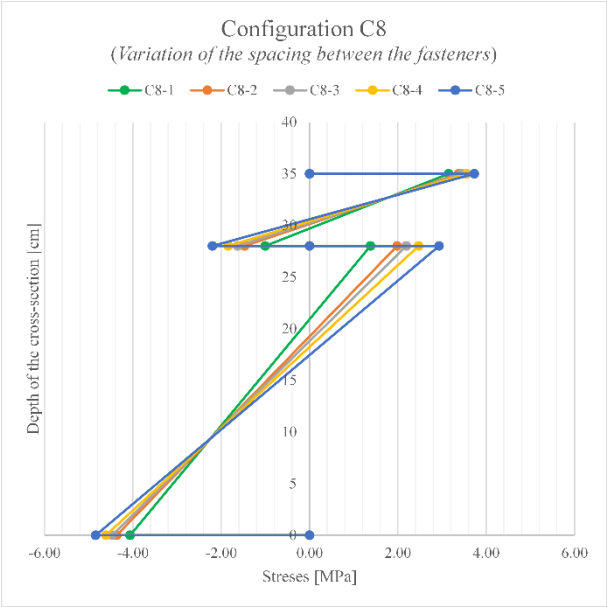


Fig. 4. Stresses in composite cross-section for configuration C8-1 to C8-5

It is interesting to compare previously analyzed configuration C1-2 with configuration C8-3 trough calculated parameters according the "gamma" procedure. Configuration C1-2, with constant spacing (s_{ef}=s=15cm) could be represent also with variable spacing i.e. as "10+30+10", that leads to the same calculated effective spacing (→ s_{ef}=15cm). In configuration C8-3 "15+30+15", the calculated effective spacing is s_{ef}=18.75cm. C8-3 has to be preferable configuration comparing to C1-2, because the smeared slip modulus k decrease for about 20% (calculated parameters in range 6,5 to 17%), but savings in installed fasteners are about 30%, with extra savings in installation works and their quality.

3.4. Optimal Design of Composite Structures

On the basis of presented analysis, it can be concluded that the choice of dimensions and the connection stiffness have a crucial influence on the behavior of the composite TC system.

Based on the analysis presented in [6] (Fig. 5 and 6), Linden tried to clarify the influence of design parameters on the behavior of the composite TC system (increase in effective stiffness / composite effect) via dimensionless parameters related to element dimensions ($n \cdot br = n \cdot b_1/b_2$, $hr = h_1/h_2$) and the efficiency of the composite action η (which includes the smeared slip modulus $k = K / s$).

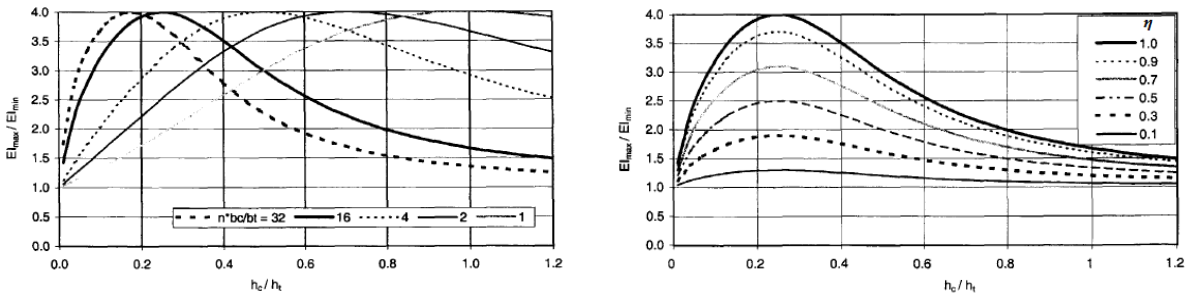


Fig. 5. Relationship between proportions of composite members [6]

In the analysis, Linden showed that for a given dimension ratio, the effective stiffness of the composite beam can be increased up to max 4 times i.e. $[EI_{eff} / EI_{min}]_{max} = 4$, depending on the efficiency of the composite effect η = 0 - 1.0, which significantly contributes to the decrease of beam deflection. The

optimal solution could be achieved by certain choice of design parameters (dimensions and connection stiffness), taking into account the influence of specific design parameters on TCC beam behavior.

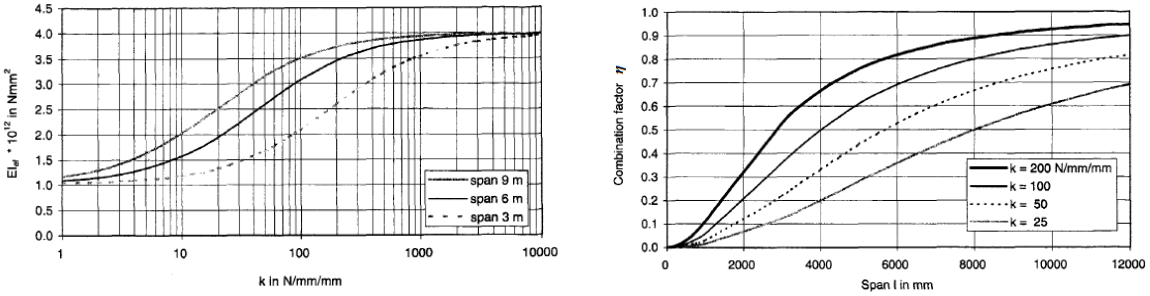


Fig. 6. Relationship between slip modulus, bending stiffness (EI_{eff}) and degree of composite action [6]

In addition, an example of determination of the optimal solution (selection of optimal design parameters) for which the composite TC system will have the desired / favorable behavior, is given. The diagrams based on expressions given in [6] and adopted parameters ($n \cdot b_r$, h_r or η, L, k), are given at Figure 7 (a,b,c,d).

The use of diagrams:

For configuration C1 (b_1=70cm, b_2=14cm, h_2=28cm, E_1=30.5GPa, E_2=10GPa), the ratio $n \cdot b_r = n \cdot b_1/b_2$ is equal to 15.25. For this ratio, the thickness of the slab (h_1) can be determined in a way to obtain the optimal effective stiffness (EI_{eff}). The position of the maximum of the function EI_{eff} / EI_{min} (regardless of η) is always found for the same ratio h_r, and is determined based on the expression from Fig. 7a. The maximum ratio of EI_{eff} / EI_{min} (maximum of the function) is obtained depending on the adopted value η which varies from 0 to 1 (0 – no composite cross section, 1 - full composite action). For the adopted parameters in particular case of C1, the ratio is h_r = 0.256, and consequently the calculated thickness of the plate is h_1 = 7.17cm, i.e. adopted value is 7cm in this example.

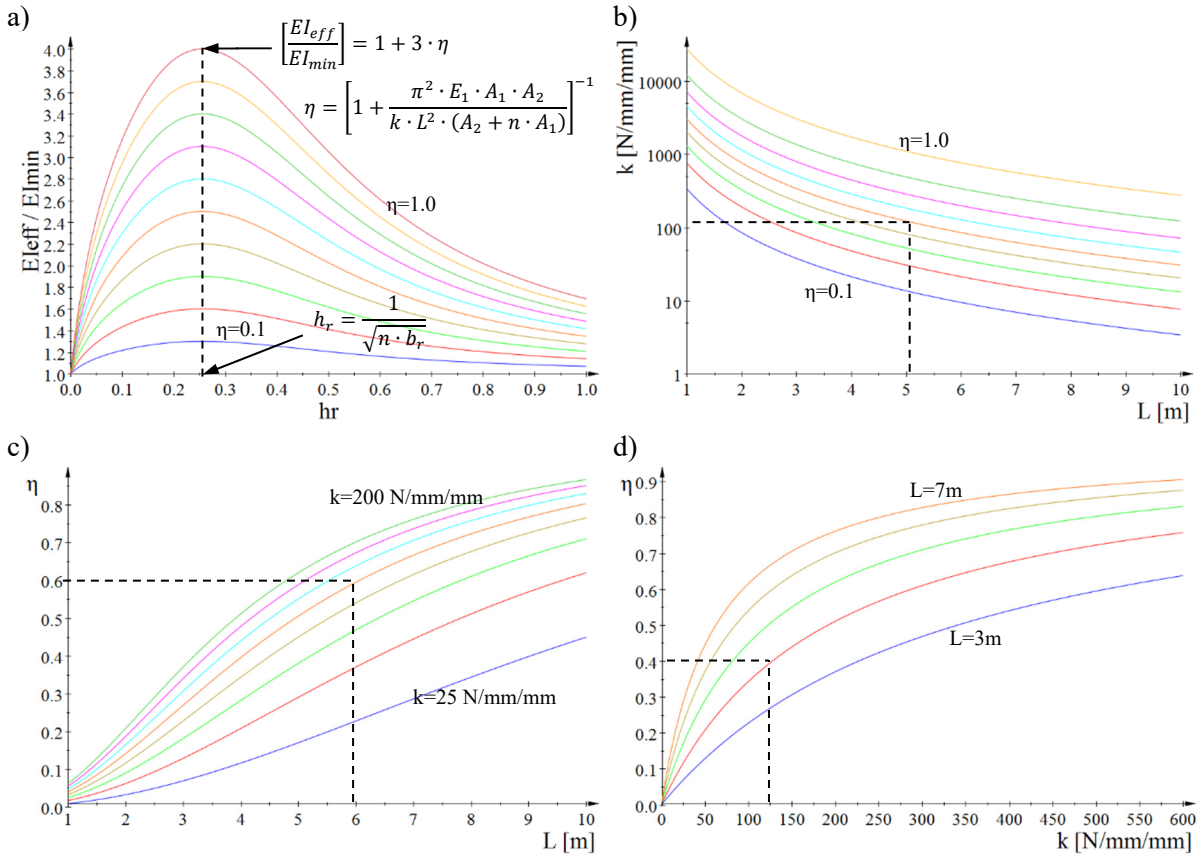


Fig. 7. Determination of optimal solution for TCC beams

If the range L and smeared slip modulus k are known, the efficiency of the composite effect η can be determined for the observed configuration from Fig. 7b. This procedure can be used to evaluate the level of effectiveness of the composite cross-section. For example, for known configuration C4-2 (span L=5m and smeared slip modulus k=18200/150= 121N/mm/mm for dowels Φ12mm with spacing s = 15cm), the composite effect η is ≈ 0.5 (50%).

As opposed to, if the smeared slip modulus k is unknown and it is necessary to adopt the fasteners and their spacing (to determine the required connection stiffness) so that the pre-adopted efficiency is satisfied (for example η = 0.6 (60%)), it can be seen from Fig. 7c that for e.g. span L=6m the required smeared slip modulus is k≈125N/mm/mm. With this data, it is possible to combine fasteners' spacing and diameter. For example, if we choose constant spacing s=15cm, the necessary slip modulus is K=18750N/mm, and from that fact it is possible to determine the fasteners' diameter. According to the expression given by Gelfi [7] for slip modulus, the necessary diameter is $d_{G,pot}$=12.36mm (what corresponds to configuration C4-3), while according to EC5 [8], this diameter is $d_{EC5,pot}$=25.97mm.

Finally, if it is necessary to determine the optimal span L of the beam, that has to satisfied the required efficiency of e.g. η = 0.4 (40%), with known smeared stiffness k=121N/mm/mm, from Fig. 7d it is easy to find that the span L should be ≈ 4m (that corresponds to analyzed configuration C4-1).

4. CONCLUSION

Based on the parametric analysis performed in this study, it is obvious that dimensions of the elements that determine the stiffness and load-bearing capacity of the composite beam have the greatest influence on the behavior of the TCC system, ie, on the increase or decrease of effective stiffness, deformation, internal forces and stresses. By proper selection and harmonization of the dimensions of elements made of constituent materials, it is possible to achieve the optimum composite action for which the system will be effective. Concerning the mechanical characteristics of the material (modulus of elasticity), it can be concluded that the effect of their change on the behavior of the TCC system is negligible. In addition to the dimensions, the fasteners i.e. their rigidity, arrangement and spacing, also play an important role and have a great influence on the stiffness of the connection. In design of TCC systems, mutual dependence and correlation of these parameters should be kept in mind, because it could significantly influence the behavior of whole timber concrete composite system.

ACKNOWLEDGEMENTS

The paper has been done within the scientific research project TR 36043 "Development and application of a comprehensive approach to the design of new and safety assessment of existing structures for seismic risk reduction in Serbia", which is funded by the Ministry of Science of Serbia.

REFERENCES

[1] Manojlović D., Kočetov Mišulić T. (2016). Rational Choice of elements' proportions in Timber-Concrete Composite Systems. ASES Symposioum, Zlatibor, Srbija, pp 527-536.

[2] Velimirović N. (2017). Probabilistička analiza i optimizacija spregnutih konstrukcija tipa drvo-beton. Doktorska disertacija. GAF - Univerzitet u Nišu, Niš, Srbija.

[3] Natterer J., Hoeft M. (1987). Zum Tragverhalten von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen. Forschungsbericht CERS Nr. 1345, IBOIS, EPFL, Lausanne, Schweiz.

[4] Jelušič P., Kravanja S. (2017). Optimal design of timber-concrete composite floors based on the multi-parametric MINLP optimization. Composite Structures vol. 179, pp. 285-293.

[5] Rodrigues J., Dias A, Providência P. (2013). Timber-Concrete Composite Bridges: State-of-the-Art Review. Bioresources. 8(4), pp. 6630-6649.

[6] Linden M.L.R. (1999). Timber-concrete composite floor systems, PhD Thesis, Delft University of Technology, Delft, 364 p.

[7] Gelfi P., Giuriani E., Marini A. (2002): Stud Shear Connection Design for Composite Concrete Slab and Wood Beams, Journal of Structural Engineering-ASCE, vol.128 no.12, pp. 1544-1550.

[8] Manojlović D.; Kočetov Mišulić T. (2015). Slip modulus in wood-concrete composites: Practical estimation for modelling. Građevinski fakultet Subotica, Srbija, str. 253-259.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanskiodredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

CS - 14

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

FIRE RESISTANCE ANALYSIS OF REINFORCED CONCRETE SLABS

Fatos PLLANA[1], Fidan SALIHU[2], Meri CVETKOVSKA[3]

ABSTRACT

The fire resistance of one way and two way simply supported RC slabs and continuous RC slabs exposed to standard fire ISO834 is analyzed in this paper. 2D and 3D analyses are conducted by using the program SAFIR and the numerically achieved results are compared with experimental results given in the literature. The results obtained by the simplified calculation method given in EN 1992-1-2, 2004 are compared, too.

In case of fire, floor slabs do not have only load bearing function. In most cases they are used as elements for separating the fire compartment. Where compartmentation is required, the elements forming the boundaries of the fire compartment, including joints, shall be designed and constructed in such a way that they maintain their separating function during the relevant fire exposure. This shall ensure, where relevant, that integrity failure does not occur, insulation failure does not occur, thermal radiation from the unexposed side is limited. Does the floor structure meet the required fire resistance criteria mainly depends on: mechanical and thermal characteristics of the materials used for the construction; initial loading level; support conditions; slab span and thickness; steel ratio; concrete cover thickness and fire scenario.

The deflections of two types of RC slabs, calculated by using program SAFIR, are compared with experimental results given in the literature. A very good agreement during the entire fire test is noticed. It should be noted that in order to verify the numerically achieved results, there should be compliance of all parameters relevant for the testing with those of the numerical simulation.

By analyzing the fire resistance of one way RC slabs in SAFIR, it can be seen that the analysis should be done by using 3D Shell element. The 3D analysis of one way RC slabs should be done with the real width of the slabs, not by 1m strip. In terms of fire resistance, in the case of the one way simply supported and continuous two span slabs, there is no visible difference between the results of 2D and 3D analysis. In case of one way continuous three span slabs, there is difference in the predicted fire resistance. In case of 3D analysis the failure is earlier than in case of 2D analysis.

Keywords: *RC slab; Fire resistance; 2D and 3D analysis; SAFIR*

[1] Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering and Architecture, University of Prishtina “Hasan Prishtina”, Republic of Kosovo, fatos.pllana@uni-pr.edu

[2] Assist. MSc, Faculty of Civil Engineering and Architecture, University of Prishtina “Hasan Prishtina”,Republic of Kosovo, fidan.salihu@uni-pr.edu

[3] Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University “Ss. Cyril and Methodius”, Skopje, Republic of North Macedonia, user@gf.ukim.edu.mk

1. INTRODUCTION

The resistance of building members to the effects of fire is an important part of any structural and fire safety design. Floor slabs, as horizontal elements, have a very important role in providing bearing capacity, usability and stability of the building as a whole. Their proper selection and design, when they are exposed to different types of loads (mainly: permanent and variable), should provide stable and safe structure during the exploitation period.

In case of fire floor slabs do not have only **load bearing function**. In most cases they are used as elements for separating the fire compartment. Where compartmentition is required, the elements forming the boundaries of the fire compartment, including joints, shall be designed and constructed in such a way that they maintain their separating function during the relevant fire exposure [1]. This shall ensure, where relevant, that **integrity failure** does not occur, **insulation failure** does not occur, thermal radiation from the unexposed side is limited.

Does the floor structure meet the required fire resistance criteria mainly depends on: mechanical and thermal characteristics of the materials used for the construction; initial loading level; support conditions; dimensions of the cross section; steel ratio; concrete cover thickness and fire scenario.

The fire resistance of the simply supported and continuous reinforced concrete solid slabs which have load bearing capacity only in one direction with different spans, used for the multistory residential buildings, is analyzed in this paper.

A durable structure shall meet the requirements of serviceability, strength and stability throughout its design working life, without significant loss of utility or excessive unforeseen maintenance. In fire conditions, as a result of a large number of real fire tests and corresponding numerical analyzes, it was found out that the moment of failure of the floor structure is always followed by significant deformation (deflection). If the structure is close to the limit state, after the cooling phase the residual deflections are so great that it cannot be used without significant rehabilitation. For these reasons, during the fire action, the deformation (deflection) of the slab is limited to prescribed value. According to the ISO standard, this limit value is L/30 (L is the span of the slab) [3].

This paper presents the numerically achieved results for the fire resistance three solid RC one way slabs with 2D-Analysis (beam element) and 3D-Analysis (shell element). For comparison, all the one-way slabs were analysed with various width and were exposed to ISO standard fire from the bottom side. In the same time, there are analysed two type of two-way slabs, which results are compared with existing test results given in the literature [6]. The geometry and material characteristics of the slabs were the same with the tested slabs. The RC slabs were constructed without thermal insulation at the top bottom side of the slabs. Based on the numerically achieved results, certain conclusions that can be useful for matching the prescribed fire resistance of these type of floor structures were obtained.

2. FIRE RESISTANCE OF ONE-WAY RC SLABS

2.1. Simplified calculation method for simply supported RC SLABS by Eurocode 2

There are simplified methods for calculation the fire resistance of one-way slabs. Their application is possible only for simply supported and continuous slabs with axially unrestrained supports, exposed to fire only from the bottom side.

The design procedure for concrete simply supported slabs assumes the following: concrete has no tensile strength and the parabolic compressive block in concrete can be approximated by an equivalent rectangle, which can be seen in (Figure 1). It is also assumed that the compressive block does not rich elevated temperatures which causes reduction in material properties and that the flexural capacity is solely a function of the temperature of the reinforcing steel.

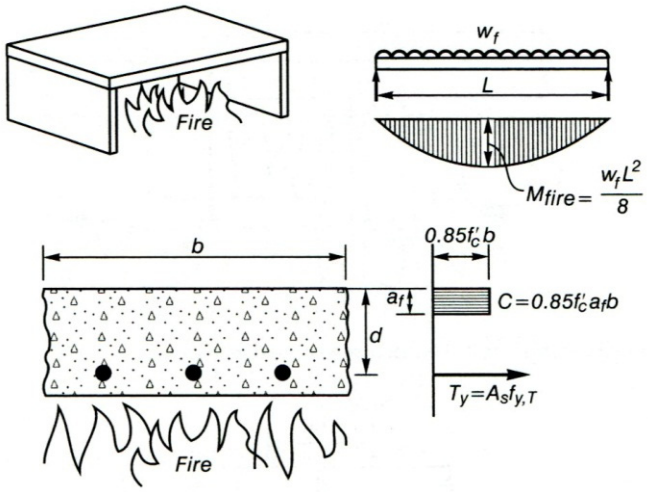


Fig. 1. One-way simply supported RC slab exposed to fire from the bottom side

There is no possibility of moment redistribution in case of simply supported slabs. It should be verified that

$$M_{Ed,fi} \le M_{Rd,fi} \tag{1}$$

The loading under fire conditions should be determined from EN 1991-1-2.

The maximum fire design moment $M_{Ed,fi}$ for predominantly uniformly distributed load may be calculated using equation (2).

$$M_{Ed,fi} = \frac{w_{Ed,fi} l_{eff}^2}{8} \tag{2}$$

where:

$w_{Ed,fi}$ is the uniformly distributed load (kN/m) under fire conditions

l_{eff} is the effective length of slab

The moment of resistance $M_{Rd,fi}$ for design in fire situation may be calculated using equation (3).

$$M_{Rd,fi} = \frac{\gamma_s}{\gamma_{s,fi}} \times k_s(\theta) \times M_{Ed} \times \left(\frac{A_{s,prov}}{A_{s,req}} \right) \tag{3}$$

where:

γ_s is the partial material factor for steel used in EN 1992-1-1,

$\gamma_{s,fi}$ is the partial material factor for steel under fire conditions,

$k_s(\theta)$ is a strength reduction factor of the steel for the given temperature (θ) under the required fire resistance. (θ) may be taken from Figure 4.2a, Annex A [1] for the chosen axis distance,

M_{Ed} is the applied moment for cold design to EN 1992-1-1,

$A_{s,prov}$ is the area of tensile steel provided,

$A_{s,req}$ is the area of tensile steel required for the design at ambient temperature to EN1992-1-1,

$A_{s,prov} / A_{s,req}$ should not be taken as greater than 1.3.

2.2. Continuous RC SLABS

Flexural continuity can improve the fire resistance of a bending member. A member with flexural continuity is a statically indeterminate member which would need to fail at more than one cross section to lose its load carrying capability. Slabs which are continuous over several supports have continuity which is beneficial in fire design, because collapse does not occur when the ultimate strength is reached at only one cross section.

In fire-exposed structures, the benefits of continuity allow load to be resisted in alternative ways through moment redistribution as heat-affected areas lose strength. The benefit are greatest in ductile concrete which can undergo large rotations at 'plastic hinges'. Additional benefits can occur in materials like reinforced concrete where the flexural strength may be different in positive and negative bending.

During definition the fire resistance of continuous slabs there should be taken into account that their continuity enables redistribution of forces (Figure 2). The temperature changes between lower fiber (heated) and upper (cooler) of cross section lead the tendency that slabs lift from the support, and because that is not possible, there appears negative reaction which causes increase of bending moment at internal support, hence bending moment at span decreases. This is favorable in terms of fire resistance due to the fact that heated reinforcement in lower fiber of the cross section unloads, in the account of support reinforcement, who remains unheated, or very little increases their temperature, therefore does not decrease the strength and deformation properties. Negative bending moment at support increases until the plastic hinge is formed. The first plastic hinge will occur at span, and almost at failure even in the support.

As the surface of the negative reinforcement increases, a large negative moment will be absorbed, and in this case, the smallest moment in the field will be obtained, but this is not always favorable. As large as the negative moment, the heated concrete in the lower compressed fiber area undergoes large strains in compression, which can lead to the fracture of the same and cause the slab failure. In order to eliminate this, it is recommended that the provided negative reinforcement should fulfill condition:

$$A_{s,prov} f_{sd,fi} / bd_{fi} f_{cd,fi} < 0.30 \tag{4}$$

It can be shown that equation (4)checks that the depth of the compression zone a_f is not more than 35% (0.3/0.85) of the effective depth of the cross section d_f. This check is not necessary if there is significant longitudinal reinforcing in the compression zone.

Plastic hinge at span will occur when ultimate span moment will be reduced and will be equal to the positive moment from external loads (5):

$$M_{Ed,fi,span} = \frac{w_{Ed,fi} l x_1}{2} - \frac{w_{Ed,fi} x_1^2}{2} - \frac{M_{Ed,fi,\mathrm{sup}ort} x_1}{l} = M_{Rd,fi,Span} \tag{5}$$

$$x_1 = \frac{l}{2} - \frac{M_{Ed,fi,\mathrm{sup}ort}}{w_{Ed,fi} l} \tag{6}$$

If equation (6) substitutes in equation (5), obtains relation between external load and ultimate reduced positive moment and unreduced negative moment at support, respectively relationship from which fire resistance can be defined:

$$M_{Ed,fi,Suport} = \frac{w_{Ed,fi} l^2}{2} - w_{Ed,fi} l^2 \sqrt{\frac{2M_{Rd,fi,Span}}{w_{Ed,fi} l^2}} \le M_{Rd,fi,Suport} \tag{7}$$

The position of the maximum mid-span moment of end span of slab is given by equation (8) as:

$$x_1 = \sqrt{\frac{2M_{Rd,fi,Span}}{l}} \tag{8}$$

and for interior span of continuous slab by equation (9) as:

$$x_1 = \frac{l}{2} \tag{9}$$

A 'simplified' calculation method described in Eurocode 2 [1] was also used for the fire resistance analysis of the continuous RC slabs.

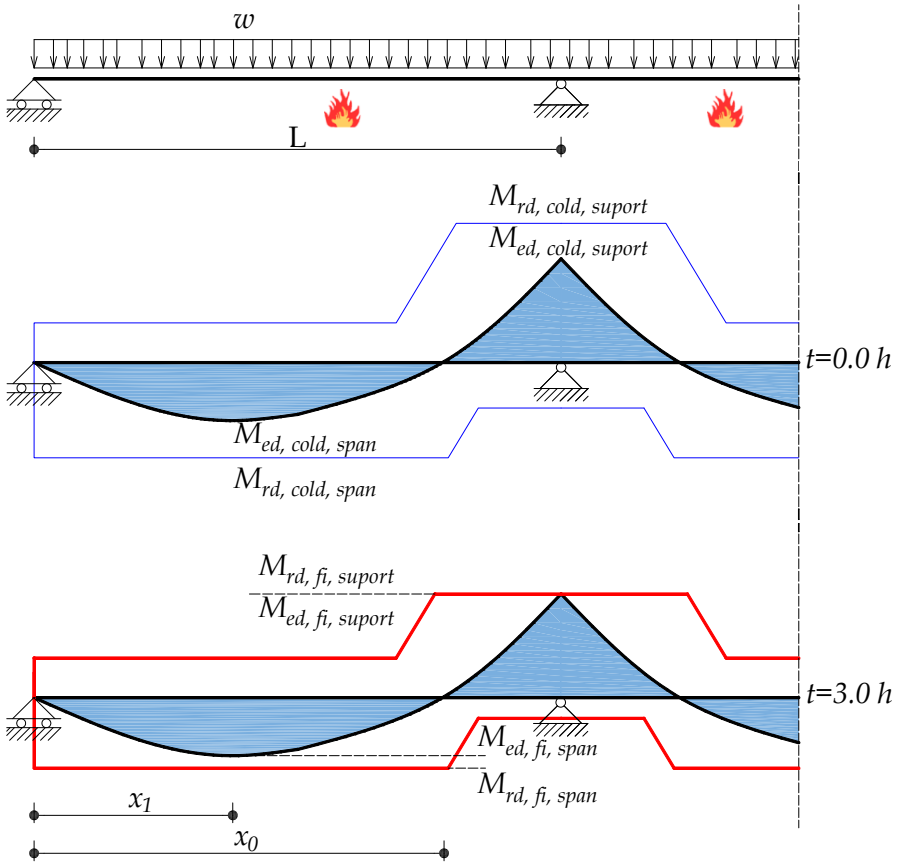


Fig. 2. Redistribution of bending moments in Continuous RC slab with three spans, exposed to fire from the bottom side

2.2.1 Simplified calculation method for continuous slabs by Eurocode 2

This simplified method only applies where the loading is predominantly uniformly distributed and the design at ambient temperature has been based on linear analysis or linear analysis with limited redistribution. This method uses strength reduction factors based on Figure 4.2a, Curve 1 [1].

The moment of resistance $M_{Rd,fi,Span}$ of the section at the position of maximum sagging moment should be calculated for fire conditions in accordance with equation (10).

$$M_{Rd,fi,Span} = \frac{\gamma_s}{\gamma_{s,fi}} \times k_s(\theta) \times M_{Ed} \times \left(\frac{A_{s,prov}}{A_{s,req}} \right) \tag{10}$$

where:

γ_s is the partial material factor for steel used in EN 1992-1-1,

$\gamma_{s,fi}$ is the partial material factor for steel under fire conditions,

$k_s(\theta)$ is a strength reduction factor of the steel for the given temperature (θ) under the required fire resistance. (θ) may be taken from Figure 4.2a, Annex A [1] for the chosen axis distance,

M_{Ed} is the applied moment for cold design to EN 1992-1-1,

$A_{s,prov}$ is the area of tensile steel provided,

$A_{s,req}$ is the area of tensile steel required for the design at ambient temperature to EN 1992-1-1,

$A_{s,prov} / A_{s,req}$ should not be taken as greater than 1.3.

In the absence of more rigorous calculations, the moment of resistance at supports for design for the fire situation may be calculated using equation (8).

$$M_{Rd,fi} = \frac{\gamma_s}{\gamma_{s,fi}} \times M_{Ed} \times \left(\frac{A_{s,prov}}{A_{s,req}} \right) \left(\frac{d-a}{d} \right) \tag{11}$$

where:

$\gamma_s, \gamma_{s,fi}, M_{Ed}, A_{s,prov}, A_{s,req}$ are as defined in equation (10),

a is the required average bottom axis distance given in Table 5.8 , Column 3for slabs [1].

Equation (11) is valid where the temperature of the top steel over the supports does not exceed 350°C for reinforcing bars and does not exceed 100°C for prestressing tendons.

3. RESULTS OF COMPUTER ANALYSIS

3.1. One-way slabs

This section discusses the analysis of one way reinforced concrete slab with various number of spans. The purpose of this analysis is to investigate the effect of type of analysis, 2D-beam element and 3D-shell elements. Furthermore, there is analysed the effect of slab width in 3D analysis.

The following parameters, characteristics and conditions were assumed:

- The slabs were exposed to ISO 834 Standard fire,
- The temperature dependent physical and mechanical properties of the siliceous aggregate concrete (compressive strength f_{ck}=30Mpa) and the reinforcement (yield strength f_{yk}=400Mpa) were assumed according to EC2, part 1-2,
- Dead load G_1=1.5 kN/m^2 (excluding self weight),
- Live load Q=4.0 kN/m^2, $\psi_{2,1}$=0.6 (for category C)
- Bottom cover c_0=25mm Top cover c_0=25mm

Figure 3 shows the variation of the theoretical ultimate bending moment capacity for the slab during ISO834 fire. The theoretical ultimate bending moment capacity, $M_{Rd,fi}$, is calculated by simplified calculation method [1].

In Fig. 4, 5 and 6 are ilustrated the variation of maximal slabs deflections during the time. The results are obtained by 2D-Analysis and 3D-Analysis. There are presented the effect of slab width in the results, using 3D-Analysis. From the graphs, there can be seen that deflections of the wider slabs are larger than deflections obtained by 2D-Analysis and 1m strip by 3D-Analysis. The fire resistance determined by simplified calculation method and the time when the deflections arrive the limit value of L/30 is presented too.

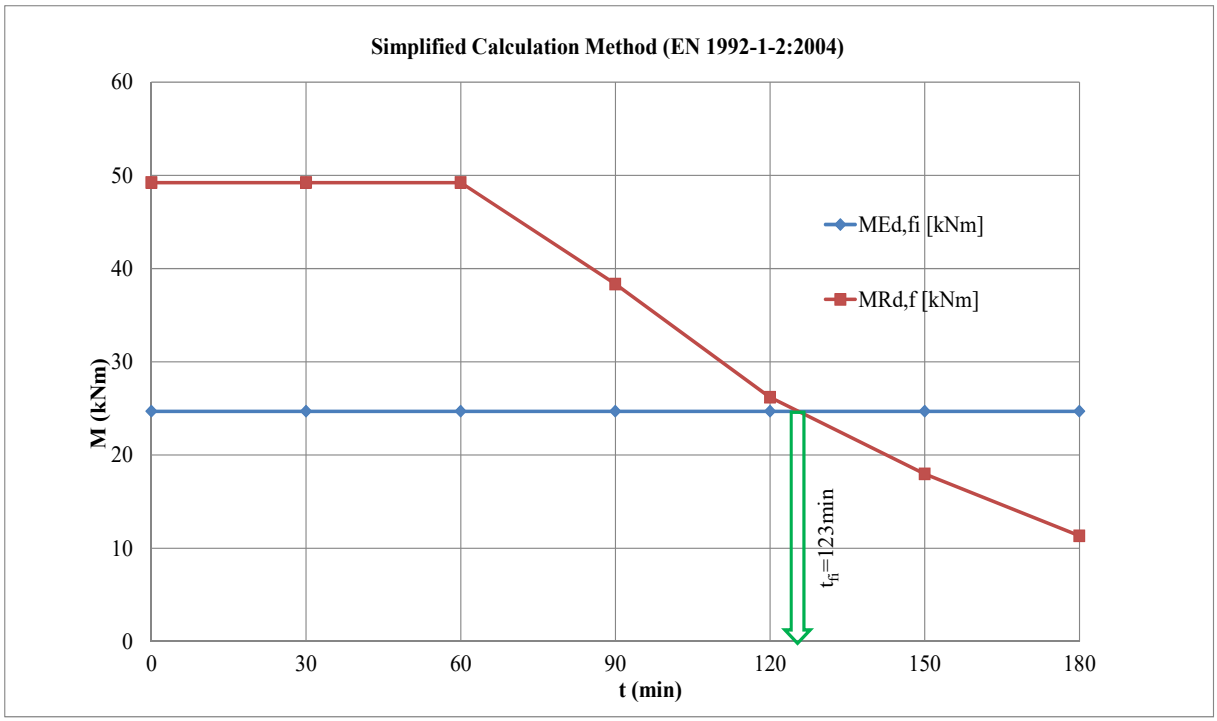


Fig. 3. Failure time predictions of the simply suported slab with span *L=5m* by Simplified Calculation Method (EN 1992-1-2:2004)

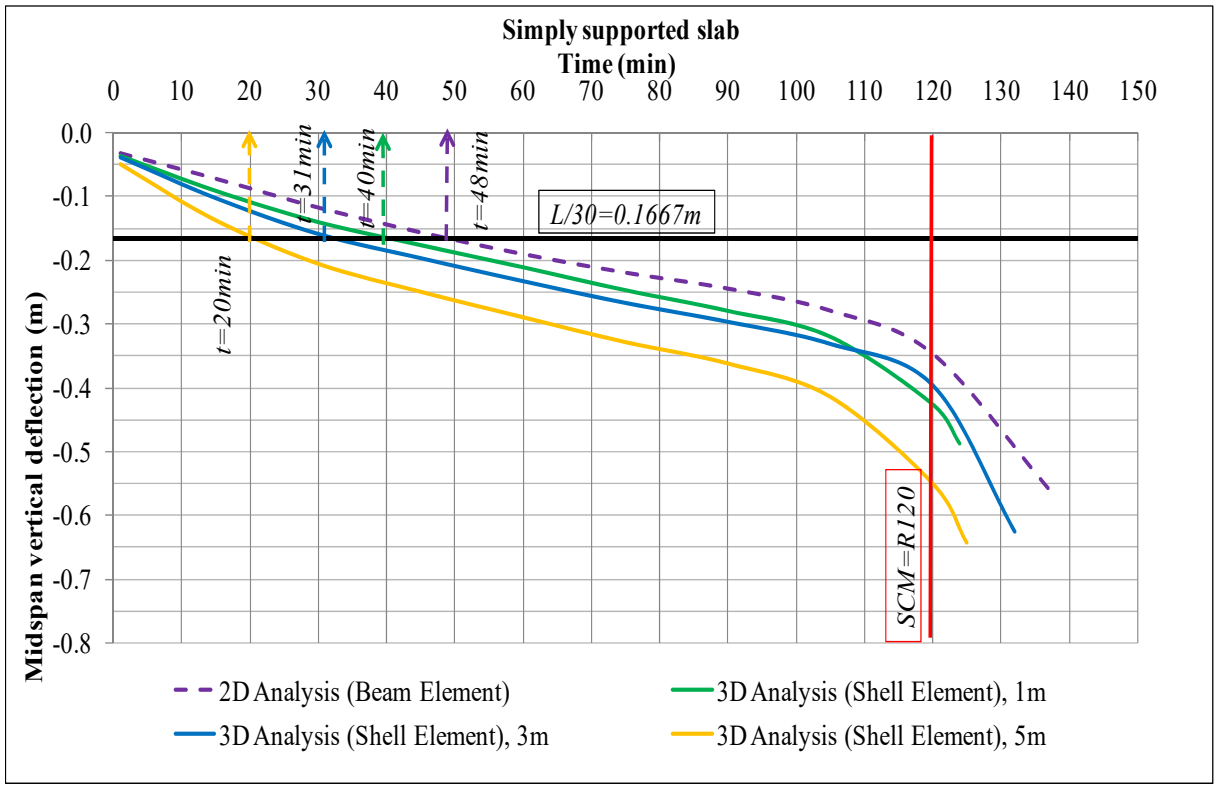


Fig. 4. Maximal span deflection versus time of simply supported slab with *L=5m*, analysed in SAFIR by 2D and 3D Analysis with various slab width

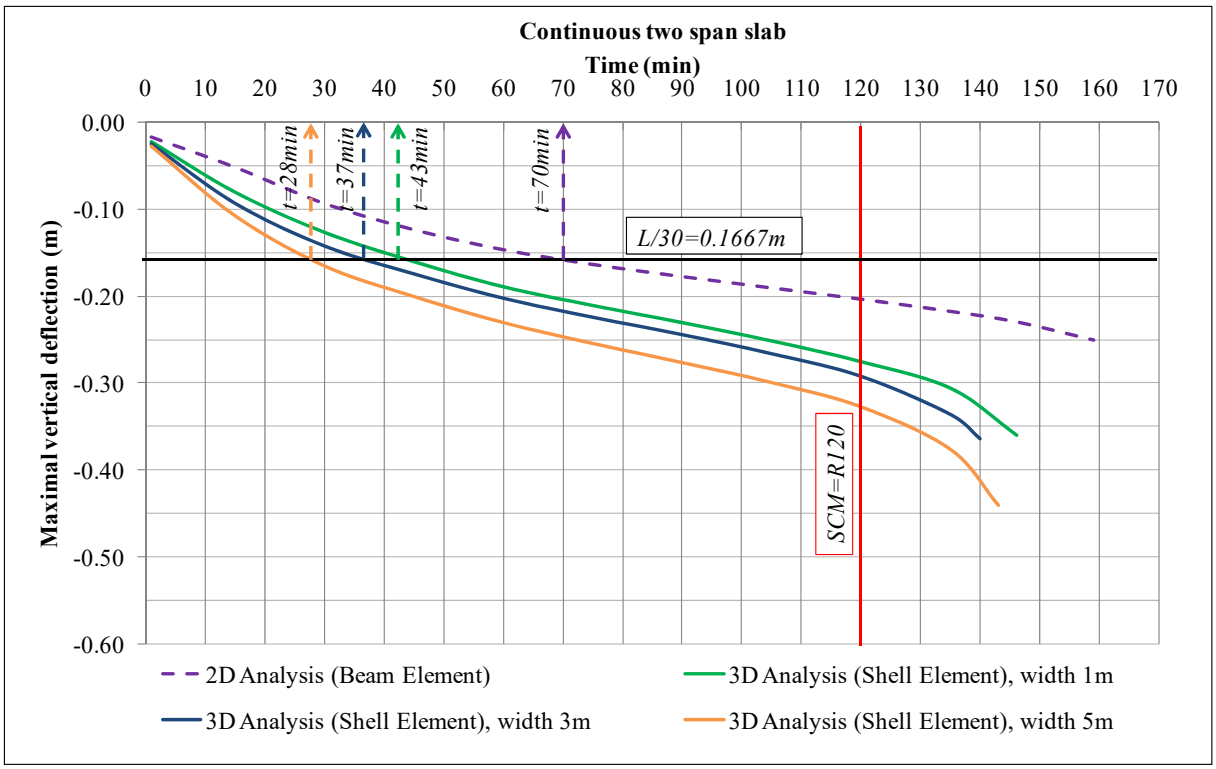


Fig. 5. Maximal span deflection versus time of continuous two span slab with *L=5m*, analysed in SAFIR by 2D and 3D Analysis with various slab width

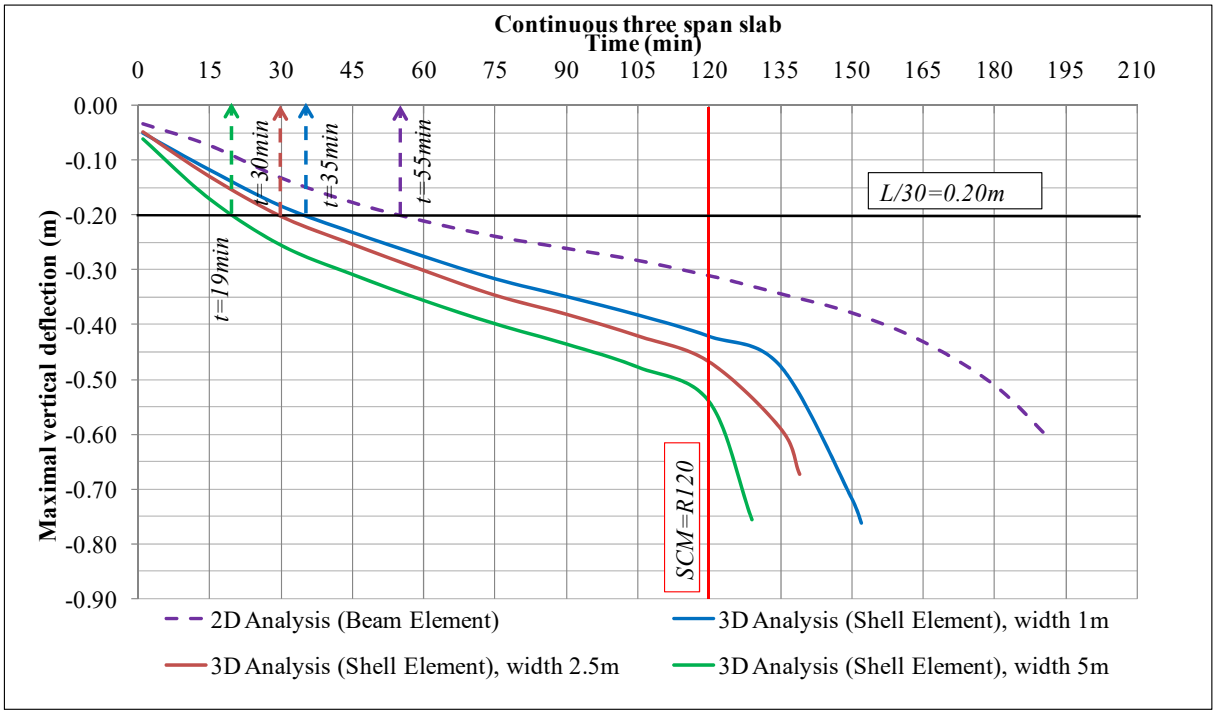


Fig. 6. Maximal span deflection versus time of continuous three span slab with *L=6m*, analysed in SAFIR by 2D and 3D Analysis with various slab width

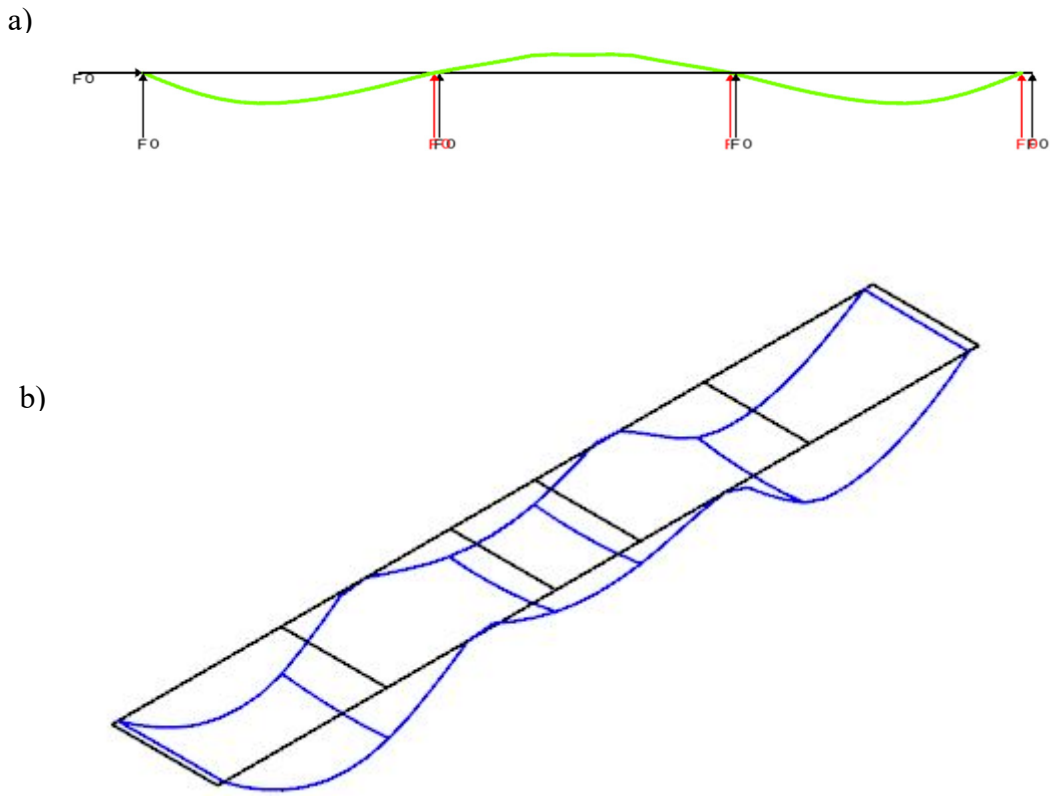


Fig. 7. Deflected shape of the continuous three span slab at failure: a) 2D-Analysis; b) 3D-Analysis

3.2. Two-way slabs: Verification of SAFIR modelling with test results

In this section are compared the SAFIR results of two type of slabs with the existing experimental results given in the literature [6]. The slabs are two-way solid flat slabs. The results are presented in Fig.8. The graphs shows good agreement of the results, although the obtained deflections are larger than those from experimental results, because in the analysis is not taken into account the tensile strength of conrete.

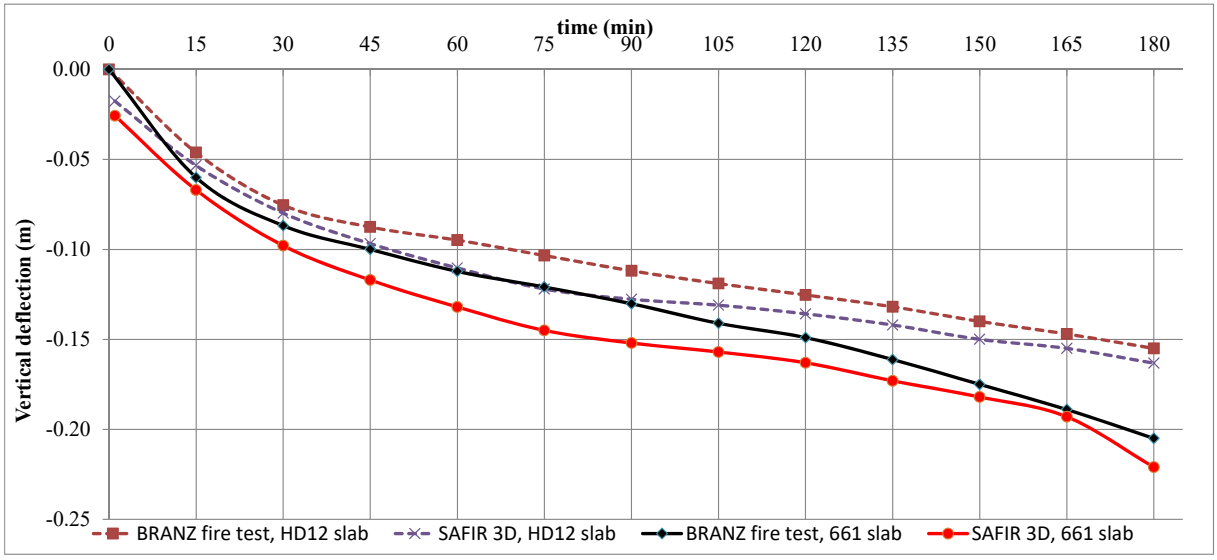


Fig. 8. Comparison of the SAFIR analysis results with the experimental results

4. CONCLUSIONS

The analysis presented in this paper show that the fire resistance of one way RC slabs in SAFIR, should be done by using 3D Shell element. The 3D analysis of one way RC slabs should be done with the real width of the slabs, not by 1m strip. In terms of fire resistance, in the case of the one way simply supported and continuous two span slabs, there is no visible difference between the results of 2D and 3D analysis. In case of one way continuous three span slabs, there is difference in the predicted fire resistance. In case of 3D analysis the failure is earlier than in case of 2D analysis.

The simplified calculation method (EN 1992-1-2, 2004), presented in this paper, is capable for defining the fire resistance of one-way simply supported and continuous reinforced concrete slabs, exposed to fire from the bottom side. This method is simple for implementation, useful for single members and provides satisfactory results. The simplified procedures recommended in Eurocode 2, part 1-2, are helpful only for some orientation analysis and are always on the side of safety.

From the comparison of the deflections of two types of RC slabs, calculated by using program SAFIR, with experimental results given in the literature, there is noticed a very good agreement during the entire fire test. It should be noted that in order to verify the numerically achieved results, there should be compliance of all parameters relevant for the testing with those of the numerical simulation.

REFERENCES

[1] EN 1992-1-2 (2004): Design of concrete structures - Part 1-2: General rules. Structural fire design

[2] Adam Levesque, “Fire Performance of Reinforced Concrete Slabs”, Master Thesis, Worcester Polytechnic Institute, May 2006

[3] Buchanan A., “Structural design for fire safety”, Wiley, New York, USA, (2001).

[4] Cvetkovska, M. (2002): Nonlinear Stress Strain Behaviour of RC Elements and Plane Frame Structures Exposed to Fire, Doctoral dissertation, Ss Cyril and Methodius University in Skopje, Macedonia

[5] Wang, G. (2006): "Performance of Reinforced Concrete Flat Slabs Exposed to Fire", Fire Engineering Report 06/2, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.

[6] Lim, L. (2003): "Membrane Action in Fire Exposed Concrete Floor Systems", Doctoral dissertation, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

CS - 15
mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

OPTIMAL DIMENSIONING OF RECTANGULAR CROSS SECTIONS EXPOSED TO BENDING IN ACCORDANCE WITH EC2

Jovan RISTIĆ[1], Biljana MLADENOVIĆ[2] , Predrag BLAGOJEVIĆ[3] , Lazar ŽIVKOVIĆ[4]

ABSTRACT

When dimensioning rectangular reinforced concrete cross sections exposed to simple or complex bending loads according to Eurocode 2, after adopting a reinforcement that meets the requirements with respect to the ultimate limit state, there are often problems with the fulfillment of conditions relating to the serviceability limit states. The problem arises because the permissible level of stress in the concrete or in the reinforcing bars, the permissible crack width or the permissible deflection is exceeded. There are many ways to solve the problem in compliance with the serviceability limit state criteria: by adopting a larger amount of tensioned and compressed reinforcement; by adopting larger cross sectional dimensions, primarily the height of cross section as it plays a more important role; and by adopting a higher grade of concrete. In order to determine which approach to dimensioning is the most rational, a comparison of the calculation results for eleven processed examples was performed. In the examples, simply supported beams with rectangular cross sections of different dimensions and spans, exposed to simple or complex bending loads, were used. Based on the performed calculations, it was concluded that the most rational solutions were obtained by adopting a higher cross section. The research has resulted in a series of conclusions that can be used as a recommendation for dimensioning.

Keywords: *Ultimate limit state (ULS); Serviceability limit state (SLS); Eurocode 2; Deflection; Crack*

[1] PhD student, Faculty of Civil Engineering, University of Niš, Niš, Republic of Serbia, risticjovan@yahoo.com
[2] Ass. Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University of Niš, Niš, Republic of Serbia, biljana.mladenovic@gaf.ni.ac.rs
[3] Ass. Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University of Niš, Niš, Republic of Serbia, predrag.blagojevic@gaf.ni.ac.rs
[4] PhD student, Faculty of Civil Engineering, University of Niš, Niš, Republic of Serbia, lazarlazarr@live.com

1. INTRODUCTION

The dimensioning of reinforced concrete elements according to EC2 involves the calculation of the ultimate limit state (ULS) and the serviceability limit states (SLS). ULS represents the ability of the reinforced concrete cross section to receive and transmit the ultimate load, and the SLS represents the ability of the reinforced concrete cross section to limit the level of stress in concrete and in the reinforcing bars, to limit the crack widths and the deflection so that they are within the permissible limits in accordance with EC2. It often happens that the reinforcing bars, concrete cross section, and grade of concrete that satisfy the ULS do not satisfy the SLS requirements at the same time. This means that the adopted amount of reinforcement, the cross sectional dimensions and the concrete grade are not adequate and the stresses in the concrete, the stresses in the reinforcing bars, the crack widths or deflections are exceeded. Exceeding the permissible values of stress, cracks and deflections, in the case of rectangular cross sections exposed to bending loads, can be solved in several ways:

1) by adopting a larger amount of tensioned and compressed reinforcing bars;
2) by adopting a higher grade of concrete;
3) by adopting larger cross sectional dimensions, mainly height.

Possible options are also a change of a static system (e.g. if it is possible a transition from a simple supported system to a continuous beam system, etc.), or a change in reinforcing steel (e.g. a change from steel to FRP). The aim of this paper is to find the optimal approach to dimensioning that would simultaneously satisfy both ULS and SLS criteria. The paper deals with 11 numerical examples, in which rectangular cross sections were exposed to simple or complex bending loads.

B500B concrete steel and C25/30 to C50/60 concrete grades were used in all examples. The sections are dimensioned with the assumption that the strain in concrete is 3.5‰ (ε_{c2}=3.5‰) and the strain in steel is variable.

2. CALCULATION OF CONCRETE CROSS SECTIONS EXPOSED TO BENDING IN ACCORDANCE WITH EC2

The cross section calculations in all of the examples were performed in accordance with the applicable Eurocode 0 [1], Eurocode 1 [2] and Eurocode 2 [3] standards. The input data was taken from [4]. All examples are presented in detail in [5].

The following principle was used in the calculation:

a) Variant I – for the given cross-sectional dimensions, the minimum amount of reinforcement is adopted so that the ULS is satisfied. The stress in reinforcing bars, the stress in the concrete, the size of the crack width and the deflection are checked and the results are stated.
b) Variant II – exceeding of stress, crack widths or deflections from Variant I are resolved by increasing the amount of reinforcement.
c) Variant III – exceeding of stress, crack widths or deflections from Variant I are resolved by increasing the grade of concrete to C50 / 60.
d) Variant IV – exceeding of stress, crack widths or deflections from Variant I are resolved by increasing the cross sectional height.

In cases where the actions on beams were such that Variant I SLS requirements had already been fulfilled, Variant III was also done to draw conclusions regarding the effect of increasing the grade of concrete on the selection of the most optimal way of dimensioning the rectangular cross sections exposed to bending loads. The only exception is Example 2, in which an additional Variant V was calculated, in which the Variant IV problem was solved by adopting a larger amount of reinforcement. The adopted cross sectional dimensions, the impacts and relevant data related to Variants 1 to 4 for Example 1 are shown in Table 1.

Table 1. Relevant data for Example 1

Variants of Example 1				1^{I}	1^{II}	1^{III}	1^{IV}
Steel				B500B	B500B	B500B	B500B
Concrete				25/30	25/30	50/60	25/30
Dimensions	b		[cm]	30	30	30	30
	h		[cm]	60	60	60	90
	d		[cm]	55	52	52	85
	L		[m]	12	12	12	12
Loads	Mg		[kNm]	223.90			
	Mq		[kNm]	67.16			
	Ng		[kN]	7.99 (tension)			
	Nq		[kN]	2.40 (tension)			
ULS	$A_{s1,req.}$		[cm2]	20.25	20.25	19.61	11.78
	$A_{s1,adop.}$		[Ø]	6RØ22	12RØ28	8RØ28	4RØ20
			[cm2]	22.82	73.92	49.28	12.57
	$A_{s2,adop.}$		[Ø]	2RØ12	4RØ26	3RØ25	2RØ12
			[cm2]	2.26	21.24	14.73	2.26
SLS [stresses]	quasi-perm. comb.	σ_{c2}	MPa	17.20	11.13	14.10	10.70
		$\sigma_{c,allowed}$	MPa	11.25	11.25	22.50	11.25
		σ_{s1}	MPa	220.70	75.10	110.30	249.40
	charact. comb.	σ_{c2}	MPa	20.60	13.30	16.80	12.70
		$\sigma_{c,allowed}$	MPa	15.00	15.00	30.00	15.00
		σ_{s1}	MPa	263.20	89.60	131.60	297.50
		$\sigma_{s,allowed}$	MPa	400.00	400.00	400.00	400.00
GSU [crack width]	w_k		[mm]	0.19	0.047	0.072	0.25
	$w_{k,max}$		[mm]	0.40	0.40	0.40	0.40
GSU [deflection]	V		[cm]	8.54	4.30	4.79	4.40
	V_u		[cm]	4.80	4.80	4.80	4.80

The reinforcement arrangement, the adopted concrete grades and internal forces in cross section for Examples 1 to 4 are shown in Table 2 and for Examples 5 to 11 are shown in Table 3 and Table 4.

Table 2. Adopted dimensions of concrete cross sections, reinforcement and grade of concrete that satisfy ULS and SLS in Examples 1 to 4

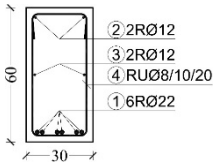
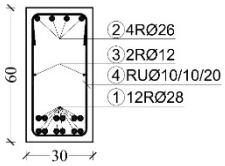
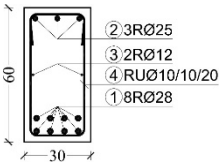
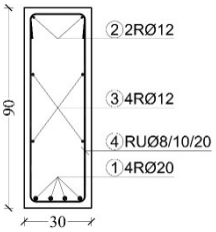
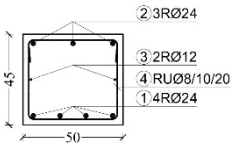
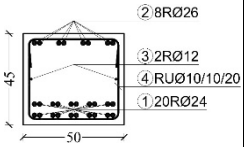
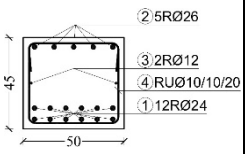
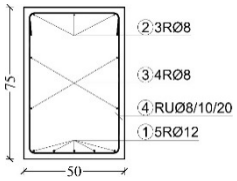
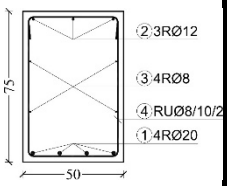
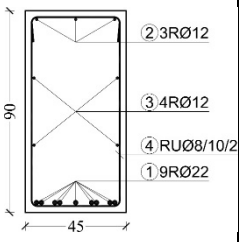
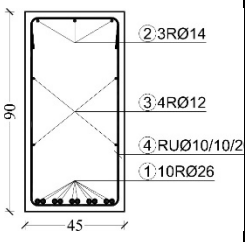
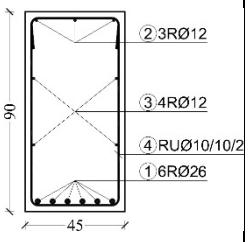
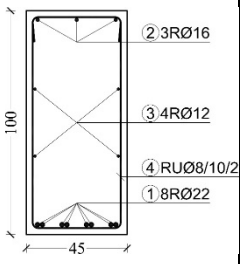
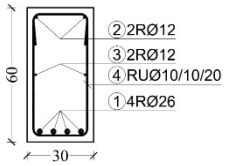
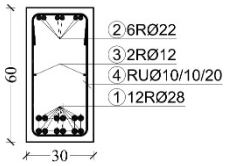
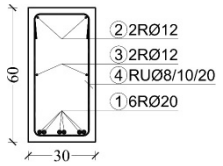
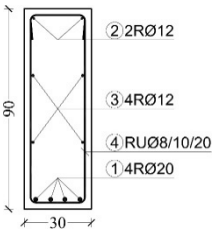
1^{I}	1^{II}	1^{III}	1^{IV}	
C25/30	C25/30	C50/60	C25/30	Mg=233.90kNm Mq=67.16kNm Ng=7.99kN (tension) Nq=2.40kN (tension)
				
2^{I}	2^{II}	2^{III}	2^{IV}	2^{V}
C30/37	C30/37	C50/60	C30/37	C30/37
Mg=59.27kNm ; Mq=240.31kNm ; Ng=182.03kN (compression) ; Nq=701.73kN (compression)				
				
3^{I}	3^{II}	3^{III}	3^{IV}	
C25/30	C25/30	C50/60	C25/30	Mg=350.0kNm Mq=400.0kNm Ng=0 Nq=0
				
4^{I}	4^{II}	4^{III}	4^{IV}	
C25/30	C25/30	C50/60	C25/30	Mg=225.0kNm Mq=70.0kNm Ng=0 Nq=0
				

Table 3. Adopted dimensions of cross sections, reinforcement and grade of concrete that satisfy ULS and SLS in Examples 5 to 9

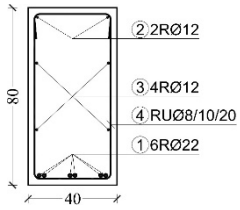
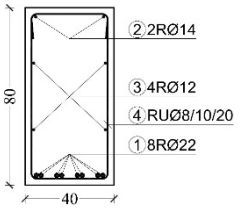
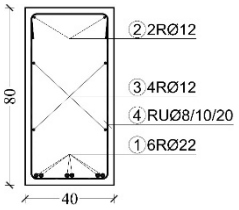
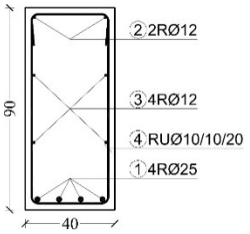
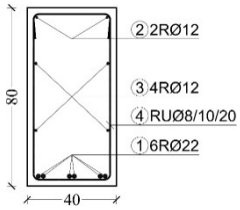
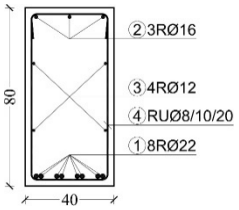
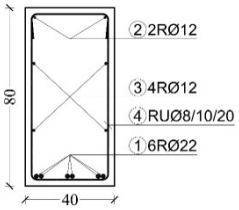
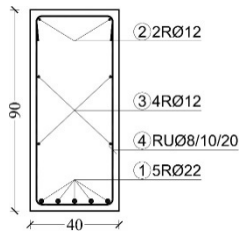
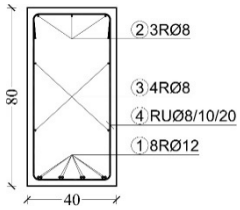
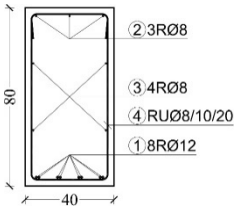
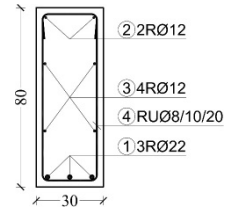
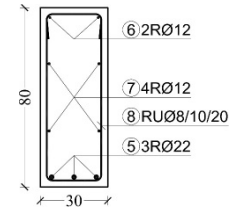
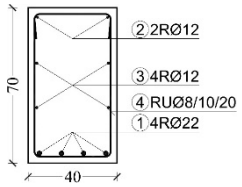
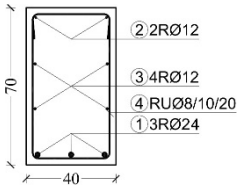
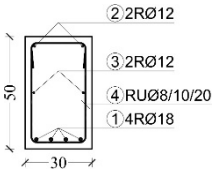
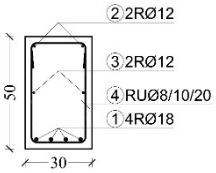
$5/6^{I}$	$5/6^{II}$	$5/6^{III}$	$5/6^{IV}$
C25/30	C25/30	C50/60	C25/30
Mg=290.0.0kNm ; Mq=180.0kNm ; Ng=0; Nq=0			
			
8^{I}	8^{II}	8^{III}	8^{IV}
C25/30	C25/30	C50/60	C25/30
Mg=290.0.0kNm ; Mq=180.0kNm Ng=50.0 kN (compression) ; Nq=40.0 kN (compression)			
			
7^{I}	7^{II}	9^{I}	9^{II}
C25/30	C50/60	C25/30	C50/60
Mg=100.0.0kNm ; Mq=120.0kNm Ng=50.0 kN (compression) Nq=30.0 kN (compression)		Mg=150.0.0kNm ; Mq=100.0kNm Ng=30.0 kN (compression) Nq=20.0 kN (compression)	
			

Table 4. Adopted dimensions of cross sections, reinforcement and grade of concrete that satisfy ULS and SLS in Examples 10 and 11

10^{I}	10^{II}	11^{I}	11^{II}
C25/30	C50/60	C25/30	C50/60
Mg=170.0.0kNm ; Mq=110.0kNm Ng=50.0 kN (compression) Nq=40.0kN (compression)		Mg=88.875kNm ; Mq=30.0kNm Ng=0 Nq=0	
			

Obtained results were used as the basis for a graphical representation of some results. Figure 1 shows a diagram of the change in the adopted amount of tensioned and compressed reinforcement as a function of the reinforcement of the Variant I in Example 1. Values of adopted reinforcement are translated into percentage dependence on the adopted reinforcement from Variant 1. For Examples 2 to 11 the diagrams can be found in reference [5].

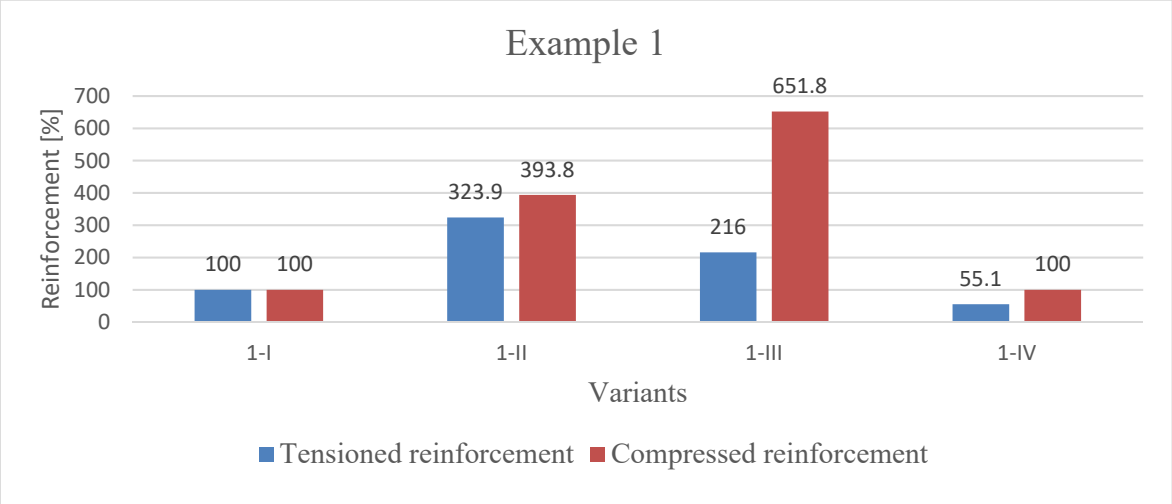


Fig. 1. Reinforcement adopted in variants II, III and IV versus the adopted reinforcement in variant I in %

The deflection as a function of changing the amount of reinforcement is also represented graphically. Tensioned and compressed reinforcement is increased or decreased in steps to 25%, 50%, 75%, 125%, 150%, 175% and 200% of the reference value. The reference value of adopted reinforcement was taken from the most economical variants, which in Example 1 was the IV variant. Table 5 and Figure 2 show the values related to Example 1. For Examples 2 to 11 the diagrams can be found in reference [5].

Table 5. Change of deflection depending on the amount of reinforcement - Example 1 Variant IV

Variant	Reinforcement [cm2]			V	Vu
	%	Tensioned	Compressed	[cm]	[cm]
1^{IV}	25%	3.143	0.565	10.96	4.8
	50%	6.285	1.13	6.69	4.8
	75%	9.428	1.695	5.19	4.8
	100%	**12.57**	**2.26**	**4.4**	**4.8**
	125%	15.713	2.825	3.91	4.8
	150%	18.855	3.39	3.57	4.8
	175%	21.998	3.955	3.32	4.8
	200%	25.14	4.52	3.12	4.8

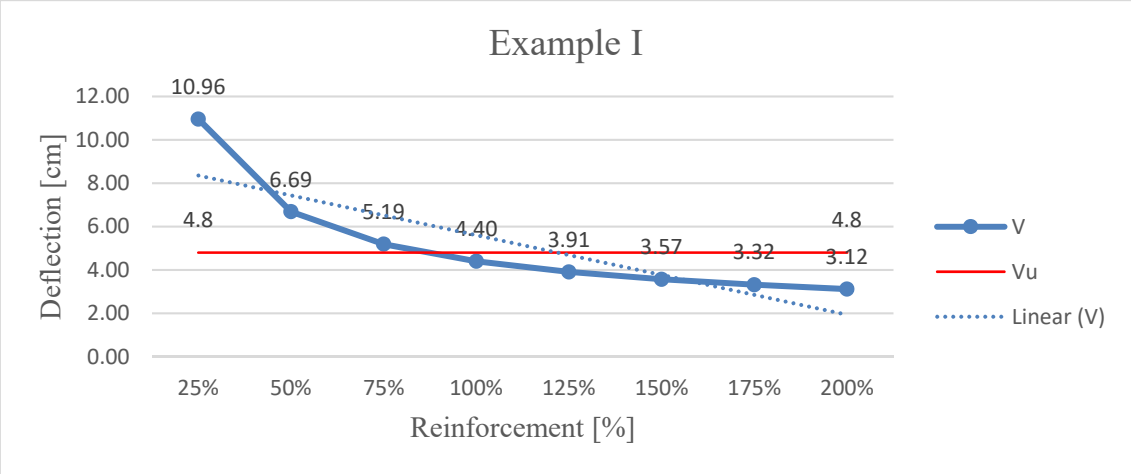


Fig. 2. Change of deflection depending on the amount of reinforcement - Example 1 Variant IV

3. ECONOMIC ASPECT OF THE OBTAINED SOLUTIONS

The calculations show that increasing the height of the cross section is the most suitable way to solve the ULS problem, but in order to reach a valid conclusion, the economic aspect of the problem should be considered. The cost calculation of reinforced concrete beams for each variant gives more insight into the problem of choosing the most economical solution in dimensioning. The cost value is formed by adding up the prices of concrete, tensioned and compressed reinforcement. For the sake of convenience, some simplifications have been made:

a) It has been adopted that the bars of the tensioned and compressed reinforcement are straight and without hooks and that they go through the entire length of the beam without bending;

b) It has been adopted to exclude the number, weight and price of the stirrups in the budget.

c) It has been adopted to exclude the number, weight and price of lateral reinforcement bars placed in the cross section with a height greater than 30 cm, as the changes in price are negligible.

d) When increasing the section height, in the Variant 4, no correction has been made due to the increase in concrete volume. This simplification would in some cases make considerable changes and in some cases negligible.

e) The total volume of concrete elements is not reduced by the value of the volume of steel adopted (stirrups, tensioned and compressed reinforcement), as they are relatively small.

The current price of concrete was taken from Belgrade based company Beton Plus [6]. The price of B500B concrete steel, shaped and cut to specification, was taken as the middle price obtained from several manufacturers [7] [8] [9] and amounted to 0.788eur/kg. Figure 3 shows the prices of B500B concrete steel and Figure 4 shows the prices of different grades of concrete.

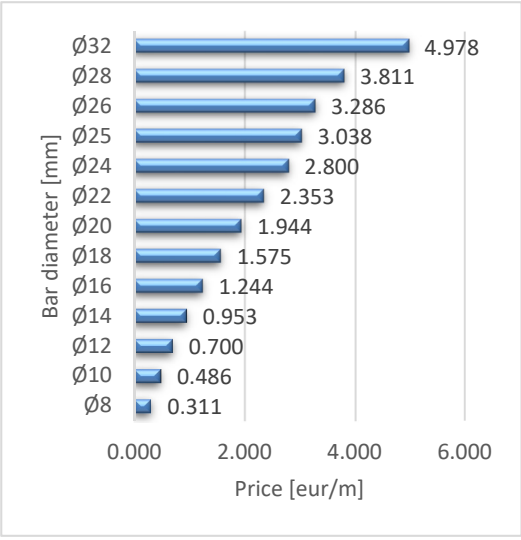


Fig. 3. Price diagram for steel B500B

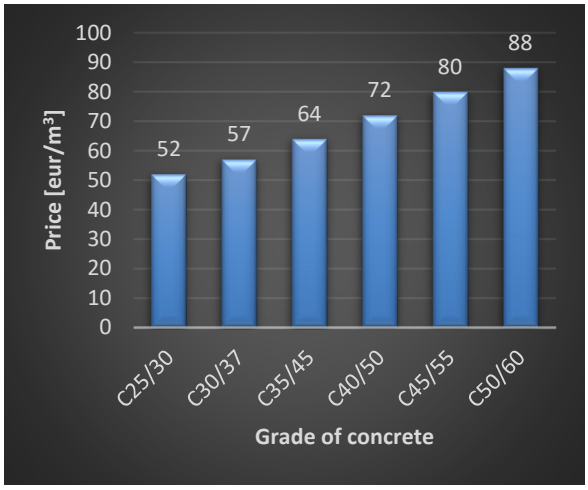


Fig. 4. Price diagram for concrete

Table 6 shows the comparative cost values of Variants 1 through 4 in Example 1. Only the summarized cost values for the other examples are shown in Table 7.

Table 6. Cost values for Example 1 Variants

	L	Concrete grade	Cost	b	h	A	V	ΣConc.	Reinforcement			Cost	ΣRe.	Σ
	m	CX/Y	eur/m3	m	m	m2	m3	eur				eur/m	eur	eur
1^{I}	12	25/30	52	0.3	0.6	0.18	2.16	112	tens.	6	RØ22	2.353	186	299
									com.	2	RØ12	0.700		
1^{II}	12	25/30	52	0.3	0.6	0.18	2.16	112	tens.	12	RØ28	3.811	707	819
									com.	4	RØ26	3.286		
1^{III}	12	50/60	88	0.3	0.6	0.18	2.16	190	tens.	8	RØ28	3.811	475	665
									com.	3	RØ25	3.038		
1^{IV}	12	25/30	52	0.3	0.9	0.27	3.24	168	tens.	4	RØ20	1.944	110	279
									com.	2	RØ12	0.700		

Table 7. Cost values for Example 2 to Example 11 Variants

	Σ [eur]	Σ [eur]	Σ [eur]	Σ [eur]	Σ [eur]	Σ [eur]	Σ [eur]	Σ [eur]	Σ [eur]
Example	2	3	4	5/6	7	8	9	10	11
Variant I	374	479	172	309	222	309	201	213	97
Variant II	951	613	498	359	333	364	284	289	125
Variant III	446	621	208	419		419			
Variant IV	258	496	167	310		283			
Variant V	313								

Increasing the cross section height in all examples solved the problem of exceeding the stress and deflection limits and, in doing so, significantly reduced the required amount of reinforcement. That also proved to be the most economical solution. Also, increasing the cross sectional height has the greatest effect on reducing the deflection, and this should be borne in mind when adopting the cross sectional dimensions.

4. CONCLUSIONS

In 6 out of 10 cases the reinforcement that satisfied the ULS criteria did not at the same time satisfy the SLS criteria. The stress in the concrete was exceeded in 6 out of 10 and the deflection in 3 out of 10 examples.

If the solution of the problems of SLS requirements was made by just increasing the amount of reinforcement that was adopted for ULS criteria, and if that requires an increase of over 10%, then this

solution should be avoided because it is neither rational nor economical. In all 6 cases in which SLS requirements were being addressed by increasing the amount of reinforcement alone, it required an increase of 33.33% to as much as 400%, which is very irrational.

Increasing the grade of concrete is certainly a better and more economical solution than the solution with increased reinforcement as seen in all the examples. Concrete grade does not significantly affect the amount of reinforcement required for ULS, but it plays an important role in SLS. By adopting a higher grade of concrete, the permissible level of stress in the concrete is increased and therefore the excesses are eliminated.

Increasing the cross sectional height in all examples solved the problem of exceeding the deflection, the permissible level of stress in the concrete as well as in the reinforcement bars, and in doing so significantly reduced the amount of reinforcement required. This also proved to be the most economical solution.

Increasing the cross sectional height has the greatest effect on reducing the deflection.

The crack widths and the stress in the tensioned reinforcement bars were not exceeded in any of the 11 examples. This means that the main dimensioning problems are the stress in the concrete and the deflection, not the reinforcement and crack widths. For this reason, the primary focus while dimensioning should be on deflection (V) and the stress in the concrete (σ_{c2}).

Based on the conducted analysis, it can be concluded that in solving the problems that occur with SLS, the increase of the cross section height should be considered in the first place. As the second option, consideration should be given to adopting higher grade of concrete. The last option should be to solve the problem only by further increasing the amount of reinforcement that is adopted during the ULS calculations, in some situations the dimensions of the elements cannot be changed, so this has to be taken into account. The ideal solution for each individual case is to combine all the previous options (increasing the height of the cross section, higher grade of concrete and increasing the amount of reinforcement).

REFERENCES

[1] Pakvor A. et. el. (2006). Evrokod 0: EN 1990:2002 Osnove proračuna konstrukcija, Belgrade, Serbia.

[2] Pakvor A. et. el. (2006). Evrokod 1: EN 1991-1-1:2002 Dejstva na konstrukcije, Deo 1-1: Zapreminske težine, sopstvena težina, korisna opterećenja za zgrade, Belgrade, Serbia.

[3] Buđevac D. et. el. (2006). Evrokod 2: EN 1992-1-1:2004 Proračun betonskih konstrukcija, Deo 1-1: Opšta pravila i pravila za zgrade, Belgrade, Serbia.

[4] P. Blagojević, D. Živković, A. Šutanovac, Zbirka zadataka iz betonskih konstrukcija 1, Niš, 2017.

[5] Ristić J. (2018). Master thesis. Determination of the optimal value of strain in the reinforcement bars for the dimensioning of the rectangular cross section in accordance with ec2. http://rc5.gaf.ni.ac.rs/dec/beton/master/system/action.php?sShare=guest&sAction=download&sPath=16-Jovan%20Risti%C4%87%2FMaster%20rad%20-%20Jovan%20Ristic%20MRG12%20verzija4%20(skracena).pdf

[6] http://www.betonplus.co.rs (26.12.2017.)

[7] http://arming.rs/cenovnik/ (26.12.2017.)

[8] http://www.vanas.rs/proizvodi/armatura-mreze-fert-gredice-cement-krec-multibat/armatura/ (26.12.2017.)

[9] http://www.trgovinajolic.net/akcije/armatura-armaturne-mreze-i-uzengije.html (26.12.2017.)

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

CS - 16

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

НУМЕРИЧКА АНАЛИЗА НА ПОЖАРНА ОТПОРНОСТ НА АБ ГРЕДИ СО РАЗЛИЧНИ ДИМЕНЗИИ НА НАПРЕЧЕН ПРЕСЕК

Аљмир РУШИТИ[1] , Мери ЦВЕТКОВСКА[2], Ана ТРОМБЕВА-ГАВРИЛОСКА[3]

АПСТРАКТ

Во овој труд е прикажана параметарска анализа на континуирана армирано-бетонска греда со две полиња изложена на стандардна пожарна крива ISO 834. Анализирано е влијанието на димензиите на напречниот пресек врз пожарната отпорност на гредата изложено на пожар само од три страни.

Анализата на армирано-бетонската греда се спроведува со компјутерскиот програм FIRE која се состои од два модула. Модулот FIRE-T го дефинира нелинеарното и нестационарно температурно поле во пресекот на елементите изложени на пожар, додека одговорот на конструкцијата на високите температури е дефиниран со модулот FIRE-S. Температурно зависните механички и термички својства на конструктивните материјали (бетон и челик) се земени според препораките дадени во Еврокод 2, дел 1.2.

Анализата покажа дека висината на пресекот има занемарлив позитивен ефект врз отпорноста на пожар на анализираната АБ греда, и тоа се должи на зголемениот крак на внатрешни сили на пресекот, но не и на пониската температура на арматурата. Висината на пресекот не влијае на температурата на арматурата што е во долниот дел од пресекот. Ако пресекот е поширок, температурата е малку пониска и се постигнува поголема пожарна отпорност.

Врз база на резултатите од извршената анализа, дефинирано е однесувањето на армирано-бетонските континуирани греди изложени на пожарот и дадени се препораки за зголемување на нивната пожарна отпорност.

Клучни зборови: *континуирана АБ греда; стандардна пожарна крива; температурна анализа; статичка анализа, пожарна отпорност*

[1] Асистент, Универзитет „Мајка Тереза“, Скопје, almir.rushiti@yahoo.com
[2] Проф. Градежен факултет, Универзитет „Св.Кирил и Методиј“ во Скопје, Република Северна Македонија, cvetkovska@gf.ukim.edu.mk
[3] Assoc. Prof. PhD, Faculty of Architecture, University “Ss. Cyril and Methodius”, Skopje, Republic of North Macedonia, agavriloska@arh.ukim.edu.mk

1. ВОВЕД

Предмет на трудот е анализа на влијанието на пожарот врз континуираните армиранобетонски греди како конструктивни елементи на една конструкција. Анализирано е влијанието на обликот и димензиите на напречниот пресек на континуираните амиранобетонски греди врз нивната пожарната отпорност.

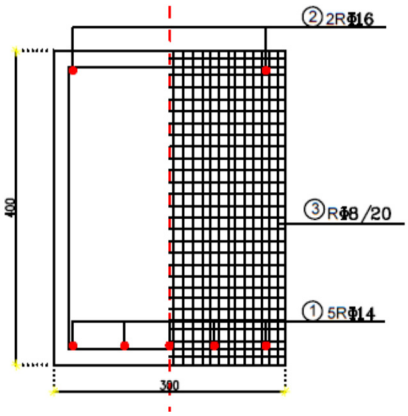
Анализата е спроведена на континуирани греди оптоварени со рамномерно распределен товар, опожарени од сите три страни, за дефинирани класи на пожарна отпорност: R60, R90, R180 и R240.

Основна цел на трудот е дефинирањето на податоци за влијанието на анализираните параметри врз пожарната отпорност на континуираните армиранобетонски греди. Со помош на овие податоци, при проектирање на конструкциите за амбиентна температура, можно е да се превземат соодветни мерки и обезбедување поголема пожарна отпорност на конструкцијата во целост и поголема пожарна безбедност на градежните објекти.

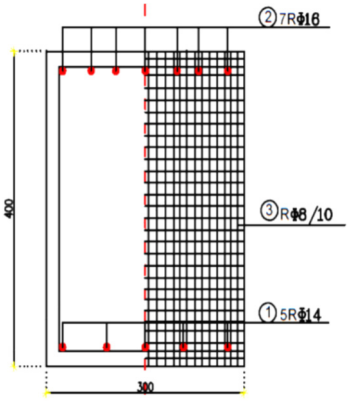
Параметарската анализа на континуираните армиранобетонски греди е реализирана користејќи нумерички метод, односно компјутерскиот програм FIRE, и тоа за греди со димензии на напречен пресек 30 x 40 cm и 30 x 45 cm. За да се изврши анализа на една конструкција или на нејзин елемент изложен на пожар, потребно е пред се да се дефинира пожарното дејство односно развојот на пожарот во пожарниот сектор. При анализа на гредите како применуван модел на пожарно дејство се користи стандардниот пожар ISO 834 со кој се дефинира порастот на температурата во пожарниот сектор во тек на време. Независно од применетиот модел за определување на пожарна отпорност на конструкцијата, или на конструктивниот елемент, потребно е да се дефинира интензитетот на товарите кои се јавуваат во пожарни услови, како и резервите на носивост кои произлегуваат од соодветните коефициенти на сигурност применети во пресметката за нормални температури.

2. НУМЕРИЧКА АНАЛИЗА НА ПОЖАРНА ОТПОРНОСТ НА КОНТИНУИРАНИ АБ ГРЕДИ

Анализирано е влијанието на висината на пресекот врз пожарната отпорност на континуирана армиранобетонска греда со две полиња, со должина 2 x 5 = 10 m. Првиот случај е кога напречниот пресек е 30/40 cm, додека димензиите на напречниот пресек за втор случај се 30/45 cm. Гредата, и во двата случаја, е изложена на постојан и променлив товар, при што постојаниот товар изнесува 23 kN/m' а променливиот товар изнесува 10 kN/m'. Според извршените пресметки, за пресек 30/40 cm, во поле во долна зона усвоена е арматура 5ф14 како главна арматура и 2ф16 во горна зона како монтажна арматура, додека над потпора додадени се 5ф16, (Слика 1). Согласно препораките за обезбедување на поголема пожарна отпорност, дел од главната арматура над потпората треба да се препушти во поле, па од таа причина монтажната арматура во поле, во горна зона, усвоена е да биде 2ф16.



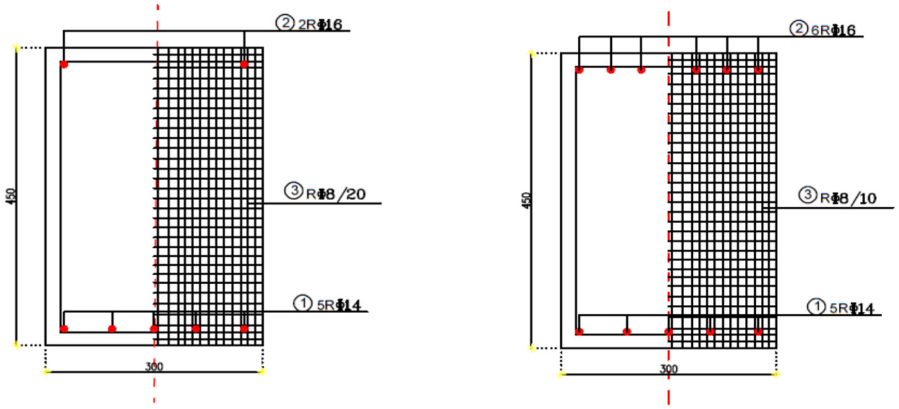
а) напречен пресек во поле



б) напречен пресек над потпора

Сл. 1. Напречен пресек на континуирана АБ греда во поле и над потпора, со димензии 30/40 cm

За разлика од овој пресек, при усвојување на арматурата кај напречен пресек 30/45 cm, разликата што се појавува е при усвојување на број на арматурни прачки над потпора, и бројот на усвоени арматурни прачки е 4ф16 (Слика 2).



а) напречен пресек во поле б) напречен пресек над потпора

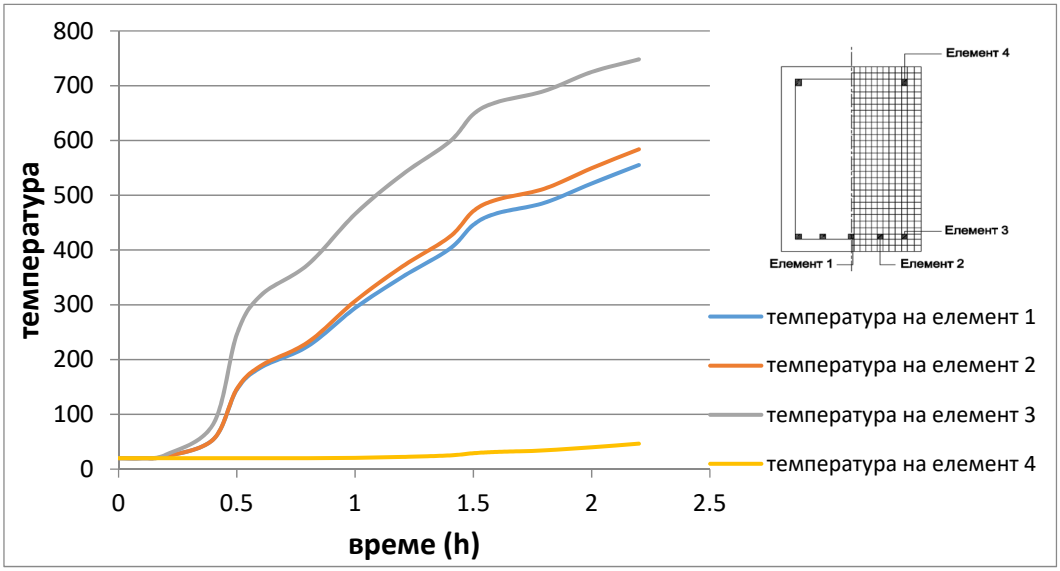
Сл. 2. Напречен пресек на континуирана АБ греда во поле и над потпора, со димензии 30/45 cm

Според пресметките извршени со помош на компјутерскиот програм FIRE [2] пожарната отпорност на гредата со напречен пресек 30/40 изнесува **124 min**, додека за напречен пресек 30/45 изнесува **136 min**.

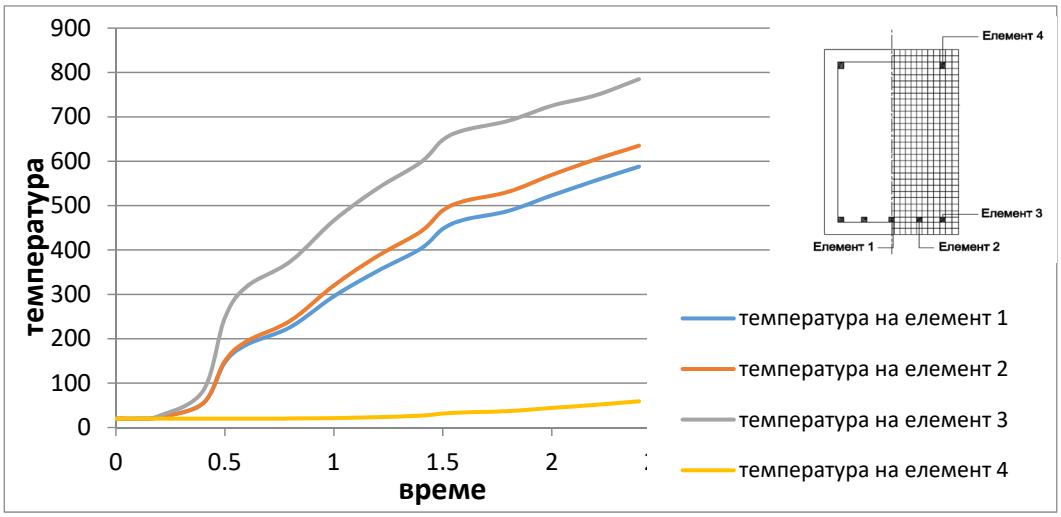
Користењето на програмот FIRE [2], овозможува да се претстави временскиот развој на темпеартурата во одделните арматурни прачки. На Слика 3 и Слика 4 е прикажан порастот на температурата во арматурните прачки во гредата во функција од времето, за двата напречни пресеци.

Арматурните прачки означени како елемент 1, 2 и 3 кои зе наоѓаат во долната зона на пресекот, се значително пожешки во однос на арматурните прачки кои се наоѓаат во горната зона, поради фактот дека долните прачки се изложени на директно дејство на пожар од долна страна и странично, додека горните прачки се наоѓаат во онаа зона каде што немаме дејство на пожар.

Во табела 1 е прикажана температурата на челичните елементи 1, 2 и 3 кои се наоѓаат во долна зона и на двата пресека, добиени со помош на компјутерскиот програм FIRE.



Сл.3. Дијаграми на температура за челични елементи во греда со димензии 30x40 cm, добиени со компјутерскиот програм FIRE



Сл.4. Дијаграми на температура за челични елементи во греда со димензии 30x45 cm, добиени со компјутерскиот програм FIRE

Табела 1. Температура на челични елементи во греда со напречен пресек 30/40 cm и напречен пресек 30/45 cm, со примена на компјутерскиот програм FIRE

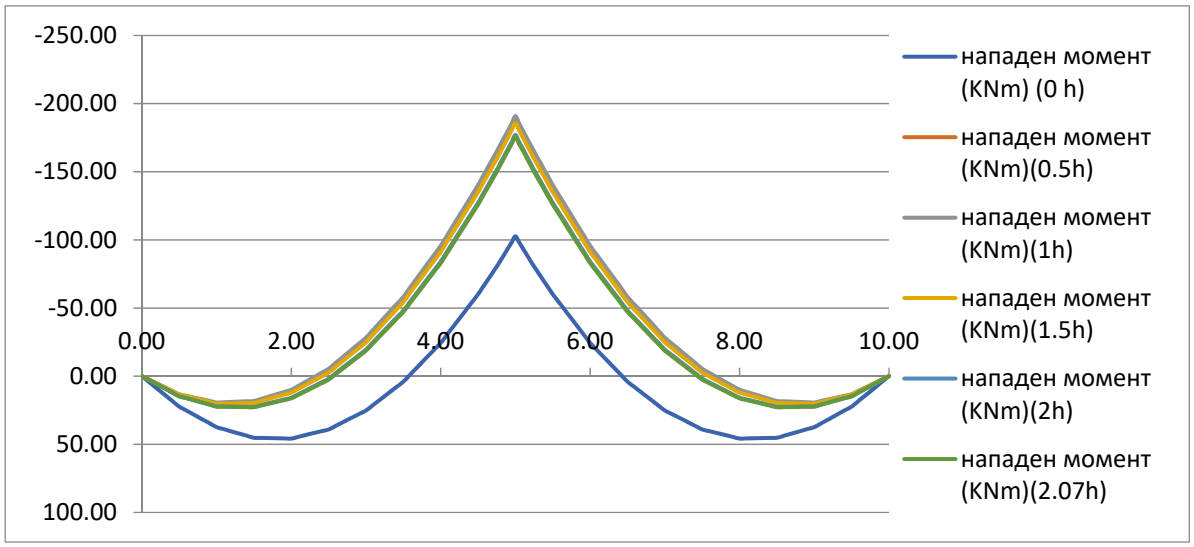
FIRE, пресек 30/40 cm			FIRE, пресек 30/45 cm		
Време (t)	Елемент	Температура	Време (t)	Елемент	Температура
60 min	1	310	60 min	1	320
	2	310		2	320
	3	465		3	466
90 min	1	470	90 min	1	450
	2	470		2	450
	3	650		3	650
120 min	1	550	120 min	1	570
	2	550		2	570
	3	725		3	750
124 min	1	585	136 min	1	635
	2	585		2	635
	3	750		3	785

Од табелата се гледа дека се јавува минимална разлика во температурата на арматурните прачки за двата различни пресека. Ова се случува поради истата положба на арматурата во пресекот и истата дебелина на заштитниот бетонски сло.

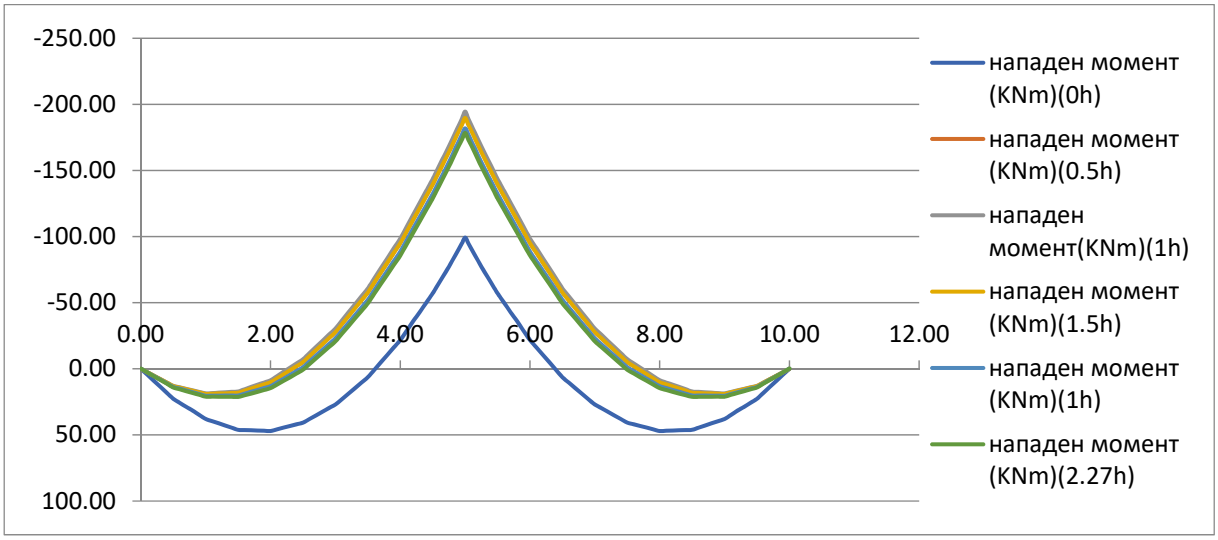
Според извршената анализа добиени се резултати за временските промени на вредностите на нападните моменти во поле и над потпора, вредностите за напрегањата во армарурните прачки

и процентот на нивна искористеност, времето на пожарна отпорност, како и вредноста на угибите во различно време на дејство на пожарот. Добиените резултати се прикажани графички и со помош на табели е претставена споредбата на резултатите за двата напречни пресеци.

На Слика 5 и Слика 6 е прикажана временската редистрибуција на нападните моменти во поле и над потпора за напречен пресек 30/40 cm и напречен пресек 30/45 cm.



Сл. 5. Временска редистрибуција на нападните моменти во поле и над потпора добиени со компјутерскиот програм FIRE, за пресек 30x40 cm



Сл.6. Временска редистрибуција на нападен момент во поле и над потпора добиени со компјутерскиот програм FIRE, за пресек 30x45 cm

Од дијаграмот се гледа дека максималниот момент во поле, за напречен пресек 30/40 cm, е добиен на почеток на дејството на пожарот и истиот изнесува $\mathbf{M_{pole}}$ **= 45.77 kNm**, а максималниот момент над потпора е добиено при дејство на пожар од 1h и изнесува $\mathbf{M_{pot}}$ **= -190.85 kNm.**

За напречен пресек 30/45 cm, вредностите на нападен момент во поле и над потпора изнесуваат $\mathbf{M_{pole}}$ **= 46.88 kNm** и $\mathbf{M_{pot}}$ **= -194.01 kNm.**

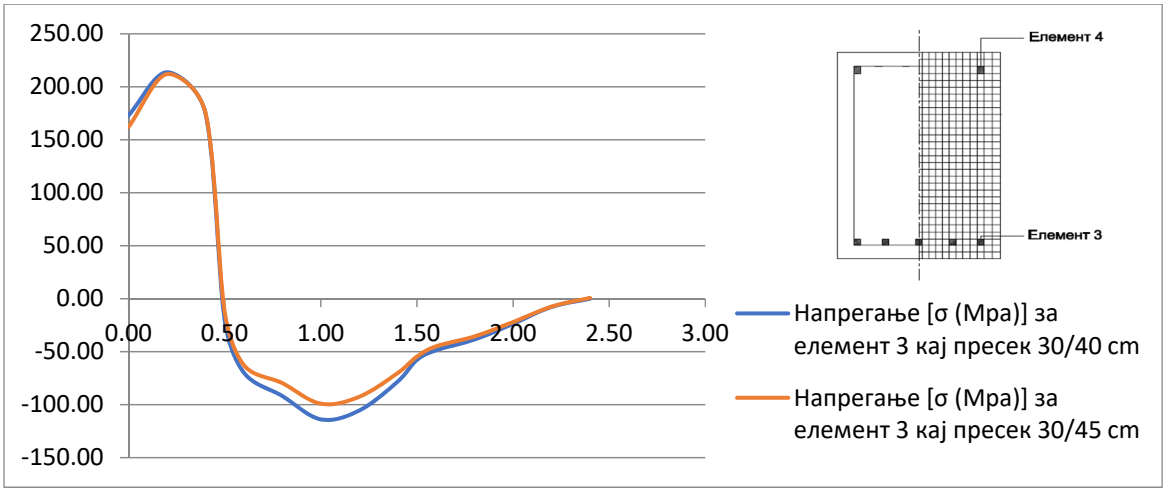
Со користење на компјутерскиот програм FIRE добиени се и вредности за нападните моменти во поле и над потпора, кои се приближно исти. Малата разлика е резултат на промената во статичката висина на пресекот, а не на температурата во арматурните прачки (Табела 2). При поголема статичка висина пресекот над потпора навлекува поголем нападен момент и се добива

помал нападен момент во поле, што е позитивно од аспект на зголемување на пожарната отпорност на гредата.

Табела 2. Нападен момент во поле и над потпора според копмјутерскиот програм FIRE, за напречен пресек 30/40 cm и 30/45 cm

FIRE, пресек 30/40 cm			FIRE, пресек 30/45 cm		
време (t)	нападен момент во поле (kNm)	нападен момент над потпора (kNm)	време (t)	нападен момент во поле (kNm)	нападен момент над потпора (kNm)
60	19.1	-185.5	60	18.6	-195
90	20.1	-185.7	90	19.1	-190
120	22.4	-175.85	120	20.4	-182
124	23	-175.55	136	21.3	-178.4

На Слика 8 е претставен дијаграмот на напрегање за челичниот елемент 3 во тек на време. Овој елемент има највисока температура затоа што се наоѓа во ќошот во долниот дел од пресекот и има редуцирани јакосни карактеристики. Во него во првите моменти напрегањата нагло растат, но поради редистрибуција на нападните моменти тој се растеретува, а напрегањата дури го менуваат и знакот.



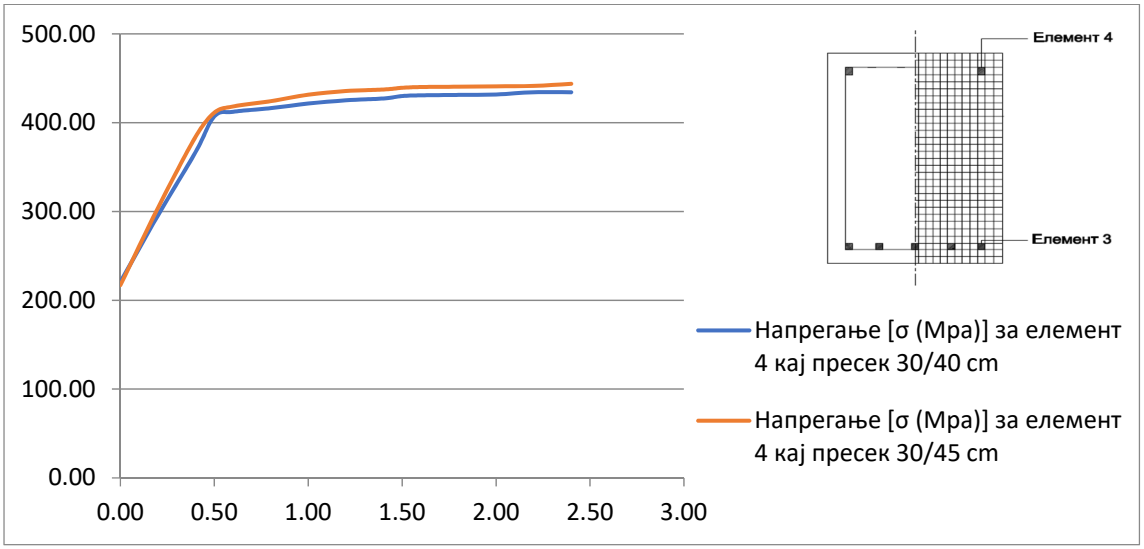
Сл. 8. Дијаграм на максимална и минимална вредност на напрегањата за челичен елемент 3 кај напречни пресеци 30/40 cm и 30/45 cm

На Слика 9 е претставен дијаграмот на напрегање за челичниот елемент 4 во тек на време. Овој елемент е ладен за цело време на дејство на пожарот, но поради редистрибуцијата на нападните моменти во него напрегањата брзо растата до 100% од носивоста. Овој дијаграм има облик на типичен "$\sigma - \varepsilon$" дијаграм на собна температура.

Согласно извршената анализа за двата пресека, добиени се резултати за временскиот развој на напрегањата во челичните елементи. Според тоа, може да се заклучи дека висината на пресекот не влијае на некоја значителна промена на напрегањата во челичните елементи и разликата што ја предизвикува промената на висината на пресекот е минимална. Вредностите на напрегањата за соодветните челични елементи изнесуваат:

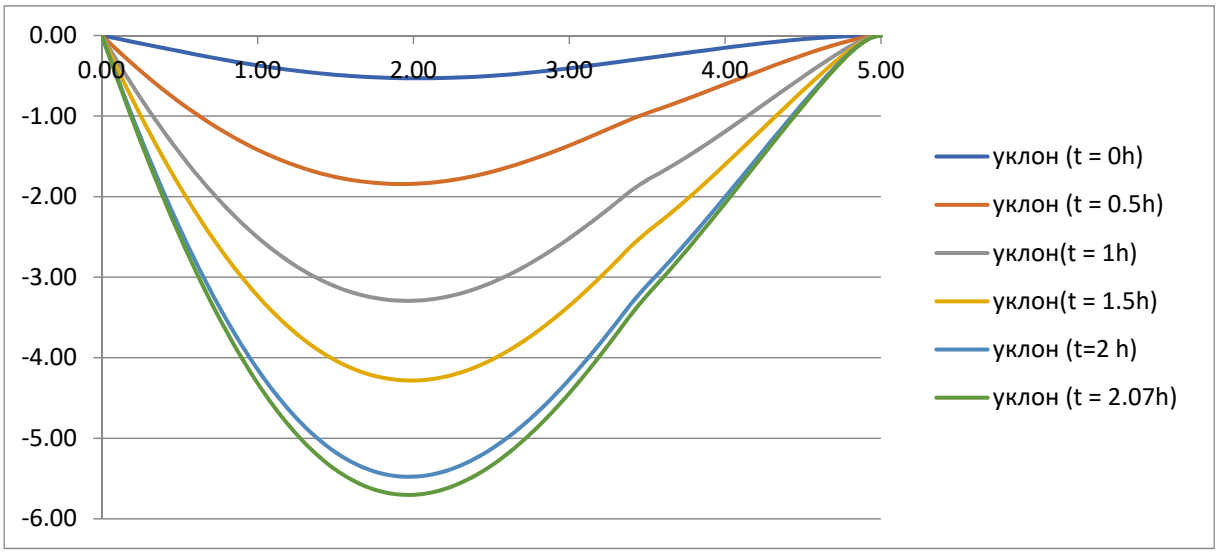
- Кај пресек 30/40 cm, за елемент 3, максималното напрегање изнесува $\boldsymbol{\sigma_{max,el.3}}$ **= 213.74 Mpa**, а за елемент 4 изнесува $\boldsymbol{\sigma_{max,el.4}}$ **= 434.31 Mpa,** додека минималните напрегања за елемент 3 и елемент 4 изнесуваат $\boldsymbol{\sigma_{min,el.3}}$ **= -113.86 MPa** и $\boldsymbol{\sigma_{min,el.4}}$ **= 220.74 MPa**;

- Кај пресекот со димензии 30/45 cm, максималните напрегања за елемент 3 и елемент 4 изнесуваат $\sigma_{max,el.3}$ = **434.31 MPa** и $\sigma_{max,el.4}$ = **443.76 MPa**, а минималните напрегањата за истите елементи изнесуваат $\sigma_{min,el.3}$ = **-99.08 MPa** и $\sigma_{min,el.4}$ = **217 MPa**.

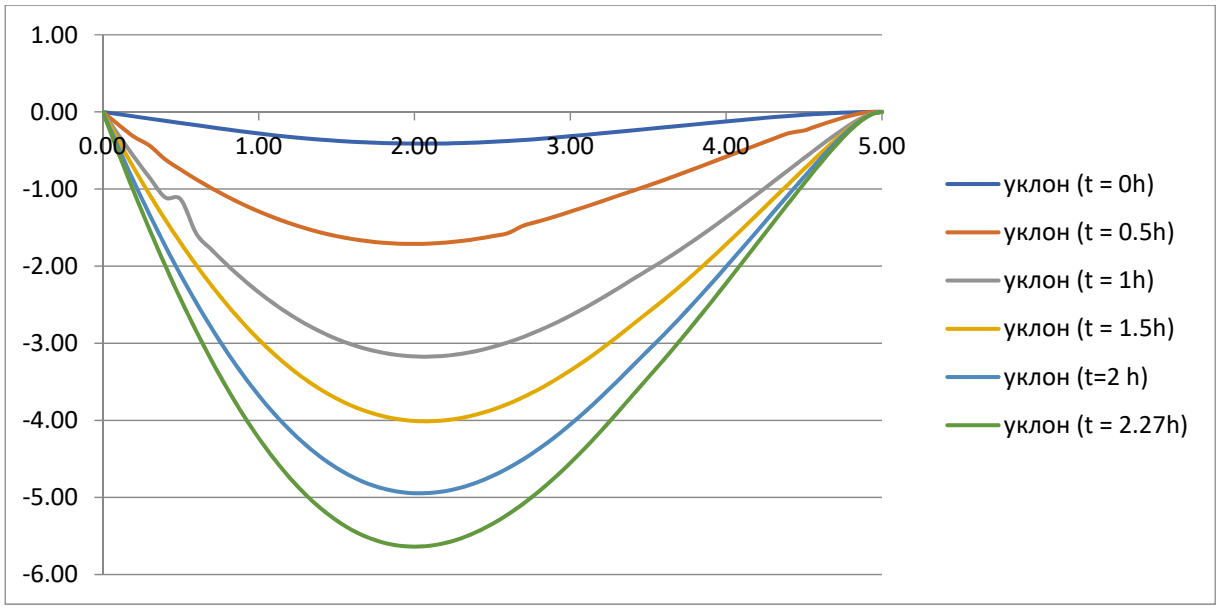


Сл. 9. Дијаграм на максимална и минимална вредност на напрегањата за челичен елемент 4 кај напречни пресеци 30/40 cm и 30/45 cm

На Слика 10 и Слика 11 е прикажан дијаграмот на временскиот развој на уклоните кај континуирана армиранобетонска греда изложена на пожар од долната страна, за двата напречни пресеци.



Сл. 10. Временски развој на уклон кај континуирана АБ греда изложена на дејство на постојан товар q=29kN/m' и стандарден пожар ISO 834, за пресек 30x40 cm



Сл. 11. Дијаграм на уклон кај континуирана армиранобетонска греда изложена на дејство на надворешен постојан товар q=29kN/m' и стандарден пожар ИСО 834, за пресек 30x45 cm

Од дијаграмот се гледа дека угибот во момент на лом кај пресекот 30/40 cm, за време **t = 2.07 h,** односно **124 min** изнесува **y = 5.7 cm**, додека кај пресекот 30/45 cm е нешто помал и изнесува **y = 5.64 cm**.

3. ЗАКЛУЧОК

Врз основа на направените анализи за пожарната отпорност на континуирана армиранобетонска греда, може да заклучиме дека геометриските карактеристики, механичките и термичките својства на материјалите имаат важна улога при определување на пожарната отпорност на гредите.

Разгледувани се два типа на напречни пресеци на континуирана армиранобетонска греда, со димензии 30/40 cm и 30/45 cm, на кои делува надворешен товар "q" и е извршена споредбена анализа во однос на нивна висина согласно двата метода.

Анализите покажува дека висината на напречниот пресек на гредата има мало позитивно влијание врз пожарната отпорност на елементот и истото се должи на зголемената статичка висина на пресекот, но не и на пониските температури во самиот пресек затоа што арматурните прачки во долната зона на пресекот не ја менуваат својата положба, па соодветно и во двата случаја имаат исти температури.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Anderberg Y., Magnusson S.E., Pettersson O., Thelandersson S. and Wickstrom U. (1986). An Analytical Approach to Fire Engineering Design of Concrete Structures. International Symposium on Concrete and Structures. ACI Publications SP-55-16 pp.409-437.

[2] Andrew H. Buchanan, Andrew H. (2006). Structural Design for Fire Safety. University of Canterbury. New Zealand.

[3] Bazant, Z.P. & Kaplan, M.F. (1996). Concrete at high temperature: Material properties and mathematical models. Longman Group Limited. London.

[4] Van Coile R., Annerel E., Caspeele R., Taerwe L. (2011). Probabilistic analysis of concrete beams during fire. Application of Structural Fire Engineering. Prague.

[5] Гугуловски, М., Лазаров, Љ., Цветковска, М. (1998). Анализа на осетливоста на армиранобетонските, преднапрегнатите и спрегнатите конструктивни елементи на високи

температури и пожар. Научно-истражувачки проект. Министерството за наука на Р. Македонија.

[6] Ќоко, Е. (2015). Влијание на обликот и димензиите на пресекот и условите на потпирање врз пожарната отпорност на армиранобетонски греди. Магистерски труд. Градежен Факултет. Скопје.

[7] Ellingwood, B., Lin, T.D. (1991). Flexure and shear behavior of concrete beams during fires. *Journal of the Structural Engineering.* Vol.117 No.2: 440-458.

[8] Iding, R., Bresler, B.., Nizamuddin, Z. (1997). FIRES-RC II,, A Computer Program for the Fire Response of Structures-Reinforced Concrete Frames. Report No. UCG FRG 77-8. University of California-Berkeley.

[9] MKS, EN 1991-1-2 (2002). Eurocode 1 - Actions on structures, Part 1-2: General actions - Actions on structures exposed to fire. Brussels, Belgium.

[10] MKS, EN 1992-1-1, (2004). Eurocode 2 - Design of concrete structures – part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels, Belgium.

[11] MKS, EN 1992-1-2 (2004). Eurocode 2 - Design of concrete structures – part 1-2: General rules – Structural fire design. Brussels, Belgium.

[12] Huang, Z., Platten, A. (1997). Nonlinear Finite Element Analysis of Planer reinforced Concrete Members Subjected to Fire, ACI Structural Journal, Vol.94, No.3: 272-282.

[13] Цветковска М. (1992). Примена на методот на конечни елементи за определување на температурната распределба во конструкциите и анализа на состојбата на напрегања и деформации. Магистарски труд. Градежен факултет, Скопје.

[14] Цветковска М. (2002). Однесување на армиранобетонски елементи и линиски конструкции во услови на пожар. Докторска дисертација. Универзитет „Св. Кирил и Методиј“, Скопје.

[15] Cvetkovska, M., Todorov K., Lazarov, Lj. (April, 2012). Axial Restrain Effects on Fire Resistance on Statically Indeterminate RC Beams. International Conference - Applications of Structural Fire Engineering, Prague.

[16] COST TU 0904. (Mart, 2011). State of the art report. Integrated Fire Engineering and Response.

[17] Chudyba K., Serega S. (2011). Structural fire design methods for reinforced concrete members. Conference Proceedings. AMCM. Krakow. Poland.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

CS - 17

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

ЕКСПЕРИМЕНТАЛНА И АНАЛИТИЧКА АНАЛИЗА НА АБ ЕЛЕМЕНТИ ИЗЛОЖЕНИ НА ДОЛГОТРАЕН ПОСТОЈАН ТОВАР

Евгенија СТОЈКОСКА[1], Марија ДОЦЕВСКА[2], Дарко НАКОВ[3], Тони АРАНЃЕЛОВСКИ[4], Горан МАРКОВСКИ[5]

АПСТРАКТ

Влијанието на собирањето и течењето на бетонот врз однесувањето на армиранобетонските елементи најчесто се проверува преку граничните состојби на употребливост: контрола на напрегањата, пукнатините и деформациите - угибите. Под дејство на постојан долготраен товар, деформациите на елементот во тек на време постепено се зголемуваат при што може да достигнат неколку пати поголема вредност од почетната. Доколку температурата остане константна, прирастот на деформациите во тек на време се должи на собирањето и течењето на бетонот.

Со цел да се утврди влијанието на различниот интензитет на долготрајниот постојан товар врз однесувањето на армиранобетонските елементи во тек на време, реализирана е експериментална програма која се состои од изработка и следење на осум армиранобетонски греди и соодветен број пробни тела во лабораториски простор со постојана амбиентална температура и влажност. Седум од гредите товарени се со различен интензитет на товар, при што кај шест од нив во разгледуваниот временски период се појавуваат пукнатини. На една од гредите не е нанесен товар и кај неа се следени само деформациите од собирање на бетонот.

Преку експерименталната анализа добиена е слика за однесувањето на армиранобетонските елементи изложени на дејство на долготраен постојан товар со различен интензитет, како и за неговото влијание врз граничните состојби на употребливост. Исто така извршена е и споредба со резултатите добиени со современите аналитички модели во прописите и стандардите.

Клучни зборови: *Собирање; Течење; Постојан товар; Долготрајни деформации*

[1] М-р, Градежен факултет, Универзитет "Св. Кирил и Методиј", Скопје, Република Северна Македонија, stojkoska@gf.ukim.edu.mk
[2] М-р, Градежен факултет, Универзитет "Св. Кирил и Методиј", Скопје, Република Северна Македонија, docevska@gf.ukim.edu.mk
[3] Проф. д-р, Градежен факултет, Универзитет "Св. Кирил и Методиј", Скопје, Република Северна Македонија, nakov@gf.ukim.edu.mk
[4] Проф. д-р, Градежен факултет, Универзитет "Св. Кирил и Методиј", Скопје, Република Северна Македонија, arangelovskitoni@gf.ukim.edu.mk
[5] Проф. д-р, Градежен факултет, Универзитет "Св. Кирил и Методиј", Скопје, Република Северна Македонија, markovski@gf.ukim.edu.mk

1. ВОВЕД

За да може да се обезбеди посакуваното однесување на конструкцијата или на некој нејзин дел во експлоатација потребно е, освен граничната состојба на носивост, да се контролираат и граничните состојби на употребливост: гранична состојба на деформации, гранична состојба на пукантини, ограничување на напрегањата во бетонот и арматурата, вибрациите и др. Нивната контрола претставува доказ дека при најнеповолна комбинација на експлоатационите товари нема да се пречекорат однапред пропишаните вредности, водејќи сметка и за времетраењето на товарот.

Долготрајното дејство на товарот предизвикува значително зголемување на деформациите и ширината на пукнатините, при што доаѓа до намалување на крутоста на затегнување при свиткување, зголемени напрегања во арматурата на местото на пукнатините и зголемена кривина на пресекот. Сето ова доведува до загрозување на носивоста и употребливоста на конструкцијата.

При пресметувањето на долготрајното однесување на конструктивните елементи постојат три фактори кои треба да се земат предвид: течењето, собирањето и намалувањето на јакоста на затегнување во затегнатата зона на напукнатиот пресек како последица на распространувањето на пукнатините во тек на време и локално губење на врската помеѓу бетонот и арматурата [1].

Собирањето и течењето како временско - зависни деформации имаат големо влијание врз севкупното однесување на армиранобетонските пресеци, елементи и конструкции. Голем број на конструкции претрпеле несакани последици поради непрецизно определување на нивните влијанија. Во статички неопределените конструктивни системи кои се составени од елементи со различни деформабилни својства доаѓа и до прераспределба на статичките влијанија. Затоа овие влијанија не смее да се занемарат и треба соодветно да бидат земени предвид уште во фазата на проектирање. Особено прецизна претпоставка треба да се изврши кај екстремно високите згради, кај сегментно градените мостови, оние кои имаат доста големи распони како и претходно напрегнатите конструкции каде може да дојде до појава на пукнатини во критичните пресеци. Поради сето ова времето кое во процесот на проектирање се посветува на дефинирање на својствата на материјалот треба да биде од ред на големина на она кое се посветува на анализата на конструкцијата.

Појавите собирање и течење на бетонот се доста сложени и комплексни. И покрај големиот опсег нови сознанија добиени преку многубројните експериментални и теоретски истражувања, не постои единствена, пошироко прифатена теорија за објаснување на овие појави. Затоа, потребно е дополнително внимание за нивно поквалитетно моделирање и прогнозирање.

Со оглед на сложеноста на механизмите и моделите за детерминирање на временски зависните деформации, изразите за нивно предвидување се многу зависни од експерименталните извори. Развојот на функциите за определување на деформациите од собирање и течење се базира на математички изрази од временски зависен облик и прилагодени емпириски коефициенти.

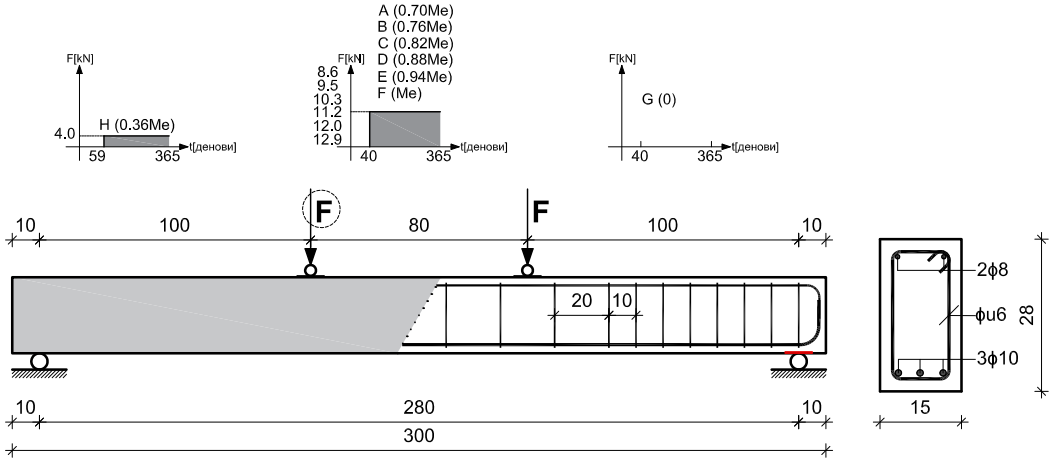
Се уште не постои прецизен модел за предвидување на однесувањето на бетонот во тек на време, што пред сé се должи на неговите високоеластични карактеристики и хетерогената структура. Повеќето модели се базираат на емпириски изрази, па за да се добие модел за практична примена потребно е истиот да се надополни со резултати од експериментални испитувања. За предвидување на деформациите од собирање и течење денес се користат моделите дадени во кодовите за бетонски конструкции како што се: BS 8110, Eurocode 2, ACI-209, CEB-FIB Model Code 1990, AS 3600 и B4 Model, кои даваат повеќе ограничувања во однос на нашите важечки прописи.

2. ЕКСПЕРИМЕНТАЛНА ПРОГРАМА

Имајќи го предвид значењето на долготрајните дејства на бетонските конструкции, во изминатите години на Градежниот факултет во Скопје спроведени се експериментални истражувања кои вклучуваат различен тип на бетон, како и различен интензитет на товар и негово времетраење [2,3,4].

Со цел да се утврди влијанието на долготрајните постојани товари во тек на време врз однесувањето на армиранобетонските елементи реализирана е експериментална програма, при што истражувањата беа извршени во лабораторијата на факултетот, каде беа обезбедени релативно константни амбиентални услови.

Експерименталната програма се состои во изработка и следење на осум пробни елементи – армиранобетонски прости греди, изработени од бетон класа C35/45, со правоаголен напречен пресек 15/28 cm и должина 300 cm, како и пробни тела со различен облик и димензии кои служат за определување на механичките и деформабилните својства на вградениот бетон. Избраните димензии на гредите овозможуваат употреба на реален бетон и арматура. Геометријата и потребната арматура се прикажани на слика 1 [5].



Сл. 1. Геометрија, арматура и шема на товарење на армиранобетонските греди за испитување

Поделени се во осум групи: A, B, C, D, E, F, G, H. Товарени се седум греди со различен интензитет на товар, кој е аплициран врз гредата во вид на две концентрирани сили. Кај шест греди е нанесен постојан долготраен товар со интензитет при кој во разгледуваниот временски период се појавуваат пукнатини. Една греда не е товарена со цел да се следат дилатациите од собирање и евентуалните промени во амбиенталните услови во текот на истиот временски период на следење.

На старост од 40 дена, кога е нанесено и оптоварувањето на армиранобетонските греди, извршени се испитувања на пробните тела со цел да се утврдат својствата на бетонот и тоа: јакоста на притисок, јакоста на затегнување при свиткување и при цепење, модулот на еластичност, деформациите од собирањето и течењето.

Резултатите од испитувањето се прикажани во табела 1.

Табела 1. Експериментално добиени вредности за механичките и деформабилните својства на бетонот за t=40 и t=365 дена

	C35/45							
	$f_{ck,cube}$ [MPa]	f_{ck} [MPa]	$f_{ct,f}$ [MPa]	$f_{ct,sp}$ [MPa]	E_c [MPa]	ε_{cs} [‰]	ε_c [‰]	φ
t=40	48.27	40.82	6.82	3.84	34124	0.204	/	/
t=365	/	/	/	/	/	0.460	0.903	1.755

3. ПРЕСМЕТУВАЊЕ НА ДЕФОРМАЦИИ ОД ДЕЈСТВО НА ДОЛГОТРАЈНИ ТОВАРИ СПОРЕД EUROCODE 2

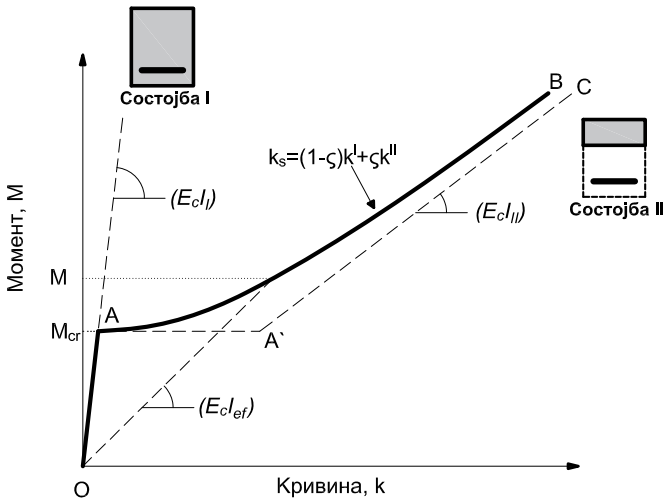
Вообичаено контролата на деформациите се определува со користење на едноставни правила за ограничување на односот распон/висина, кој е адекватен пристап за вообичаени ситуации.

Покрај ова, во Eurocode 2 [6,7] е даден и друг пристап кој вклучува пресметка на кривината на соодветниот напречен пресек и интегрирање по должина на елементот за да се добие деформацијата. Особено кај напукнатите пресеци, поради промената на кривината што се случува на делот помеѓу пукнатините и се должи на врската на прилепување што сеуште постои меѓу бетонот и арматурата, неопходно е да ја определиме средната кривина [8]. Производот на средната кривина $k_s(t)$, добиена со примена на Симпсоново правило на нумеричка интеграција и фиктивниот момент на свиткување $\overline{M}$ по должина на елементот ја дава деформацијата a во посакуваниот пресек.

$$a = \int_0^l k_s(t)\overline{M}(x)dx \tag{1}$$

При пресметувањето на деформации од долготрајни товари, три фактори треба да се земат предвид и тоа: течење, собирање и редукција на напрегање на затегнување во затегнатиот бетон како резултат на зголемување на бројот и ширината на пукнатините во тек на време, како и локални нарушувања на врската меѓу бетонот и арматурата [9]. Средната кривина се определува за разгледуваниот временски момент t, како сума од почетната кривина на пресекот и порастот на истата поради временско – зависните деформации. Истата се добива со интерполација помеѓу најмалата вредност за кривината $k^I(t)$ пресметана за пресек без пукнатини (состојба I) и најголемата вредност за кривината $k^{II}(t)$ пресметана за пресек со пукнатини (состојба II) [10].

$$k_s(t) = (1 - ς)k^I(t) + ςk^{II}(t) \tag{2}$$



Сл. 2. Зависност момент – кривина на армиранобетонски елемент изложен на свиткување [11]

Содејството на затегнатиот бетон меѓу пукнатините е вклучено преку коефициентот $ς$.

$$ς = 1 - \beta_1\beta_2\left(\frac{M_{cr}}{M}\right)^2 \tag{3}$$

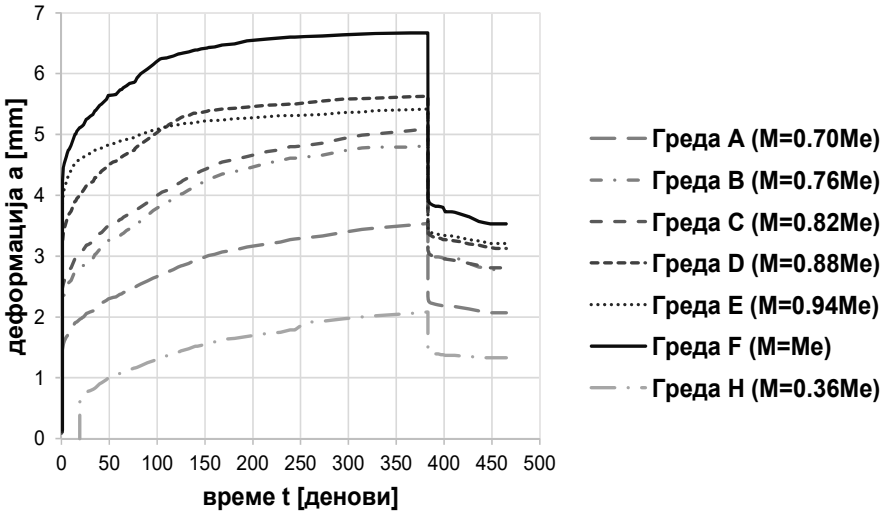
каде коефициентот β_1 го вклучува степенот на атхезија меѓу бетонот и арматурата ($\beta_1 = 0.5$ за глатка арматура; $\beta_1 = 1.0$ за ребреста арматура); коефициентот β_2 го вклучува влијанието на деформабилните својства на бетонот во тек на време ($\beta_2 = 1.0$ за краткотрајно дејство на товар; $\beta_2 = 0.5$ за долготрајни и повеќе пати повторувани товари); M_{cr} е момент на појава на пукнатина; M е разгледуваниот момент [12].

4. АНАЛИЗА НА ЕКСПЕРИМЕНТАЛНО ДОБИЕНИТЕ РЕЗУЛТАТИ

Влијанието од долготрајното дејство на товарот врз развојот и конечните вредности на деформациите на елементите е утврдено преку следење на однесувањето на пробните греди во временски период од 365 дена. Сите греди се товарени со долготраен постојан товар, но со различен интензитет.

Гредите се товарени на 40-тиот ден по бетонирањето, освен гредата H која е товарена на 59-ти ден. Истите се растоварени и следени до 465-тиот ден по бетонирањето.

Развојот на деформациите во тек на време во средината на распонот е прикажан преку дијаграмот деформација – време на слика 3, додека пак на слика 4 е прикажана зависноста сила – деформација. Во табела 2 се дадени вредностите на деформацијата во моментот на товарење (a_0) при старост на бетонот t=40 дена, во моментот на растоварување и крајната вредност на измерената деформација (a_t) при старост на бетонот од t=365 дена и t=465 дена. Во истата табела е прикажан и прирастот на деформацијата од течење (Δa_t).

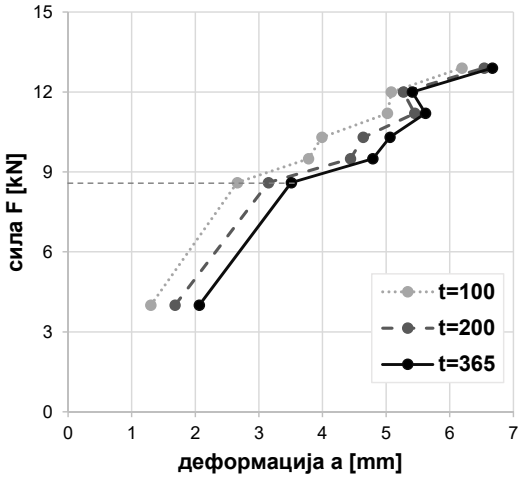


Сл. 3. Развој на деформаците во тек на време за сите греди

Може да се заклучи дека зголемувањето на деформациите под дејство на долготрајните товари поради течењето и собирањето на бетонот зависи од нивото на товарење, односно поизразено е за елементите кај кои нема пукнатини или се во фаза на формирање на пукнатините, отколку кај елементите кои се во фаза на стабилизирани пукнатини.

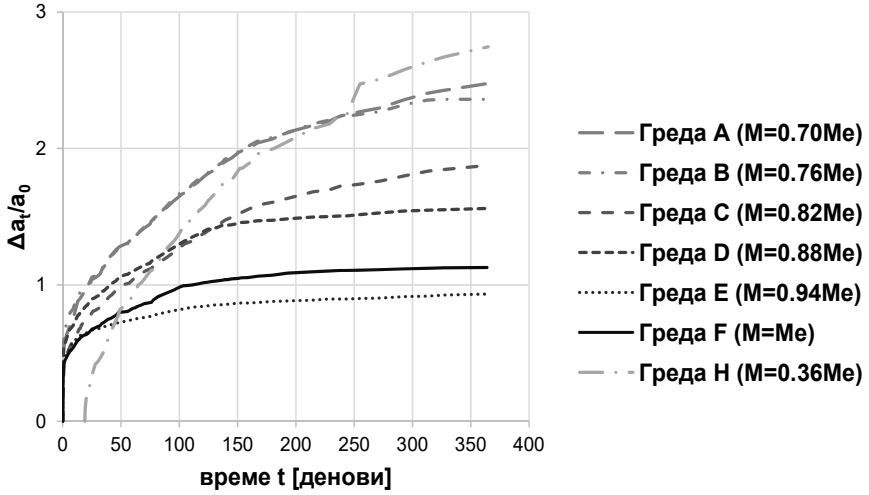
Табела 2. Измерени вредности за деформацијата при t=40 дена, t=365 и t=465 дена

Греда			A	B	C	D	E	F	H
со товар	a_0	[mm]	1.01	1.43	1.76	2.20	2.80	3.14	0.55
	a_t (365)	[mm]	3.51	4.79	5.06	5.62	5.41	6.67	2.06
	Δa_t	[mm]	2.50	3.36	3.30	3.42	2.61	3.53	1.51
без товар	a_0	[mm]	1.17	1.62	1.91	2.09	1.86	2.60	0.61
	a_t (465)	[mm]	2.07	2.78	2.81	3.13	3.21	3.53	1.33
	Δa_t	[mm]	0.90	1.16	0.90	1.04	1.35	0.93	0.72



Сл. 4. Дијаграм: сила - деформација

На сликата 5 е прикажан прирастот на почетната деформацијата од долготрајно дејство на товарот во однос на моменталната во тек на време. Исто така конечните вредности добиени на одредена старост после товарење се прикажани во табела 3.



Сл. 5. Развој на деформаците во тек на време за сите греди

Табела 3. Табеларен приказ на односот на прирастот на деформацијата од долготрајно дејство на товар/моментална деформација за различна старост

t [денови]	**$\Delta a_t/a_0$**						
	A	**B**	**C**	**D**	**E**	**F**	**H**
t=50	1.06	1.05	0.94	0.83	0.59	0.63	1.05
t=100	1.42	1.41	1.24	1.07	0.68	0.80	1.42
t=200	1.90	1.87	1.64	1.26	0.74	0.92	2.05
t=300	2.14	2.08	1.82	1.32	0.78	0.95	2.58
t=365	2.26	2.12	1.90	1.34	0.79	0.96	2.75

Од направената споредба на сл. 5, може да се увиди дека во целиот период на следење понагласен прираст на деформациите од долготрајно дејство на товарот има кај помалку товарените греди и покрај тоа што со зголемување на товарот вкупната деформација е поголема.

5. СПОРЕДБА ПОМЕЃУ ЕКСПЕРИМЕНТАЛНИТЕ И АНАЛИТИЧКИ ДОБИЕНИТЕ РЕЗУЛТАТИ

Направена е споредба на деформациите добиени аналитички користејќи го методот даден во Eurocode 2 [6,7] и оние добиени експериментално. Анализирани се деформациите во средина на распонот на армиранобетонските греди.

Деформациите се пресметани со нумеричка интеграција, преку определување на кривината во повеќе пресеци долж елементот. Извршена е интерполација помеѓу пресметаната деформација под претпоставка дека целиот елемент работи без пукнатини и пресметаната деформација кога пукнатините се целосно развиени, односно кога веќе постои стабилизирана слика на пукнатини.

Аналитички добиените деформации се пресметани со вклучени материјални и деформабилни карактеристики за класа на бетон C35/45 (дадени во Eurocode 2 [6,7]), а потоа е извршено подобрување, при што се вклучени експериментално утврдените материјални и деформабилни карактеристики.

Моментот на појава на пукнатина, кој се користи при аналитичката пресметка на деформациите е определен теоретски, бидејќи на армиранобетонските греди одеднаш е нанесен вкупниот товар. Во пресметката каде се вклучени материјалните и деформабилните карактеристики за класа на бетон C35/45 тој изнесува $M_{cr,1}$=9.14kNm, додека таму каде што се вклучени експериментално добиените карактеристики изнесува $M_{cr,2}$=9.32kNm.

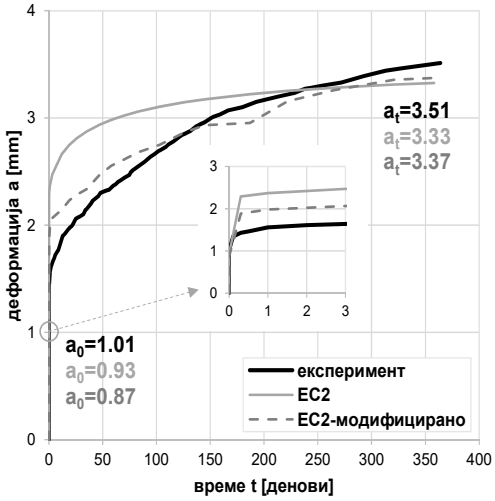
Во табела 4 се дадени почетните и крајните вредности на деформациите за сите греди кои се следени, односно деформациите во t=40 и t=365 дена. Во истата табела се дадени и процентуалните максимални и минимални отстапувања на експерименталните од аналитички добиените.

Табела 4. Табеларен приказ на деформациите измерени експериментално и деформациите пресметани аналитички според EC2

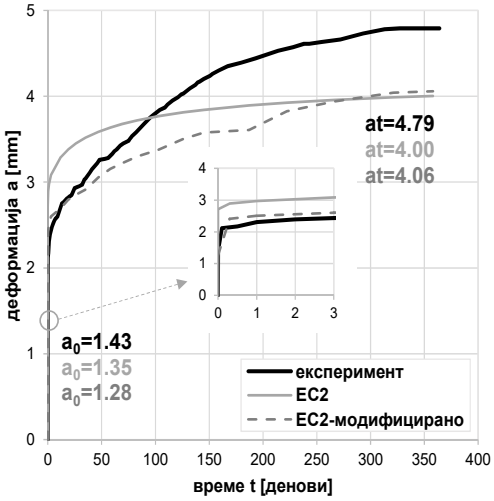
ДЕФОРМАЦИИ [mm]						
Греда	t [денови]	Exp.	EC2	%	EC2-мод.	%
A	t=40	1.01	0.93	8.60	0.87	16.09
	t=365	3.51	3.33	5.41	3.37	4.15
B	t=40	1.43	1.35	5.93	1.28	11.72
	t=365	4.79	4.00	19.75	4.06	17.98
C	t=40	1.76	1.73	1.73	1.65	6.67
	t=365	5.06	4.55	11.21	4.62	9.52
D	t=40	2.20	2.15	2.33	2.08	5.77
	t=365	5.62	5.20	8.08	5.16	8.91
E	t=40	2.80	2.54	10.24	2.46	13.82
	t=365	5.41	5.68	4.99	5.71	5.55
F	t=40	3.14	2.97	5.72	2.89	8.65
	t=365	6.67	6.15	8.46	6.24	6.89
H	t=40	0.55	0.40	37.50	0.40	37.50
	t=365	2.06	1.20	71.67	1.24	66.13

На следниве дијаграми прикажани се деформациите добиени експериментално (црна линија), аналитички со материјални и деформабилни карактеристики од EC2 (сива полна линија) и аналитички - модифицирани (сива испрекината линија).

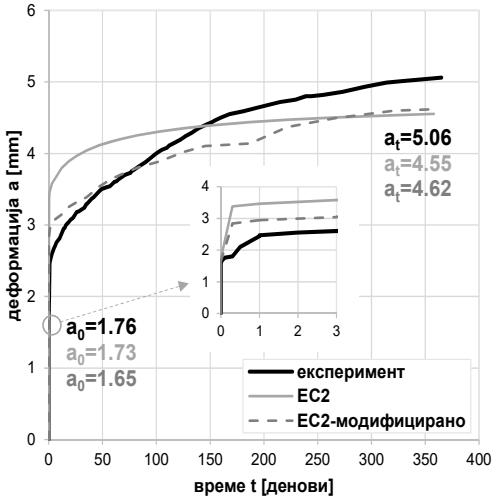
Греда A (0.70Me)



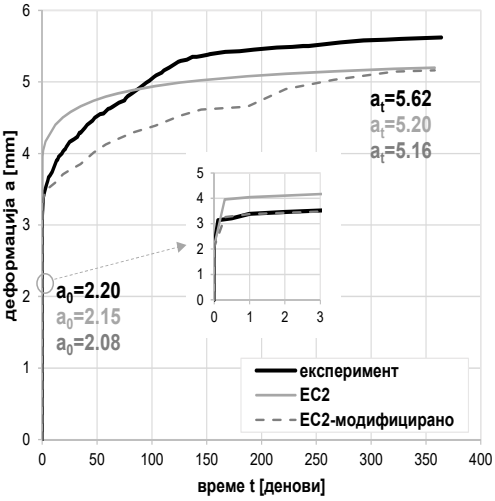
Греда B (0.76Me)



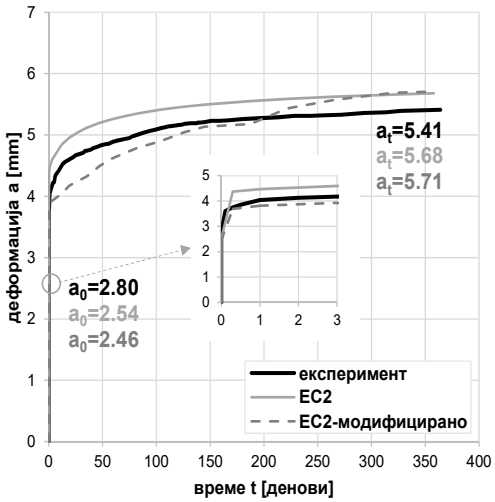
Греда C (0.82Me)



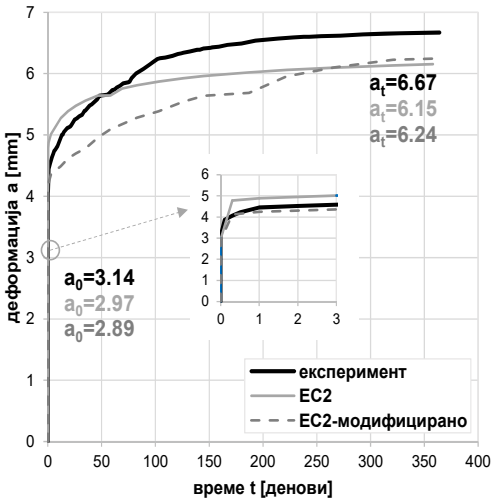
Греда D (0.88Me)



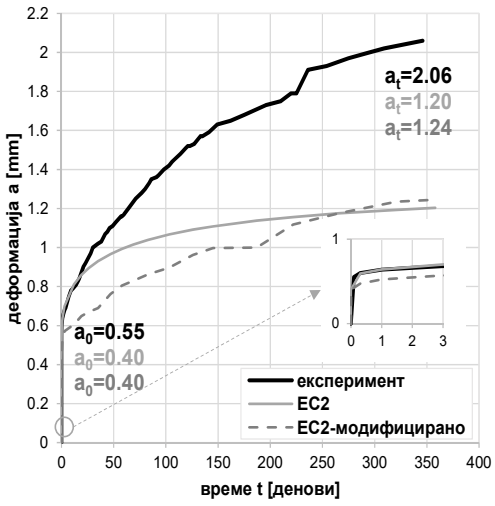
Греда E (0.94Me)



Греда F (Me)



Греда H (0.40Me)



Сл. 6. Споредба на деформации добиени аналитички со експериментално измерените

Од направената споредба може да се забележи дека кај сите греди вредностите пресметани според EC2 и вредностите пресметани во истиот модел, но со вклучени материјални и деформабилни карактеристики од експеримент се со задоволителна точност во однос на експериментално измерените. Тоа се должи на блиските вредности на моментот на појава на пукнатина, $M_{cr,1}$=9.14kNm и $M_{cr,2}$=9.32kNm. Кај греда H имаме целосно поклопување на вредностите за деформациите бидејќи пресекот е без пукнатини, па моментот на појава на пукнатина не влијае во пресметката. Вредностите пресметани според EC2 даваат поблиска вредност за моменталната деформација кај сите греди, што не е случај кај деформацијата во тек на време.

6. ЗАКЛУЧОЦИ

Од извршените експериментални истражувања на армиранобетонските елементи изложени на дејство на долготраен постојан товар со различен интензитет и направената анализа со примена на аналитичките модели може да се издвојат следните заклучоци:

- Интензитетот на постојаниот товар има влијание врз однесувањето на армиранобетонските елементи во тек на време.
- Поголеми вкупни деформации (угиби) се регистрираат кај гредите изложени на постојан товар со поголем интензитет.
- Поизразен временски прираст на моменталните деформации е констатиран кај гредите товарени со помал интензитет на товар.
- Промените кои настануваат од долготрајните дејства се изразено поинтензивни во периодот непосредно по нанесување на товарот.
- Разгледуваните аналитички модели предложени во актуелните стандарди со задоволителна точност можат да ги прогнозираат граничните состојби на употребливост на армиранобетонските елементи изложени на дејство на постојан долготраен товар.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Gilbert R.I. and Ranzi G. (2011). Time – Dependent Behavior of Concrete Structures. Spon Press, Taylor and Francis Group, New York

[2] Markovski G., Arangjelovski T., Nakov D., Mark P. (2013). Determination of the coefficient ψ2 to define long-term effects on concrete elements under variable load. DAfStb Jahrestagung 2013, Bochum, Germany

[3] Arangjelovski T., Markovski G., Mark P. (2014). Influence of repeated variable load on long-term behavior of concrete elements. Journal of Civil Engineering and Architecture, Vol 8, No 3, pp.302-314

[4] Nakov D., Markovski G., Arangjelovski T., Mark P. (2018). Experimental and analytical analysis of creep of steel fibre reinforced concrete. Periodica Polytechnica Civil Engineering, Vol. 62, No 1, pp.226-231

[5] Stojkoska E. (2019), Long term behaviour of reinforced concrete elements subjected to different intensity of sustained load. Master thesis. Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of North Macedonia

[6] EN 1992-1-1: Design of concrete structures, Eurocode – 2

[7] Beeby A.W. and Narayanan R.S. (2005). Designers` guide to Eurocode – 2: Design of concrete structures. Thomas Teford, London

[8] Docevska M., Arangjelovski T., Markovski G. and Nakov D. (2018). Numerical and analytical model for serviceability limit states of RC elements. Gradevinar, Vol 70, No 11, pp.943-952

[9] Gilbert R.I. (1988). Time Effects in Concrete Structures. Elsevier, New York

[10] Gilbert R.I. (2011). The Serviceability Limit States in Reinforced Concrete Design. Procedia Engineering, Vol.14, pp 385-395

[11] Gilbert R.I. (2008). Calculation of long – term deflection presented at the CIA seminar, Brisbane

[12] Mu R., Forth J.P., Beeby A.W. and Scott R. (2008). Modelling of shrinkage induced curvature of cracked concrete beams. Tailor Made Concrete Structure, Taylor and Francis Group, London, UK, pp. 573-578

[13] Ghali A., Favre R. and Eldbadry M. (2002). Concrete Structures (Stresses and Deformation – Third Edition). Spon Press, London and New York

[14] Rusch H., Jungwirth D. and Hilsdorf H.K. (1982). Creep and Shrinkage - Their Effect on the Behaviour of Concrete Structures. Springer – Verlag, New York

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

CS - 18

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

COMPARATIVE ANALYSIS BETWEEN BY CLASSIC SOLUTIONS METHODS OF FLAT SLAB AND NUMERICAL SOLUTIONS. VERIFICATION OF FINITE ELEMENTS

Iliana STOYNOVA[1], Tsvetomir HRISTOV[2]

ABSTRACT

In this paper is presented review of classical theories of elastic plates – Kirchhoff's theory of thin elastic plates, Mindlin`s plate theory and high-order theory of Levinsson. Kirchhoff's classical theory is widely used in construction practice, both because of the use of thin elastic plates and the simplicity of its working hypotheses. In Mindlin`s plate theory deformability of the transverse forces is considered. According to Levinsson's plate theory, with the free support of the contour slab, the distribution of the shear stresses across the thickness of the slab is parabolic. In this paper is presented comparative analysis of solutions of free supported at contour flat slab loaded with a uniformly distributed load with the following methods: Marcus`s Method (Method of elastic scheme), the classical Navier's method and solutions with specialized software for static and dynamic analysis. The concrete material properties is according to Eurocode 2. Concrete is modeled as linear elastic material model. Model of a plate, generate that used shell finite elements and 3D isoparametric finite element is presented. All results obtained for the values of maximum bending moment and maximum displacement were compared with those obtained from the plate solution by the method of double trigonometric rows – Navier's method. From the results obtained from the solutions, it is expected that an increase in the displacements is being made as the sampling mesh is compressed, tending to a certain value. A higher displacement value corresponds to a higher bending moment, respectively higher values of stresses. In the last model, the plate is built from five volumes. Separation of the plate into separate volumes also enables modeling of reinforcing bars and detailed study of slab behavior. This model is discretized by solid finite element. The results of solutions with different types of finite elements and different density of the discretization mesh are compared. The results obtained are compared and the finite elements are verified.

Keywords: *Concrete; Flat slab; FEM modeling*

[1] Chief Assist. Prof., PhD, Eng, Faculty of Civil Engineering, USEA /VSU/ "Lyuben Karavelov", Sofia, Bulgaria, stoynova@vsu.bg

[2] *Student, Faculty of Civil Engineering, USEA /VSU/ "Lyuben Karavelov", Sofia, Bulgaria,* highpower15@gmail.com

1. INTRODUCTION. CLASSICAL THEORIES

1.1. Kirchhoff (classical) plate theory

The two-dimensional plate theories can be classified into two types: 1. classical plate theory, in which the transverse shear deformation effects are neglected, and 2. shear deformation plate theories. The Kirchhoff (classical) plate theory (CPT) for the pure bending case is based on the displacement field [8].

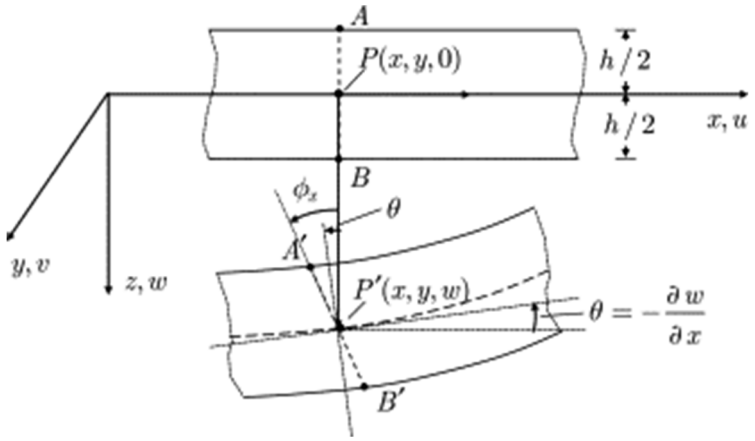


Fig.1 Deformed shape of thin plate due to bending [9]

$$u(x,y,z) = -z\frac{\partial w_0}{\partial x};$$
$$v(x,y,z) = -z\frac{\partial w_0}{\partial y}; \quad (1)$$
$$w(x,y,z) = w_0;$$

Where w_0 is the transverse deflection of a point on the midplane (z=0).

1.2. Mindlin`s plate theory

The simplest of the shear deformation plate theories is the first-order shear deformation theory (FST), also known as the Mindlin plate theory, and it is based on the displacement field. [8]

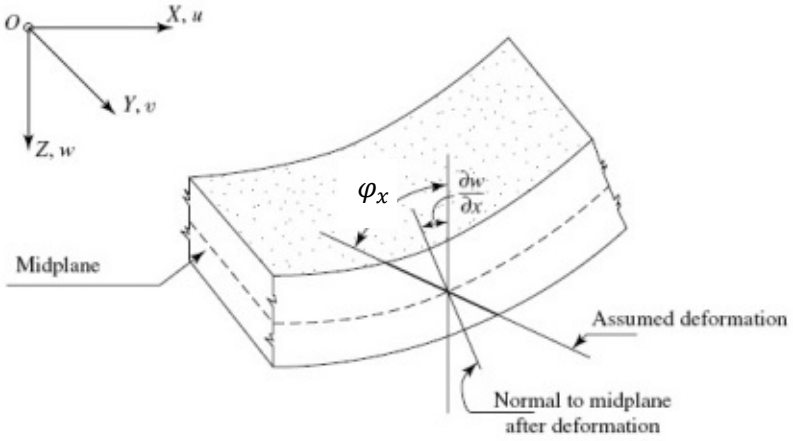


Fig.2 Displacements in the midplane and rotating it over the normal cross-section according to thick elastic plates theory. [5]

$$u(x,y,z) = z.\varphi_x(x,y)$$
$$v(x,y,z) = z.\varphi_y(x,y); \quad (2)$$
$$w(x,y,z) = w_0(x,y).$$

Where φ_x and φ_y denote rotations about the y and x axes, respectively. The FSP extends the kinematics of the CPT by including a constant state of transverse shear strains through the thickness of the plate. The first-order shear deformation theory requires shear correction factors to obtain correct shear forces. [8]

1.3. High-order theories

While the first-order theories assume that the displacements in the plane u and v change linearly, in Levinson's higher-order theory the terms for the displacements are as follows (3):

$$u = z\theta_x(x,y) + z^3\psi_x(x,y); \quad (3)$$
$$v = z\theta_y(x,y) + z^3\psi_y(x,y).$$

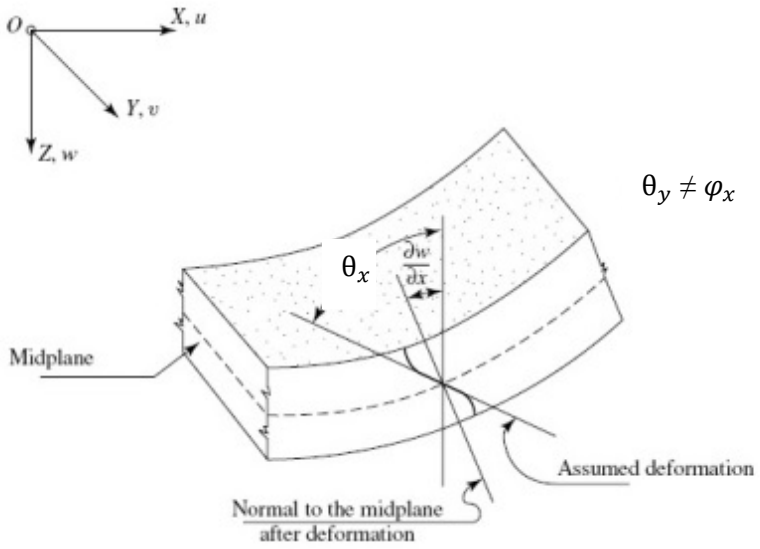


Fig.3 Displacements in the midplane and rotating it over the normal cross-section according to Levinsson's theory. [5]

Where θ_x and θ_y denote the rotations of the median plane of the plate comparable to those of the Reissner-Mindlin's theory. The functions ψ_x and ψ_y are called curvilinear functions. The following kinematic receptions are suitable:

$$\psi_x = -\frac{4}{3h^2}\left(\theta_y + \frac{\partial w}{\partial x}\right);$$
$$\psi_y = -\frac{4}{3h^2}\left(\theta_x + \frac{\partial w}{\partial y}\right); \quad (4)$$
$$u = z\left[\theta_y - \frac{4z^2}{3h^2}\left(\theta_y + \frac{\partial w}{\partial x}\right)\right];$$
$$v = z\left[\theta_x - \frac{4z^2}{3h^2}\left(\theta_x + \frac{\partial w}{\partial y}\right)\right].$$

The cross sections of the plate are deformed as shown in fig. 3

According to (8), with the free support of the contour slab, the distribution of the shear stresses across the thickness of the slab is parabolic. [5].

2. NUMERICAL MODEL

A model of flat slab are presented. The slab is with size 2,00 m/2,00 m and thickness 0,20 m. The plate is freely (jointly) supported along the outline. It is loaded with distributed load of 10 kN/m^2.

The material is concrete class C20/25 with

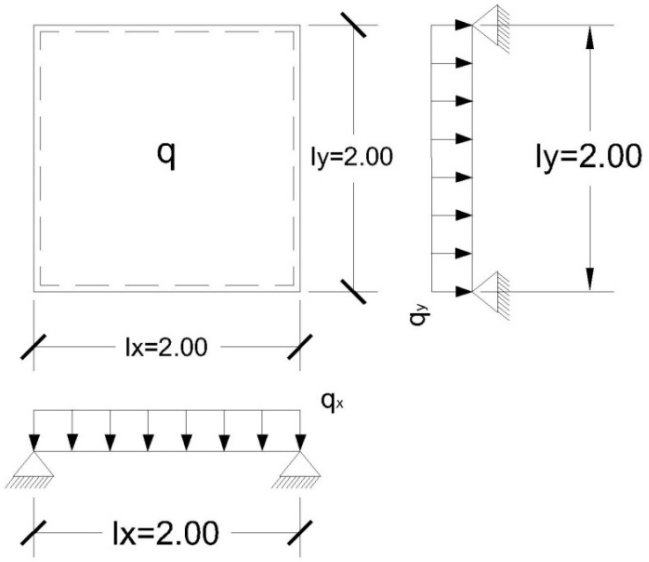
Modulus of elasticity - E = 3.10^7 kN/m^2 and

Poisson's ratio - ν = 0,2.

3. CLASSICAL METHOD SOLUTIONS

3.1. Markus`methos solution

Statics scheme:



$$\lambda = \frac{l_x}{l_y} = 1{,}00;$$

$$M_x = \frac{1}{8} q_x l_x^2 = \kappa_1 \nu_{x1} q l_x^2;$$

$$M_y = \frac{1}{8} q_y l_y^2 = (1 - \kappa_1) \nu_{y1} q l_y^2;$$

$$m_{x1} = 27{,}43; \qquad m_{y1} = 27{,}43; \qquad \kappa_1 = 0{,}5000;$$

M_{max} is calculated:

$$max M_x = \frac{1}{8} \kappa_1 \nu_{x1} q l_x^2 = \frac{1}{8} 0{,}5.0{,}583.10.2^2 = 1{,}458\ kNm/m\ ;$$

$$max M_y = \frac{1}{8} (1 - \kappa_1) \nu_{y1} q l_y^2 = \frac{1}{8} (1 - 0{,}5).0{,}583.10.2^2 = 1{,}458 kNm/m.$$

The displacement f in the middle of the slab is:

$$f = \omega_{\text{cp}} \frac{q l_x^4}{D}.$$

The cylindrical stiffness is determined by (5): $D = \frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)}$, (5)

$$D = \frac{3.10^7.0{,}2^3}{12(1-0{,}2^2)} = 20833.$$

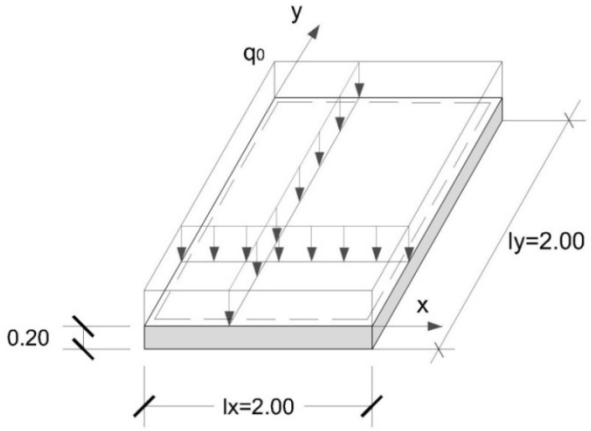
If $\lambda = \frac{l_x}{l_y} = 1{,}00$; $\omega_{\text{cp}} = 0{,}00406$,

That the displacement f in the middle of the slab is:

$$f_{max} = \omega_{\text{cp}} \frac{q l_x^4}{D} = 0{,}00406 \frac{100.2^4}{20833} = 0{,}312.10^{-3} m.$$

3.2. **Navier`s methos solution**

Statics scheme:



Bending moment is calculated from (6):

$$M_y = \frac{16 q l_x^2}{\pi^4} \sum_{m=1,3,5,\ldots}^{\infty} \sum_{n=1,3,5,\ldots}^{\infty} \frac{(\nu m^2 + \lambda^2 n^2)}{mn(m^2+\lambda^2 n^2)^2} sin\frac{m\pi x}{l_x} sin\frac{n\pi y}{l_y} \quad (6)$$

ν=0,2 , q=10 kN/m^2, l_x=2,00 m.

$$M_y = \frac{16 q l_x^2}{\pi^4} \sum_{m=1,3,5,\ldots}^{\infty} K_{mn} sin\frac{m\pi x}{l_x} sin\frac{n\pi y}{l_y}, [1]$$

$$max M_y = 6{,}584 \frac{272{,}538}{1000} = 1{,}794\ kNm/m$$

Determination of displacement in section with x=$\frac{l_x}{2}$ =*1,00 m. u* $y = \frac{l_y}{2}$ =*1,00 m.*

$$w = fmax \frac{{l_x}^4 16.q}{D\pi^6} \sum_{m=1,3,5,\ldots}^{\infty} \frac{1}{A_{mn}^2} sin\frac{m\pi}{2} sin\frac{n\pi}{2}$$

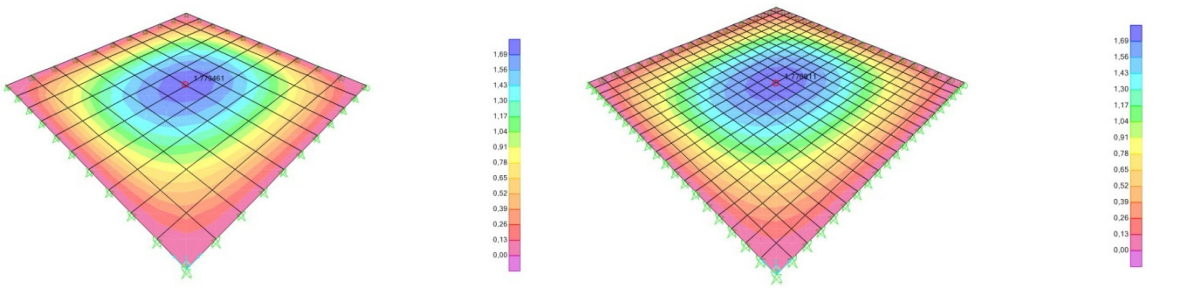
$$f_{max} = 0{,}000128.0{,}244075 = 0{,}0000315m = 0{,}315.10^{-4} m$$

4. NUMERICAL SOLUTIONS

4.1. SAP 2000 software solution

• Solution with Shell finite element, mesh 10x10

Discretization of the model was performed with a 0,2/0,2 m Shell finite element. – Fig.4



a) b)

Fig.4. Solution with the SAP 2000 a) Static scheme, discretization of the plate with shell element. b) Static scheme, discretization of the plate with shell element.

The maximum value of bending moment is: M_{max}=*1,78 kNm/m*

The maximum value of displacement is: $f_{max} = 0{,}312.10^{-4}m$

Solution with Shell finite element, mesh 10x10

Discretization of the model was performed with a 0.10/0.10 m, with Shell finite element. – Fig.4b

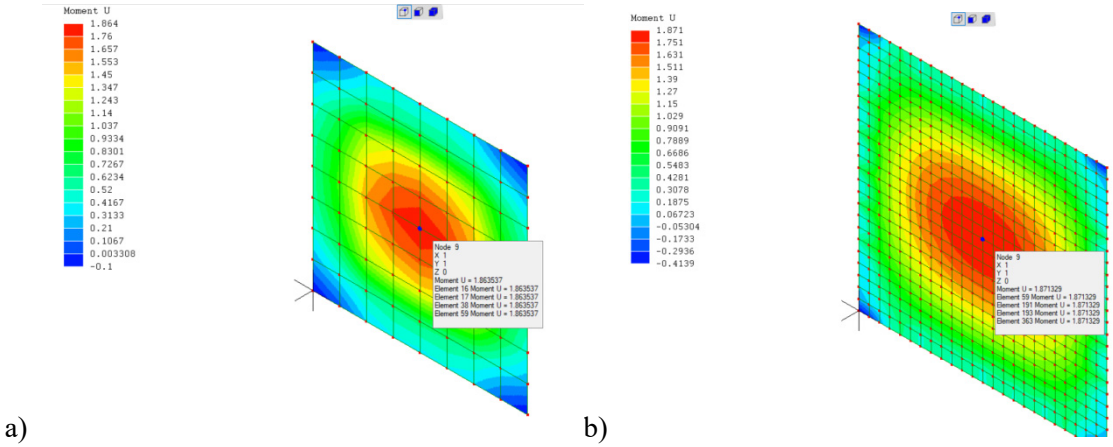
The maximum value of bending moment is: M_{max}=*1,77 kNm/m* ,

The maximum value of displacement is: $f = 0{,}312.10^{-4}m$

4.2. Solution with LISA 8.0

Solution with Shell finite element, mesh 8x8

The discretization of the model is done with a Shell finite element 8x8.(Fig.5a)



a) b)

Fig.5. a) Solution with LISA 8.0 , mesh 8x8. b)Solution with LISA 8.0, mesh 24x24.

The maximum value of bending moment is: M_{max}=*1,864 kNm/m*

The maximum value of displacement is: $f_{max} = 0{,}356.10^{-4}m$

Solution with Shell finite element, mesh 24x24 (fig. 5b)

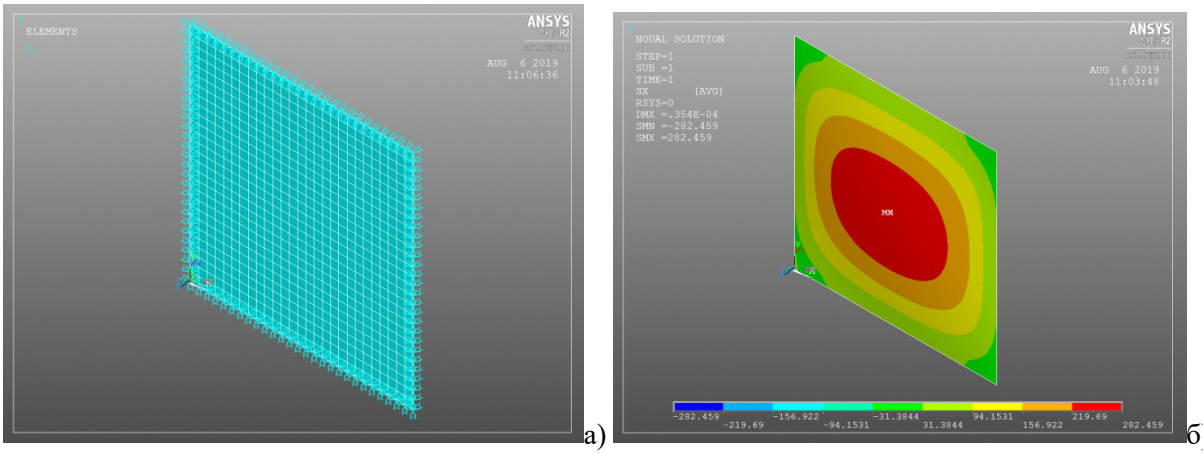
The maximum value of bending moment is: M_{max}=*1,87 kNm/m* ,

The maximum value of displacement is: $f = 0{,}369.10^{-4}m$

4.3. Solution with ANSYS software

Solution with SHELL181 finite element, mesh 27x27

A contour free supported model is presented, the displacements along the contour lines along x, y and z are limited. A finite element SHELL181 was used to model the behavior of concrete. Concrete is class C20/25 with modulus of elasticity E = 3.10^7 kN/m^2 and Poisson's ratio 0,2.



а) б)

Fig.6. a) Scheme and discretization of slab with SHELL 181 finite element; b) Normal stresses σx distribution

The maximum value of normal stress σ_x is:

$$\sigma_x = 282{,}46\ kN/m^2$$

The maximum value of bending moment is:

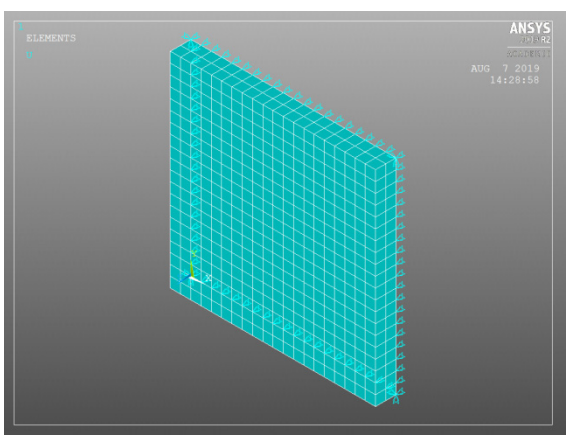
$$M_x = \sigma_x.W;\ maxM_x = 282{,}46.0{,}00667 = 1{,}84\ kNm/m$$

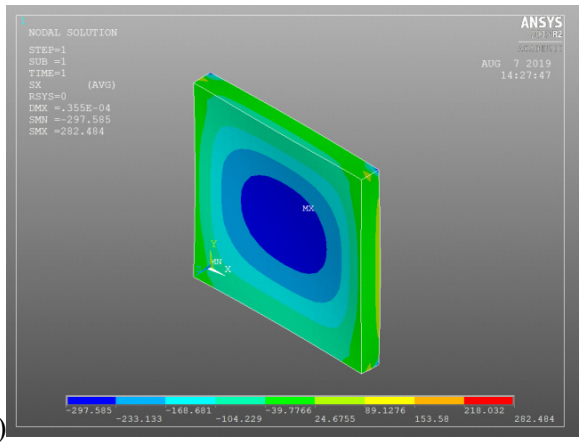
The maximum value of displacement is:

$$f_{max} = 0{,}354.10^{-4}m$$

Solution with SOLID65 finite element, mesh 20x20x2

A contour free supported model is presented, limiting displacements along contour lines along z and displacements along x and y at angular nodes. A SOLID65 finite element (CONCRET 65) was used to model the behavior of the concrete. Concrete is class C20/25 with modulus of elasticity E=3.10^7 kN/m^2 and Poisson's ratio 0,2.



a)


b)

Fig.7. a) Scheme and model discretization; б) Normal stress σx distribution – solution with SOLID65 finite element.

The maximum value of normal stress σ_x is:

$$\sigma_x = 282{,}484 kN/m^2$$

The maximum value of bending moment is:

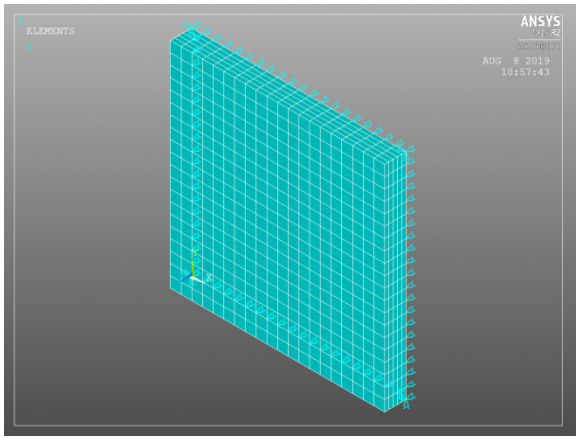
$$M_x = \sigma_x . W; maxM_x = 282{,}484.0{,}00667 = 1{,}887\ kNm/m$$

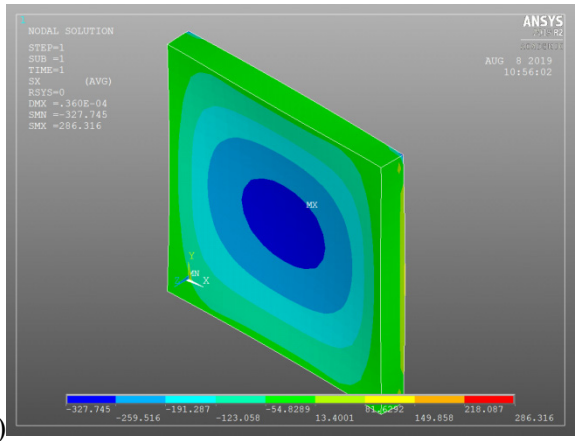
The maximum value of displacement is:

$f_{max} = 0{,}355.10^{-4} m.$

Solution with SOLID65 finite element, slab divided by five volumes

A contour free supported model is presented, limiting displacements along contour lines along z and displacements along x and y at angular nodes. The slab is divided by five volumes. A SOLID65 finite element (CONCRET 65) was used to model the behavior of the concrete. Concrete is class C20/25 with modulus of elasticity E=3.10^7 kN/m^2 and Poisson's ratio 0,2.



a)


б)

Fig.7. a) Scheme and model discretization; б) Normal stress σx distribution – solution with SOLID65 finite element.

The maximum value of normal stress σ_x is:

$$\sigma_x = 286{,}316 kN/m^2$$

The maximum value of bending moment is:

$$M_x = \sigma_x . W; maxM_x = 286{,}316.0{,}00667 = 1{,}910\ kNm/m$$

The maximum value of displacement is:

$$f_{max} = 0{,}360.10^{-4} m$$

4.4. Comparison of the results obtained

In the Table 1 shows a comparison of the results obtained for the maximum value of bending moment My and the maximum sag in section with coordinates (x = 1, y = 1) on the plate. All results obtained for the values of maximum bending moment and maximum displacement were compared with those obtained from the plate solution by the method of double trigonometric rows – Navier's method.

Table1. Comparison of the results

Computational model	M_{max}, kNm/m	Differences to Navier's method, %	f_{max},m	Differences to Navier's method, %
Marcus's method	1,46	-18,76%	$0{,}312.10^{-4}$	-0,95%
Navier's method	1,794	0	$0{,}315.10^{-4}$	0
SAP 2000, mesh10x10	1,78	-0.79 %	$0{,}312.10^{-4}$	0.96 %
SAP 2000, mesh 20x20	1,77	-1.36 %	$0{,}312.10^{-4}$	0,96 %
LISA 8.0, mesh 8x8	1,864	3,90 %	$0{,}356.10^{-4}$	13,02 %
LISA 8.0, mesh 24x24	1,871	4,29 %	$0{,}369.10^{-4}$	17,14 %
ANSYS , Shell 181	1,84	4,79%	$0{,}354.10^{-4}$	12,38 %
ANSYS, Solid 65, 20x20x2	1,887	5,18%	$0{,}355.10^{-4}$	12,70%
ANSYS, Solid 65, divided by 5 volumes	1,910	6,47%	$0{,}360.10^{-4}$	14,29%

5. CONCLUSIONS

The results obtained from the software solutions Table 1 based on finite element method are close. These results are also close to those obtained by the Navier's method, with differences ranging from 2,9% to 6,24%, which is within the acceptable range. The displacements resulting from the ANSYS software solution are significantly larger than those obtained from the SAP2000 and LISA 8.0 software solution, due to the finite elements used and the size of the network. From the results obtained from the solutions of the ANSYS software slab, it is expected that an increase in the displacements is being made as the sampling mesh is compressed, tending to a certain value. A higher displacement value corresponds to a higher bending moment, respectivly stresses values. The results

are also similar for the five-volume model, which enables a detailed study of the slab's height behavior. Separation of the plate into separate volumes also enables modeling of reinforcing bars.

ACKNOWLEDGEMENTS

This paper is financially supported by USEA /VSU/ “Lyuben Karavelov”, Sofia, project 08/2019.

REFERENCES

[1] Bankov B., Theory of elasticity, stability and dynamic of elastic systems, UACEG, Sofia,2004.

[2] Varbanov H., Tepavicharov A., Ganev T., Applied theory of elasticity and plasticity, ISBN 934-03-0043-6, Tehnika, Sofia, 1992.

[3] Bathe K. E.Wilson, Numerical Methods in Finite Element Analysis, Prentice – Hall, 1976.

[4] Bathe K., Finite element procedures in engineering procedures, Prentice Hill, New Jersey, 1982.

[5] Szilard R., Theories and application of plate analysis: Classical, Numerical and Engineering methods, 2004, John Whiley &Sons Ink., ISBN 0-471-41989-9.

[6] Manoilov L, Reinforced concrete, Tehnika, Sofia, 1991.

[7] ANSYS Reference Manual, www.ansys.com.

[8] J. N. Reddy, C. M. Wang, Deflection relationships between classical and third-order plate theories, Acta Mechanica t30, 199 208 (1998), Springer-Verlag 1998.

[9] C.M. Wang, J.N. Reddy and K.H. Lee, Shear Deformable Beams and Plates, 2000 Elsevier, ISBN 978-0-08-043784-2.

[10] Chopra A., Dynamics of structures, ISBN 0-13-855214-2, Prentice Hall Inc, 1995.

[11] SAP 2000 Reference Manual.

[12] LISA 8.0 Help.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

CS - 19
mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

RESPONSE OF REINFORCED CONCRETE FLAT SLAB SUBJECTED TO IMPULSE IMPACT LOADS

Iliana STOYNOVA[1], Tsvetomir HRISTOV[2]

ABSTRACT

To study the response of the flat slab of dynamic impulse analysis is based numerical model. In this case – applied concentrated impulse load, local analysis may be necessary when the hypothesis for linear distribution of deformations in irregular areas is not valid. For the static analysis, two numerical models are build. In the first model, the concrete modeled, as linear elastic material model and reinforcement such as deformed bars. In the second model, the concrete modeled, using finite elements as nonlinear inelastic material model and reinforcement such as deformed bars. Different constants for application of the Willam and Warnke's concrete material model are require. For modeling of concrete is used the three-dimensional isoparametric solid finite element, which allows cracking in tension and crushing under pressure. For the linear phase, isotropic material assumed until crack initiation. In the non-linear phase of plasticity and creep introduced individually or in combination. For the dynamic analysis, the concrete modeled, as linear elastic material model and reinforcement such as deformed bars. In this paper, three cases of duration of the impulse load are presented. Impulse load is when large force acts for a very short time but with a finite time interval. Time-history dynamic analysis is a technique used to determine the dynamic response of a structure under the action of time-dependent excitations. This type of analysis can use to determine the time-varying displacements, strains, stresses, and forces in a structure as it responds to any combination of static, transient, impulse and harmonic loads. Time-history analysis was used for study dynamic response of temporal variable loads. Time-depended displacements, deformation, stress and internal forces defined and gives us the behavior and response of the construction at any point of time. The results obtained by these calculation models are closer to the actual behavior of the studied systems and constructive members. The conclusion is that by multiplying the values of displacements coefficient, we will obtain the values of displacements from impulse effects.

Keywords: *Concrete; Flat slab; Impulse load; FEM modeling*

[1] Chief Assist. Prof., PhD, Eng, Faculty of Civil Engineering, USEA /VSU/ "Lyuben Karavelov", Sofia, Bulgaria, stoynova@vsu.bg
[2] Student, Faculty of Civil Engineering, USEA /VSU/ "Lyuben Karavelov", Sofia, Bulgaria, highpower15@gmail.com

1. INTRODUCTION

Transient or time-history dynamic analysis is a technique used to determine the dynamic response of a structure under the action of time-dependent excitations. Can use this type of analysis to determine the time-varying displacements, strains, stresses, and forces in a structure as it responds to any combination of static, transient, impulse and harmonic loads.

The basic equation in Finite Element Method of motion solved by a transient dynamic analysis is (1) [1]:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{F(t)\} \quad (1)$$

Where:
[M] – Mass matrix
[C] – Damping matrix
[K] – Stiffness matrix
$\{\ddot{u}\}$ – Nodal acceleration vector
$\{\dot{u}\}$ – Nodal velocity vector
{u} – Nodal displacement vector
{F(t)} – Load vector

1.1. Response to impulse excitation – unit impulse

Where very large force acts for a very short time but with a time integral that is finite is called impulsive force. As shown in fig.1 – force $F(t)=\frac{1}{\Delta t}$, with time duration Δt starting at time t_1. Where value of Δt approaches to zero, force becomes infinite, however, the magnitude of impulse, defined by the time integral of *F(t)* remains equal to unity. Such a force in the limit case Δt→0 is unit impulse [7].

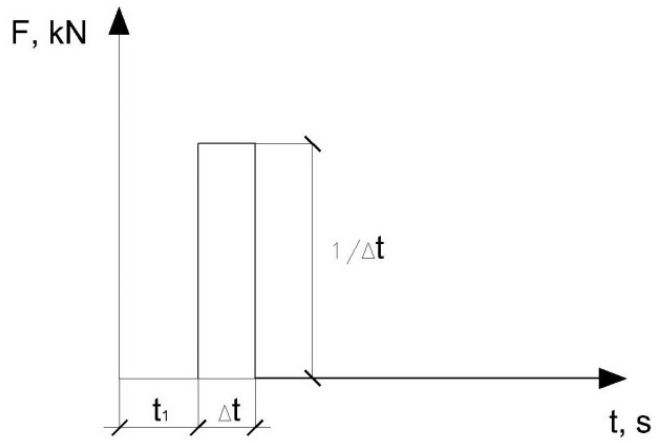


Fig.1. Impulse excitation – unit impulse

According to Newton`s Second law of motion, if a force *F* acts on a body with mass *m*, the rate of change of momentum of the body is equal to applied force (2):

$$\frac{d}{dt}(m\dot{u}) = F \quad (2)$$

If mass is constant: $F = m\ddot{u}$.
Integrating both sides with respect to *t* and gives (3):

$$\int_{t_1}^{t_2} p\,dt = m(\dot{u}_2 - \dot{u}_1) = m\Delta\dot{u} \quad (3)$$

The integral at the left side is magnitude of impulse, and product of mass and velocity is momentum [7].

1.2. Finite element, used for modeling of concrete. Solid 3D finite element for modeling of concrete

For modeling of concrete in ANSYS the finite element SOLID 65 (CONCRET 65) is used. SOLID 65 (fig.2) is a three-dimensional isoparametric element which allows cracking in tension and crushing under pressure [6]. Defined by eight nodes, each node has three translational degrees of freedom. The element can simulate the interaction between concrete and reinforcement, thus describing the reinforced concrete behavior. This finite element has the possibility to define the properties of a solid material - concrete, and up to three different types of reinforcing steel. The most important feature of the element is that it accommodates both linear and non-linear behavior of concrete. For the linear phase isotropic material is assumed until crack initiation. In the non-linear phase of plasticity and creep may be introduced individually or in combination [6].

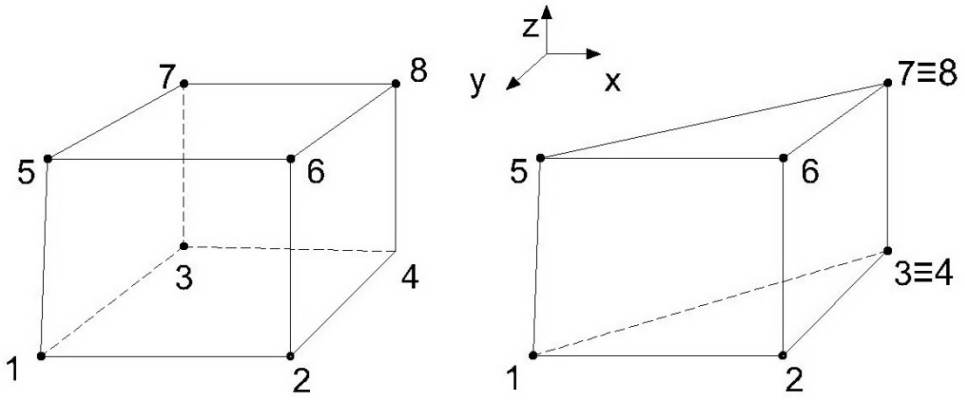


Fig.2. 3-D finite element SOLID 65 with: 8 nodes and 24 DOF's and 6 nodes 18 DOF's

1.3. Finite element BEAM188 for modeling reinforcement steel behavior.

For modeling reinforcement bars used finite element BEAM 188 – fig. 3. The element is based on Timoshenko`s beam theory. BEAM188 has six degrees of freedom at each node - translations in the x, y, and z directions and rotations about the x, y, and z directions. This element is well-suited for linear, large rotation, and/or large strain nonlinear applications. A cross-section associated with this element type can be a built-up section referencing more than one material. Elasticity, plasticity, creep and other nonlinear material models are supported. [6]

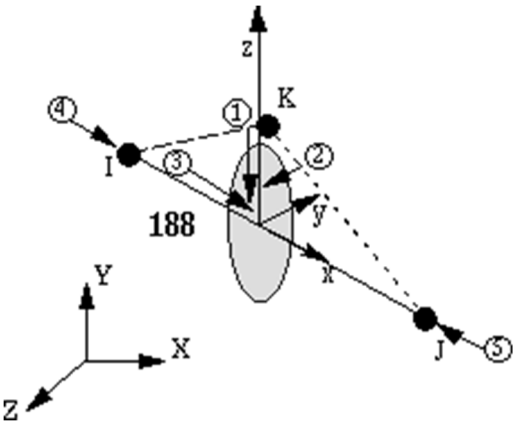


Fig.3. Finite element BEAM 188 with 2 nodes and 6 DOF's

2. NUMERICAL MODELS

The concrete and reinforcement material properties is according to Eurocode 2.

2.1. Static analysis. Linear elastic concrete model.

First numerical model (MI.1) is modeling by ANSYS (fig.4). Two sizes of flat slabs are considered width= 2,00m., breadth =2,00 m. and depth=0,20 m. The boundary conditions adopted are restraints applied on the contour of the slab along the axes X, Y and Z. The load stamp size is 0,40/0,40 m. The concrete properties are: C20/25, f_{cm}=28 MPa, E_{cm}=30 GPa, Poison`s ratio is 0,2. The static forces of 300 kN and 600 kN is applied on the stamp. The flat slab is modeled by SOLID 65 (CONCRET 65) finite elements as linear elastic concrete material model – Table1. Reinforcement bars is modeled with BEAM188 finite elements – Table 2.

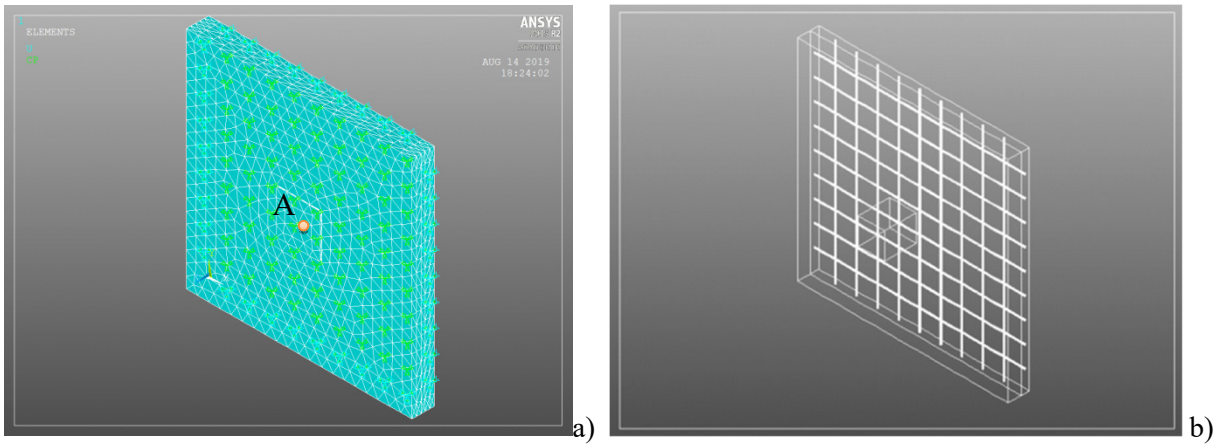
Concrete in tensile zone – according to Bazant: $E_t = \frac{69,9.E_c}{56,7+f'_t}$, psi; or E_t=4,6x10^{-6} kN/m^2.

Table 1. Concrete properties

Concrete material model for C20/25
Linear isotropic
Young's modulus E_c=3x10^7 kN/ m^2 Poison`s ratio ν=0,2

Table 2. Reinforcement properties

Reinforcement steel B500 model
Linear isotropic
Young's modulus E_s=2x10^8 kN/ m2 Poison's ratio ν=0,3



a) b)

Fig.4. a) Undeformed slab shape and b) Position of reinforced bars

2.2. Static analysis. Nonlinear inelastic concrete model.

Second model (MI.2) is modeling with material properties according to Table 3 and Table 4, are presented. Two sizes of flat slabs are considered width= 2,00m., length =2,00 m. and depth=0,20 m. The boundary conditions adopted are restraints applied on the contour of the slab along the axes X, Y and Z. The load stamp sizes are 0,40/0,40 m. The concrete properties are C20/25, f_{cm}=28 MPa, E_{cm}=30 GPa , Poison`s ratio is 0,2. The applied force start at 100 kN. The flat slab is modeled by SOLID 65 (CONCRET 65) finite elements nonlinear plasticity material model. Different constants for application of the Willam and Warnke's material model in ANSYS are require (Table 3 and Table4). Reinforcement bars is modeled with BEAM188 finite elements – Table 2. In fig. 5 and 6 is shown the distributtion of the normal stresses and displacementts in the slab surface in the section across the y=1,00 m. In fig.7 is shown formed cracks at model MI.2.

Table 3. Concrete material nonlinear inelastic model in compressive zone

1. Shear transfer coefficient for an open crack(β_t)	0,2
2. Shear transfer coefficient for an close crack (β_c)	0,9
3. Uniaxial cracking stress (f_r)	-1
4. Uniaxial crushing stress (f_c)	28000 kN/m^2

Table 4. Concrete material nonlinear inelastic model in tensile zone

1. Shear transfer coefficient for an open crack(βt)	0,2
2. Shear transfer coefficient for an close crack (βc)	0,9
3. Uniaxial cracking stress (f_r)	2800 kN/m^2
4. Uniaxial crushing stress (f_c)	-1

Concrete in tensile zone – according to Bazant: $E_t = \frac{69,9.E_c}{56,7+f'_t}$, psi; or E_t=4,6x10^{-6} kN/cm^2.

2.3. Dynamic analysis. Impulse load.

The numerical model of applied load at the center of the slab is modeling by ANSYS (fig.4). Two sizes of flat slabs are considered width= 2,00m., length =2,00 m. and depth=0,20 m The boundary conditions adopted are restraints applied on the contour of the slab along the axes X, Y and Z. The load stamp size is 0,40/0,40 m. The concrete properties are: C20/25, f_{cm}=28 MPa, E_{cm}=30 GPa, Poison`s ratio is 0,2. The stamp load case is presented. The impulse force with magnitude of 300 kN is applied from - fig.5. The flat slab is modeled by SOLID 65 (CONCRET 65) finite element as linear elastic concrete material model – Table 1. Reinforcement bars is modeled with BEAM188 finite elements – Table 2.

Three cases is presented:
1. Load magnitude 300 kN, Δt=0,03s, t=2,00 s.
2. Load magnitude 300 kN, Δt=0,02s, t=2,00 s.
3. Load magnitude 300 kN, Δt=0,014s, t=2,00 s.

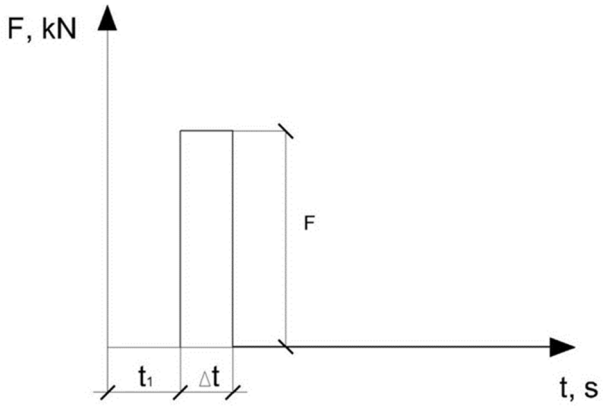


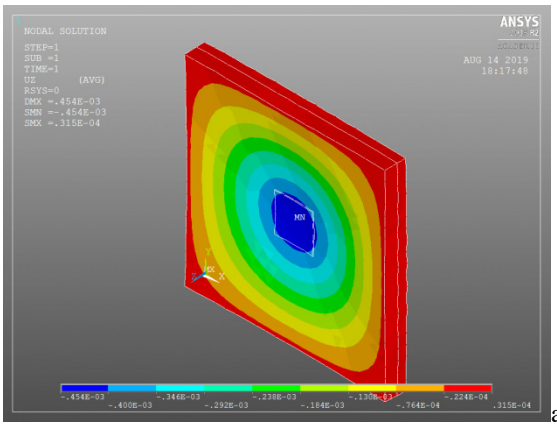
Fig. 5. Impulse excitation, applied on the load stamp

3. NUMERICAL RESULTS

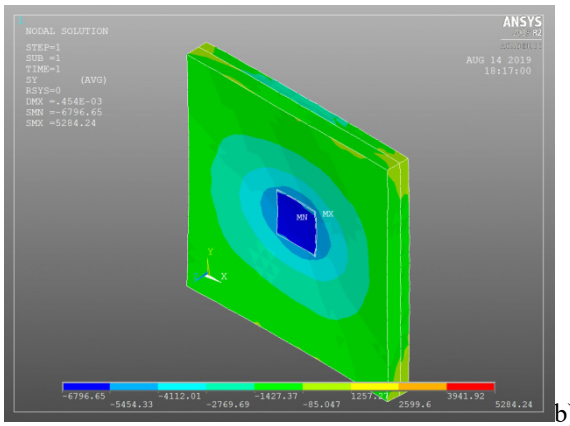
3.1. Static analysis

Normal σ_y stresses distribution is shown at fig. 6a). In fig. 6b) is presented displacement u_z and in fig.7 presented distribution of σ_y in the section across the y=1,00 m at load of 300 kN. The results from static analysis at point A – center of the slab are presented in Table 5.

Linear elastic material models



a)



b)

Fig.6.a) Displasement uz , b) Distribution of normal stress σy at the center of the slab, F=300 kN

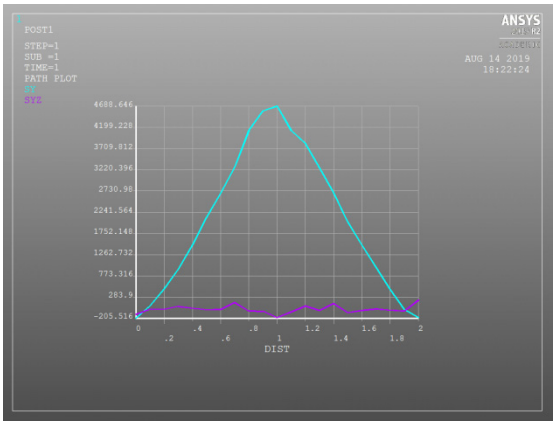


Fig.7. σy and τyz stress distribution in the section across the y=1,00m at load of 300 kN – static analysis

Nonlinear inelastic concrete material model

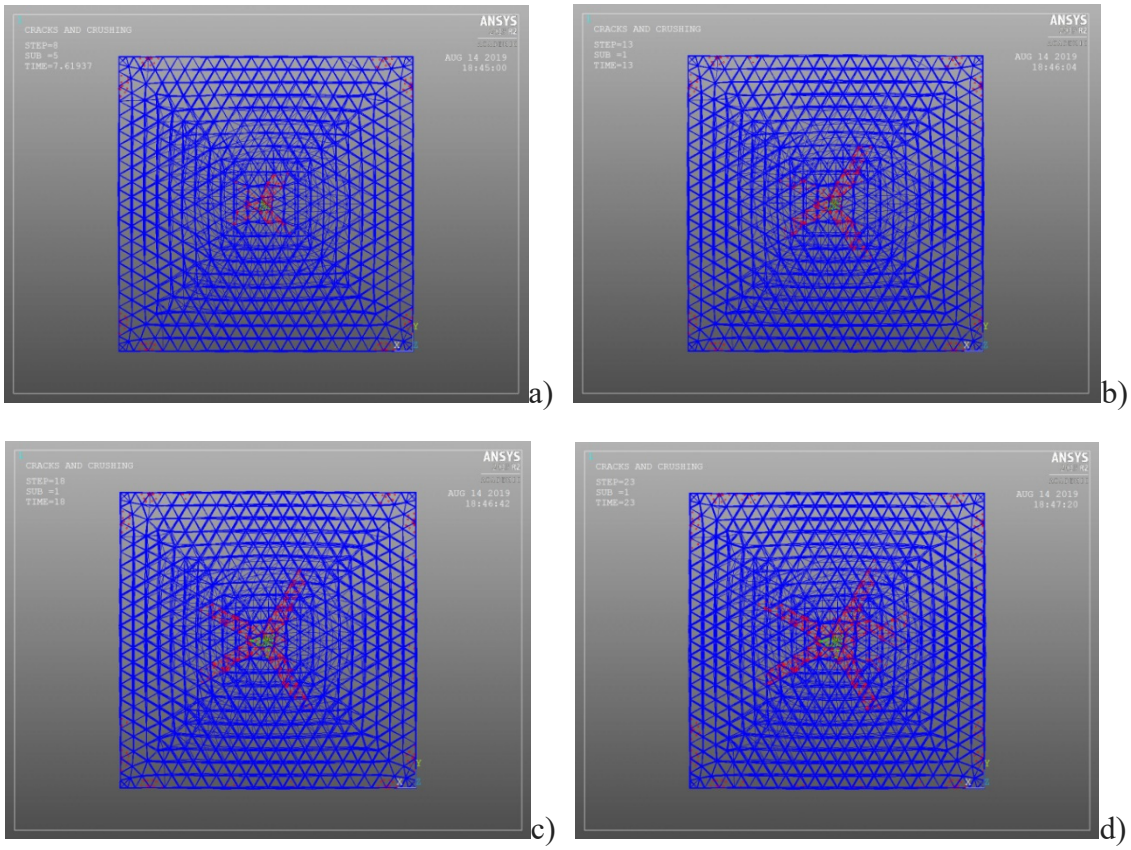


Fig.8. Nonlinear concrete material model. a) Crack initiation at applied force F=348 kN; b) Cracks propagation at F=400 kN; c) Cracks propagation at F=450 kN; d) Cracks propagation at F=500 kN

Table 5. Results from static analysis at point A – center of the slab, F=300 kN.

Parameter	Linear elastic material model F=300 kN	Plasticity material model F=300 kN	Linear elastic material model F=400 kN	Plasticity material model F=400 kN
$\|u_z\|$	0,000918202 m	0,000918202 m	0,001224267 m	0,00130488 m
σ_y	-8290,71 kN/m2	-8290.71 kN/m2	-11054,27 kN/m2	- 11929,2 kN/m2

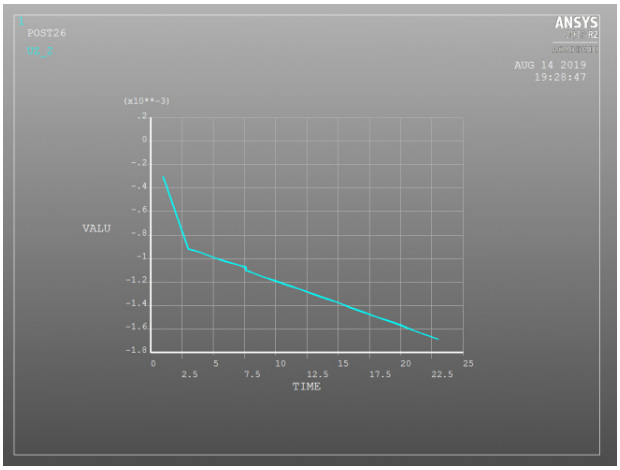
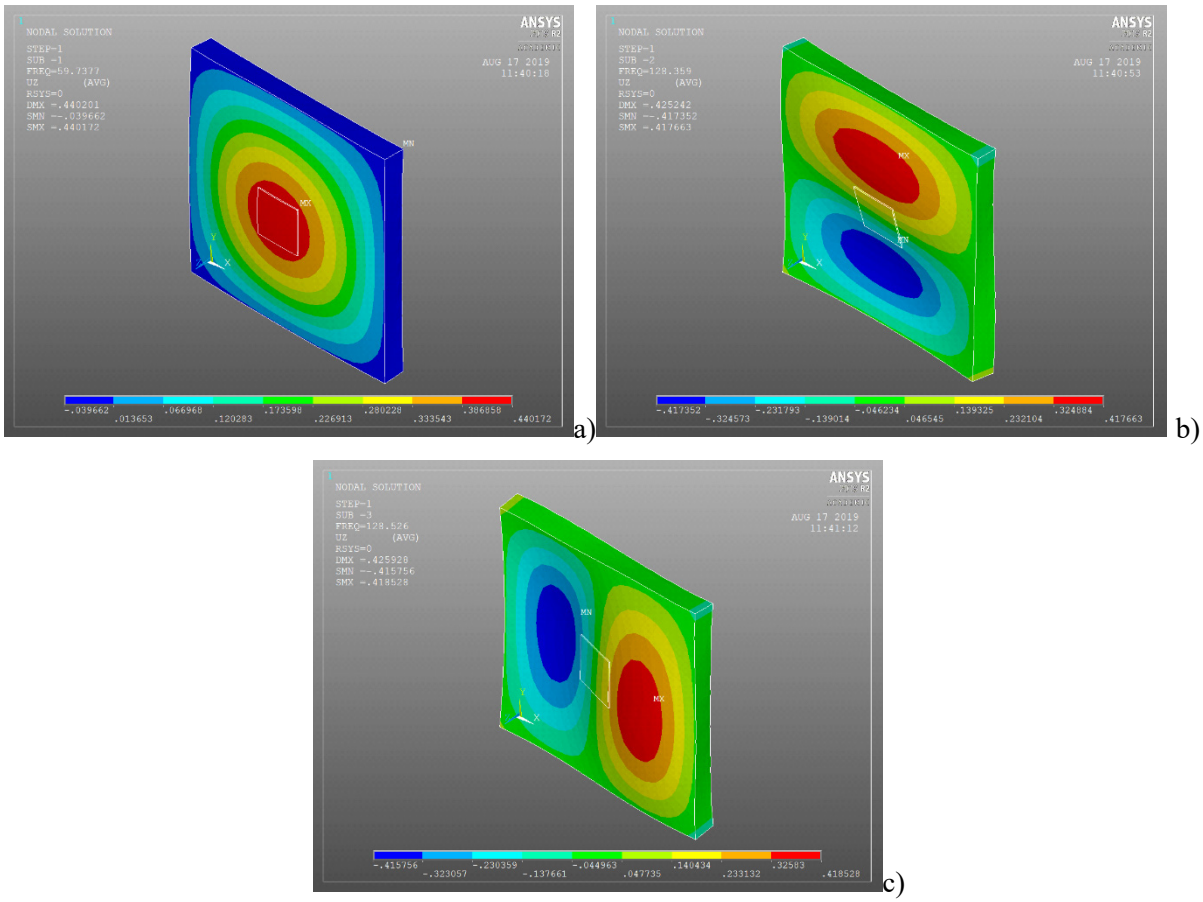


Fig. 9. Displacement-Load relation by nonlinear static analysis.

3.2. Modal analysis



a) b) c)

Fig.10. Modal analysis. a) Mode number 1, b) Mode number 2, c) Mode number 3.

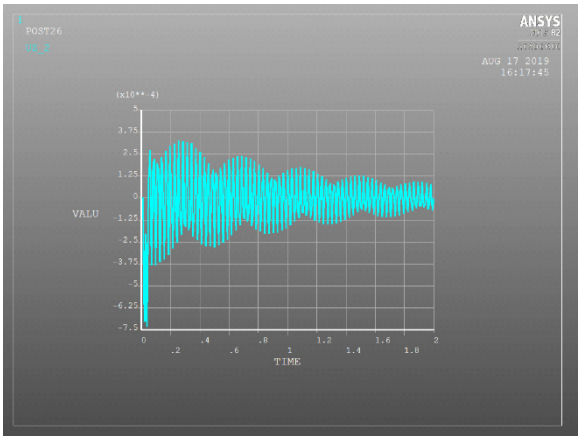
In Table 6 natural frequencies from modal analysis are presented.

Table 6. Results from modal analysis

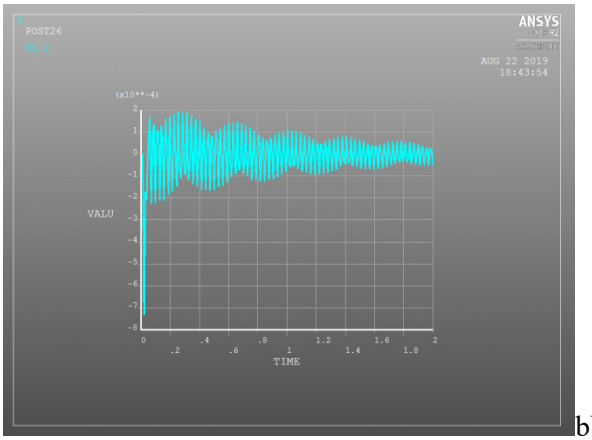
Mode	Frequency, s^{-1}
1	59,738
2	128,36
3	128,53

3.3. Dynamic analysis

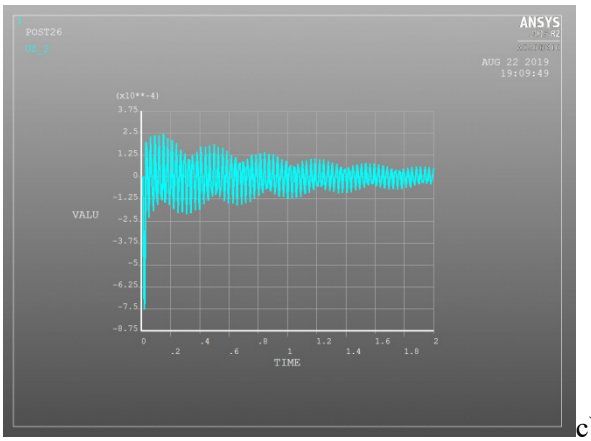
In the fig.11 is shown variations of displacement u_z in point A at Δt=0,03s, Δt=0,02 s and Δt=0,014 s for first numerical model with material properties from Table 1 and Table 2 (MI.3).



a)



b)



c)

Fig.11. Variations of the displacement uz at point A, F=300 kN
a) Δt=0,03s, t=2,00s; b) , Δt=0,02 s, t=2,00s; c) , Δt=0,014 s, t=2,00s

Table 7. Results at point A – center of the slab, F=300 kN: static vs. dynamic analysis

Parameter	Static analysis Linear elastic material model	Dynamic analysis F=300 kN, Δt=0,03s	Dynamic analysis F=300 kN, Δt=0,02s	Dynamic analysis F=300 kN, Δt=0,014s
max. $\lvert u_z \rvert$,m	0,0004540	0,0007320	0,000732297	0,000753545
Difference from static analysis	-	61,23%	61,30%	65,97%
min. σ_y, kN/m^2	-5946,40	-8479,53	-8500.09	-8817.15
Difference from static analysis	-	42,60%	42,95%	48,28%

CONCLUSIONS:

The dependence “displacement-time - u_z – t” is presented at Figure 11. The displacements reach amplitude value with the application of impulse force. After reset the impulse load, the displacements do not become zero but decrease in the time, as trends to zero.

There is a significant concentration of stresses in load stamp at slab. Normal stresses at magnitude load considerably exceed those applied static load the same size – from 61 to 66% - Table 7. The stress state near the load stamp characterized by stresses increasing.

The Finite Element Method also provides great opportunities for the study of stress and strain state of the slab and other constructive members subjected to local concentrated static load and dynamic excitations, taking into account the material and geometric nonlinearity. With the development and use of new computational algorithms, Finite Element Method gives more opportunities for research and study of the dynamic response components and assemblies in various types, duration and nature dynamic effects, taking into account the physical and geometrical nonlinearity in computational staging. The results obtained by these calculation models are much closer to the actual behavior of the studied systems and constructive members.
The conclusion is that by multiplying the values of displacements coefficient approximately 1,7, we will obtain the values of displacements from impulse effects.

ACKNOWLEDGEMENT

This paper is financially supported by USEA /VSU/ “Lyuben Karavelov”, Sofia, project 08/2019.

REFERENCES

[1] Bankov B., Theory of elasticity, stability and dynamic of elastic systems, UACEG, Sofia,2004

[2] Bathe K. E.Wilson, Numerical Methods in Finite Element Analysis, Prentice – Hall, 1976.

[3] Bathe K., Finite element procedures in engineering procedures, Prentice Hill, New Jersey, 1982.

[4] Szilard R., Theories and application of plate analysis: Classical, Numerical and Engineering methods, 2004, John Whiley &Sons Ink., ISBN 0-471-41989-9.

[5] Manoilov L, Reinforced concrete, Tehnika, Sofia, 1991.

[6] ANSYS Reference Manual, www.ansys.com.

[7] Chopra A., Dynamic of structures, ISBN 0-13-855214-2, Prentice Hall Inc. 1995.

[8] European standard Eurocode 2 – BDS EN 1992-1-1;

[9] Willam, K. J. and Warnke, E. P. (1975). Constitutive models for the triaxial behavior of concrete. Proceedings of the International Assoc. for Bridge and Structural Engineering, vol 19, pp. 1- 30.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

CS - 20

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

ПРЕДНОСТИ И НЕДОСТАТОЦИ НА ТЕХНИКАТА „ПРСКАН БЕТОН"- ТОРКРЕТ

Булент СУЛООЦА[1], Сеад АБАЗИ[2]

АПСТРАКТ

Заштита на ископите во цврсти карпести маси со примена на техника на прскан бетон е еден од посовремените методи во градежништвото. Иако е релативно „млад заштитник" наоѓа голема примена при конзервација на ископи и стабилизација на косини. Фактот дека се очекува раст од околу 8,0% на вградување на прскан бетон за периодот од 2016-2021 година, односно потрошувачка од 8,3 милијарди USD во 2021 година ја прикажува важноста на оваа техника.Иако сувата постапка е постара метода за вградување, влажната е многу повеќе користена. Неговата употреба скоро секогаш оди со дополнителни елементи. Најчесто се комбинира со анкери и арматурна мрежа. Меѓутоа во поново време, арматурната мрежа се заменува со разновидни (челични, синтетички и др.) влакна со што се заштедува време, работна сила и се подобруваат својствата на самиот прскан бетон. Како и секој друг метод во градежништвото, така и методот за заштита на ископи во цврсти карпести маси со помош на прскан бетон, во текот на праксата покажал и предности и недостатоци. Совршен материјал што може да се користи за поголеми проекти, благодарение на неговата брза и широка примена; структурно јак и издржлив материјал, кој овозможува одлична врска со други материјали; процес кој овозможува добра набиеност на бетонот без вибрации; поекономичен и практичен во однос на обичниот бетон; заштеда на работна сила и време и заштеда на ресурси, се само неколку предности на торкретирањето. Во трудов ќе се презентирааат истите подетално, како и предностите и недостатоците на двата методи за нанесување на прсканиот бетон. Исто така, ќе се презентираат и превземените мерки за подобрување на својствата и вклопување на прсканиот бетон во природната средина.Начините за подобрување на изгледот на торкретот е пигментирање на бетонот. Бојата која се користи за пигментирање мора да е внимателно разгледана и одбрана, а изборот се прави со инспирација од локалните карпи и природата. Освен совпаѓање на бојата со локалната карпеста маса, креирање на конзистентна боја, како и постигнување на задоволителни резултати во однос на бојата, нема некои стриктни правила кои треба да се запазат при оваа постапка. Друг начин за подобрување на изгледот на прсканиот бетон е „сликарство" т.е. обојување.

Клучни зборови: *Прскан бетон; Заштита на ископи; Челични влакна; Пигментирање*

[1] М-р. геотех. инж., Сектор за урбанизам – Општина Ресен, Република Северна Македонија, bsulooca@hotmail.com
[2] Асс. м-р, Градежен факултет, Универзитет "Св. Кирил и Методиј", Скопје, Република Северна Македонија, sead@gf.ukim.edu.mk

1. ОПШТО

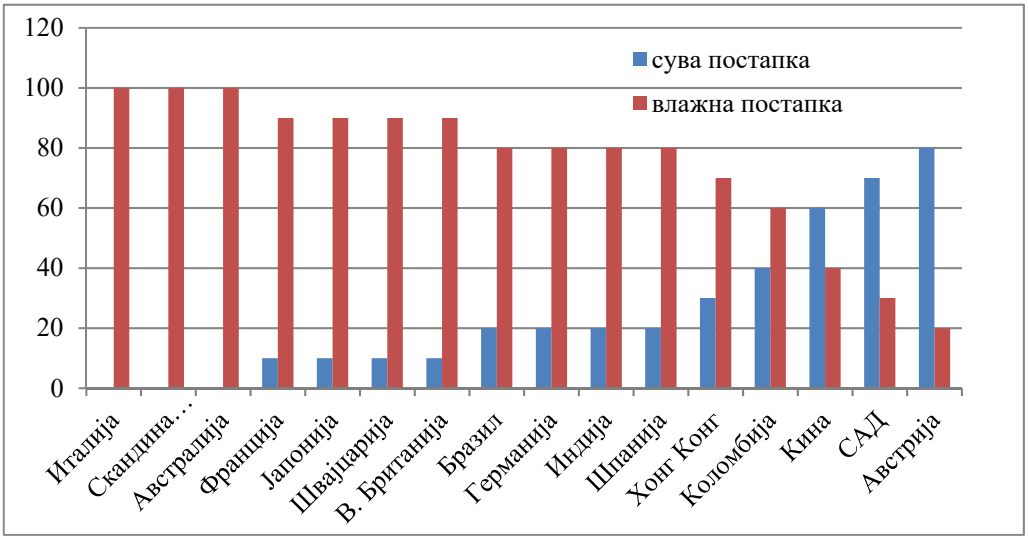
Заштитата претставува една од главните грижи на градежништвото. Секогаш треба да се води сметка за заштита на луѓето кои учествуваат при градење, заштита на објектите кои се градат, како и заштита на луѓето кои ќе ги користат објектите. Од овие причини секојдневно се развиваат нови и современи методи за заштита. Методот со примена на прскан бетон или уште наречен техника на торкрет е еден од тие современи методи кои овозможуваат заштита на ископите направени во цврсти карпести маси.

Што практично претставува оваа техника?

Заштита на ископите со помош на прскан бетон е процес каде што бетонската маса под силен притисок се нанесува врз површината. Оваа техника е флексибилна и има брз начин на вградување, но бара добра механизација и специјализирани и добро обучени работници. Начинот на вградување може да биде преку: сува и влажна постапка.

- Сувата постапка е традиционален метод каде цементот и агрегатот се мешаат во самата пумпа и под притисок се транспортираат низ црево до самата млазница. Водатата и адитивот-забрзувачот се дозираат и се додаваат пред вградување.
- За разлика од сувата, бетонската смеса која се вградува при влажна постапка се подготвува предходно и од пумпата под притисок низ цревото стигнува до млазницата каде што се вградува.

Сувата постапка, која е позната и како австриски метод е традиционална и ерата на прскан бетон започнува токму со ова техника на изведба. Влажната постапка пак, која е модерна, започнува да се користи во почетокот на 70-тите години од минатиот век. За тоа зборуваат и бројките, така што од 8 милиони m³ вграден прскан бетон во последните години, во 80% се користела влажната постапка. И во тие држави кадебила карактеристична традиционалната метода, ита веќе полека станува историја. Такви примери се Германија и Австрија со нивните последни мега-проекти.



Сл. 1. Дијаграм за соодносот на користењето на сувата и влажната постапка во различни држави во светот

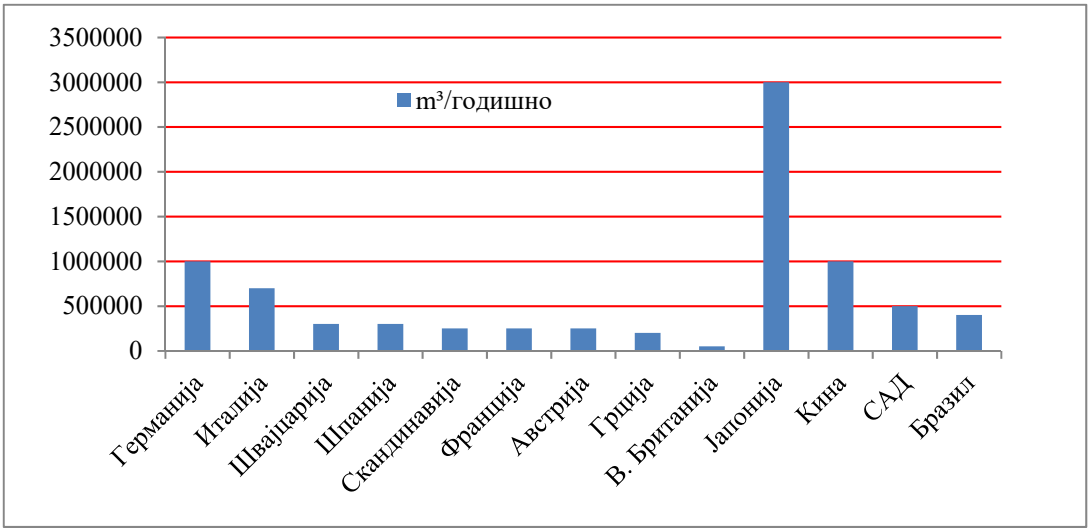
Примената на торкретот е масовна и тоа во: тунелоградба, заштита на косини, заштита на градежни јами, изградба на хидротехнички објекти, рударство и слично. Големата лепеза на примена оваа техника ја издвојува меѓу првите со огромен потенцијал и светла иднина. Секојдневно се подобруваат нејзините особини за да се прилагоди на потребите во градежништвото.

2. ПРЕДНОСТИ И НЕДОСТАТОЦИ НА ПРСКАН БЕТОН

Прсканишт бетон како техника е откриен во почетокот на минатиот век, но за краток временски период го доживел својот подем во градежништвото и рударството. Примената е огромна, а со најавата на новиот австриски метод за градење на тунели, тунелоградбата е незамислива без прскан бетон. Се трошат големи пари на оваа техника, а тоа е знак дека секојдневно се зголемува потребата од неа. Се очекува раст од околу 8,0% на вградување на прскан бетон за периодот од 2016-2021 година, односно потрошувачка од 8,3 милијарди USD во 2021 година за прскан бетон низ светот. Основниот причинител за растот е големата потреба од изградба на подземни објекти, особено во Европа. Затоа, стариот континент е најголемиот потрошувач на прскан бетон.

Табела 1. Најголеми потрошувачи на прскан бетон во светот.

Европа	Северна Америка	Кина и Пацификот	Останати
Германија	САД	Јапонија	Арапски Емирати
Италија	Канада	Кина	Перу и Чиле
Швајцарија	Мексико	Австралија	Катар



Сл. 2. Дијаграм за вкупните вградени количини на прскан бетон (m^3годишно)

Прсканишт бетон со неговите специјални карактеристи заслужено е пред другите техники. Торкрет техниката со помош на опремата овозможува побрзо нанесување на површината. Се користи за терени кои се тешко пристапни и за површини кои имаат сложени форми.

Прсканишт бетон може да се искористи поединечно, но многу ретко се користи како таков. Во повеќе случаи се комбинира со анкери, челична мрежа и други елементи. А во поново време за подобрување на својствата и за олеснување на работата се додаваат влакна (челични, микросинтетички, макросинтетични и друг вид). За изведување на овој процес потребен е стручен тим, како и големо искуство од аспект на геотехничко инженерство. Се добива одлични резултати со комбинирање на сите овие компоненти, како и чекор пред другите методи за заштита.

Генерално, јакосните својства на прсканишт бетон скоро се еквивалетни на обичниот бетон. Но, има други карактеристики кои се позитивни и претставуваат предности на прсканишт бетон во однос на другите:

- совршен материјал што може да се користи за поголеми проекти, благодарение на неговата брза и широка примена;
- структурно јак и издржлив материјал, кој овозможува одлична врска со други материјали;
- процес кој овозможува добра набиеност на бетонот без вибрации;
- поекономичен и практичен во однос на обичниот бетон;
- многу ефикасен метод за нанесување на бетонската смеса;
- идеален метод за вградување на смесата врз неправилни површини и тешко пристапни терени;
- заштеда на работна сила и време;
- водоотпорен производ кој се карактеризира со ниска порозност и ниска пропустливост;
- заштеда на ресурси

Причината за големата разлика во користење на влажната постапка во однос на сувата се должи на ред предности. Но, како секој материјал и секоја техника, така и модерниот метод за вградување на прскан бетон има неколку недостатоци. Така, за сувата постапка не е потребна голема инвестиција, се користат мали и пообични машини за изведба со мали капацитети. Предноста на сувата во однос на влажната постапка се состои во:

- неограничено време за чување на смесата;
- помала количина на отпад за време на операцијата;
- нема потреба од мешање на смесата предвреме;
- мали трошоци за одржување на опремата;
- можност да се прекине процесот па потоа да се продолжи и слично.

Бидејќи влажната постапка ги вклучува сите состојки пред да се пумпа, истата се издвојува со ред предности. Заштедата на време до 30% е една од главните предности на овој метод во однос на сувата. Во групата предности може да се вбројуват:

- пониски трошоци за опрема;
- висок капацитет на преформанс;
- поповолни услови за работење;
- бетон со висок квалитет;
- количината на водата се контролира попрецизно, а додатоците-адитивите се додаваат според проектот и други.

Негативните карактеристики на сувиот процес на нанесување на прскан бетон се јавуваат во вид на:

- појава на прашина при процесот на нанесување;
- тешкотии во обидот за постигнување на приближноист состав на смесата;
- искусен млазничар кој ќе треба добро да ја контролира водата;
- повисоки трошоци за спроведување на процесот;
- тешкотии во спроведување на целата техника;
- поголем број на работници при спроведувањето на процесот.

Додека пак недостатоците на влажната постапка се помалку бројни и повеќето од нив се поврзани со транспортот на смесата:

- транспортирањето на смесата е со бетоњерки и времетраењето на превозот е ограничен бидејќи смесата се носи како готов производ;
- транспортирањето на смесата бара голема контрола на квалитет и пред да се вгради се испитува на одреден интервал (според NorgewianConcreteAssociation и споредAFTES на секои100m³);
- опремата која се користи при вградување на смесата е скапа бидејќи се користи повеќе механичка опрема.

Табела 2. Споредба на карактеристиките на сува и влажна постапка.

	сува постапка	влажна постапка
јакост	повисока	пониска
брзина на изведба	< 5 m^3/h	max = 20 m^3/h
опрема/работници	евтина опрема и лесна за одржување, но голем број на работници	скапа опрема, но мал број на работници и лесна за одржување
одскок	20-60%, особено ако смесата има влакна	10-15%,
w/c фактор	0,35-0,50	0,40-0,60
транспорт	неограничен	ограничен
производство на бетон	на лице место	транспортирање со бетоњерки
појава на прашина	многу, која влијае врз здравјето на работниците	многу, која не влијае многу врз здравјето на работниците
квалитет при производство	квалитетот е променлив и истиот зависи од операторот	приближно ист квалитет бидејќи смесата до млазницата стигнува како готов производ
оператори	со големо искуство	не бара големо искуство

Иако процесот на вградување на прскан бетон има многу предности во однос на другите видови заштита на ископи во цврсти карпести маси, сепак има неколку недостатоци кои доведуваат до потенцијални проблеми кои може да се јават во разни етапи на имплементирање на оваа техника и тоа: при изготвување и вградување на смесата; после вградување на смесата, како и проблеми предизвикани од опремата и работниците.

Исто така, се тврди дека торкретирањето е поскапо во однос на другите постапки кои се користат при конзервација на ископи. Меѓутоа цената на торкретирањето во голема мера зависи од пристапот до локацијата и локацијата на бетонската постојка. Како други, општи недостатоци на техниката прскан бетон се вбројуваат:

- временските услови: прсканиот бетон не може да се аплицира за време на дожд, снег или силен ветер. Дождот го „мие“ цементот, а со тоа ја губи улогата и се намалува конечната јакост. Невозможно е да се вгради прскан бетон во ветровити услови, бидејќи се намалува силата на млазницата и мора да се најде соодветна заштита на делот од млазницата до површината на која се нанесува;
- трошоците за одржување: прсканиот бетон бара периодично чистење. Материјалите и остатоците мора да се отстранат, со што нема да се дозволи да навлезат во порите на бетонот;
- безбедноста на учесниците: при процесот на прскан бетон се создава голема количина на прашина, како од самата постапка на нанесување, така и прашина од адитивите. Без разлика која е причината, настанатата прашина претставува вистинска опасност по

здравјето на градежните работници, а може да предизвика оштетување на кожата и проблеми со белите дробови;
- оштетување на околните површини: при вградување на прскан бетон може да дојде до оштетување на околните површини, па затоа е потребна заштита на истите. Ваквата заштитата е привремена, но ги зголемува трошоците за проектот и потребното време;
- додатни заштитни мерки: ако торкретирањето се врши во близина на коловози, треба да се преземат дополнителни мерки за непречено одвивање на сообраќајот. Во некои случаи неопходно е целосно затворање на патиштата поради поставувањето на потребната опрема;
- неправилна нега: после вградувањето, на прсканиот бетон треба да се негува. Негувањето е задолжително до 4 дена, а препорачливо е овој период да биде до 7 дена.

Прсканиот бетон претставува основен елемент при изградба на тунелската подграда и тоа како примарна покривка на карпата или пак, како финален слој на тунелот. Неговата примена во тунелоградбата има многу корисни страни од повеќе аспекти:

- заштита на хидроскопните карпи и карпите осетливи на присуство на воздух;
- се спречува појавата на бубрење кај сувите глини, лапори, анхидриди и сл.;
- со формирање на облога која во текот на врзувањето на бетонот е попустлива заради малиот модул на еластичност - реактивниот притисок на облогата расте паралелно со порастот на јакоста и модулот на "младиот" бетон;
- голема носивост на оцврснатиот слој од прскан бетон и негова крутост која е пропорционална со дебелината на слојот;
- спречува одломување на помали блокови;
- олабавените и нестабилни блокови во калота можат успешно и трајно да бидат задржани од испаѓање;
- слојот од прскан бетон формира квалитетна лушпа на карпата, а со своето врзување за карпата и затворањето на пукнатините ги подобрува физичко - механичките карактеристики на карпата, а истовремено ги спречува и процесите на физичко и хемиско распаѓање на површинскиот слој од карпата.

Табела 3. Предности и недостатоци на заштита на градежна јама со прскан бетон.

	предности	недостатоци
заштита на градежна јама со прскан бетон	едноставна монтажа	можна појава на деформации до 5‰
	брза изведба	можна појава на пукнатини
	помал трошок	не е препорачан за места каде има висока подземна вода

Техниката на торкрет има големо значење за подготвување и осигурување на подземните рударски простории. Главната предност на прсканиот бетон во рударските отвори е тоа што може да врши две функции одеднаш и тоа како: заштитна подграда и носива подграда. Заштитната подграда претставува слој на прскан бетон, со дијаметар од неколку до 5cm, нанесен по целата површина на ископувачки контури. Ваквата подграда исклучиво е наменета за површинска заштита на карпестата маса, како и поврзување на помали делови од карпата и спречување на нивното откачување. Додека носечката подлога од прскан бетон има функција на финална подградба, бидејќи има ефект како и при вградување на бетонска подградба, со оглед на тоа што кај подградата од прскан бетон, поврзувањето на бетонски смеси со карпата е појако од 2 до 2,5 пати отколку кај монолитниот бетон.

Друг вид ископи во цврсти карпести маси се исечоци настанати после патната инфраструктура, во кои мора да бидат исполнети основните услови за стабилност, а површинската косина треба веднаш да се заштити со соодветен метод. Заштитата на косини со прскан бетон најмногу се применува на места каде што се појавуваат одрони од камења. Освен во овие случаи, заштита

на косини со прскан бетон се користи и кога има карпеста маса со глина или косини подложни на ерозија поради климатски или механички влијанија. При заштита на косини, негативна страна на овој вид заштита е во случај на високи косини, кои е неопходна специјална механизација и добро обучена екипа.

Прсканиот бетон се користи и за заштита на јами во цврсти карпести маси и тоа почесто во урбаните средини. Овој тип на заштита има предности за плитки и за средни длабочини.

3. ПОДОБРУВАЊЕ НА ИЗГЛЕДОТ НА ПРСКАН БЕТОН

Со цел да се избегне грубиот и неестетски изглед, а и да се вклопи прсканиот бетон во просторот-природата, потребно е да се даде вистинско архитектонско решение т.е да се изведат различни видови завршни површини. Еден од начините за подобрување на изгледот на торкретот е пигментирање на бетонот. Тоа е најдоброто и најуспешното решение за вклопување на прсканиот бетон во останатиот дел каде се изведуваат работите.

Бојата која ќе се користи за пигментирање на прсканиот бетон мора да биде внимателно разгледана и одбрана, а изборот да се направи со инспирација од локалните карпи и природата. Освен совпаѓање на бојата со локалната карпеста маса, креирање на конзистентна боја, како и постигнување на задоволителни резултати во однос на бојата, нема некои стриктни правила кои треба да се запазат при оваа постапка.

Сепак, постојат неколку принципи кои ја олеснуваат одлуката пр пигментирање на прсканиот бетон:

- потемниот прскан бетон е помалку наметлив од светлиот, но се препорачува избегнување на темен прскан бетон на светла карпа и светол прскан бетон на темна карпа;
- изборот на една специфична боја и тон може да биде тотално неуспешно ако не го претставува целосниот впечаток;
- ако прсканиот бетон целосно ја покрива карпата тогаш нема поента да се бара боја која соодветствува со карпата, односно подобро е да се бара ненаметлива боја која се вклопува со тој дел од локалитетот;
- обидите да се постигне мешавина на бои се ретко успешни;
- ако апликацијата на прскан бетон е во геометриска форма на ѕид, тогаш нема потреба истиот да се обојува за да се добива природен изглед и
- временските услови секогаш влијаат врз бојата на карпата и на прсканиот бетон преку формирање на флеки од водата, честички од воздухот или пак развој на вегетација.

Друг начин за подобрување на изгледот на прсканиот бетон е „сликарство“ т.е. обојување. Овој начин се користи кога бетонот треба да се совпадне со околната карпа, но мора да внимателно да се разгледа контекстот на резот и локалниот пејсаж за да се избегне претерано привлекување внимание на прсканиот бетон или пак вештачки изглед. Врз осликувањето секако влијаат временските услови.

4. ЗАКЛУЧОК

Заштита на ископи во цврсти карпести маси со прскан бетон е еден од современите методи. Со овој тип заштита се добиваат солидни резултати, а тоа е знак дека секојдневно се зголемува потребата од ваквата техника. Од тука произлезе потребата заанализа на предностите и недостатоците општо на прсканиот бетон и на поединечните техники во овој труд.

Сувата и влажната постапка за вградување на прскан бетон се два начини на нанесување на овој совршен материјал. Прсканиот бетон првите чекори како техника ги направи со сувата постапка, но со појавата на влажниот метод во 70-тите години од минатиот век ја изгуби предноста. Денес соодносот е сменет и во светот преовладува влажната постапка за вградување на прскан бетон.

Јакостните својства на прсканиот бетон се еквивалетни на обичниот бетон. Но, има други карактеристики кои се претвараат во позитивни и претставуваат предности на прскан бетон во однос на другите: совршен материјал што може да се користи за поголеми проекти,

благодарение на неговата брза и широка примена; структурно јак и издржлив материјал, кој овозможува одлична врска со други материјали; процес кој овозможува добра набиеност на бетонот без вибрации; поекономичен и практичен во однос на обичниот бетон; многу ефикасен метод за нанесување на бетонската смеса; идеален метод за вградување на смесата врз неправилни површини и терени со тежок пристап; заштеда на работна сила и време; водоотпорен производ кој се карактеризира со ниската порозност и ниската пропустливост и други.

Иако процесот на вградување на прсканиот бетон има многу предности во однос на другите видови заштита на ископи во цврсти карпести маси, сепак има неколку недостатоци кои доведуваат до можни проблеми, што може да се јавуваат во разни етапи при имплементирање на оваа техника и тоа: при изготвување и вградување на смесата; после вградување на смесата, како и проблеми предизвикани од опремата и работниците.

Со цел да се избегне грубиот и неубав изглед за око, како и да се вклопи прсканиот бетон во природата, потребно е да се најде архитектонско решение т.е да се изведат различни видови завршни површини. Тоа се постигнува со: пигментирање на бетонот; „сликарство“ т.е. обојување; текстура и други решенија.

ЛИТЕРАТУРА

[1] ALKAN ÇAKIROĞLU M., TERZİ S. ve ÇAKIROĞLU M. G. (2009), „Püskürtme betonda görülen problemler“, Yapı Teknolojileri Elektronik Dergisi, Cilt 5 No.2, pp. 43-49;

[2] Australian Shotcrete Society (2010), „Shotcreting in Australia“ - Second Edition, „TechMedia Publishing Pty Ltd“, Rhodes NSW, Australia; Септември, 2010 година;

[3] MELBYET.A.&DIMMOCKR.H. (2001), “Modern Advances and Applications of Sprayed Concrete”, International Conference on Engineering Developments in Shotcrete, Hobart, Tasmania, Australia, 2 nd to 4th April 2001;

[4] SINGH C. P., RANA N & RANAS.(2014), “Shotcrete - Advanced Technology in Civil Engineering”, Journal of Civil Engineering and Environmental Technology, Volume 1, Number 2; Август, 2014, pp. 6-9;

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

CS - 21
mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

FIRE RESISTANCE OF RC BEAMS EXPOSED TO DIFFERENT FIRE MODELS

Riste VOLCHEV[1], Nikola POSTOLOV[2], Meri CVETKOVSKA[3], Cvetanka CHIFLIGANEC[4]

ABSTRACT

Fire is an extreme loading condition for structures, which can lead to significant effects on people, property and the environment. Fire safety of structures is one important component of an overall fire safety design strategy. The role of fire safety of structures is to ensure that elements of a structure, (separating and structural elements) within a built environment, are capable of preventing or delaying fire spread and structural failure, so that the fire safety objectives, such as safety of life (for occupants and firefighters), conservation of property, continuity of operations, preservation of heritage and protection of the environment, are not compromised. Traditionally, most designs for the fire safety of structures have been based on prescriptive requirements set by building regulations, building codes and associated standards. In prescriptive regulations, this is also known as fire resistance.

The behavior of structure in case of fire depends on the fire model to which it is exposed. The influence of different fire models on simply supported RC beam is analyzed and presented in this paper. The beam is exposed to the standard ISO 834 fire curve and the parametric fire curve and the temperature distributions in the cross section of the element is defined for both cases. Based on temperature data, the stresses-strain analysis is conducted and the moment of failure is defined.

Despite the strict fire resistance requirements prescribed by the codes, the results obtained with the parametric fire curve are more valid. With usage of this curve, the response of the fire exposed structural elements is more realistic, as the cooling phase is of a great importance for the behavior of structural elements.

Keywords: *Standard fire curve; Parametric fire curve; Heat transfer; Thermal analysis; Stress-strain analysis*

[1] Teach. Ass. MSc, Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, volcev@gf.ukim.edu.mk
[2] Teach. Ass. MSc, Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, postolov@gf.ukim.edu.mk
[3] Full Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, cvetkovska@gf.ukim.edu.mk
[4] Teach. Ass. MSc, Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, c.chifliganec@gf.ukim.edu.mk

1. INTRODUCTION

Fire is an extreme loading condition for structures, which can lead to significant effects on people, property and the environment. It is important to have a basic understanding about how a fire occurs and behaves within a building. Essentially, fire is a chemical reaction. A carbon-based material (fuel) mixes with oxygen (usually a component of air) and comes in contact with something hot enough to heat this mixture so that combustible vapors are produced. Depending on the combustibility of the ignited fuel, the fire may start as a slow-growth scenario with a long smoldering period or it may grow rapidly with almost no smoldering time. In either instance, once visible flames appear, the fire's destructive forces increase exponentially. The flaming stage of a fire will start with a rapid rise in heat levels, initially along the room's ceiling, and then throughout the entire space. The fire can then spread through open doorways and wall penetrations, or through concealed wall and ceiling cavities to other spaces in the building. Ultimately, if not suppressed, the fire can lead to a total loss of the building and its contents, not to mention the loss of lives. Part of the fire safety design of a built environment arises out of the need to provide design strategies that minimize the occurrence and spread of fire and its impact on life, property and the environment. Fire safety of structures is one important component of an overall fire safety design strategy. The role of fire safety of structures is to ensure that elements of a structure, (separating and structural elements) within a built environment, are capable of preventing or delaying fire spread and structural failure, so that the fire safety objectives, such as safety of life (for occupants and firefighters), conservation of property, continuity of operations, preservation of heritage and protection of the environment, are not compromised. Traditionally, most designs for the fire safety of structures have been based on prescriptive requirements set by building regulations, building codes and associated standards. In prescriptive regulations, this is also known as fire resistance, [3].

2. FIRE MODELS ACCORDING TO EUROCODE 1

A structural fire design analysis should take into account the following steps as relevant:

- selection of the relevant design fire scenarios;
- determination of the corresponding design fires;
- calculation of temperature distribution in the cross section of structural elements;
- calculation of the mechanical behaviour of the structure exposed to fire.

The simplest way of presenting the standard fire exposure is by using nominal fire curves. Several types of nominal fire curves, presenting the fire action, are available for use in the design process. The most commonly used curves are ASTM E 119, ISO 834 fire curve, hydrocarbon and external fire curve. Nominal fire curves have similar properties.

The mathematical functions that describe the temperature-time development are simple relations that provide the temperature of the gases in the room depending only on one variable, time. Nominal curves represent the temperatures of fully developed fires and are uniform within the fire sector. In large spaces, this is obviously not true, since the temperature of the gases is not the same at each point and is a function of the spatial coordinate selection of the relevant design fire scenarios. Nominal fire curves are monotonically increasing functions over time. The cooling phase is not taken into account. In determining the fire resistance, the load bearing capacity in a given period of time should be provided, without taking into account the events after that required period. The large-scale experimental tests have determined that the cooling phase is of great importance for the behavior of structures, especially in the conditions of restrained thermal expansion, [1], [3].

Parametric fires provide a simple means to take into account the most important physical phenomenon, which may influence the development of a fire in a particular building. Like nominal fires, they consist of time temperature relationships, but these relationships contain some parameters deemed to represent particular aspects of reality. In almost every parametric fire which can be found in the literature, the parameters taken into account, in one way or another, are: the geometry of the compartment, the fire load within the compartment, the openings within the walls and/or in the roof and the type and nature of the different construction elements forming the boundaries of the compartment.

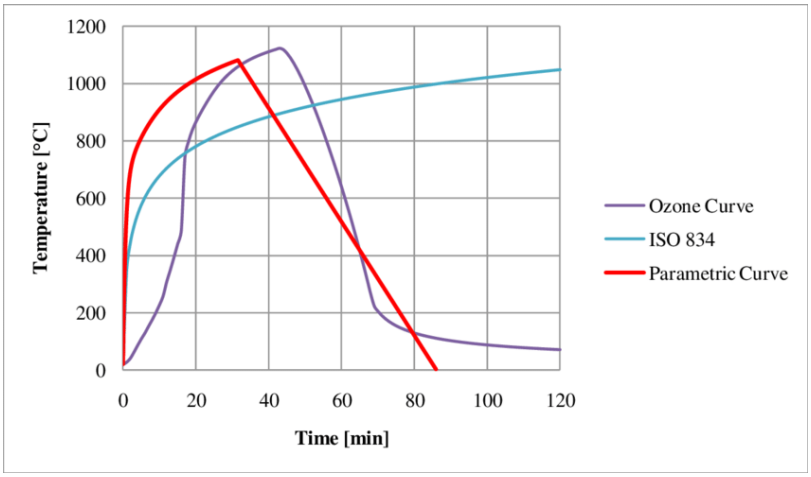


Fig. 1. Fire Curves

According to Eurocode the parametric curves are valid for fire compartments up to 500 m2 of floor area, without openings in the roof and for a maximum compartment height of 4 m. It is assumed that the fire load of the compartment is completely burnt out. If fire load densities are specified without specific consideration to the combustion behaviour, then this approach should be limited to fire compartments with mainly cellulosic type fire loads. The temperature-time curve in the heating phase are given by following equation:

$$\Theta_g = 20 + 1325(1 - 0.324e^{-0.2\,t^*} - 0.204e^{-1.7\,t^*} - 0.72e^{-19\,t^*}) \quad (1)$$

$$t^* = t \cdot \Gamma \quad (2)$$

$$\Gamma = [O/b]^2 / (0.04/1{\cdot}160)^2 \quad (3)$$

$$b = \sqrt{\rho\, c\, \lambda} \quad (4)$$

Where, Θg is the gas temperature in the fire compartment, t is time, ρ is density of boundary of enclosure, c is specific heat of boundary of enclosure, λ is thermal conductivity of boundary of enclosure and O is opening factor. In case of Γ=1, Eq. 3 approximates the standard temperature - time curve. For the calculation of the b factor, the density ρ, the specific heat c and the thermal conductivity λ of the boundary may be taken at ambient temperature.

The maximum temperature Θ_{max} in the heating phase happens for $t^* = t^*_{max}$.

$$t^*_{max} = t_{max} \cdot \Gamma \quad (5)$$

$$t_{max} = \max[(0.2 \cdot 10^{-3} \cdot q_{t,d} / O); t_{lim}] \quad (6)$$

Where:

$q_{t,d}$ - is the design value of the fire load density related to the total surface area A_t of the enclosure. The following limits should be observed: $50 \le q_{t,d} \le 1000$ [MJ/m^2];

$q_{f,d}$ - is the design value of the fire load density related to the surface area A_f of the floor.

The time t_{max} corresponding to the maximum temperature is given by t_{lim} in case the fire is fuel controlled. If t_{lim} is given by $(0{,}2 \cdot 10^{-3} \cdot q_{t,d} / O)$, the fire is ventilation controlled. In case of slow fire growth rate, t_{lim} = 25 min; in case of medium fire growth rate, t_{lim} = 20 min and in case of fast fire growth rate, t_{lim} = 15 min.

The temperature-time curves in the cooling phase are given by:

$$\Theta_g = \Theta_{max} - 625\,(t^* - t^*_{max} \cdot x) \quad \text{for} \quad t^*_{max} \le 0.5 \quad (7)$$

$$\Theta_g = \Theta_{max} - 250\,(3 - t^*_{max})\,(t^* - t^*_{max} \cdot x) \quad \text{for} \quad 0.5 \le t^*_{max} \le 2 \quad (8)$$

$$\Theta_g = \Theta_{max} - 250\,(t^* - t^*_{max} \cdot x) \qquad \text{for} \qquad t^*_{max} \geq 2 \tag{9}$$

Where: x=1 if $t_{max} > t_{lim}$, or x=$t_{lim} \cdot \Gamma / t^*_{max}$ if $t_{max}=t_{lim}$, [1], [2].

3. HEAT TRANSFER

Thermal stresses appear in every structure that experiences a temperature gradient from some equilibrium state, if it is not free to expand in all directions, or if the temperature field is not uniform. The temperature distribution can be calculated once the Theory of Heat Transfer is used. The governing differential equation of heat transfer in conduction is:

$$\frac{\partial}{\partial x}(\lambda_x \frac{\partial T}{\partial x}) + \frac{\partial}{\partial y}(\lambda_y \frac{\partial T}{\partial y}) + \frac{\partial}{\partial z}(\lambda_z \frac{\partial T}{\partial z}) = \rho c \frac{\partial T}{\partial t} \tag{10}$$

Where: $\lambda_{x,y,z}$ is a thermal conductivity (temperature dependent); ρ is a density of the material (temperature dependent); c is a specific heat (temperature dependent). The fire boundary conditions can be modeled in terms of both convective and radiative heat transfer mechanisms. The heat flow cosed by convection is:

$$q_c = h_c (T_z - T_f) \tag{11}$$

Where: h_c is coefficient of convection, T_z is the temperature on the boundary of the element, T_f is the temperature of the fluid around the element. The heat flow cosed by radiation is:

$$q_r = V\ \varepsilon\ \sigma_c (T^4_{z,a} - T^4_{f,a}) = h_r \left(T_z - T_f\right) \tag{12}$$

$$h_r = V\ \varepsilon\ \sigma_c \left(T^2_{z,a} + T^2_{f,a}\right)\left(T_{z,a} + T_{f,a}\right) \tag{13}$$

Where: h_r is coefficient of radiation (temperature dependent), V is a radiation view factor, ε is a resultant coefficient of emission $\varepsilon = \varepsilon_f \cdot \varepsilon_z$, ε_f is the coefficient of emission for the fire compartment, ε_z is the coefficient of emission for the surface of the element, $\sigma_c=5.67 \cdot 10^{-8}$ is Stefan-Boltzmann constant, $T_{z,a}$ is the absolute temperature of the surface, $T_{f,a}$ is the absolute temperature of the fluid, [4].

4. FIRE RESISTANCE OF RC BEAMS EXPOSED TO DIFFERENT FIRE MODELS

4.1. Numerical example

In this numerical example, simply supported reinforced concrete beam exposed to the standard ISO 834 fire curve and to the parametric fire curve, is analysed. The span of a beam is 5.5 m, with a rectangular cross section of 40/50 cm. The beam is loaded with permanent load of 31 kN/m' and live load of 21 kN/m'. The static system and the adopted reinforcement of the beam are presented in Fig. 2.

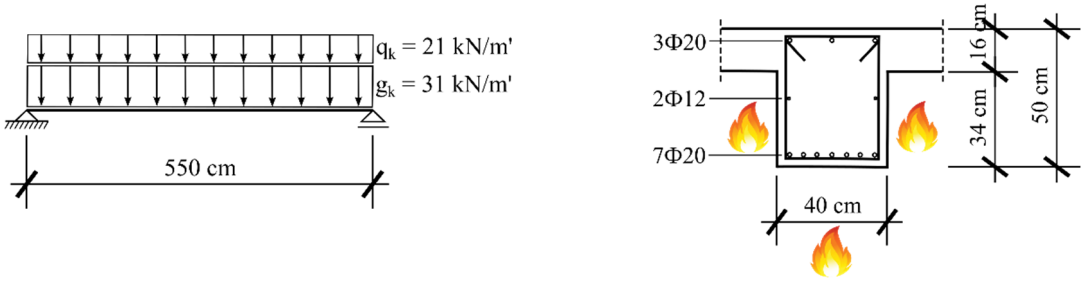


Fig. 2. Simply supported RC beam

The analyzed beam is structural element from 6 storey building for office permises. All storeys are with height of 3 m. Every storey represents separate fire compartment. The floor area of the fire compartment A_f is 440.64 m^2 and the total area of enclosure A_t (walls, ceiling and floor, including openings) is 1124.3_m^2. The weighted average of window heights on all walls h_v is 1.6 m and the total area of vertical openings on all walls is 61.44 m^2. Design fire load density $q_{f,d}$ related to the floor area is 900 MJ/m^2. Thermal load in terms of convection and radiation is applied at the three sides of the beam, except at the upper side. The fire is ventilation controlled.

4.2. Results and discussions

The temperature profiles of the cross section of the analysed RC beam exposed to ISO 834 and Parametric fire curve are presented in Fig. 3 and Fig. 4, respectively. At the beginning of the fire action the temperature in the cross section of the RC beam is higher in case of parametric fire curve than in case of ISO 834 fire curve.

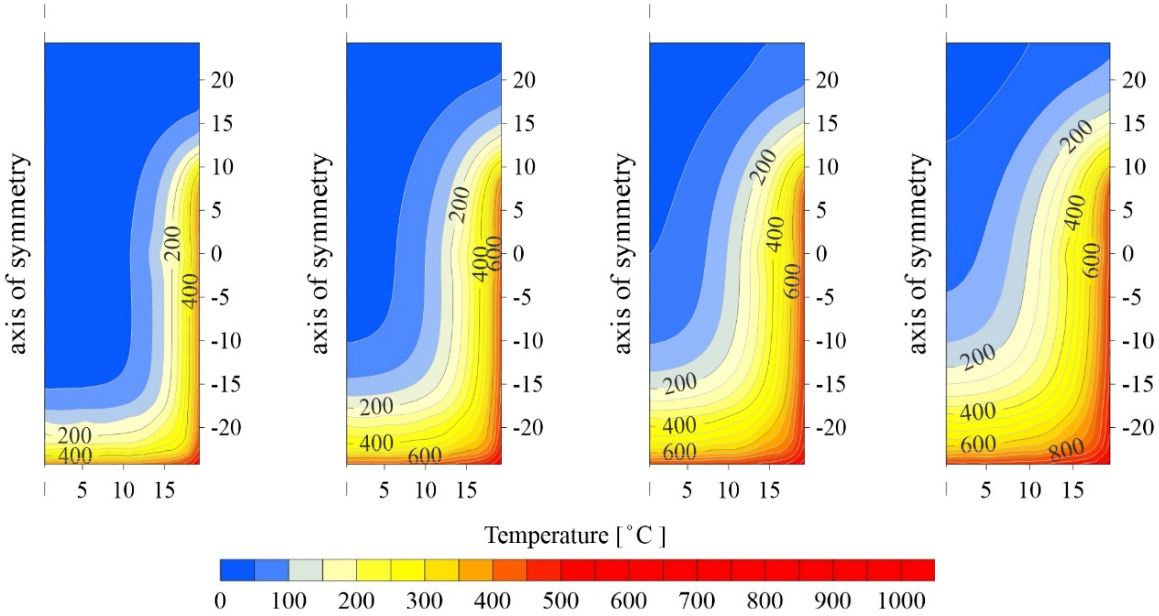


Fig. 3. Temperature profiles of RC beam exposed to ISO 834 fire curve after 30, 60, 90 and 120 minutes

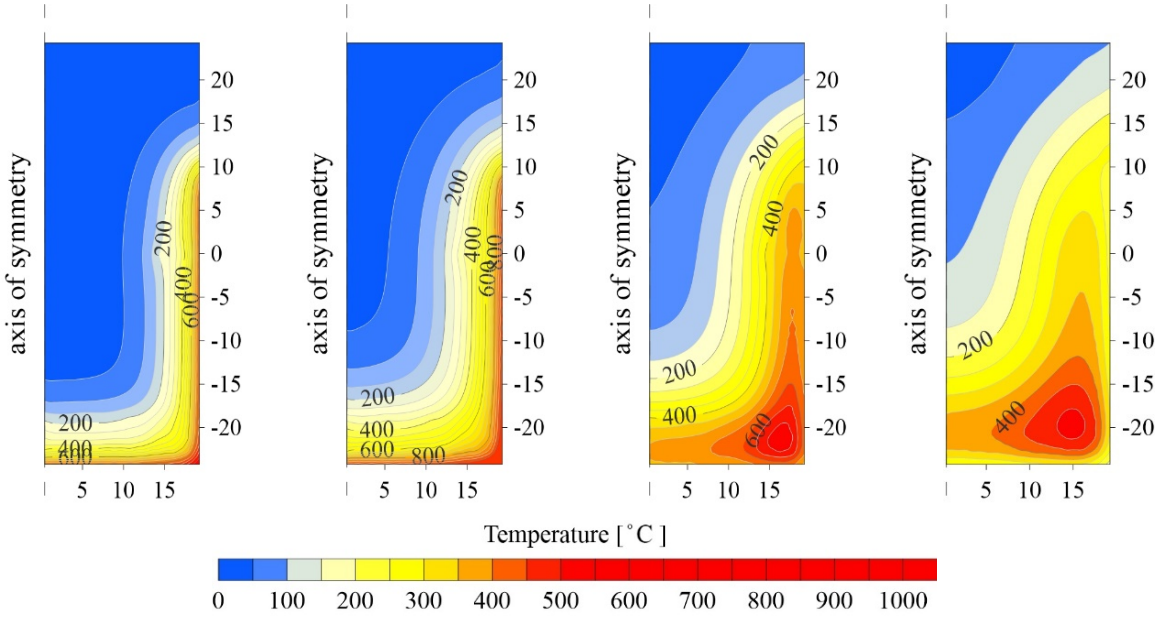


Fig. 4. Temperature profiles of RC beam exposed to Parametric fire curve after 30, 60, 90 and 120 minutes

From Fig. 3 and Fig. 4 we can find out that after 120 minutes the temperatures of the cross section are higher in case of ISO 834 fire curve. This is due to the permanent temperature rise in case of this fire curve. With usage of parametric fire curve, the response of the fire exposed structural elements is more realistic, as the cooling phase is of a great importance for the behavior of structural elements.

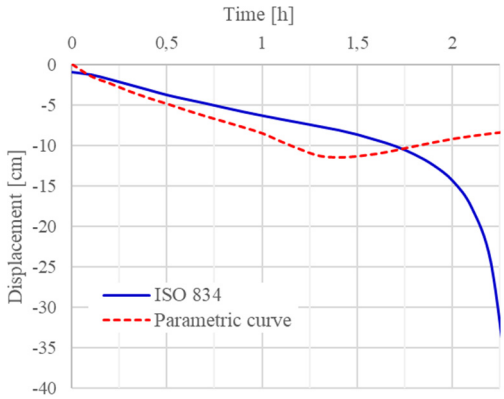


Fig. 5. Vertical displacements of the mid-span node in case of different fire curves

Vertical displacement-time curve of the mid-span node is presented in Fig. 5. The vertical displacements of the beam exposed to the parametric fire curve decrease during the cooling phase, while in case of ISO_834 fire curve vertical displacemets increase during the whole period of fire action.

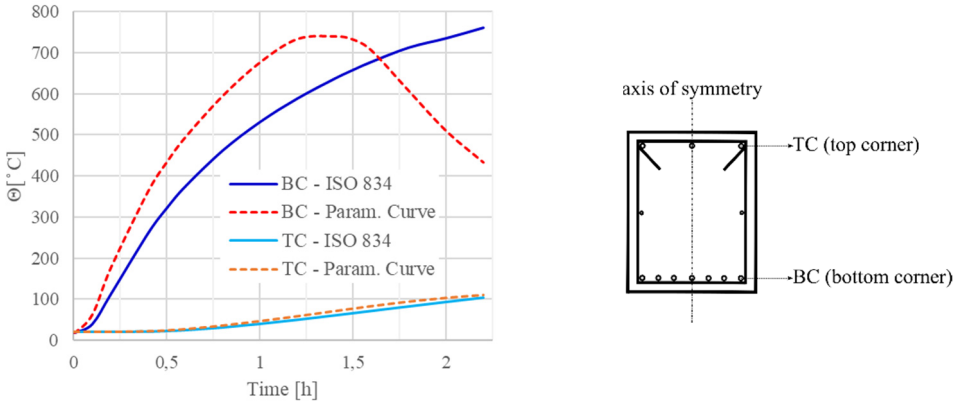


Fig. 6. Temperature - time histories

The temperature-time histories for the two steel bars of the cross section are presented in Fig. 6. Temperature in the bottom corner bar is considerably higher in comparison with the top corner bar. This is due to combined heat transfer from the both fire exposed sides of the bottom part of the cross section. The temperature differences of the top corner bar, in case of standard ISO 834 fire curve and in case of parametric fire curve, are insignificant.

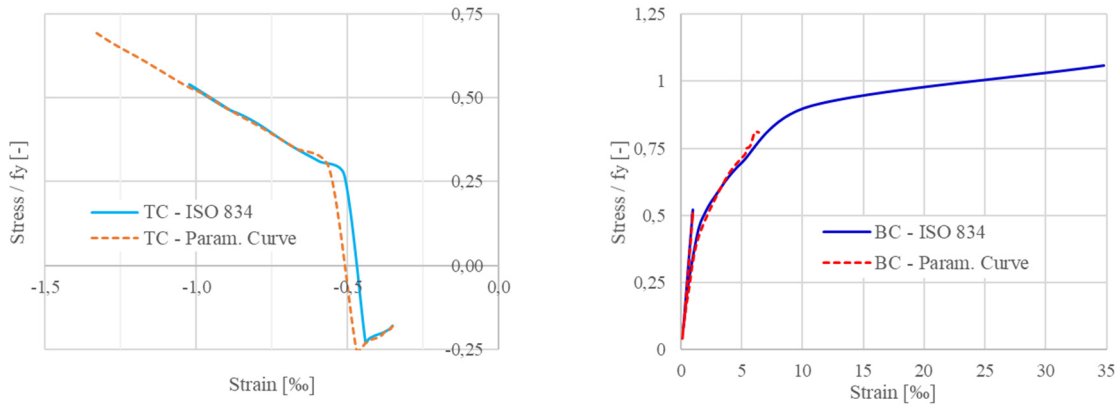


Fig. 7. Stress - strain diagrams a) top bar, b) bottom bar

The stress - strain diagrams are presented in Fig. 7. The stresses on the diagram are presented as persentage of the yield strenght of the reinforcement at defined temperature. The bottom corner bar is in tension during the whole fire action. At the beginning of fire action, due to the large temperature

diferences between the bottom and the top zone of the cross section, the stresses decrease in the tensioned steel bars, which has favourable impact on the behaviour of the RC beam at that moment. The top corner bar after aproximately 40 minutes of fire action changes the stresses from compresion to tension, Fig. 8.

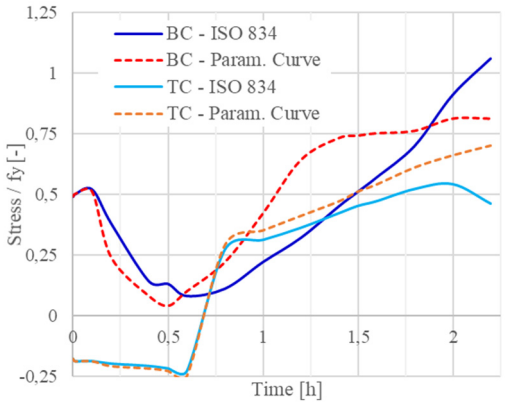


Fig. 8. Stress - time histories

5. CONCLUSIONS

Despite the strict fire resistance requirements prescribed by the codes, according to the recommendations given in Eurocodes the fire resistance of structures may be proved either by applying a Standard fire curve, in which case the structure has to survive during the prescribed time, or by applying a parametric fire curve, in which case the structure has to survive during entire period of fire action. The results obtained by usage of the parametric fire curve are more realistic, as the cooling phase is of a great importance for the behavior of structural elements. As a result of the discending branch the vertical displacements of the mid-span are much lower in comparison with action of nominal curves. During the heating phase the temperatures of the cross section in case of ISO 834 standard curve are lower, but during the cooling phase it is opposite. Due to the fire exposure of the RC beam only from the bottom side of the element, the temperature differences between the bottom and the top part of the cross section are considerably high and result with redistribution of stresses.

REFERENCES

[1] CEN – European Committee for Standardization 2004. Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-2: General actions - Actions on structures exposed to fire. Brussels: CEN.

[2] Dzolev, Igor et al. 2015. Thermal Analysis of Concrete Members Subjected to Fire According to EN 1991-1-2 & EN 1992-1-2. Proceeding of the 13th International Scientific Conference iNDiS 2015: 708 - 715

[3] SO International Standards and National Law 2019. Fire safety engineering - Performance of structures in fire - Part 1: General. Available at: https://www.iso.org/obp/ui/#iso:std:iso:24679:-1:ed-1:v1:en.

[4] Rao, S. Singiresu 2004. The Finite Element Method in Engineering (fourth edition). Elsevier Science & Technology Books.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

CS - 22

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

КОРОЗИЈА НА АРМАТУРАТА ВО БЕТОНОТ

Добре ТАСЕВСКИ [1], Јасминка МИЛАНОВСКА [2]

АПСТРАКТ

Вградената челична арматура во бетонот е изложена на надворешни и внатрешни иницијатори. Надворешниот иницијатор навлегува во внатрешноста на бетонската маса, преку:

- Формираните површински или длабински пукотини
- Површински отворени каверни
- Целосна порозност на врзаниот бетон

Внатрешните корозиони супстанци се создаваат сами, дел од нив по подготвената свежа бетонска маса, додека дел после процесот на врзување.

Корозијата на арматурата во бетонот претставува сложен процес кој зависи од следните податоци:

- Структура на бетонот од заштитниот слој
- Степенот на агресивна корозивна средина
- Хемискиот и минеролошкиот состав на бетонот
- Типот на вграденото арматурно железо
- Пропусти при вградување и надзор на мостовската опрема (хидроизолација, одводнување, дилатациони фуги, лежишта, преодни плочи итн.)

Намалувањето на корозионата активност може да се реализира преку:

- Додатоци во бетонот за време на припремата
- Површинска заштита на арматурата пред вградување
- Површинска заштита на армирано бетонските елементи, опремата, заштита и одводнување на агресивните супстанци од површинските и испод површинските локалитети (хидроизолација, одводнување на водата, професионален избор и вградување на лежишта и дилатациони фуги итн.)

Клучни зборови: *Бетон; Челик; Корозија; Иницијални фактори; Превенција*

[1] Технички консултант Дипл.град.инг., СИНТЕК-СПЕЦИФИК Скопје, Република Северна Македонија, info@sintekspecific.com.mk
[2] Управител Дипл.град.инг., СИНТЕК-СПЕЦИФИК Скопје, Република Северна Македонија, jasminka_milanovska@yahoo.com

1. ВОВЕД

Кај армирано бетонските конструкции изложени на нормални или специфични експлоатациони услови, сé почесто се јавуваат деградациони процеси, многу порано и со поголем интензитет од очекуваното. Неочекуваното е во тоа што по неколку години на експлоатација, се манифестира појава на деградационен процес, преку површинска почетна деградација на конструкцијата, а сé како последица од започнатиот процес на арматурна корозија.



Сл. 1. Флеки од корозија на арматурата



Сл. 2. Појава на површинска деградација

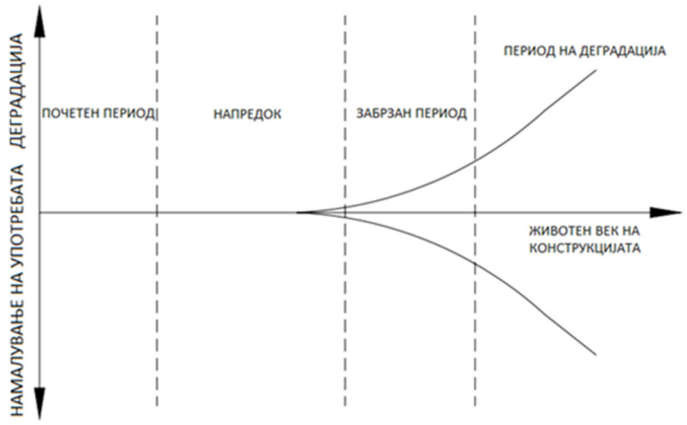


Сл. 3. Појава на карбонизација

2. КОРОЗИОНЕН ПРОЦЕС НА АРМАТУРАТА

3.1 Причинители за корозионен процес

Преку низа темелни испитувања добиено е сознание, дека основен причинител на деградациониот процес во армирано бетонските конструктивни делови, е корозијата на арматурата. Вообичаените причини за нарушување на заедничката ‘соработка’ помеѓу бетонот и арматурата, се декларирани према ENV 1504-9 од 1997 година, презентирани преку Слика 4, 5 и 6.

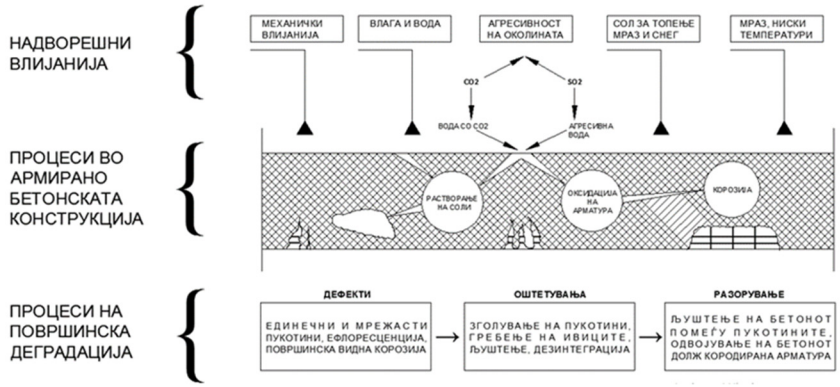


Слика 4. Дијаграм – Постепен период на деградација на армирано бетонска конструкција

На Слика 4. е претставен дијаграм за зависноста на развојот на процесот на деградација на армирано бетонската конструкција и животниот век на конструкцијата, додека Слика 5. пооделно ги претставува различните влијанија на деградација на бетонот и арматурата.



Слика 5. Дијаграм – Вообичаени влијанија за деградација на армирано бетонската конструкција



Слика 6. Дијаграм – Влијанија и процес на корозија на арматурата и деструкција на бетонот

Дијаграмот на Слика 6. го претставува развивањето на процесот на корозија, претставен низ пресекот на армирано бетонската површина, а поврзан со надворешните влијанија.

2.1.1 Корозија на бетонот

Корозијата на бетонот претставува процес на постапно нагризување на бетонската структура преку хемиско влијание од агресивни супстанци. Брзината на корозивниот процес зависи од:

- Типот на агресивни супстанци
- Квалитетот на припремениот и вграден бетон

Главно при сообраќајните објекти, корозиониот процес е продуциран од три групи на корозивни супстанци.

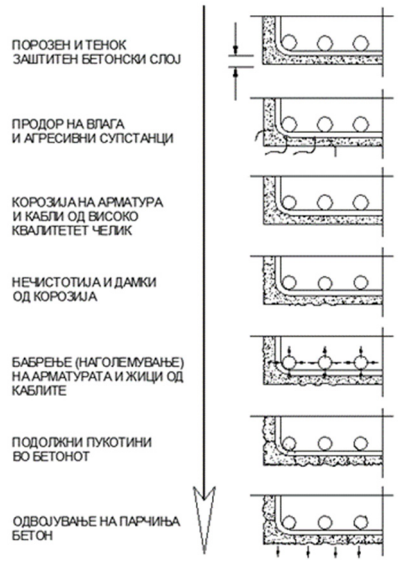
Првата група претставува корозивен процес во бетонот од мека вода (дождовна, планинска, речна или езерска) со мала количина на растворливи соли. Агресивноста се состои во лесно апсорбирање на CO_2 од воздухот, а од тлото органските материи и со нејзиниот продор обогатени со CO_2 во бетонската маса допринесува кон постепено растворање на $CaCO_3$ и преку понатамошни хемиски процеси се излачува креч од цементниот камен. Со тоа во цврстиот бетон овомножено е зголемување на отворените пори и каверните, со што порозноста се зголемува, а физичко механичките карактеристики се намалуваат, а пропустливоста на водата е зголемена. Продукти од корозиониот процес се формираат како бели сталагмити и површински бели флеки (калциум хидроксид).

Втора група за причина на корозија е од воден раствор на средства за зимско одржување, со што е овозможено механичко и хемиско оштетување.

Трета група на корозиони индикатори настанува од концентрација на слабо растворливи соли, преку порите на зацврснатиот бетон лоцирани преку продорот на вода (среден дел од сл.3). Со зголемување на нивниот волумен како продукт на кристализација во просторот на шуплините (порите), се јавува дополнително напрегање на бетонската структура. Овој тип на корозија најчесто се појавува под влијание на сулфатни води кои во себе содржат калциум сулфат.

2.1.2 Корозија на арматурата

Корозијата на челичната арматура во бетонот е комлексен електрохемиски процес, кај кого брзината на напредување зависи од минеролошкиот состав на цементот, алкалноста на цементната паста (гел), која е во допир со челикот, средината во која бетонот е изложен, порозноста на бетонот како и од корозионата стабилност на челикот (типот на челик). Корозионото разорување на челичната арматура може да се појави како општа корозија која ја опфаќа целокупната површина од металот со рамномерна или нерамномерна длабочина, местимична корозија која се појавува локализирана местимично или по целата површина. Појавата на наведената корозија не е пожелна на армирано бетонските конструкции поради појава на пукотини во бетонот, отпаѓање на заштитниот слој од бетонот под притисок на зголемување на слојот од рѓа (продукт од корозијата).



Слика 7. Процес на корозија на арматурата и оштетување на заштитен слој на бетонот

Цементната паста (гел) во фаза на хидратација, како високо алкална средина (PH 12.5-13.5) допринесува на челикот за ефикасна заштита од корозија. Во цементниот базичен дел се создаваат алкални оксиди и калциум оксид, кој се создава за време на хидратација на цементот. Се додека постои пасивна заштита, челикот не е изложен на корозија. Заштитниот пасивизиран филм од железниот оксид кој е цврсто врзан околу челичните шипки, ефикасно ќе спречува корозија до минимална алкалност PH > 9.5.

Нарушувањето на пасивниот заштитен слој може да биде од присуство на хлориди во бетонот, внесени преку компоненти на бетонот или да продре преку порите, пукотините и отворените каверни од зимското одржување со сол (слободни хлориди).

Во присуство на хлоридите, пасивниот слој на површината од челичната арматура се разорува помеѓу нивната меѓусебна хемиска реакција, така да и при PH > 9.5, кога реактантите (O_2 и H_2O) имаат директен пристап до арматурата, процесот на корозија започнува. Хлоридите хемиски не реагираат со челичната арматура така да истите не се оксиданси на железото. Продуктите од хемиската реакција, помеѓу хлоридите и железните оксиди се растворливи во вода со што е овозможена убрзана постапка на корозиониот систем.

Влијание на релативната влажност врз процесите на активаторите за корозијата на арматурата презентирани преку Табела 1.

Табела 1. Процес на корозија на арматурата и оштетување на заштитниот слој на бетонот

Релативна влажност на воздухот		Процес				
		Карбонизација	Корозија на арматурата		Мраз	Хемиска агресија
			Карбонизација	Заситеност со хлорид Cl		
Многу мала	< 45 %	1	0	0	0	0
Мала	45 – 65%	3	1	1	0	0
Средна	65 – 85%	2	3	3	0	0
Голема	85 – 95%	1	2	3	2	1
Многу голема	> 95 %	0	1	1	3	3

Во Табела 1. се претставени влијателни проценти на процесите за појава на карбонизација, корозија на арматурата во бетонот и заситеност со хлориди, мраз и процес на хемиска агресија.

Табела 2. Ознаки на степен на опасност

Ознака	0	1	2	3
Степен на опасност	нема	мал	среден	голем

Не треба да се забораваат важните причинители кои во голема мера влијаат на кинетиката поврзана со корозиониот процес на арматурата во бетонот. Во прв ред е температурата и релативната влажност на бетонскиот слој, со кој е обвиткана арматурата. Така при релативна влажност > 85%, поради подобрена дифузија на кислородот до арматурата, корозиониот процес е стопиран, поради тоа што не постои доволно количина на кислород за поврзување со влагата (не е создаден услов за корозија). Спротивно на ова, при релативна влажност < 25% поради мало присуство на влага во бетонот процесот е стопиран. Оптимална релативна влажност за континуиран корозионен процес е 60-80% релативна влажност.

Оксидациониот процес на арматурата во бетонот полека или забрзано се намалува, зависно од степенот на агресивните услови, активниот пресек на арматурата се намалува, а од ново оформените кристали од корозијата (рѓата) запремнината е два до два и пол пати поголема од запремнината на арматурата која ја имал некородираниот челик. Оваа појава условува и одредени последици према бетонот, поврзани преку процес кој е во функција со степенот од корозијата на арматурата изразена преку три карактеристични стадиуми:

- Прв стадиум: почеток на корозивен процес пропратен со флеки од рѓа на површина од бетонските елементи
- Втор стадиум: појава на пукотини во бетонот кои се лоцираат паралелно со арматурните прачки и почетен губиток на атхезија помеѓу бетонот и арматурата
- Трет стадиум: отпаѓање на парчиња од заштитниот бетон поврзано со големи притисоци во масата од бетонот поради зголемената запремнина на формираниот продукт од корозијата (рѓата)



Слика 8. Прв (фотографија горе лево), втор (горе десно) и трет стадиум на корозија

3. ЗАШТИТНИ МЕРКИ НА АРМАТУРАТА ОД КОРОЗИОНИОТ ПРОЦЕС

Примена на заштитните мерки од корозија на бетонот и арматурата во бетонот, е можно:

- Во почетни фази со проектирање и изведување на армирано бетонски елементи од објектот
- Во фаза на изведба, санација, обнова итн.

3.2 Мерки за заштита во фаза на проектирање и изведување

Продолжување на експлоатационият период, без деградираниот процес, е можно да се оствари, преку спречување на инфилтрација на агресивните супстанци во внатрешноста на бетонот, преку изработка на компактен водонепропустен бетон, без или со, надворешна површинска заштита со пократок или подолг временски период.

Во првиот случај (без заштита) успехот е во зависност од исполнување на низа услови преку изработка на проектна документација, транспорт, вградување и нега на бетонот, а опфатени со:

- Анализи за постојните услови во локациите во кои ќе функционираат објектите, температурните услови, количина на падавини, насока на ветрот, присуство на CO_2 во атмосферата, можност за кисел дожд, сулфатна средина на почвата и околината итн.
- Тип и начин на користење на средства за зимско одржување на коловозот (хемиски состав, користење во течна, сува, чиста или во комбинација со ризла)
- Избор на составни компоненти за бетонот во зависност од горенаведените услови (тип и количина на цемент, тип на агрегат, вода, адитиви)
- Избор на најсоодветна дебелина на заштитниот бетонски слој на арматурата (препорачлива дебелина мин. 4 см)
- Должина на транспорт на бетонот и евентуална корекција на лице место, со одобрение на надзорниот орган или лице за контрола на материјали
- Тип на оплата, начин на вградување на бетонот (вибрирање, прекини, наставувања), како и време на отклонување на оплатата зависно од условите
- Нега на бетонот при ладни и топли временски периоди за време на неврзана состојба, период на врзување и по врзување на бетонот

Во моментот, заштитата на ново изведените армирано бетонски површини е од заштитни материјали на база акрилати (аплицирани во две или три работни операции) или на база силан, силан-силоксан или силикон, нанесен во две работни постапки и постапка мокро на мокро.

Акрилниот заштитен систем е површинска заштита со идеална атхезија за подлогата, отпорност на мраз и агресивни супстанци, како и целосно овозможена дифузија од внатрешна кон надворешна страна.

Системот на база силан, силан-силоксан и силикон за разлика од акрилниот систем, е со длабинска заштита во граница од 4-8 мм, со идеална одбојност од надворешна кон внатрешна страна и целосна дифузија од внатрешна кон надворешна страна.

3.1.1 Заштита на база акрилати

Успешноста е преку редоследот на припрема на подлогата и апликација на системот кој ги опфаќа следните активности:

- Отстранување на површинскиот цементен гел со суво, мокро или комбинирано пескарење со освежување на бетонската површина
- Обеспрашување на површината со испирање со вода под притисок, издувување или усисавање со индустриски усисивач
- Нанесување на заштитниот слој во три работни операции (прајмер, среден и завршен премаз или во две работни операции, основен и завршен премаз)

3.1.2 Апликација на заштита, системи на база силан, силан-силоксан или силикон

- Припрема на подлогата од 3.1.1
- Нанесување на заштитниот слој со четка, ваљак или шприцање мокро на мокро, во две работни операции со временско растојание во зависност од температурната состојба и порозноста на бетонот од 3-5 мм

3.2 Заштитни мерки на отпочнување на корозивниот процес на бетонот и арматурата

Во овој случај за добивање на соодветна заштита, за долг временски период, потребен е поголем ангажман поврзан со зголемен временски, материјален и финансов издаток, поврзано со анализа, санација и заштита.

Преку извршената анализа за причините на појава и развој на корозиониот процес, можен е успешен пристап за отклонување на истиот. Степенот на санационата постапка е во зависност од степенот на оштетеност и од длабината на деградираниот слој од бетонот и арматурата. Во овој случај правецот кон санационият процес е усмерен кон:

- Делимична санација на одредени видно оштетени локалитети, без анализа, за брз временски период за почетна деградација на околниот локалитет
- Целосна санација

3.2.1 Делимична санација и заштита

Процес на делимична санација се одвива само на локалитети со почетна површинска и длабинска деградација до поголема дебелина на заштитниот слој. Тоа се локалитети со зголемена можност за убрзано лоцирање на понатамошни агресивни влијанија со убрзана деградација.

Во вакви случаи не е исклучена можноста, за отпочнување на нови процеси на деградација и вон локалитетите со видни деградации (преку промена на боја од бетонската површина, појава на корозиони флеки од арматурата и калциум карбонатот, намалување на површинска и длабинска алкалност, зголемување на хлориди, појава на микро и макро правилни и мрежасти пукотини итн.).

Санационият процес ги опфаќа следните активности:

- Отстранување на виден деградационен слој со зголемена површина од минимум 25 см

- Испитување на алкалноста и хлориди (прифаќање или продолжување со отстранување на додатен слој)
- Пескарење на бетонот и арматурата со чистота до степен 2 ½ према шведски стандарди
- Нанесување на заштита на арматурата со материјал на база полимер цемент, нанесен во две работни операции или на база епоксидна смола со посип од кварцен песок
- Изравнување со водонепропустен полимер цементен малтер опремен со акрилни влакна

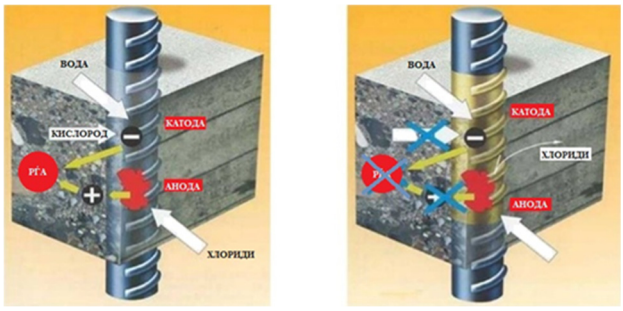


Слика 9. Процес на санација

Во делот на санираните локалитети, заштитата на арматурата е остварена преку регулирање на PH вредноста од новите слоеви од полимер цементниот полимер цементен малтер, преку што се добива нов носивен слој на арматурата. Во случај да преку изршени испитувања, се осознае дека е настаната почетна фаза на промена на физичко механичките и структурните карактеристики на заштитниот бетонски слој, е најавен почетен корозионен процес на бетонот и арматурата, со што е задолжителна апликација за заштита на арматурата и вон воочените деградирани локалитети.

Стопирањето на корозиониот процес е преку корозиони инхибитори, на пазарот формулирани на различни бази и со различни ефекти. Во последно време поради едноставност во апликационен смисол, ниски финансиски издатоци и резултати, се применуваат инхибитори на база амино-алкохол. Овој тип на инхибитори не ги променува особините и изгледот, а функционира како заштитно средство кое се одвива директно на површината од арматурата во локалитет на корозионата површина. Сето ова е овозможено од поседуваните карактеристики на овој инхибитор преку своите дејствија за:

- Длабоко продирање во масата на арматурно бетонските елементи (особено во порозни отворени површини)
- Под влијание на привлечните сили формира заштитен филм по припремената арматурна површина



Слика 10. Инхибитори – методи за заштита од корозија

Процесот на продирањето на инхибиторот, е овозможен од порозната бетонска маса, која капиларно го усисува инхибиторот нанесен од бетонската површина и го транспортира према внатрешноста, а до крајната цел стигнува со помош на двете водни операции од вградувањето,

дополнителните влажни атмосферски дејствија или преку гасовитите продорни способности, со што доаѓа во контакт со површината на арматурата.

Инхибиторот спаѓа во групата на апсорбциони инхибитори, што значи дека самиот инхибитор создава заштитен филм на челичната површина со двојно влијание:

- На анодата, со помош на заштитниот филм се стопира агресивното влијание врз челичната површина
- На катодата, инхибиторниот слој го отежнува пристапот на кислородот до челичната површина

Заедничкото делување на овие две дејствија, доведува до смалување на корозиониот систем врз арматурата. Примената на инхибиторите за заштита од корозија во бетонот и арматурата, е предвидена према нормативи HRN RN 1504.

3.2.2 Целосна санација и заштита

При неодговорно одржување на објектот, можна е појава на причини за целосно санирање на одредени армирани бетонски елементи и санација на целиот објект. Во зависност од степенот на оштетување се превземаат активности преку зголемување на пресекот од армирано бетонските елементи со додатен бетон или со замена на заштитниот слој.

3.2.3 Вградување на претходно извршена заштита

Покрај ангажманот за заштита на арматурата од корозија преку инхибитори како материјал, одреден број на анализи за надминување на корозивниот процес, се усмерени преку заштита на арматурата пред монтажа. Извршени се п оголем број на испитувања со заштита на поцинкуван нанос на арматурата, со добиен резултат во позитивен правец, преку зголемена успешност од 4-5 пати поголема од досегашната состојба.

4. ЗАКЛУЧОК

Од низа претходни анализи и преку податоци добиени од следење на корозиониот процес, може да се заклучи дека, алкалноста на бетонот е многу ефикасна заштита на челикот од корозијата. Тоа наведува дека треба да се обрати особено внимание на стабилизирање на процесот за намалување на алкалноста, преку спречување на допир на индикаторите со армирано бетонската структура.

Реализацијата, почнувајќи од проектот за бетон, опфаќа припрема, транспорт, вградување, нега пред и после, во експлоатациониот период. Изборот на составните бетонски компоненти (тип на цемент, со или без дополнителни додатоци, тип на агрегат со неговиот гранулометриски состав, водоцементниот фактор) треба да се усогласат кон локационите услови на објектот, за да преку транспорт, вградување и нега, се добијат особини на одбојност на индикаторите, а не привлечност. Сето тоа може да се оствари преку зголемена компактност, избегната отворена порозност (отворени каверни и формирани пукотини иницирани од собирање во хидроизолациониот процес и после него), прилагодена нега према топлотни осцилации и струење на воздухот преку дополнителни термо изолациони покривки, во времетраење од 7 до 15 дена. Дополнително, постои и можност за учество на хемиски додатоци за успорување, хидрофобност, површинска водоодбојност, воздушна и течна агресивност, прилагодени према типот на цементот. Постои и одложување на корозиониот процес, преку заштита на арматурата пред вградување, со компатибилни и атхезиони средства, докажани преку детални анализи.

ЛИТЕРАТУРА

[1] А.М.Невил СВОЈСТВА БЕТОНА (1976) Градежна книга, Белград

[2] Farzet H. Bikić Univerzitet u Zenici, Fakultet za metalurgiju i materijale, Zenica, Bosna i Hercegovina, Tema: "Utjecaj magnezijeva klorida na koroziju betona i čelične armature u betonu"

[3] Тасевски Добре Дипл.град.инг. Стручна тема: "Заштита бетонске конструкције од дејство меке воде" Списание Заштита на материјалите, (1985)

[4] Konstruiranje mostova, Jure Radić, Ana Mandić, Goran Puž

[5] Gradjevinski Materijali, Mihailo Muravljov, 1995 Beograd

[6] Реконструкција и санација моста "МОЈКОВАЦ", Проф. Др. Раденко Пејовиќ, Јоко Благојевиќ, Ратко Благојевиќ, Добре Тасевски, Јелена Пејовиќ, Соња Матијашевиќ, Властимир Прашчевиќ, GNP 2010 Научно стручни скуп

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

CS - 23

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

ПРИПРЕМА НА ПОДЛОГАТА ПРЕД ОТПОЧНУВАЊЕ СО САНАЦИОНИТЕ РАБОТИ

Добре ТАСЕВСКИ [1], Оливера ДИМИТРОВА [2]

АПСТРАКТ

Успехот на санациониот процес е преку успешна припрема на подлогата.

Основна подлога за изработка на методологија за санација е подготвениот катастар на оштетувања со кој се евидентираат сите деградирани локалитети, главните иницијатори за создадената деградација и евентуалните механички оштетувања.

На основа подготвените податоци од терен и извршената лабораториска анализа за подлогата од деградираната и недеградираната површинска и длабинска состојба, се формираат податоци за методолошка и проектна документација за припрема на подлогата, према следна постапка:

- Категоризација према степен на деградираност
- Категоризација на појавени пукотини према ширина и длабина
- Категоризација на степен на корозивност
- Оштетеност на опремата
- Степен на механички оштетувања

Одлуката за избор на материјалот е врз основа на типот и карактеристиките на подлогата на која се нанесува прајмерот, како и типот и карактеристиките на санациониот материјал кој се нанесува на прајмерот. Основен услов е создавање на компатибилност на подлога – прајмер – санационен слој, со што е избегната можноста за проклизување на прајмерот од подлогата или на санациониот малтер од прајмерот.

Контрола на успешноста на атхезионата поврзаност на прајмерот со подлогата се врши преку pull off тест.

Клучни зборови: *Подлога; Катастар на оштетувања; Категории на деградација; Припрема за санација; Компатибилност*

[1] Технички консултант Дипл.град.инг., СИНТЕК-СПЕЦИФИК Скопје, Република Северна Македонија, info@sintekspecific.com.mk

[2] Дипл.инг.арх., СИНТЕК-СПЕЦИФИК Скопје, Република Северна Македонија, oliveradimitrova@gmail.com

1. ВОВЕД

Успехот на санационият процес е преку успешна припрема на подлогата. Успешноста на подлогата зависи од регистрираните детални податоци, односно извршената проценка за степен на деградираност на мостовската конструкција, со сите дополнителни пропусти за појава на деградациониот процес.

Деталните податоци за причината и степенот на деградираност не се добиваат преку еднократна посета и еднократни окуларни погледи на објектот. Основна подлога за изработка на методолошки систем за санација е изготвен катастар на оштетувања, со кој се евидентираат сите деградациони локалитети, главни пропусти поврзани со сите проектни и изведбени операции и главните иницијатори за создаденото деградационо и евентуално механичко оштетување.

2. АНАЛИЗА НА ОШТЕТУВАЊА НА БЕТОНСКИТЕ МОСТОВИ

Врз основа на извршени анализи, процесите на оштетувањата на мостовските објекти и нивните причинители, може да се сумираат во три основни групи:

- Структурни недостатоци за време на концептирање, проектирање и изведба на мостовите
- Корозија на арматурата и високо вредниот челик за преднапрегнати каблови при услови на хемиски процеси, агресивна средина и деструкционен процес на бетонот
- Оштетување на мостовската конструкција од несоодветно вградена опрема

Можни се и други оштетувања кои би настанале како резултат на спречени поместувања, механички оштетувања, ниски температури итн.

2.1 Структурни недостатоци

Најголемо првенствено влијание за оштетување и рушење на мостовите имаат недоволно промислените и слабо концептуирани, диспозициони и конструктивни мостовски решенија.



Сл. 1. Оштетување на бетонот од деформации на ослонување при спој на дисконтинуален систем



Сл. 2. Оштетување на бетонот на попречен прекин на мостовска распонска конструкција



Сл. 3. Оштетување на лежипта и краеви на носачот



Сл. 4. Разорување на бетонот и корозија на арматурата на зглоб од бетонска мостовска конструкција



Сл. 5. Деструкција на бетонот при слабо конструирани крајни ослонувања



Сл. 6. Разорување на бетонска распонска конструкција при средно ослонување



Сл. 7. Оштетување на бетонот, арматурата и каблови при подолжна спојници



Сл. 8. Неправилно конструиран попречен прекин на монолитна бетонска конструкција



Сл. 9. Слаба конструкција, неадекватно армирање, неправилно одводнување и слаба изолација на конзола при контакт со носач



Сл. 10. Срушена конзола по цела должина на мостот поради статичко конструктивни пропусти



Сл. 11. Оштетувања при цевки за олеснување од продор на солена вода и контаминација на бетонот



Сл. 12. Оштетувања на премин на пат поради слабо решение и зголемена динамика на сообраќај



Сл. 12. Целосно рушење на крилен ѕид на мост



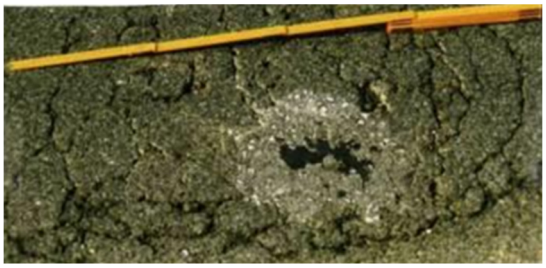
Сл. 13. Механичко оштетување поради недоволен и незаштитен габарит



Сл.14. Корозија на арматурата поради тенок и неквалитетен заштитен слој



Сл. 15. Пукотини и оштетување на бетонски столб поради корозија на арматура



Сл. 16. Оштетување на асфалтен коловоз поради динамички удари и пропаѓање на изолацијата



Сл.17. Оштетување од продор на солена вода поради уништена изолација

Сл. 18.



Дилатациони спојници како честа причина за оштетувања, зголемени вибрации и намалување на трајноста на мостот



Сл. 19. Корозија на арматура и каблови на главен носач поради оштетени цевки за одводнување



Сл. 20. Корозија на каблови од високо вреден челик поради повеќегодишна неконтролирана изложеност на бетонот на солена вода



Сл. 21. Оштетувања на рабни венци и ивичњаци поради слабо конструктивно решение и неотпорни материјали

2.2. Корозија на бетонот

Основни причини за деградација на бетонот и арматурата се:

- Присуство на вода и влага
- Агресивна околина
- Средства за зимско одржување и снег
- Ниски температури
- Дебелина на заштитен слој
- Појава на пукотини и механички влијанија

2.3. Оштетувања поради несоодветно вградена опрема

Многу често иницијалните оштетувања на бетонските и други типови на мостови се поради оштетување и неправилно функционирање на опремата поврзана со: изолација, опрема за одвод на површинска и процедна вода, дилатации, лежишта, огради, асфалтен коловоз, ивичњаци, инсталации, монтажни конзолни фасадни елементи итн.

3. КАТАСТАР НА ОШТЕТУВАЊА

Евидентирањето на оштетувањата, е преку регистрација на:

- Пропуштање на вода и излачување на калциум карбонат - карбонизација
- Површинска и длабинска детаминација на бетонот (промена на структурата)
- Појава на попречни, подолжни, површински, длабински и мрежасти пукотини на бетонот
- Појава на арматура со стабилна или љушкаста површинска кородираност, преку регистрација на дебелината на кородираниот љушкасти слој
- Деградација на заштитниот слој на арматурата при нормални и преднапрегнати мостовски градби
- Корозија на високо вредниот челик од каблови за преднапрегање и регистрација на прекинати каблови
- Механичко оштетување од вон проектно оптеретување, пореметување на статички систем или геолошки промени на локалитетите
- Оштетување на опремата (лежишта, дилатации, ограда, ивичњаци, фасадни елементи прикачени на пешачка патека, крила од носиви столбови)

На основа прибраните податоци од терен и извршената лабораториска анализа на подлогата од деградираната површинска и длабинска состојба, се формира концепт за методолошка или проектна документација за припрема, санација и заштита на подлогата.

4. ПРИПРЕМА НА ПОДЛОГАТА

Од досегашното теоретско и проектно искуство, низ многу испитувања и анализи на деградационите проблеми од југословенски и светски институции, докажано е дека главен иницијатор за деградационен процес се: водата, воздухот и агресивноста.

Генезата за деградациониот процес на бетонот како главен материјал, завршува со корозија на бетонот и арматурата. Почетокот на ваквиот процес се евидентира на армирано бетонската надворешна површина, преку промена на бојата и појава на површински флеки. Доколку овие површински сигнали од армирано бетонската конструкција не се воочат и не се превземат навремени мерки за нивно стопирање, истите ќе доведат до степен на активен процес и развој на деградација.

4.1. Припрема на подлога за санација на армирано бетонската конструкција од корозија на бетонот и арматурата

Иницијатори за почетниот корозивен процес односно деградивниот систем е преку мека агресивна вода и воздушна агресивност (CO_2 и друго). Евиденцијата на процесот е преку сигнали за промена на површинска боја на армирано бетонските елементи, појава на корозивни флеки, површинско љуштење, појава на пукотини итн.

Спречување на процесот е преку стопирање на иницијаторите со отпочнување на санационен зафат, преку детален преглед и регистрација на:

- Механички оштетувања на коловозниот слој, можност за оштетување на хидроизолациониот слој
- Одводнување на површинска, процедна и проточна вода, можност за запушување на одводната прифатлива и опточна инсталација
- Преглед на формирани пукотини преку кои се транспортираат агресивни воздушни и течни супстанци
- Преглед на функционалност на дилатационите фуги, нивно механичко оштетување или изведбен пропуст
- Контрола на основниот и изведбен проект за пропуштена изолација од коловозна, пешачка патека, изведбени пропусти при монтажа на фасадните мостовски елементи
- Појава на слегнување на плато итн.

4.1.1. Припрема на подлога за санација со почетен и активен деградационен процес

По извршениот детален теренски преглед и анализа на податоците од проектната и изведбена ситуација, се врши анализа на иницијаторите и се дефинира категоризација на деградираност на подлогата:

- I категорија или почетна фаза за деградираност без појава на видно површинско оштетување
- II категорија или појава на површинска и длабинска оштетеност во граница на заштитниот слој на арматурата
- III категорија или појава на длабинска оштетеност преку заштитниот слој на арматурата

4.1.1.1 Припрема на подлогата од I категорија

Без видна појава на елементи без површинска почетна деструкција тешко може окуларно да се процени дали постои потреба од припрема на подлогата за длабински заштитен процес до 5 мм или не. Затоа прва фаза на припрема е анализа на лабораториски податоци добиени преку испитување на:

- Алкалност
- Карбонизација
- Присуство на хлориди
- Површинска деградираност со pull off тест

Преку добиените податоци за стабилност или почетна дестабилност на површинската структурност од изведбениот период можни се два пристапи на припрема.

За незапочнат, најавен процес за површинска корозивност, припремата се сведува во:

- Отстранување на површинскиот цементен слој преку водно или суво пескарење

- Затворање на површински парни и капиларни отвори со водоодбојни материјали на база силан силоксан, силикон или акрилатни премази

Доколку према теренските и лабораториските податоци постои најава на почеток за можност за деструкција на подлогата, припремата се состои во:

- Механичко отстранување на површинскиот слој со шмирглање во длабина од добиениот резултат
- Суво или водно пескарење
- Нанесување на прајмер на база полимер цемент
- Нанесување на изравнителен тенок слој од полимер цементен малтер армиран со акрилни влакна во слој од максимум 5 мм

4.1.1.2 Припрема на подлогата од II категорија

Состојбата на деградација е почеток за алармантност, од гледна точка на непочитување на стандардите во тогашен период за дебелината на заштитниот слој. На терен обично дебелина на заштитниот слој е 1-3 см. Во овој случај при дебелина од 1 см има тотална деградација во тој локалитет со дебелина испод арматурата, а на одредени локалитети од истата позиција е до арматурната површина. Станува прашање за пристап на третман за II или III категорија во делот на заштитниот слој со дебелина од 1 см. Во локалитетот со дебелина на промашениот заштитен слој преовладува према реалниот заштитен слој од 3 см, се припрема према деградација од III категорија.

Припремата за деградирана површина од II категорија ги опфаќа следните постапки:

- Механичко отстранување на деградираната слој до арматурата во некородирана состојба
- Детален преглед на состојба на корозиониот слој (почетна површинска корозија од место на место, љушкаста корозија со тенок слој испод или изнад 10% од дебелината на арматурните шипки)
- Суво или водно пескарење под притисок од 5-7 бари или од 400 до 1000 бари водно пескарење зависно од степен на корозивниот слој
- Обеспрашување при суво пескарење
- Детално испитување на сите постапки од точка 4.1.1.1.
- При добри резултати припремата продолжува, во спротивно се продолжува со отстранување на несоодветниот деградационен слој со штемање испод заштитниот слој
- Продолжениот процес на припрема е заштита на арматурата со два слоја на заштита на база полимер цементен премаз и едновремено со еден слој (во функција на прајмер) за понатамошниот санационен процес

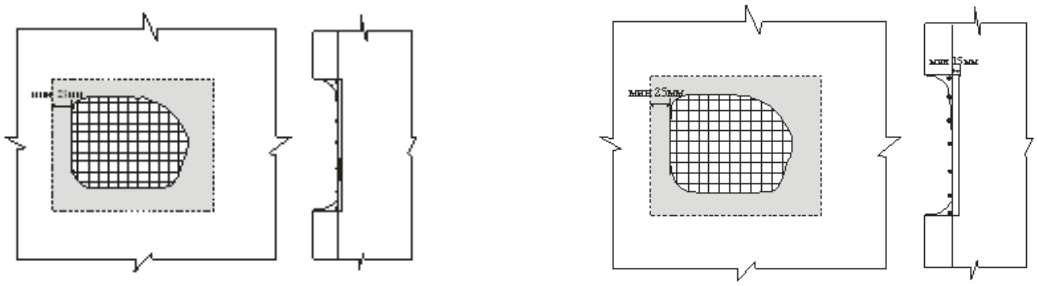
Често пати се задава проблем во овој случај на деградација од II категорија исполнувањето на горенаведените операции. Одговорот е, како во фаза на испитување од III деградација – преку кернови од долна, за носачи странична или горна постапка.

4.1.1.3 Припрема на подлогата од III категорија

Во овој случај деградациониот слој е испод арматурата, што значи корозијата е распространета по целиот обем на арматурните шипки.

Начинот на припрема на подлогата е по иста постапка, со разлика само во механичкото отклонување на деградираниот слој, кој во овој случај е со зголемена дебелина и отежнатост при изработка на останатите активности.

Постои можност на одредена површина да се појават сите категории на деградираности од прва и втора, односно прва и трета категорија. Во тој случај механичкото отстранување на деградираниот слој е со зголемена површина.



Сл. 20. Проширена површина, механичко отстранување за II категорија (слика лево) и III категорија (слика десно)

Зголемувањето на површината е поради претпоставка дека постои можност да на проширениот дел е започнат процесот на деградација, што може да се установи со увид на арматурата со површинско почетна корозија или во бетонот.

По извршеното отклонување на деградираниост II или III категорија и дел од недеградираниот слој од I категорија, се врши контрола дали по ширина и длабина е целосно отклонета запремнинската инфекцирана маса. Испитувањето на подлогата од отстранетата маса, е усмерено кон појава на алкалност (PH), карбонизација и содржина на хлор во граници према Табела 1.

Табела 1. Содржина на хлор во бетонот

Реден бр.	Тип на бетон	Содржина на хлор %
1	Армиран бетон	0.4 %
2	Преднапрегнат бетон	0.1 %
3	Неармиран бетон	1%

При добри резултати припремата продолжува према опис во 4.1.1.2, во спротивно се продолжува кон механичко отстранување на бетонот.

5. ЗАКЛУЧОК

Армирано бетонските елементи под влијание на агресивните влијанија од околината, процесот на долготрајна карбонизација, несоодветна припрема, вградување, нега на бетонот и низа други фактори допринесуваат кон скратување на границата на издржливост, а со тоа и на предвидениот век на нивното функционирање.

Сето ова се манифестира преку намалување на физичко механичките карактеристики од корозионите процеси на бетонот и арматурата. Овие процеси се директно поврзани со корозивните влијанија од околината преку продор на агресивните супстанци во телото на бетонските и армирано бетонските елементи.

Поради нарушените физичко механички карактеристики на армирано бетонските елементи, во светот постојат огромен број на сообраќајни и друг вид објекти кај кои сигурноста е доведена во прашање. Цел на ова излагање е преку континуирано следење и при докази од индикации за можни процеси на почетна деградација, да се превземат мерки за нивно стопирање. Преку тоа целта за продолжување на векот на издржливост на објектите е остварена, а гаранција за успешна санација е добра припрема на површината.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Дипл.град.инг. Тасевски Добре - “Методолошка постапка за санација и ојачување на мостови во Р.Македонија на делница Блаце-Велес”, одобрена од НАТО, 2007 Скопје

[2] Дипл.град.инг. Тасевски Добре - “Методолошка постапка за санација и ојачување на мостови делница Демир Капија – Велес”, одобрена од НАТО, 2008 Скопје

[3] Реконструкција и санација моста “МОЈКОВАЦ”, Проф. Др. Раденко Пејовиќ, Јоко Благојевиќ, Ратко Благојевиќ, Добре Тасевски, Јелена Пејовиќ, Соња Матијашевиќ, Властимир Прашчевиќ, GNP 2010

[4] Дипл.град.инг. Тасевски Добре - “Методолошка постапка за санација на бетонски и армирано бетонски некоструктивни и конструктивни елементи од мостовска конструкција на мост “Револуција" во Скопје, одобрена од Надзорен орган на Градежно собрание, Скопје

[5] Миленко Пржуљ -„Мостови“

[6] Дипл.град.инг. Тасевски Добре - “Методологија за санација на мост Блажо Јовановиќ”, 2008 Подгорица

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

SS - 1

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

ЕКСПЕРИМЕНТАЛНО И АНАЛИТИЧКО ИСПИТУВАЊЕ НА МЕХАНИЧКИ АНКЕРИ ВГРАДЕНИ ВО НЕАРМИРАН БЕТОН ИЗЛОЖЕНИ НА СИЛА НА ЗАТЕГАЊЕ

Дамјан ДЕНКОВСКИ[1], Денис ПОПОВСКИ [2], Владимир ДАМЈАНОВСКИ [3]

АПСТРАКТ

Проектирањето на конструкцијата и елементите од конструкцијата се спроведува според важечките нормативи и стандарди за градење и проектирање. Во случај кога проектирањето се однесува на елементи, детали кои не се предвидени со стандардите тогаш се применуваат технички одобрувања кои се базираат на резултатите добиени со лабораториски испитувања. Модерната технологија за поврзување станува се по применета во градежништвото во сите делови од светот. Анкерите кои се вградуваат пред бетонирање како и анкерите вградени после бетонирање наоѓаат се поголема примена. Секој од анкерите е дизјаниран за вградување во отпимални услови за специфична примена. Поради сложеноста и различните типови на анкери до сега не се предвидени стандарди за нивна пресметка и истите се подложни на испитувања за да се докаже нивната носивост.

Во трудот се презентирани начинот на испитување и добиените резултати од аналитичко и експериментално испитување на механички анкери вградени во неармиран бетон и изложени на сила на затегање. Испитувањето е спроведено со нестандарден тест во неармиран бетон, почитувајќи ги препораките и правилата за вградување на анкери дадени од производителот. Анкерите опфатени со ова испитување се најчесто користени механички анкери за поврзување на конструктивни елементи кои може да се најдат на пазарот во нашата земја. Резултатите од однесувањето на механичките анкери вградени пред бетонирање изложени на сила на затегање се дадени во форма на дијаграм сила – поместување со што се дефинира однесувањето на анкерот и типот на лом. За да може да се направи анализа на добиените податоци од испитувањето во трудот се презентирани и можните типови на лом од кои што зависи и носивоста на анкерот.

Клучни зборови: *Механички анкери; Експериментално испитување; Сила – поместување;*

[1] Студент на постдипломски студии, Градежен Факултет, Универзитет “Св. Кирил и Методиј”, Скопје, Република Северна Македонија, denkovskidamjan@yahoo.com
[2] Проф. Д-р, Градежен Факултет, Универзитет “Св. Кирил и Методиј”, Скопје, Република Северна Македонија, popovski@gf.ukim.edu.mk
[3] Соработник, М-р, Градежен Факултет, Универзитет “Св. Кирил и Методиј”, Скопје, Република Северна Македонија, damjanovski@gf.ukim.edu.mk

1. ВОВЕД

Модерната технологија за поврзување станува се по применета во градежништвото во сите делови од светот. Анкерите кои се вградуваат пред бетонирање како и анкерите вградени после бетонирање наоѓаат се поголема примена. Голем број на производители во својата палета на производи нудат различни типови на анкери. Секој од анкерите е дизајниран за вградување во оптимални услови за специфична примена. Доколку анкерот не се примени во услови за кои истиот не е соодветен доаѓа до прашање сигурноста на врската односно на целата конструкција. За да се направи точен избор на анкер кој треба да се примени во конструкцијата потребно е проектантот да поседува познавање од типот на анкерот, начинот на трансфер на силата, влијанијата на кои анкерот е изложен како и типовите на лом кои може да настанат.

Во европските земји пресметката на анкерите се спроведува според Анекс С од ETAG 001 (Guidelines for European Technical Approval of Metal Anchors for use in concrete) се до имплементација на CEN/TS 1992-4 (2009) како Дел 4 од Еврокод 2 (2005). Во САД пресметката на анкерите е регулирана од 2002 година во Appendix D од ACI318 (2002) ревидирана и надополнета во 2011 година. Дадените препораки точно ги дефинираат условите и начинот според кои се спроведуваат тестовите за техничко одобрување на анкерите. Откако анкерите ќе ги исполнат условите предвидени со тестовите добиваат сертификат за користење ETA (European Technical Approval) во Европа или ESR (Evaluation Service Report) во САД.

Испитувањата на анкерите може да се поделат на три типа:

- Испитување за соодветност на анкерите (conformity) со кој се прави проверка на однесувањето на анкерите во екстремни услови
- Испитувања за одредување на носивоста на анкерот во фаза на експлоатација
- Испитувања со кои се утврдува поместувањето (извлекувањето) на анкерот под дејство на надворешни товари во фаза на експлоатација

Со испитувањата се добиваат резултати од однесувањето на анкерите како и типот на лом кој се јавува под дејство на надворешни товари. Презентацијата на однесувањето на анкерот најлесно може да прикаже со формирање на дијаграм сила- поместување од кој што може да се определи силата при која доаѓа до пролизгување или лом на анкерот кој се испитува.

Во овој труд се презентирани резултатите добиени од не стандардно испитување на механички анкери вградени во не армиран бетон изложени на сила на затегање. При вградувањето на анкерите во бетонските елементи испочитувани се сите препораки за вградување на анкерот од страна на производителите.

2. ОДНЕСУВАЊЕ НА АНКЕРИТЕ ПОД ДЕЈСТВО НА СИЛА НА ЗАТЕГАЊЕ, ВИДОВИ НА ЛОМ И ПРЕСМЕТКА НА НОСИВОСТ

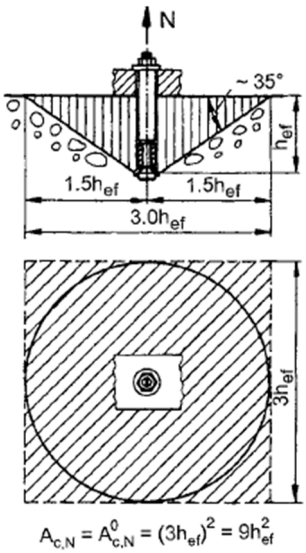
Анкерите изложени на сила на затегање подлежат на четири можни типови на лом и секој од нив се карактеризира со зависноста сила – поместување која е во функција од голем број на фактори. Можни типови на лом кои може да се јават при вградување и експлоатација на анкерите се:

- Лом проследен со одделување на бетонот во форма на конус (concrete cone failure)
- Цепење на бетонот (splitting failure)
- Извлекување на анкерот од бетонот или извлекување на телото на анкерот од кошулката
- Лом преку челичниот дел (телото) на анкерот

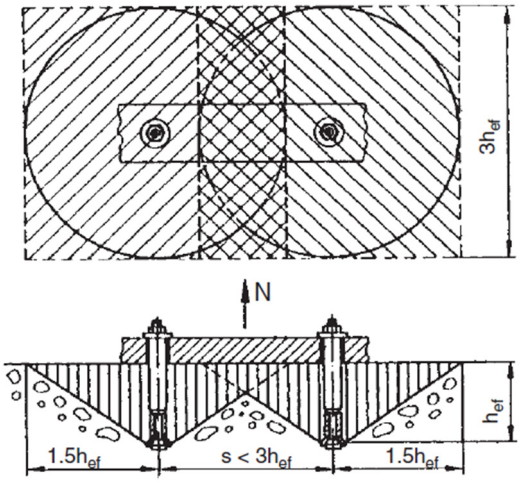
Освен од типот на анкерот, однесувањето зависи и од силата на притегање на анкерот во фаза на вградување, марката на бетон и начинот на кој се аплицира силата. Вкупното измерено поместување (извлекување) на анкерот е компонента од пролизгувањето на анкерот, локалните деформации во бетонот во кој е вграден и деформациите во самиот анкер.

2.1. Лом проследен со одделување на бетонот во форма на конус (concrete cone failure)

Лом проследен со одделување на бетонот во форма на конус настанува кога носивоста на затегање на бетонот е надмината. Овој тип на лом се карактеризира со формирање на конус кој под дејство на аплицираната сила преку анкерот се одвојува од останатиот дел од бетонотскиот елемент. За овој тип на лом карактеристичен е начинот на пропагација односно ширење на пукнатините во зоната на напрегања на бетонот. Првите пукнатини во бетонот настануваат во зоната на контактот помеѓу кошулката од анкерот и бетонот под дејство на експлоатационите товари кои со зголемување на напрегањата радијално се шират кон површината на бетонот. Во случај кога кошулката на анкерот е со поголеми димензии најчесто се јавува овој тип на лом. Доколку димензиите на кошулката се со помали најчесто доаѓа до пролизгување и извлекување на анкерот. Лом на бетонот во форма на конус се јавува кај вградените анкери кои обезбедуваат доволно голема сила на експанзија (триење) а притоа не се јавува лом во челикот. Поместувањата кај механичките анкери вградени со контролиран момент на притегање се поголеми заради придвижувањето на кошулката во однос на телото на анкерот кое е проследено со зголемување на силата на триење (ширење).



Сл. 1. Ефективна површина при лом на бетонот во форма на конус за единечен анкер



Сл. 2. Ефективна површина при лом на бетонот во форма на конус за група анкери

За определување на силата при која се јавува лом на бетонот во форма на конус потребно е да се примени нелинеарна анализа. Сепак овој начин на анализа не е секогаш достапен и бара повеќе време. За да се поедностави постапката за пресметка на силата при која се јавува овој тип на лом развиени се емпириски формули врз основа на теориските модели.. Овој пристап доведува до развој на на CC (Concrete Capacity) Метод (Fuchs, Eligehausen, Breen (1995/1 и 1995/2). Силата при која се јавува лом директно зависи од волуменот на бетонот кој се активира со извлекување на анкерот или група анкери. Тестовите се направени за анкери со стандардни димензии вградени со максимални растојанија и во бетон со различни марки.

$$N^0_{RK,c} = k_c \times \sqrt{f_{cu}} \times h_{ef}^{1.5} \qquad (1)$$

Според формулата товарот при кој се јавува лом зависи од јакоста на притисок на бетонот и должината на анкерување. Вредноста на коефициентот K_c изнесува помеѓу 7.0 и 7.2 за напукнат бетон и 9.8 до 10.1 за не напукнат бетон.

2.2. Лом преку челичниот дел (телото) на анкерот

Лом преку телото на анкерот се јавува во случај кога е достигната горната граница на носивост на телото или кошулката на анкерот. Овој тип на лом ретко се јавува во пракса и тоа е во случај кога анкерите се вградени во бетон со висока јакост. Товарот при кој настанува лом- кинење на анкерот е

во зависност од површината на анкерот A_s и носивоста на затегање f_{uk} на челикот од кој е изработен. Во случај кога силата делува ексцентрично на анкери вградени во група тогаш носивоста е дефинирана според најоптовареният анкер.

$$N_{Rks} = A_s \times f_{uk} \tag{2}$$

Во изборот на анкерите кои се вградуваат во група не треба да се отстапува од тоа да сите анкери се од ист тип и со ист дијаметар. Силата при која што се јавува кинење- лом во анкерот не е во зависност од вградената арматура во бетонот. Ваквиот тип на лом според европските препораки и регулативи е забранет односно не треба да се јавува при експлоатација на анкерот.

2.3. Лом проследен со извлекување на анкерот од бетонот или кошулката

Лом проследен со извлекување на анкерот се карактеризира со извлекување на анкерот од бетонскиот елемент без настанати оштетувања на бетонот. Кај анкерите вградени со контролиран момент на притегање овој тип на лом настанува во случај на недоволно остварена сила на триење помеѓу кошулката од анкерот и бетонот. Ултимативната носивост на анкерите во овој случај на лом не може точно да се дефинира бидејќи е различна од случај во случај, при што големо влијание има рапавоста на дупката во која што е вграден анкерот.

Лом проследен со извлекување на телото на анкерот од кошулката е карактеристичен за анкерите вградени со контролиран момент на притегање. Со вградувањето на анкерот и дополнително оптоварување се гернерираат локални деформации во бетонот околу дупката во која се вградува анкерот предизвикувајќи радијално напрегање на ширење преку кое се остварува контактот за пренос на силата на ширење F_{ex}. Товарот $N_{u,p}$ при кој се јавува извлекувањето на анкерот од дупката е пропорционален на силата на ширење (expansion force):

$$N_{u,p} = F_{ex} \times \mu \tag{3}$$

Според Wagner – Grey (1977/1) коефициентот на трансфер на сила μ помеѓу кошулката на анкерот и бетонот изнесува 0.2 до 0.3 за механички анкери со контролиран момент на притегање и 0.35 за механички анкери вградени со контролирани деформации. Подоцна според испитувањата на Mayer (1990), истиот коефициент варира помеѓу 0.35 за анкери вградени во бетон со висока јакост до 0.6 во бетон со мала јакост.

Товарот при кој се јавува извлекување на телото од анкерот од кошулката може да се пресмета доколку силата на експанзија F_{ex} (пресметана според Legmann (1993)) во зависност од геометријата на анкерот се помножи со коефицентот на трансфер на силата μ_{ce} помеѓу телото на анкерот и кошулката.

$$\mu_{ce} = \tan(\alpha + \rho) \tag{4}$$

Со зголемувањето на локалниот притисок при контактот на анкерот со површината на бетонот доведува до значително зголемување на поместувањата што е резултат на локалното нагмечување на бетонот во оваа зона.

2.4. Лом настанат со цепење на бетонот

Ломот при кој доаѓа до цепење (одделување) на бетонот може да се јави при вградување на механичките анкери во фаза на притегање или при товарење на анкерот. Цепење на бетонот во фаза на вградување настанува како резултат на радијалниот притисок кој се генерира во бетонот при ширење на анкерите. За механички анкери вградени со контролиран момент на притегање, големината на аплицираниот момент, претворањето на моментот на притегање во аксијална сила на затегање како и геометријата на анкерот во зона на експанција се факторите кои имаат влијание при појава на овој тип на лом. Односот помеѓу силата при која се јавува цепење на бетонот и сила на затегање во анкерот изнесува 1.0 до 2.0 за механички анкери со контролиран момент на притегање и 0.7 до 1.0 за анкери со заклинување. Отпорноста на цепење на бетонот зависи од јакоста на бетонот, дебелината (висината) на бетонскиот елемент, растојанието на анкерот од крајот на елементот и растојанието помеѓу анкерите во случај кога се вградени во група. Доколку анкерите се вградени на мало растојание од

крајот на елементот ломот може да настане уште во фаза на вградување на анкерот. Овие растојанија се определуваат преку испитувања и најчесто се дадени во каталогот од производителот. Препорака е да се вградуваат во елементи со дебелина h>2hef и марка на бетон> C20/25.

Во анализите споредени од Pukl, Ozbolt, Schlottke, Eligehausen (1993) користени се компјутерски 3Д модели во кои што однесувањето на бетонот е симулирано со модел кој се базира на нелинерана анализа. Добиените резултати покажуваат дека пред да биде достигнат максималниот товар при кој настанува лом се формираат радијални пукнатини. Со зголемување на растојанието од работ на елементот ломот на цепење полека преминува во лом проследен со одделување на бетонот во форма на конус.

$$N_{Rk,sp} = N^0_{Rk} \times \frac{A_{c,N}}{A^0_{c,N}} \times \psi_{s,N} \times \psi_{re,N} \times \psi_{ec,N} \times \psi_{h,sp} \quad (5)$$

Равенката (5) претставува равенка за пресметка на силата при која се јавува лом во бетонот проследен со цепење. Коефициентите од кои што зависи носивоста на анкерот се дадени во ETAG 001 Анкекс С.

3. ЕКСПЕРИМЕНТАЛНО ИСПИТУВАЊЕ И АНАЛИЗА НА ОДНЕСУВАЊЕ НА МЕХАНИЧКИ АНКЕРИ ИЗЛОЖЕНИ НА ЗАТЕГАЊЕ

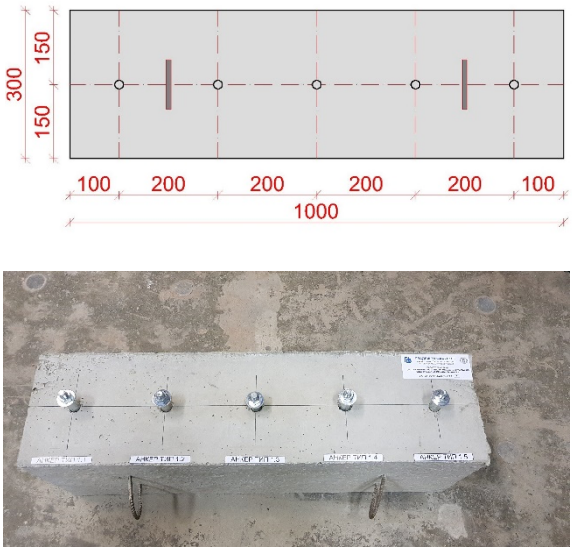
Постапката за аналитичка пресметка за носивост на механички анкери изложени на надворешен товар се состои од контрола на анкерот во зависност од условите кои што треба да ги исполни анкерот. Процедурата за димензионирање на анкерите е следна:

- Определување на проектен товар на анкер или група анкери во зависност од условите кои треба да ги исполнат. Тип на бетонот (напукнат или не напукнат), јакоста на бетонот, изложеност на коризија или замор и тн.
- Избор на механички анкер кој ги исполнува условите. Определување на прелиминарен дијаметар на анкер, механизам за трансфер на силата, димензии на анкер плочката, растојанија помеѓу анкерите и работ од елементот
- Разложување на надворешните сили на сила на смолкнување и извлекување за индивидуален анкер
- Пресметка на проектен товар за четири можни типови на лом
- Пресметка на проектен товар при дејство на трансверзална сила
- Споредба на проектниот товар на анкерот со проектната носивсот за четирите типа на лом
- Доколку проектната носивост е поголема од проектниот товар тогаш анкерите се димензионирани правилно, во спротивен случај потребно е да се предвиди избор на друг тип на анкер

Врз основа на добиените податоци од експерименталните лабораториски испитувања за однесувањето на анкерите производителите ги пропишуваат минималните растојанија за вградување и носивоста.

3.1. Експериментално испитување на анкери изложени на затегање

За да се добие кривата сила- поместување преку која се дефинира однесувањето на анкерите вградени во бетонски елементи под дејство на сила на затегање направено е не стандардно експериментално испитување. Вградувањето на анкерите е извршено во претходно бетонирани блокови со димензии 1000x300x300 мм без присуство на арматура. Во секој од анкер – блоковите вградени се по 3 или 5 механички анкери притоа почитувајќи ги препораките за минимални растојанија, минимални димензии на блокот за анкерување, дијаметар и длабочина на дупките како и моментот на притегање на анкерите со момент клуч. Во текот на бетонирање на анкер – блоковите земени се примероци за контрола на квалитет на бетонот. Резултатите од испитување на коцките на 28 дена од бетонирањето покажуваат марка на бетон C25/30. Пред вградувањето на анкерите направена е шема за бушење на дупките прикажана на слика (3).

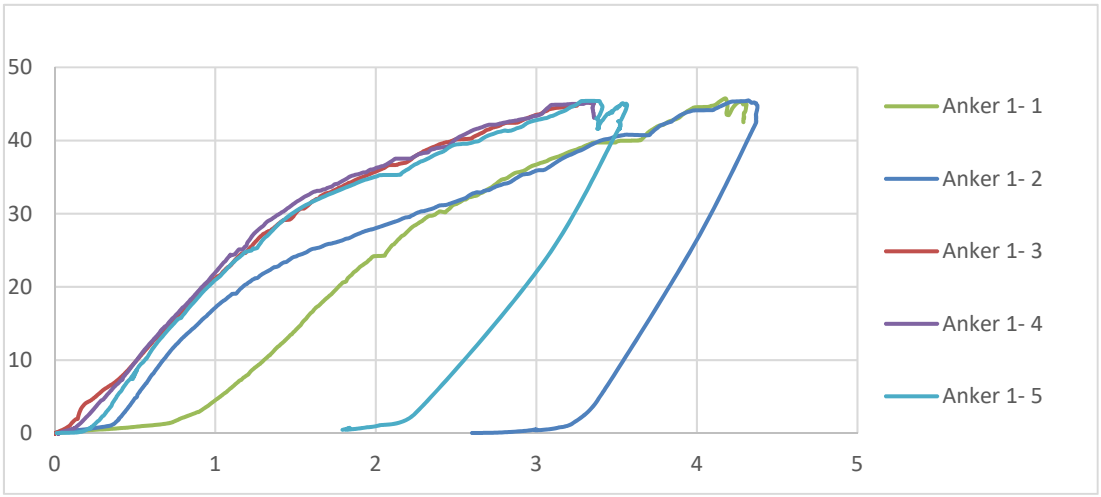


Сл. 3. Шема за вградување на механички анкери во анкер- блокови



Сл. 4. Поставена опрема за испитување на вградените анкери

Опремата за испитување (слика 4) се состои од преса и конструкцијата преку која се аплицира силата на затегање на анкерот. За мерење на деформациите односно извлекувањето на анкерите поставени се механички и индуктивен угибомери (компаратори), додека нанесената сила се мери преку динамометар поврзан со пресата. Мерењето на нанесената сила и поместувањата е континуирано во текот на испитувањето. Во продолжение е даден карактеристичен сила – поместување дијаграм за еден од испитаните анкери. На хоризонталната оска е прикажано поместувањето (извлекувањето) на анкерот во милиметри додека на вертикалната оска е даден товарот во [kN] при кој настанува поместувањето



Сл. 5. Карактеристичен сила – поместување дијаграм за испитан анкер тип 1-5

Поради обемноста на резултатите од испитувањето во трудот не се дадени дијаграмите за сите анкери поединечно. Пообемна анализа за испитувањето и добиените резултати е дадена во магистерската работа врз која се базира овој труд. Резултатите се сведени на табеларен приказ во кој што се дадени добиените вредности за максимална сила на затегање по анкер од секој тип споредени со препорачаната носивост дадена од производителот.

Табела 1. Споредба на добиени вредности за сила и поместување според каталог и испитување

Тип на анкер	Максимален испитен товар [kN]	Поместување - максимален испитен товар [mm]	Ултимативна носивост - каталог [kN]	Проектна носивост - каталог [kN]	Препорачана носивост - каталог [kN]	Поместување – препора-чана носивост
1.3	143,64	4,31	67,50	37,00	26,40	0,60
2.3	44,98	5,54	48,3	26,4	18,9	0,84
3.3	140.30	8,80	46,30	24,00	17,20	0,12
4.3	141.03	4,89	52,9	26,3	18,80	0,07
5.3	116,93	2,47	45,00	25,00	14,16	0,10
6.3	123,82	5,11	/	/	13,80	0,05
7.2	88,46	2,42	60,80	/	24,0	0,38
8.3	129,85	6,24	43,60	/	12,30	0,07
9.3	107.78	2.57	/	/	11.90	0.24

При максимален испитен товар во текот на испитувањето, во сите случаи се јавува лом на цепење на бетонот.



Сл. 6. Лом проследен со цепење на бетонот при максимално достигнат товар



Сл. 7. Лом проследен со цепење на бетонот при максимално достигнат товар



Сл. 8. Механички анкер по испитување и достигнат максимален товар

4. ЗАКЛУЧОК

Со направените испитувања кои претставуваат единствен начин за анализа на однесувањето и носивоста на анкерите, може да се дојде до заклучок дека однесувањето на анкерите е дефинирано од повеќе параметри. Конкретно за носивоста на анкерите на истегање со анализа на добиените резултати може да се заклучи дека парцијалните но и глобалниот коефициент на сигурност ја намалуваат ултимативната носивиост до 2 пати. Дополнително на страна на сигурност секој од производителите дава препорачана носивост која се зема при примена на анкерите. Коефициентите на сигурност како и дополнитлениот коефициент дефиниран од производителите ја намалуваат проектната носивост на анкерите како резултат на влијанието на различни параметри во пракса кои не секогаш може да точно да се дефинираат.

Според ломот кој настанува при максималниот нанесен товар на извлекување на анкерите може да се заклучи дека станува збор за лом на цепење на неармираниот бетон односно во ниту еден испитан случај не се јавува лом во анкерот. Ломот кој се јавува е резултат на недостаток на арматура во бетонскиот елемент што ја ограничува носивоста на бетонот. Во случај на вградена арматура во бетонскиот елемент со сигурност ќе се зголеми и максималниот товар при кој настанува лом како и типот на лом. Направеното испитување претставува подлога и за понатамошни испитувања на однесување на механичките анкери притоа менувајќи ги параметрите кои ја дефинираат носивоста на самите анкери.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Cannon R.W., Godfrey D.A., Moreadith F.L. (1981). “Guide to the Design of Anchor Bolts and Other Steel Embedments”, Concrete International

[2] Dr. Cho S.S.H., Chan S. (1981). “Guide on design of post-installed anchor bolt systems in Hong Kong”

[3] Dusel P.J., (1986). “Evaluation of Mechanical Expansion Anchors- Vol. 1&2”, Report No. FHWA/CA/TL-86/09, Sacramento

[4] Eriksson D., Gasch T. (2011). “Load capacity of anchorage to concrete ar nuclear facilities”, Sweden

[5] EN 1990-1-1, Eurocode 0: Basis of structural design

[6] EN 1991, Eurocode 1: Actions on structures

[7] EN 1992-4:2015, Eurocode 2: Design of concrete structures- Part 4: Design of fastenings for use in concrete

[8] EN 1993-1-8:2005, Eurocode 3: Design of steel structures- Part 1-8: Design of joints

[9] BS 5080-1:1993, BSI 02-1999: Structural fixings in concrete nad masonry – Part 1: Method of testing for tensile loading

[10] CEN/TS 1992-4-1:2009: Design of fastenings for use in concrete – Part 4-1: General

[11] Eligehausen R. (2006). “Anchorage in concrete construction”, Berlin, Germany

[12] Fuchs W. (1955). “Concrete capacity design (CCD) approach for fastening to concrete”, ACI Structural Journal, Vol.92-No.1

[13] Hiroshi S. (2004). “Study on dynamic pullout strenght of anchors based on failure modes”, 13th Wolrd Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada

[14] Hoehler M.S. (2006). “Behavior and Testing of Fastenings to Concrete use in Seismic Applications”, University of Stuttgart

[15] Johnson K.M., Lew H.S., Long T.P. (1988). “Literature review of post- installed anchorage in concrete”, U.S. Department of commerce, National bureau of standards

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

SS - 2

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

COMPOSITE SLIM FLOOR BEAMS WITH WEB OPENINGS- OVERVIEW OF EXPERIMENTAL RESEARCH AND NUMERICAL ANALYSIS

Mirjana ĐUKIĆ[1], Zlatko MARKOVIĆ[2], Duško LUČIĆ [3]

ABSTRACT

In composite steel-concrete construction, due to building requirements of modern age, slim floor structures were developed. Number of reasons were in favor of developing composite structural systems where steel beam is incorporated within the concrete slab. Over the years, researchers developed several systems of slim floor beams, in order to provide more efficient composite system with required load bearing capacity, serviceability, dynamic properties and fire resistance.

This system of composite beams is not directly covered with Eurocode 4, so experimental research studies and numerical modeling was conducted in order to verify structural properties of this systems.

In this paper is presented overview of experimental research and numerical analyses of slim floor beams with web openings. Experimental studies and numerical model analyses are presented in two main groups, as they were published in past years. Division into two groups is made based on the concept of test and is: full scale tests of beam in order of verification of general structural behavior and push-out tests in order of verification of local behavior of beam elements mostly composite connection of steel and concrete elements.

On the basis of experimental research, numerical models were developed using different FE software. Numerical analyses enabled variation of parameters in order to analyze behavior of slim floor beams generally and locally.

Based on this overview conclusions can be driven and proposition of future research can be made.

Keywords: *Slim floor beam; Composite steel-concrete structure; Experimental test; Numerical model; Eurocode 4;*

[1] PhD student, Faculty of Civil Engineering, University of Montenegro, Podgorica, Montenegro, djukic.m@ucg.ac.me
[2] Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Belgrade, Republic of Serbia, zlatko@imk.grf.bg.ac.rs
[3] Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University of Montenegro, Podgorica, Montenegro, dlucic@ucg.ac.me

1. INTRODUCTION

Over the past years, requirements in residential buildings and industrial structures are basically set on economic and more efficient structures. In populated areas were building requirements cant often be limiting, engineers tended to provide structure that will be economically acceptable and with more living space. On the other hand, in industrial buildings, it is also required to design column free working space of large area.

Listed above, led to development of slim floor beams, as improved beam system in composite steel concrete construction. Slim floor beams are structurally made of steel girder incorporated within the concrete slab. This manner of arrangement of structural elements of slim floor beam leads to floor systems that have reasonable depth comparing to the conventional composite systems. Depth of slim floor beams is usually in range of 280 – 350 mm, depending on type of slim floor beam and span between the columns. Based on the depth of the floor system, this structure is economically efficient in areas where the height of the structure is limited. Reducing of structural height relates to a smaller quantity of claddings and façade materials.

Serviceability of steel girder is improved by incorporating in the concrete slab, reflected in preventing of the web plate buckling and fire resistance.

Generally slim floor beams with web openings are developed in few structural types, but most common are with I steel girder and concrete slab. Steel girder can be with asymmetric flanges or with symmetric flanges with welded plate on the bottom flange. Concrete slab can be supported with prefabricated concrete elements (usually with hollow core section) or on the profiled steel sheet, both supported by the bottom element of I girder.

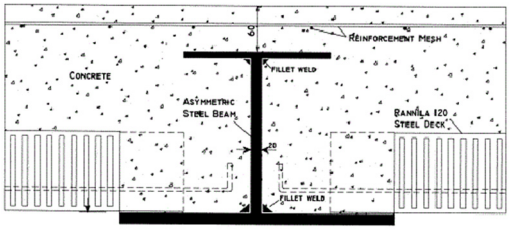


Fig. 1. Example of slim floor beam with asymmetric flanges of steel I-girder

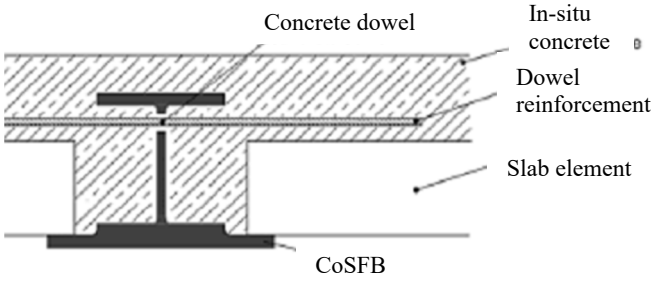


Fig. 2. Example of slim floor beam with symmetric flanges of steel I-girder - CoSFB

Web openings are used to assure shear connection between steel and concrete instead of shear stud composite connections. This is also one of the reasons that makes composite slim floor beams cost efficient and less time consuming structures.

1.1. Types of slim floor beams with web openings

iTECH slim floor beam is developed in 2002. by Korean researchers. In this slim floor type, steel I girder is not fully encased by concrete, but depth of the composite beam is reduced comparing to the conventional composite beams. Concrete slab is supported by steel deck laying on channel profiles. Channel profiles are supported by bottom flange of I girder. Composite action is achieved by concrete infill of web openings. [1]

Web openings of iTECH beam are trapezoidal and placed under the upper flange. Several experiment were conducted and it was shown that this system has a good bending behavior with acceptable horizontal shear load bearing capacity. [1] On 2009. Young K. Ju et al. Conducted experiment with iTECH beam on simple beam test system. With the test of structural behavior of composite slim floor beam researcherS parralelly tested I girder with web openings alone. Comparative analysis of I girder behavior with and without concrete slab were made. By testing of steel girder it was observed that upper flange expiriencing buckling on the place of load. This points that attention should be maid on the loading and behavior of the steel girder during the execution phase, before concrete slab hardens. [2]

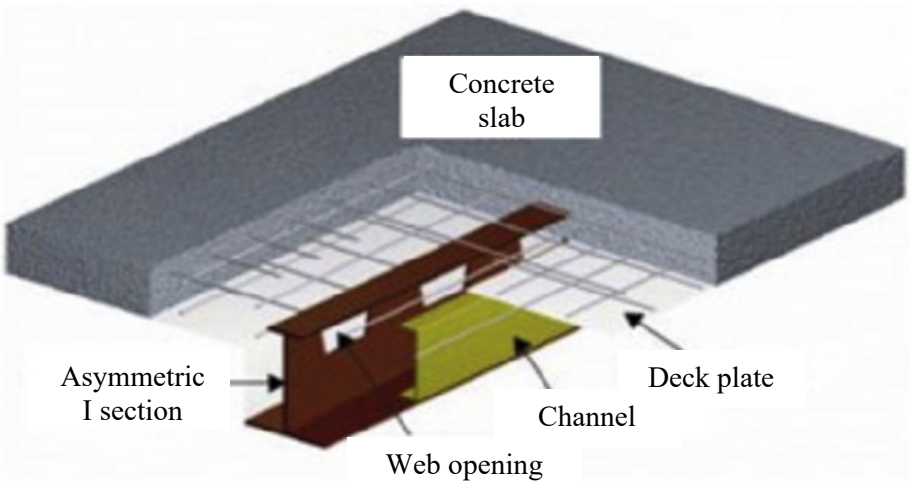


Fig. 3. Example of iTECH slim floor beam

Depth of iTECH slim floor beam depends on the span and amount 300 mm for spans in range of 7.5 m to 15 m. By reducing the depth of composite beam, serviceability and dynamic behavior can be questioned, but related experiments showed acceptable results. [1]

Fire resistance of iTECH slim floor beams is achieved in 40 min, which is less compared to conventional composite beams. [1]

DELTA beams are also type of slim floor beams with plate openings. In this type, openings are also used for interlocking concrete infill and achieving shear connection between steel and concrete. What differs in this type of beams is that steel girder has a delta shape and plate openings are located in both sides. Using this shape of steel girder, concrete is also interlocked inside the girder but execution can be difficult and quality of shear connection can be questionable. [1]

With beam depth of 500 mm it can span over 13.5 m. In order to assess quality and capacity of shear connection, several push out tests were conducted. Later, also long span beams were tested and results showed that bending structural response can be achieved with using of reinforcement. Fire resistance and dynamic behavior were tested and this type of beams achieves 60 min of fire resistance and frequencies in range of 3Hz and higher. Due to complexity of cross section, further detailed experiments should realize. [1]

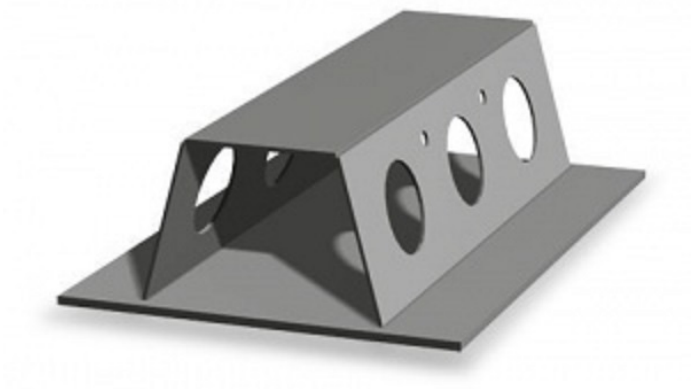


Fig. 4. DELTA beam

Asymmetric slim floor beams with web openings, Composite slim-floor beams (CoSFB) and Ultra-shallow floor beams (USFB) p;resent basically the same system. In all three systems web openings with concrete infill are used as shear connection. With asymmetric slim floor beams steel section is I girder as in the USFB with difference of depth of concrete plate, in USFB system upper flange is also upper edge of concrete (there is no concrete encasement over the steel section). CoSFB system is formed of

steel I girder with symmetric flanges, but as support for concrete slab, welded steel plate is used. Difference in these three systems is in the self-weight of floor structure.

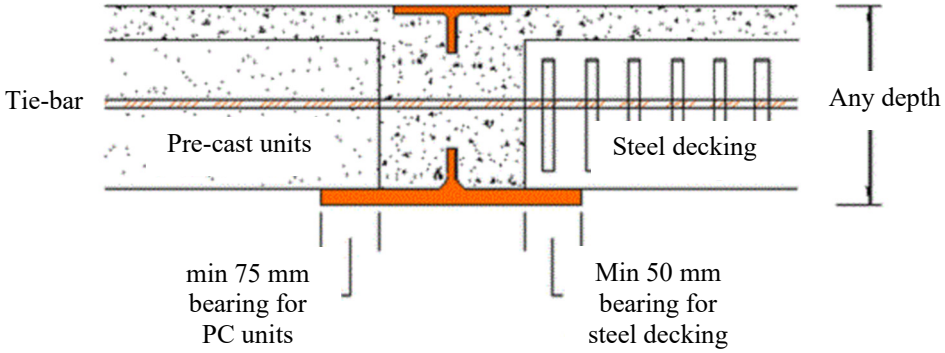


Fig. 5. Ultra-shallow floor beam (USFB)

In the following paragraphs experimental research and numerical analysis of Asymmetric slim floor beams with web openings and Composite slim-floor beams (CoSFB) will be presented.

2. SLIM FLOOR BEAMS WITH WEB OPENINGS, EXPERIMENTAL AND NUMERICAL ANALYSES

Slim floor beams with web openings are innovative composite system, suitable for use for a reason that composite action is tended to obtain without using of shear studs. In this manner, composite slim floor beams with web openings, present economically acceptable structures because the process of welding of shear studs, at the construction site, is avoided. In the past years researchers made experimental and also numerical analyses of these composite systems.

In overall review in this paper, all tests were divided on research of global behavior of the composite beam system and research of local effects in the composite beam system. In the following paragraphs overview of these researches is given chronologically.

2.1. Experimental and numerical analyses of global behavior of slim floor beam structure

Shiming Chen, Toi Limazie and Jianyao Tan on 2015. presented results of experimental tests on four slim floor beams with web openings. Experiment was organized so that two of four specimens were composed of asymmetrical I steel girder and other two were composed of reversed T steel section. Profiled steel sheets were supported by the bottom flange and concrete is placed over it. In all specimens web openings are made and reinforcing bars were placed inside (tie-bars). Specimens were set as simply supported beam, span of 4000 mm, loading in two points, symmetrically. [3]

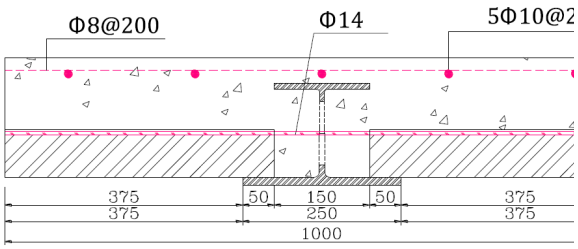


Fig. 6. Composite slim floor beam with asymmetrical I-girder

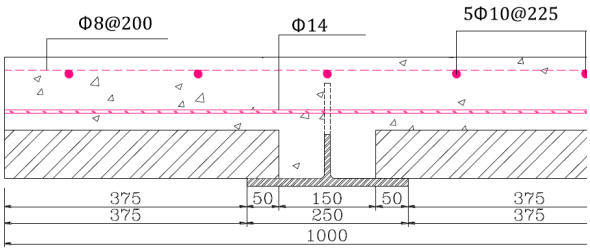


Fig. 7. Composite slim floor beam with asymmetrical reversed T-girder

Three main parameters were considered and they are: shape of the steel beam, web openings and depth of concrete plate over the steel beam. All specimens showed similar behavior during the loading. Two modes of failure were observed. Some specimens experienced shear failure followed by shear diagonal cracks and large slip. Other specimens experienced failure due to concrete cracking in the pressure region, but without failure of shear connection. All specimens showed significant ductile behavior. [3]

It was shown that shear connection formed as concrete infill (concrete dowel) with reinforcement bar (tie-bar) has effective and significant shear capacity, slip capacity and ductility. Longitudinal shear capacity of the shear connection then can be presented as sum of shear capacity of the concrete infill and tensile capacity of the reinforcement bar. [3]

On the same year Gunter Hauf and Ulrike Kuhlamann, presented experimental research of the slim floor beams with web openings that has the aim to confirm analysis of the effective width, deflection and stiffens so that analytical model for calculation of the actual deflection can be developed. Two test programs were organized. In the first one simply supported beam were tested and in the second one continual beam over two spans were tested. [4]

For calculation of actual deflection of this type of composite beams, two main aspects should be considered. Due to small depth of beam system, and fact that steel girder is within the concrete slab, service loads causes the caring of the concrete above the steel girder. This reduces stiffness and increases deformations. It was observed that effective width has important influence on the determination of actual deflection. In conventional composite beams due to large height of the beam and small depth of the concrete slab, flexural stiffness of concrete has been neglected. And this assumption for slim floor beams led to very inefficient effective width. Conclusion was that effective width has to be defined precisely for slim floor beams because cross section is determined by the method of deflection. [4]

Shinig Chen and Toi Limazie also published few papers over the 2015. regarding numerical analyses of slim floor beams with web openings. Based on the before conducted experiments they presented numerical analysis of slim floor beam with full and partial composite action. [5] Also, they presented Finite element analysis (FEA) using ANSYS software. [6]

For numerical analysis six slim floor beams were analyzed in order to assess capacity of the moment of plasticity, using the assumption that full shear connection is achieved. Simply supported beams were analyzed, with symmetric load in two points. [5]

Design procedure for assess of behavior of slim floor beam has been developed. Principle of predicting flexural stiffness using plastic analysis and be different comparing to the one for conventional slim floor beams. Calculation procedures for determination of flexural behavior and determination od moment-deflection and moment-curvature, is given. These procedures are compatible with experimental results. [5]

Using FEA analysis four slim floor beams were modeled in ANSYS. Slim floor beams with web openings, profiled steel sheet and concrete slab were modeled. Structural system is simply supported beam, loaded in two points symmetrically. [6]

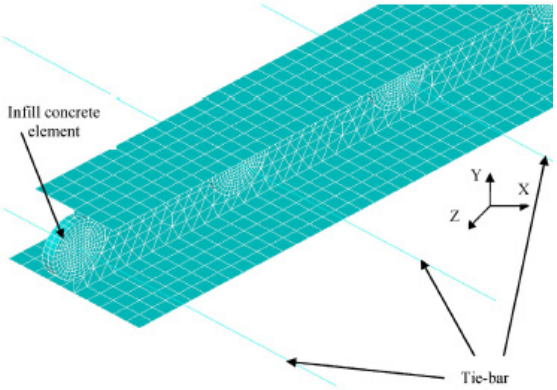


Fig. 8. Meshed FE model of steel beam with concrete infill and tie-bars

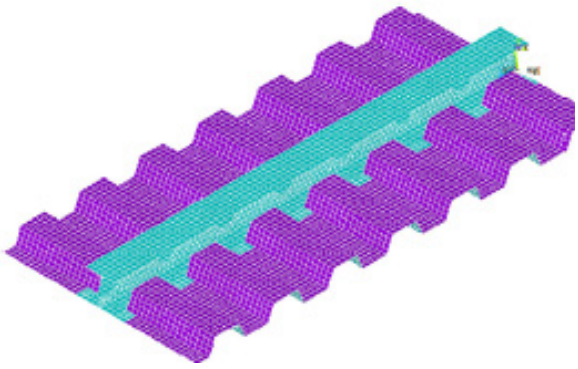


Fig. 9. Analyzed steel beam with profiled steel deck

Different types of finite elements were used for modeling elements of the composite slim floor beam. For modeling of concrete elements it was used SOLID65, steel beam is modeled using SHELL181and reinforcing bars were modeled using LINK8. All models were meshed with controlled size of mesh

element. Also, contact between the elements was carefully modeled and it was used surface-to-surface contact. [6]

Modeling of slim floor beam with web openings in ANSYS enabled variation of different parameters that determine behavior of the composite slim floor beam, and relevancy of the model was confirmed based on the experimental results. [6]

It was concluded that behavior of the composite slim floor beam depends on size of the web opening. Loading capacity reduces with increasing of the size of the web openings, and it was suggested that opening size should not be over 75% of web depth. [6]

On 2016. Oliver Hechler et al. published results of the experiments conducted on composite slim floor beams - CoSFB. In order to analyze global behavior of the composite slim floor beam two shear and two flexural tests were conducted. Focus was on shear capacity, effective width of concrete slab, deflections and vibrations. Shear capacity was analyzed on the beams with short span, in order to validate results of shear connection capacity obtained from push-out tests. Also, two simply supported beams of large span were analyzed in order to observe global behavior, load capacity and deformations. [7]

Flexural tests proved good ductile behavior and large capacity of deformations. Based on the distribution of deflections effective width of concrete slab was calculated. Effective width was selected as 2.5 m and calculation according to EN 1994-1-1 gave effective width of 1.0 m, but during the experiment is was observed that full activation of concrete slab over all width. It was also shown that tie-bars yield at 75% of the ultimate load of the composite beam and it proves that concrete dowels provide shear connection and ductile behavior. In shear tests of composite slim floor beam failure happens due to shear forces with fracture of compressed concrete. [7]

Latest tests from which results were presented on 2018. by Therese Sheehan et al. were conducted on six simply supported composite slim floor beams span of 6000 mm and loads applied in two points, symmetrically. Composite slim floor beam – CoSFB was tested. It was observed that these beams have ductile behavior, achieving overall deflection limited with span/40 and end slips greater than 6 mm, before failure. [8]

In this paper it was stated that Eurocode 4 does not provide specific design procedures for this type of slim floor beams. Also, authors suggested that further experiments should be conducted in order to analyze effects of uniform load on composite slim floor beams and that further experiments should lead developing the design procedures for this type of beams. [8]

2.2. Experimental and numerical analyses of local effects within the slim floor beam structure

Bing Y. Huo and Cedric A D`Mello on 2013. published the results of the experiment of shear connection in ultra-shallow composite slim floor beams. Four shear connections were evaluated and they are: concrete infill only (concrete dowels), concrete dowels with reinforcement bar (tie -bar), channels and shear connectors. For all four types of shear connection six push-out test was conducted. All specimens were exposed to direct horizontal shear force. [9]

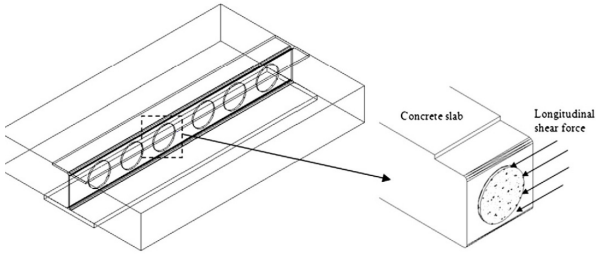


Fig. 10. Shear connection by concrete infill only (concrete dowels)

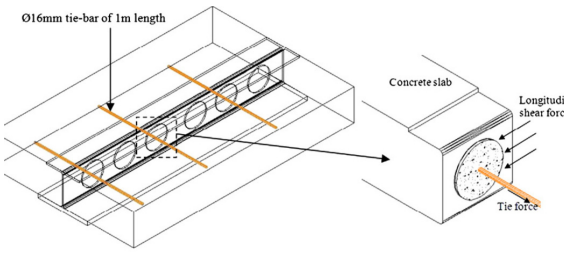


Fig. 11. Shear connection by concrete infill only (concrete dowels) and tie-bars

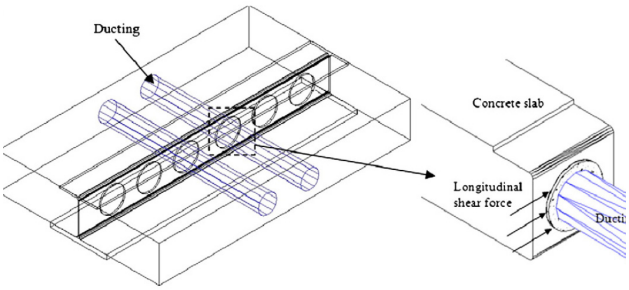


Fig. 12. hear connection with ducting

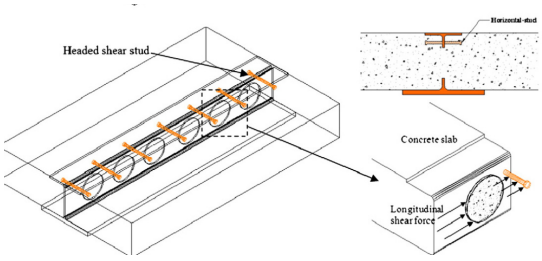


Fig. 13. Shear connection by concrete dowels and horizontal studs

Two variables were observed, diameter of the web opening and strength of concrete. Additional longitudinal reinforcement and meshes of the concrete slab (mainly used in practice) were not placed because they can reduce capacity of the shear connection and limit the separation of the shear connection in these tests. [9]

It was concluded that increasing the diameter of the web opening led to increase of shear capacity of the composite connection. Additional elements, as tie-bars and shear studs, significantly increase shear and slip capacity and ductility of the shear connection. Concrete infill has brittle failure under longitudinal shear forces with slip capacity of 4-5 mm. All analyzed types of shear connections showed large resistance, with low separation and slippage in transverse direction. Push-out tests are intended to analyze shear connection only, and behavior of the same connection is different from one in flexural tests. [9]

On 2015. Matthias Braun, Renata Obiala and Christoph Odenbreit presented results of 27 push-out tests on composite slim floor beams – CoSFB. As main variables were used and they are: diameter of tie-bars, strength of concrete and diameter of the web openings. Also, less important parameters were also varied and they are: thickness of the web and depth of concrete slab. [10]

All specimens reach slip on steel-concrete interface greater than 6 mm, and connection can be classified as ductile. Failure of the shear connection was observed after reaching of maximal elongation of the tie-bars. In parallel, detailed numerical modeling was done in ABAQUS. [10]

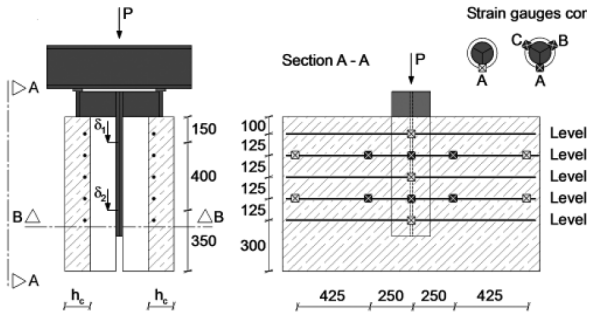


Fig. 14. CoSFB push-out test

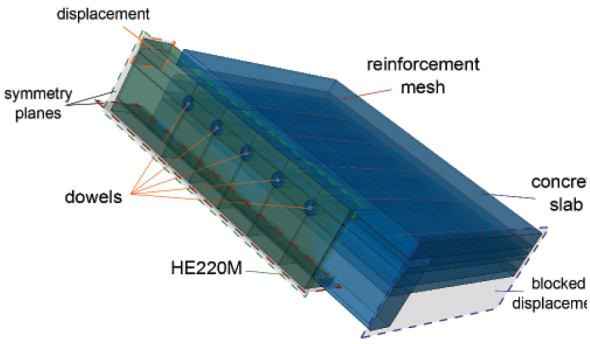


Fig. 15. Boundary conditions of the FE model

On 2016. Shiming Chen and Toi Limazie presented results of numerical model of the slim floor beam with web openings in order to analyze behavior of the shear connection. Failure mod of the shear connection under push-out and flexural test was confirmed by this numerical model. It was confirmed that a part of concrete infill fractures under the moving of steel web and the rest of concrete infill has failure under tensile forces. Load capacity of shear connection depends on the area of concrete infill. Strength of concrete has significant impact on the load capacity, slip capacity, mechanism of the longitudinal shear distribution and failure mode of the shear connection. Also, shear connection without tie-bars has brittle failure mode. [11]

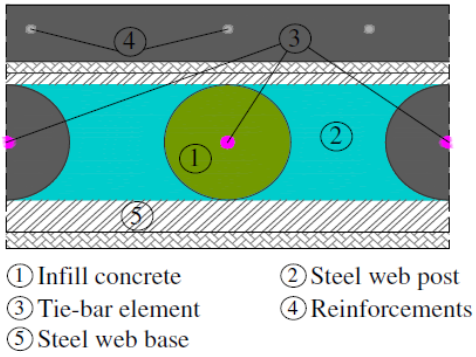


Fig. 16. Components of the shear connection

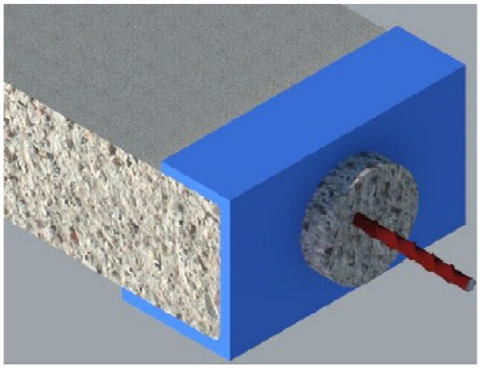


Fig. 17. Configuration of the shear connection

Authors published recommendation for calculation methods for shear capacity of the shear connection for slim floor beams with web openings. [12]

On 2018. latest push-out test were presented by Emad Hosseinpour et al. conducted on the observation of the shear connection of the composite slim floor beams with web openings. It was observed the effects of failure mechanism depending on shape and size of the web openings. [13]

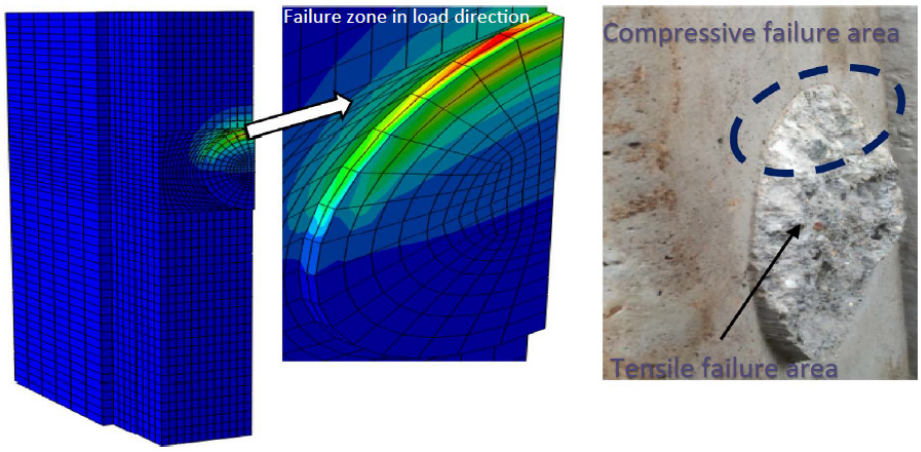


Fig. 18. Failure mode in FE model compared to test for steel web with circular openings

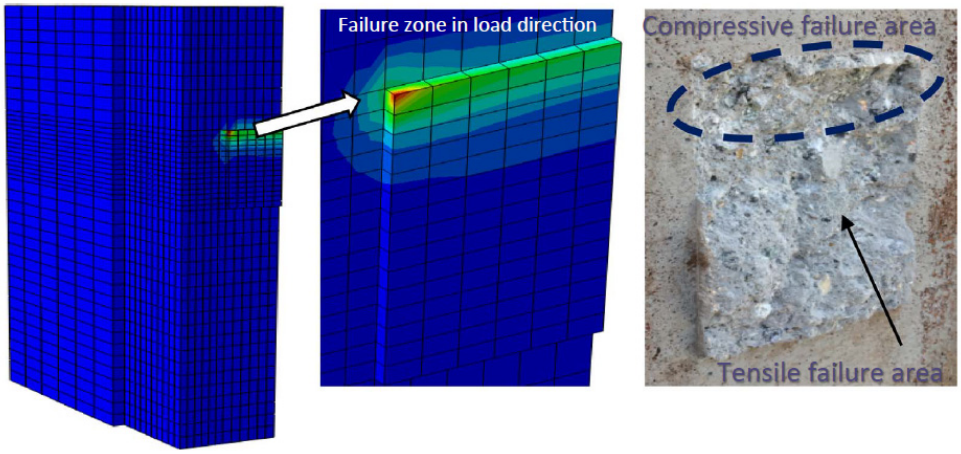


Fig. 19. Failure mode in FE model compared to test for steel web with rectangular openings

Main observation was that better contact was achieved in tests with rectangular web openings, and specimens with circular web openings showed lower load capacity. [13]

3. CONCLUSION

Slim floor beams with web openings are innovative and widely usable structural system. Number of conducted experiments proved that this composite structural system has load carrying capacity, good serviceability and vibration behavior. Slim floor composite beams with web openings have reduced self-weight and are suitable for large span structures.

By the test of global behavior of composite slim floor beams with web openings it was observed that composite slim floor beams with web opening have ductile behavior, large load capacity and acceptable serviceability. All of this confirms that composite slim floor beams with web openings should be used widely as very efficient composite beam structures. In order to expand their usage it is necessary to provide adequate and specific design procedures. Presented experiments were based on simply supported composite slim floor beams loaded with point load. In order to evaluate the overall behavior of these composite systems is necessary to conduct tests with uniform loads. It is also necessary to evaluate behavior of the composite slim floor beams in the continual systems.

As necessary, it was observed that, to date, design procedures for calculation of the effective width of the composite slim floor beam with web openings should be verified. Numerical or experimental analyses should be done on continual beam system, according to design method for effective width calculation given in EN 1994-1-1, in order to observe the activation of concrete slab and verify effective width of composite slim floor beam.

Evaluation of local effects in composite slim floor beams with web openings were based on the push-out tests proving capacity of shear connection between steel and concrete. It was observed that diameter of web openings, diameter of tie-bar, strength of concrete and shape of web openings, have impact on capacity of the shear connection. In this type of composite structures, connection between steel and concrete elements is achieved not only through web openings but also in other contact planes, and this should be analyzed. It should be analyzed how spacing of the web openings is reflected on the shear capacity and achievement of full and partial shear connection.

ACKNOWLEDGEMENTS

The first author is scholarship holder for PhD studies on Faculty of civil engineering of University of Montenegro, financed by Ministry of Science of Montenegro. The authors would like to express their gratitude to Ministry of Science of Montenegro and Faculty of civil engineering of University of Montenegro, who made it possible preparation and publishing of this paper.

REFERENCES

[1] Inas Mahmood Ahmed, Konstantinos Daniel Tsavdaridis, (2019) The evolution of composite flooring systems: applications, testing, modelling and eurocode design approaches. Journal of Constructional Steel Research, pp. 286-300. ISSN: 0143-974X.

[2] Young K. Ju, Sung-Chul Chun, Sang-Dae Kim, (2009) Flexural test of a composite beam using a symmetric steel section with web openings. Journal of Structural Engineering, pp. 448-458. ISSN: 1943-541X.

[3] Shiming Chen, Toi Limazie, Jianyao Tan, (2015) Flexural behaviour of shallow cellular composite floor beams with innovative shear connections. Journal of Constructional Steel Research, pp. 329-346. ISSN: 0143-974X.

[4] Gunter Hauf, Ulrike Kuhlmann, (2015) Deformation calculation methods for slim floors. Steel Construction, pp 96-101. ISSN: 1867-0539.

[5] Toi Limazie, Shiming Chen, (2015) Numerical procedure for nonlinear behaviour analysis of composite slim floor beams. Journal of Constructional Steel Research, pp. 209-219. ISSN: 0143-974X.

[6] Toi Limazie, Shiming Chen, (2015) FE modeling and numerical investigation of shallow cellular compositefloor beams. Journal of Constructional Steel Research, pp. 190-201. ISSN: 0143-974X.

[7] Oliver Hechler et al., (2013) CoSFB—Composite Slim-Floor Beam: Experimental Test Campaign and Evaluation. International Conference on Composite Construction in Steel and Concrete, ISBN (PDF): 9780784479735.

[8] Therese Sheehan et al., (2018) Flexural behaviour of composite slim floor beams. 12th International Conference on Advances in Steel-Concrete Composite Structures (ASCCS 2018), ISSN 2603-5871.

[9] Bing Y. Huo, Cedric A. D'Mello, (2013) Push-out tests and analytical study of shear transfer mechanisms in composite shallow cellular floor beams. Journal of Constructional Steel Research, pp. 191-205. ISSN: 0143-974X.

[10] Matthias Braun, Renata Obiala, Christoph Odenbreit, (2015) Analyses of the loadbearing behaviour of deep-embedded concrete dowels, CoSFB. Steel Construction, pp 167-173. ISSN: 1867-0539.

[11] Toi Limazie, Shiming Chen, (2017) Effective shear connection for shallow cellular composite floor beams. Journal of Constructional Steel Research, pp. 190-201. ISSN: 0143-974X.

[12] Shiming Chen, Toi Limazie, (2016) Composite slim floor beams with innovative shear connections. Structures and Buildings, E-ISSN 1751-7702.

[13] Emad Hosseinpour et al., (2018) Push-out test on the web opening shear connector for a slim-floor steel beam: Experimental and analytical study. Engineering Structures, pp 772-788. ISSN: 0141-0296.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

SS - 3

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

ANALYSIS OF PARTICULAR STEEL AND CONCRETE COMPOSITE BRIDGES IN REPUBLIC BULGARIA

Lazar GEORGIEV[1]

ABSTRACT

Advantages and disadvantages of different types of composite steel and concrete bridges and some fields of application in Republic of Bulgaria are described in the paper. Comparative analysis of some important parameters for realized composite steel and concrete bridge superstructures in Bulgaria is made. The realization of first continuous girder composite bridges in Bulgaria and problems related with their design, erection and exploitation are described. Some problems related with support conditions of composite steel and concrete bridge superstructures are analyzed and discussed. Conclusions for effectiveness and reasons for problems in realization of composite steel and concrete bridge superstructures related with the described constructions are made.

Keywords: *Composite steel and concrete bridges; Structural details; Support condition; Problems;*

[1] Assoc. Prof. D-r Eng., Roads and Transport Structural Facilities Department, Faculty of Transportation Engineering, University of Architecture Civil Engineering and Geodesy, Sofia, Republic of Bulgaria, e-mail: lazar_fte@uacg.bg

1. GENERAL CHARACTERISTICS OF STEEL AND CONCRETE COMPOSITE BRIDGES

Composite bridge is a superstructure from elements containing two or more materials with different elastic characteristics in their cross section joined for bending work by means of an adequate shear connection. The elastic characteristics and long-time behavior of concrete and steel are different and these effects must be taken into account when analyzing composite elements [1]. Composite steel and concrete elements are effective because they combine the advantages and reduce the disadvantages of the two materials – steel and concrete. The advantages and disadvantages of steel are: high tension and compression strength, complex geometries and erection technologies are possible, Load bearing capacity for all construction phases, There is not long-term processes changing the mechanical characteristics, Steel is expensive, Susceptible to corrosion degradation, Susceptible to local buckling in steel plates. The advantages and disadvantages of steel are: High compression strength, Resistant to fire, Concrete is cheaper, There is no problems with local buckling, Low tension strength,Long term processes leading to difference in elastic characteristics – creep, shrinkage.

The economic range of application of steel-concrete composite girder bridges is for medium span ranges from about 30m to 80m [6], [7]. For large spans the increase in self weight due to reinforced concrete part is significant and over 120÷150m application of orthotropic steel deck (OSD) is more suitable. The application of composite steel and concrete bridges increases in present practice due to their effectiveness. In structural analysis there are specific effects related with concrete shrinkage and creep which must be taken into account considering the type and rigidity of the shear connection [1], [3]. The stress-strain state of a composite steel and concrete element due to these long term processes is a function of time and also is related with the erection stages and loading history. This allows regulating the stress-strain state in composite superstructures by means of special erection technology. The effectiveness of composite superstructure can increase in the case of rigid connection with abutments – framing effect (integral bridges) [5]. The effectiveness of steel composite bridges can be also increased using prefabricated composite elements [8], [9], [10], [11], [12].

The shear connection is commonly realized by means of shear stud connectors (Nelson shear stud connectors) or U – profiles. When in ULS (ultimate limit state) the slip between reinforced concrete slab and the steel girder can reach 6mm the shear connection is classified as ductile and the connection can be designed economically. In present practice possible optimization and different types of shear connections are investigated and implemented [4]. Special case of composite bridges is encased in concrete steel girders [2]. Steel girders are often profiles and are entirely encased in concrete (filler beam deck [2]) or can be partially encased [22]. In those cases there are not mechanical devices connecting steel and reinforced concrete parts and the connection is realized by friction and adhesion. The adhesive connection is important for composite columns [23], which are effective for bridge piers in cases when the aim is to reduce the size of the element.

2. COMPOSITE BRIDGES IN REPUBLIC OF BULGARIA.

In large regions of Bulgaria the terrain is mountainous and bridges with medium spans are suitable in many particular cases. Composite steel and concrete superstructures are relatively light weight in comparison with reinforced concrete for a particular span which is serious advantage in seismic active areas. Nevertheless the application of composite steel and concrete bridges and steel bridges in Bulgaria is restricted mainly due to insufficient experience of designers, builders and the railway and highway administrations. The most popular bridge superstructures in Bulgaria are simply supported prestressed reinforce concrete GT girders with spans from 20 to 40 (60) m and supported on elastomeric or steel bearings. This kind of superstructures are applied often in cases of deep valleys or wide rivers leading correspondingly because of relatively low span lengths to high number very high piers (up to 120m) or many piers with complex foundation under the water level. On Fig.1 is shown the viaduct Bebresh along Hemus highway with span of 60m and maximum pier height 120m. The cross section consists of 3 GT girders with 58m span and 220 ton weight. The 60m span leads to necessity of 11 relatively high piers. The efficiency of such type of superstructure especially in seismic region and for the particular terrain conditions is questionable. The number of piers can be reduced significantly using steel or composite superstructure and the overall efficiency could be better from technical and economical point of view.

Investigation for the seismic behavior of several bridges with prestressed concrete GT superstructures is published in [18] and [26].



Fig. 1. Bebresh viaduct along Hemus highway



Fig. 2. Highest 120m piers

In Table 1 (the number after superstructure type shows the number of relevant main girders) and Table 2 are presented some characteristics (type of traffic, static scheme, year of completition, superstructure type, span length Lmax, shear connectors type, overall length, construction height, slenderness Lmax/hk, steel consumption) of composite bridges built in Bulgaria.

The first composite highway bridge in Bulgaria, designed by eng. Stoyno Stoynov is built in 1971 over railway lines near Koprivshtica railway station - Fig.3 at the portal of Kosnitza tunnel. The superstructure consists of three steel 2T steel welded girders with riveted connection at midspan and reinforced concrete slab connected with them for work in bending - Fig.4. Steel girders are connected with vertical truss bracings.



Fig. 3. Composite bridge near Koprivshtica station



Fig. 4. Superstructure of the bridge

In 1974 is finished the single span composite road bridge in Sofia, Boyana Residense, with steel box girder, designed by eng. Emilian Pampulov [20]. The span of the bridge is 38,9m. The steel consumption is 190,9kg/m^2. In present time due to significant increase of the self-weight and removal of transverse bracings the superstructrure needs strengthening and refurbishment.

In 1984 is completed the composite road bridge near Varna, with twin steel simply supported box girders, designed by eng. Borislav Bankov – Fig.5, Fig.6 [21]. There are two simply supported spans 43,3m each. The steel consumption is 195,7kg/m^2. It can be seen deflection of the girders from self weight due to long term creep processes in concrete. On Fig.6 the steel section before execution of reinforced concrete prefabricated slab with 200mm thickness is presented. Shear connection is realized by means of shear studs with 19mm diameter and 120mm height, welded to the upper flange in special

openings in panels of the prefabricated slab. The V-shaped truss bracings increase the distortional stiffness of the box and ensures the global stability of steel boxes before the composite action is realized.

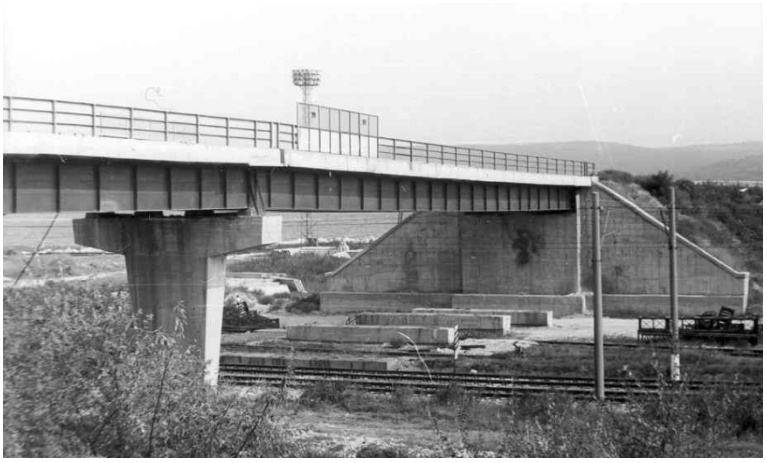


Fig. 5. Composite bridge near Varna

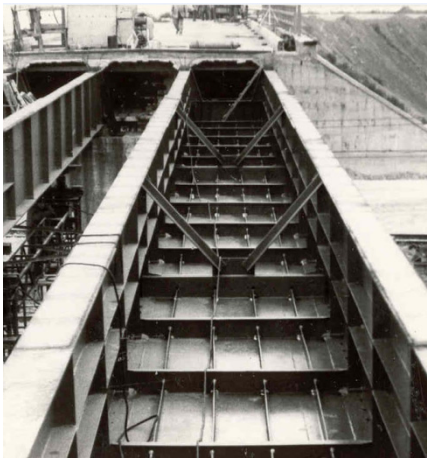


Fig. 6. Steel box at stage 1

Table 1. Some parameters of composite bridges in Republic of Bulgaria.

N	Location	Type of traffic	Static scheme	Year of completition	Superstructure type	Max Span Length of main span Lmax [m]	Shear stud types
1	Koprivshtica	Road	Simply supported	1971	Plate girder - 3	35.000	NA
2	Boyana, Sofia	Road	Simply supported	1974	Box girder - 1	38.900	Steel plates and hooks
3	Varna	Road	Simply supported	1984	Box girder - 2	43.300	Nelson Shear Studs 19x120mm
4	Stara Zagora	Railway	Simply supported	NA	Box girders - 2	10.850	NA
5	Metro bridge near Interpred, Sofia	Light Railway	Simply supported	2006	Plate girder - 4 numbers	24.150	Steel U profiles
6	Metro bridge near Obelia, Sofia	Light Railway	Simply supported	2012	Truss girder 64m and plate girders ~24m	64.100	Steel U profiles
7	Katunica	Railway	Continuous girder	2010	Plate girder - 2	37.000	Nelson Shear Studs
8	Parvomai	Road	Continuous girder	2010	Box girders - 2	36.000	Nelson Shear Studs
9	Plovdiv Svilengrad railway line at km.273 + 666	Railway	Simply supported	2014	Plate girder - 2	30.000	Nelson Shear Studs
10	Eleshnica, along Hemus highway	Road	Simply supported	2015	Plate girder	38.000	Nelson Shear Studs

In 2006 the composite metro bridge between stations Interpred and G.M.Dimitrov in Sofia designed by Eng. Peter Staykov was built. It consists of 8 simply supported spans of 24,1m on elasomeric bearings – Fig7, Fig 8. The cross section consists of four steel plated girders and reinforced concrete plate connected to girders by means of steel U profiles welded to the upper flange – Fig.8. The temporary support at midspan for the stage 1 (before concrete achieved its strength) leads to decrease of total value of normal stresses for the exploitation stage.

Composite superstructures are implemented for a viaducts in horizontal curves with radius R~400m along Sofia Metropoliten between stations Obelya and Lomsko shose with about one kilometer total length – Fig.9. It consists of multi-span simply supported composite plate girders with 24,1m span and two truss girders with 64,1m span and composite grillage deck construction with longitudinal girders and cross girders supported in truss joints. Superstructures are supported on elastomeric bearings. On Fig.10 is presented one of the plate girder spans during execution with temporary supports at midspan.

Table 2. Some parameters of composite bridges in Republic of Bulgaria.

N	Location	Type of traffic	Static scheme	Max Span Length of main span Lmax [m]	Length of Bridge [m]	Bridge width [m]	Consruction height h_k [m]	Lmax/h_k	Shear stud types
1	Koprivshtica	Road	Simply supported	35.000	35.000	8.500	2.000	17.5	NA
2	Boyana, Sofia	Road	Simply supported	38.900	38.900	10.800	1.966	19.8	Steel plates and hooks
3	Varna	Road	Simply supported	43.300	86.600	9.500	1.954	22.2	Nelson Shear Studs 19x120mm
4	Stara Zagora	Railway	Simply supported	10.850	L=10.45+10.85=21.3m	5.400	1.030	10.5	NA
5	Metro bridge near Interpred, Sofia	Light Railway	Simply supported	24.150	~8x24,150=193,2m	9.800	1.396	17.3	Steel U profiles
6	Metro bridge near Obelia, Sofia	Light Railway	Simply supported	64.100	14x24,15+64,1+10x24,15 +64,10+2x32.05+4x24,15 +47+5x24,15=1036,25m	11.400	8.000	8.0	Steel U profiles
7	Katunica	Railway	Continuous girder	37.000	30,50 + 37,00 + 30,50 = 98,00m	5.200	2.500	14.8	Nelson Shear Studs
8	Parvomai	Road	Continuous girder	36.000	L=29+36+29=94m	13.000	1.940	18.6	Nelson Shear Studs
9	Plovdiv Svilengrad railway line at km.273 + 666	Railway	Simply supported	30.000	30.000	7.400	2.000	15.0	Nelson Shear Studs
10	Eleshnica, along Hemus highway	Road	Simply supported	38.000	640.000	13.600	2.400	15.8	Nelson Shear Studs



Fig. 7. Metro bridge in Sofia



Fig. 8. Metro bridge in Sofia

Elastomeric bearings are often used for supports of reinforced concrete and composite steel and concrete composite bridges. When supporting steel girder on elastomeric bearings the construction detail must be designed in order to redistribute the vertical reaction uniformly over the bearing area [24]. For particular span commonly the self-weight of a composite superstructure is significantly lower in comparison with reinforced concrete and prestressed concrete which is unfavorable for friction resistance of elastomeric bearings to horizontal forces. When for railway and metro bridges in horizontal curve the horizontal reactions are transferred only by friction between surfaces of steel girder, elastomeric bearing and substructure (in absence of other devices for taking horizontal forces) the combined effects of vertical load, temperature, centrifugal forces and relevant components of acceleration and/or breaking forces can result in elastomeric bearing disposition – Fig 11, Fig.12. In this case the vertical reaction transfers with increased eccentricity and the effective area of the elastomeric bearing reduces. Such deformations can be progressive in time and the elastomeric bearing disposition can reach values leading to unreliable structural behavior of the superstructure.



Fig. 9. Truss girder span metro bridge



Fig. 10. Plate girder span



Fig. 11. Dispositioned elastomeric bearing (EB)



Fig. 12. Dispositioned EB

In 2010 was put in operation the first composite continuous girder railway bridge along Plovdiv – Svilengrad railway with length 30,5+37+30,5=98m and maximum span 37m, designed by Eng. Encho Dulevski – Fig.13. The steel consumption for the superstructure is 422kg/m^2 (Steel S235J2 in accordance with EN10025). The deck is reinforced concrete trough, positioned at midheight of the main plate girder and connected with the web of the girder and with the upper flange of the cross girder by means of Nelson shear stud connectors. During execution of the bridge some problems occurred due to complex unfavorable factors [16]. Due to misunderstanding and insufficient experience for some of elements during fabrication the pass-plates are welded to the lower cord of the steel girder - Fig.14 leading to a detail with low fatigue category and in spite of the measures taken afterwards [16] critical zones remain in the steel girders.



Fig. 13. Railway bridge over Chaia river



Fig. 14. Welded pass-plate



Fig. 15. Horizotal reaction device



Fig. 16. Cracked reinforce concrete slab

Steel girders are supported on sliding bearings and at the end a device for taking horizontal forces is positioned – Fig.15. At the other end of the bridge, for the accepted support concept, a device ensuring longitudinal movement of the CWR (continuous welded rail) is needed. Combination of shrinkage and temperature change, due to concreting the trough in high temperature during summer, lead to realization of tension cracks in the reinforced concrete plate – Fig.16. Nevertheless, from the provided static and dynamic load testing of the bridge and after the relevant analysis of the results was determined that all explored parameters and quantities correspond to the design values [25].

In 2010 was put in operation the first composite continuous girder road overpass along Plovdiv – Svilengrad railway with length 29+36+29m – Fig.17 and maximum span 36m, designed by Eng. Encho Dulevski [15]. The steel consumption is 129,1kg/m^2 (S355J2 in accordance with EN 10025). This is a part of a 232m long road overpass with reinforced concrete approaching spans and the central composite continuous girder is hanged on the reinforced concrete parts by means of pin joint connection - Fig.18.



Fig. 17. Composite continuous girder road overpass



Fig. 18. Pin joint

The advantage of this detail is that composite and reinforced concrete parts of the overpass influenced minimally each to other but this pin joint detail has disadvantage that is not reliable from robustness concept point of view (collapses of bridge spans with such details are registered in world practice).The composite girders are supported on fixed bearings at one of the pier column rows and moving bearings at the other for the construction stage. For exploitation stage the horizontal longitudinal movement of the superstructure is restricted by steel devices - Fig.19. This measures leads to decrease of horizontal reaction in the bearings excluding this from self-weight of the relevant parts but the stress-strain state at this support zone becomes more complex. In exploitation at the support with those steel horizontal restriction devices cracks in the console parts of the reinforced concrete plate are registered- Fig.20.

The influence of nonstructural parts for the behavior of bridge superstructures is investigated in [19]. It must be mentioned that in some cases the influence of nonstructural parts on structural behavior is not negligible.



Fig. 19. Support zone



Fig. 20. Cracks at one of the supports

The viaduct Eleshnica along Hemus highway – Fig.21 is with multi-span, simply supported superstructure of prestressed concrete GT type and with total lengt ~650m and span length 38m [18]. In cross section there are 4 GT prestressed concrete girders with span 38m and weight approximately 120ton. The reinforced concrete plate is with 200mm thickness. The prestressed GT girders are post-tensioned and designed in accordance with DIN4227 covering full prestression for characteristic load combination (normal stresses must be positive for characteristic combination including live loads). It was detected that in some of girders the prestressing cables are severely damaged due to corrosion (9 cables from total 19 for one of the girders).



Fig. 21. Eleshnica viaduct along Hemus highway



Fig. 22. End span

Damaged 110ton prestressed girders are strengthened with carbon fiber matirial in order to be dismantled from 30m height by means of two heavy cranes [13]. The damaged girders are replaced with 30ton welded steel beams, fabricated from three parts, connected with friction bolts at low bending moment sections – Fig.22 and [14]. The composite action between steel beams and reinforced concrete slab is realized with nelson shear studs. The stiffness of the composite girder is in correspondence with the stiffness of the other 3 prestressed concrete girders in order to optimize the behavior of the reinforced concrete slap. The replacement of heavy reinforced concrete GT girders with steel girders is applied also for other damaged bridges along Hemus highway.

Partially encased and filler beam girders are effective for small span bridges where the construction height must be minimized. Realizations of such type of bridge structures in Bulgarian practice are described in [27].

3. CONCLUSIONS

Composite steel and concrete bridge superstructures are effective for beam bridges with medium spans form 30 to 80m. There are composite girder bridges with spans about 160m but in this range the self weight increases significantly. Composite truss girder bridges with spans up to 240m are realized in the world practice. The composite girders are effective for replacing damaged and heavier reinforced concrete girders as it was described above.

The design and erection of composite steel and concrete bridges demands higher level of knowledge, precision and responsibility from the designers, builders and administrations in comparison with more common used prestressed concrete GT girder solutions. These structures are effective in mentioned above span ranges but poor design, fabrication and/or erection can lead to serious unfavorable consequences.

The restricted application of composite bridges in Republic of Bulgaria is mainly due to insufficient knowledge and experience of designers, builders and relative railway and highway administrations in this field. These are the reasons for the relatively low national experience in composite bridges in Bulgaria. In the last years some road, railway and metro composite bridges are realized in Bulgaria and respectively additional national experience is achieved. The present national experience in composite bridges in Republic of Bulgaria is modest but there is a good potential for future implementation of this effective superstructures in upcoming large projects in the transport infrastructure.

REFERENCES

[1] Johnson R.P. (2004). Composite structures of steel and concrete. ISBN 1-4051-0035-4

[2] European Committee for Standardization - CEN (2005). Eurocode 4 — Design of composite steel and concrete structures — Part 2: General rules and rules for bridges. Brussels, Belgium

[3] David Collings (2013). Steel-Concrete Composite Bridges Designing with Eurocodes Second edition,ICE Publishing,ISBN 978-0-7277-5810-1

[4] Günter Seidl, Oliver Hoyer,Riccardo Zanon, Nicoleta Popa, Wojciech Lorenc, Sławomir Rowiński, Maciej Kożuch, Jean-Marc Franssen, Thibault Fohn, Juliana Patino Quinchia, Carlo Hermosilla Carrasco, Ali Farhang, Gregor Nüsse, Prefabricated Enduring Composite Beams based on innovative Shear Transmisson, SSF Ingenieure AG ArcelorMittal Belval & Differdange Politechnika Wrocławska Université de Liège Acciona S.A. Ramböll Sverige AB FOSTA

[5] Markus Feldmann, Johannes Naumes, Daniel Pak, Milan Veljkovic, Jörgen Eriksen, Oliver Hechler, Nicoleta Popa, Günter Seidl, Anton Braun (2010). Economic and Durable Design of Composite Bridges with Integral Abutments, RFCS RFS-P2-08065 INTAB+, RWTH Aachen University, Luleå University of Technology, ArcelorMittal Belval & Differdange, SSF-Ingenieure GmbH

[6] Ioannis Vayas and Aristidis Iliopoulos (2014).Design of Steel-Concrete Composite Bridges to Eurocodes. CRC Press, Taylor & Francis Group, ISBN: 978-1-4665-5745-1

[7] Raed El Sarraf, David Iles, Amin Momtahan, David Easey, Stephen Hicks. (2013). Steel-concrete composite bridge design guide, NZ Transport Agency research report 525, ISBN 978-0-478-40769-3

[8] http://www.ssf.ro/fileadmin/web_data/Downloads/Broschueren/Englisch/Bruecken_mit_VFT_Bauweise_EN.pdf, visited on 02.08.2019

[9] http://www.ssf.ro/fileadmin/web_data/Downloads/Broschueren/Englisch/Bruecke_Poecking_EN.pdf, visited on 02.08.2019

[10] http://www.ssf.ro/fileadmin/web_data/Downloads/Broschueren/Englisch/Eisenbahnbruecke_ueber_die_Ijssel_EN.pdf, visited on 02.08.2019

[11] http://www.ssf.ro/fileadmin/web_data/Downloads/Broschueren/Englisch/Viaduct_Tautendorf_EN.pdf, visited on 02.08.2019

[12] http://www.ssf.ro/fileadmin/web_data/Downloads/Broschueren/Englisch/BW67-1_Bruecke_ueber_die_A73_EN.pdf, visited on 02.08.2019

[13] http://balkanec.bg/114-tonna-greda-beshe-demontirana-ot-viadukt-eleshnica-na-avtomagistrala-hemus-27714.html, visited on 02.08.2019

[14] https://www.dnes.bg/stranata/2015/09/26/slojen-remont-na-hemus-demontiraha-114-tonna-greda.277742,image7#photo, visited on 02.08.2019

[15] Topurov K., Dulevski E., (2010), Road Overpass Over Parvomay Railway Station, 7th International Conference on Bridges across the Danube 2010 BRIDGES IN THE DANUBE BASIN "Theory and practice in bridge engineering", October 14-15.2010: Sofia, Bulgaria

[16] Dulevski E. (2009). Teel Railway Bridge On The Chaya River – Fabrication And Erection Problems. International Conference UACEG2009: Science & Practice UNIVERSITY OF ARCHITECTURE, CIVIL ENGINEERING AND GEODESY. (in Bulgarian)

[17] Topurov, K., P.Nikolov, I.Topurova. (2014). Seismic resistance of the existing highway bridges in Bulgaria. The eight internetaional conference "Bridge in the Danube basin - New trends in Bridge engineering and efficient solutions for large and medium span bridges".Timisoara, 10.2013. Published by Springer ISBN 978-3-658-03713-0.

[18] Topurova I. Nikolov P. Topurov K. (2016). Highway Viaduct Renovation. 9th International Conference "Bridges in Danube Basin" BDB 2016, Published Elsevier doi: 10.1016/j.proeng.2016.08.327

[19] Nikolov P. (2012). " Features in modeling some structural and non-structural elements of bridges" , International Scientific Conference UACEG 2012, 12-17 November 2012 (in Bulgarian)

[20] Pampulov E. Ivanov S. (2019). The first composite steel and concrete bridge with box section in Bulgaria. 5th Symposium on bridges "Maintenance, refurbishment and modernisation of bridges". UACEG. Sofia. Bulgaria. (in Bulgarian).

[21] Bankov B., Kuneva N., Partov D., Dospevski St. (1990). Verbundbrüke mit Fahrbahnplatte aus Fertigteilen", Proc. IABSE Symp. of "Mixed structures including new materials", vol. 1, pp. 249-250, Brussels, 1990

[22] Eberhard Pelke, Karl-Eugen Kurrer. (2015). On The Evolution Of Steel-Concrete Composite Construction, 5-th International Congress on Construction History, 2015. https://bautechnikgeschichte.files.wordpress.com/2015/07/pelke.pdf, visited on 02.08.2019

[23] Ivanov S. (2011). Modeling of the connection between steel I-profiles and concrete in composite columns. Construction Journal. 1/2011. Sofia. (in Bulgarian)

[24] (2004) Steel Bridge Bearing Design and Detailing Guidelines.AASHTO/NSBA Steel Bridge Collaboration G 9.1 - 2004. https://www.aisc.org/globalassets/nsba/aashto-nsba-collab-docs/g-9.1-2004-steel-bridge-bearing-design-and-detailing-guidelines.pdf. visited on 06.08.2019.

[25] Nikolov P., Topurov K. (2010) "Load test results and comparison with the theoretical models for three railway bridges". 7th International Conference on Bridges across the Danube 2010 "Theory and practice in bridge engineering". October 14-15.2010: Sofia, Bulgaria

[26] Topurov K., Nikolov P. (2012) "Condition of the seismic resistance of the bridges in Bulgaria", International scientific conference UACEG 2012, 12-17 November 2012, (in Bulgarian).

[27] Jiponov A. (2019). Analysis of composite bridges of encased profiles. PhD Thesis. UACEG, Sofia. Republic of Bulgaria. (in Bulgarian).

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

SS - 4

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

DESIGN MOMENT RESISTING OF END PLATE CONNECTION, EC-3

Anita GJUKAJ[1], Ana TROMBEVA-GAVRILSOKA[2], Petar CVETANOVSKI[3]

ABSTRACT

Implementation of the right connection between beams and columns is crucial in the design process of the steel constructions. Joints that have high moment resistance, such as pinned or rigid joints are commonly used in the design process of steel frame. Otherwise a connection that have a resistance moment of connected beam higher than a capacity moment is known as semi rigid connection, with smaller stiffness than stiffness of traditional rigid joints, but higher that stiffness of the pinned connections.

In this paper exact design examples of bolted extended end plate connection are presented. In order to increase the resistance moment and rotational stiffness of connection in shear, bending and tension, additional two bolts in each horizontal row are applied. Beam with H or I cross section, where the crucial is its height, is connected to column by using bolted end-plate moment connections. The resistance of bolted extended end plate is provided by a combination of tension forces in the bolts adjacent to one flange and compression forces that bear the other flanges.

In order to describe the difference between beam –column semi rigid connections with two and four bolts in the horizontal rows and to evaluate the effect of increasing the resistance moment and rotational stiffness of joints by using four bolts in row finite element analysis is done.

Keywords: *Steel structures; Bolted joints; Component based finite element method; T-stubs with 4 bolts*

[1] PhD student, Faculty of Civil Engineering, University “Ss. Cyril and Methodius”, Skopje, Republic of North Macedonia,
[2] Assoc. Prof. PhD, Faculty of Architecture, University “Ss. Cyril and Methodius”, Skopje, Republic of North Macedonia, agavriloska@arh.ukim.edu.mk
[3] Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University “Ss. Cyril and Methodius”, Skopje, Republic of North Macedonia, cvetanovski@gf.ukim.edu.mk

1. INTRODUCTION

Implementation of the right connection between beams and columns is crucial in the design process of the steel constructions. Connection of two or more elements that come across to each other carried out by fasteners such as bolts, reverts or welds, including different plates or cleats, could be accounted less than 5% of total weight of the steel construction and more than 30% of its total cost [9].

Joints that have high moment resistance, such as pinned or rigid joints are commonly used in the design process of steel frame. Otherwise a connection that have a resistance moment of connected beam higher than a capacity moment is known as semi rigid connection, with smaller stiffness than stiffness of traditional rigid joints, but higher that stiffness of the pinned connections.

In this paper exact design examples of bolted extended end plate connection are presented. In order to increase the resistance moment and rotational stiffness of connection in shear, bending and tension, additional two bolts in each horizontal row are applied. Beam with H or I cross section, where the crucial is its height, is connected to column by using bolted end-plate moment connections. The resistance of bolted extended end plate is provided by a combination of tension forces in the bolts adjacent to one flange and compression forces that bear the other flanges. Vertical shear is resisted by bolts in bearing and shear, while the force is resisted by bolts adjacent to compression flange. Design rules for end plate bolted connection with two bolt in each row in the tension zone, known as Equivalent T-stub, are given in Eurocode 3, [1].

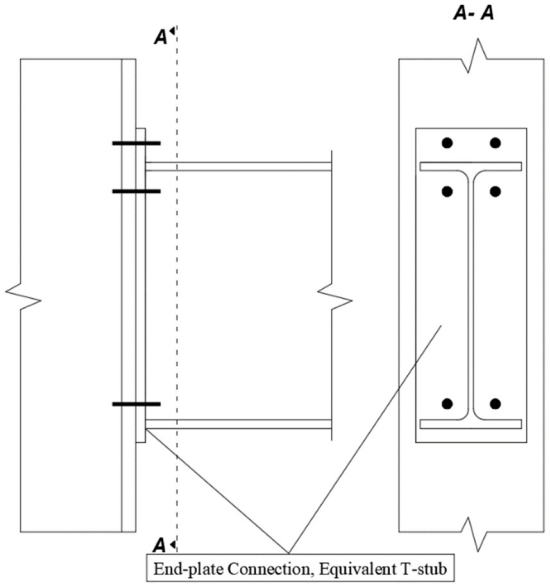


Fig.1. End plate connection, Equivalent T-stub in tension

Configuration of a T-stub is half of I-beam, in which the bolted flange is subjected to bending, while the web is subjected to a tensile. Calculation of the resistance of the T-stubs is done by the method of equivalent T-stub and should be taken as minimum from calculated values for three possible failure mode: Mode 1, Mode 2 and Mode 3 as is described in European Standard, [1].

Component method has been adopted in the Eurocode to estimate the proper behavior of bolted beam – column connection [2] and it could be used for any type of steel, any type of loading and for different types of cross section in order to evaluate the design properties of steel joints.

Design rules are provided to determine the design resistance, stiffness and rotation capacity of each component. The joint behavior may be assessed by assembling the mechanical characteristics of each component shown in Figure 2, which has strength and stiffness whether in compression, shear or tension. From the Figure 2, could be seen that the basic components which are mostly affected by four bolts are end plate and column flange subjected to bending. The resistance of this joints in shear and compression zone could be predicted according to the EN 1993-1-8. [1]

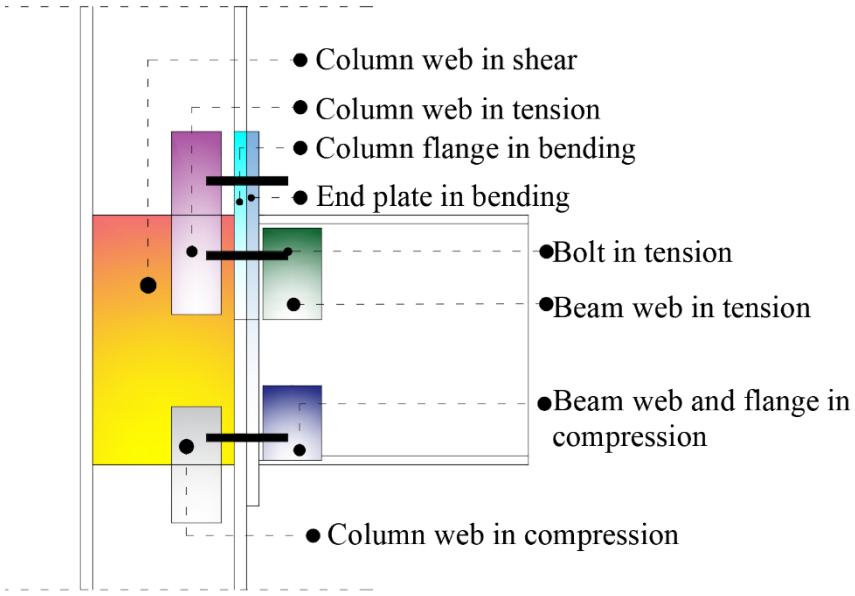


Fig.2. Basic Components in Extended End plate Connection

In order to describe the difference between beam –column semi rigid connections with two and four bolts in the horizontal rows and to evaluate the effect of increasing the resistance moment and rotational stiffness of joints by using four bolts in row finite element analysis is done.

2. ANALYSIS OF MOMENT RESISTANCE AND ROTATIONAL STIFFNESS OF JOINT

Analytical models used for analysis of end-plate joints with four bolts in each row are based on three main methods: yield line theory, bolt force determination and component method. The last one is recommended by Eurocode 3, [2-5]. The component method define the joint moment resistance *Mj,Rd* and the stiffness *Sj,ini* [2-5]. Actually, this method considers resistance of basic joint component by showing its influence on a general joint resistance. The moment resistance of steel joints could be expressed as design moment-rotation characteristic, that describes the relations between the bending moment $M_{j,Ed}$ applied to joint and corresponding rotation Φ_{Ed} between connected member. Therefore, it is possible to identify the critical basic joint component.

According to component method the deformations and strength of the equivalent T-stubs with four bolts depend on strength of the bolts, thickness of end-plate and geometrical dimensions of the T-stub. The deformation and strength could be predicted according to the different methods [4, 6, 8]. From the configuration and equation for calculation of the resistance of the T-stub with four bolts in a row, based on [8], for three possible failure modes, could be concluded that the predictions for mode 1 and mode 3 are the same with that one with two bolts per row. Modification is made in mode 2 (failure of the bolts and yielding of the flanges), where the formulas are carried out from the rigid-plastic theory.

In steel frame made with H or I cross section of the beam and column, critical point is the connection between beam and column, especially when it is required a high resistance of the joint whereas the wide flange of those sections are used. Increasing the resistance and rotational stiffness of the joints may be done either by:

- increasing the height of the beam near the top of the column, which is known as hunched beam (in this case the plastic moment resistance of the beam $M_{b,pl,Rd}$ is smaller than the joint design moment resistance $M_{j,Rd}$)
- applying additional transverse web stiffeners or one or double sided web plates, which often leads to uneconomical and very time consuming solution.

A column-beam connection is analyzed. Column with cross section HEB 400 and beam HEB 300, presented in Figure 3, by using plate with thicknesses t_p=15 mm are connected with bolts M20 and grade 8.8 distributed in three rows. For the analysis is used steel with quality S235. Two type of connection are analyzed, with two bolts in each horizontal row, Type 1 and with four bolt in each horizontal row, Type 2. The end plate for two types of analyzed connection, from the one side is connected to the column flange with bolts while from the other site is welded to the beam. End and edge distances in two Types of connections are in accordance with EN 1993-1-8, Table 3.3 [1].

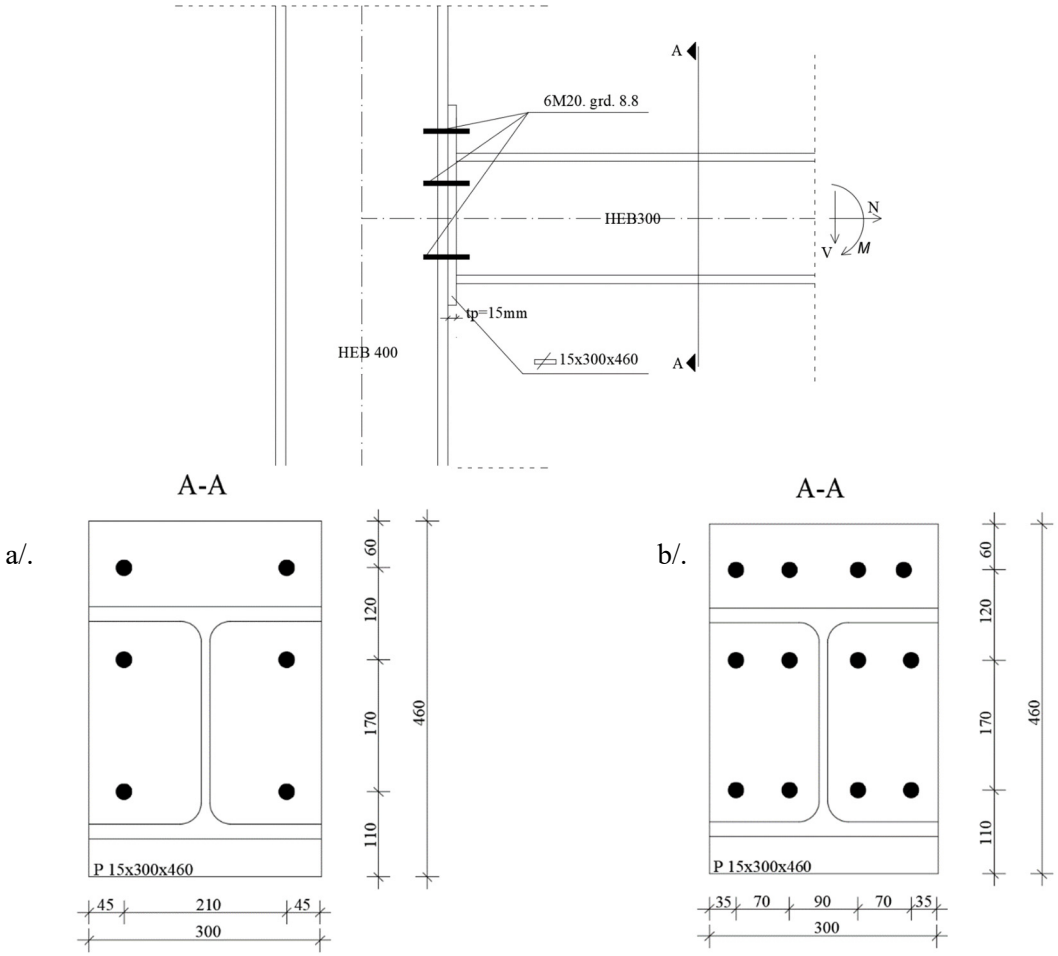


Fig.3. Connection column-beam: a) two bolts in row, b) four bolts in row

3. RESULTS AND DISCUSSION

In order to calculate the design resistance and rotational stiffness's of the connections the analyses are carried out by using Idea Statica Connection software which is based on component finite elements method. Steel plates are modeled assuming ideal elastic-plastic material behavior, while the bolts are modelled as nonlinear springs.

The maximum utilization ratio for each component of the extended end-plate for both types of connections subjected to the same load are shown at Table 1. From the results presented in Table 1 could be concluded that each element which is the part of Type 1 does not fulfill the requirements with respect to material usability.

TABLE 1: UTILIZATION RATIO FOR EACH COMPONENT

	Type 1	Type 2
Types of Elements	Value [%]	Value [%]
Plates	25.02 > 5	1.63 < 5
Bolts	147.2 > 100	89.2 <100
Welds	108.7 > 100	98.3 < 100

In order to evaluate the effectiveness of the proposed method concerning to the semi- rigid connections moment resistance and stiffness were calculated.

In Figure 4 are presented the maximal equivalent stress σ_{ed} of web and flange of column and beam. Form the Figure 4 could be concluded that σ_{ed} for each component in two types of the connection is smaller than yielding strength of the used steel. Also it could be seen that in the connection Type 2 this requirement is fulfill at the end-plate, which is not achieved in the case of connection Type 1, where at the end plate maximal equivalent stress is higher than yield strength of steel $\sigma_{ed} > f_y$. It could be concluded that by distributing four bolts in each horizontal row is a very effective method to increase the moment capacity of a connection.

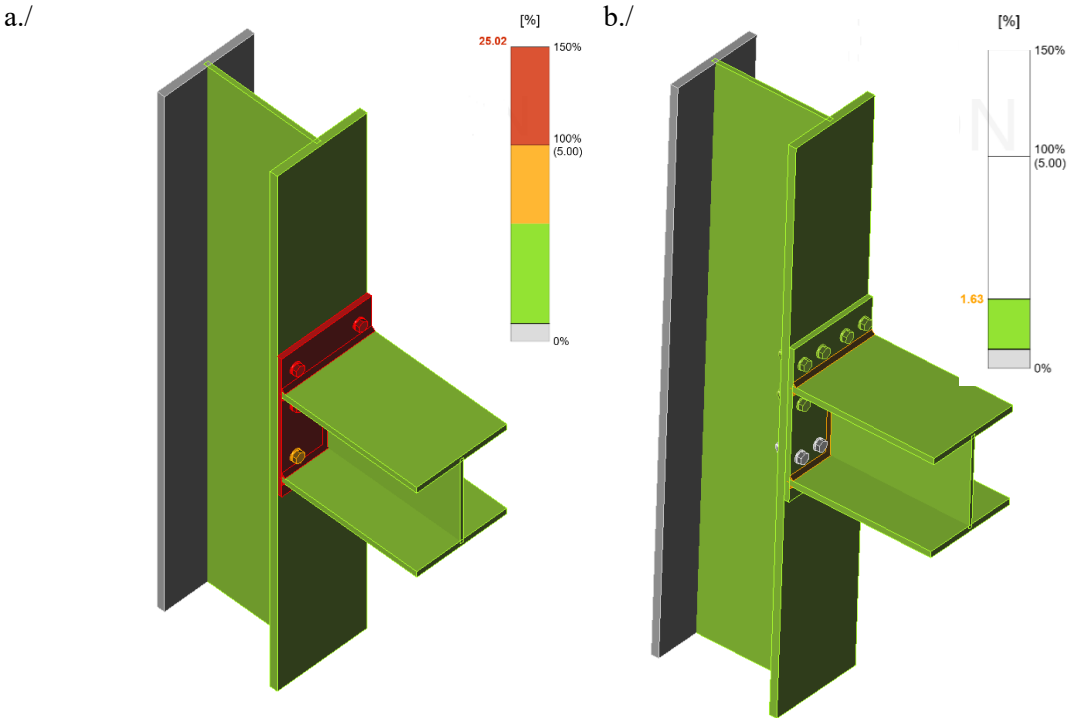


Fig.4. Maximal equivalent stress σ_{ed} of each component of the connection for: a) two bolts in row, b) four bolts in row

In Figure 5 is presented the ratio of the maximal load to the design load for two types of connection. From the Figure 5 could be predicted how far the joint design resistance from the limit state is, actually how huge is the reserve in the design. It could be concluded that in Type 1 design loads are bigger than the design resistance, while in Type 2 the design resistance is higher than the design load.

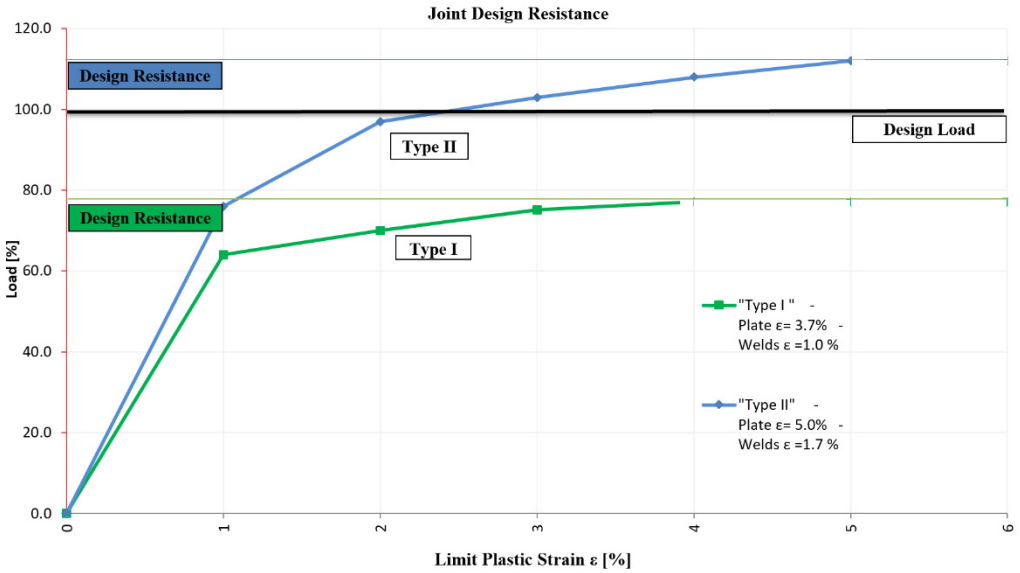


Fig.5. Connection design resistance

In accordance with the European Standard [1], on the base of design data resistance (bolt tension resistance $F_{t,Rd}$, bolt shear resistance $F_{v,Rd}$, punching shear resistance $B_{p,Rd}$, plate bearing resistance $F_{b,Rd}$), for the bolts in both type of connections is calculated tension force $F_{t,Ed}$, shear force V, utilization in tension Ut_t, and shear Ut_s. Calculated values are summarized in Table 2. In both cases the second row of bolts are overloaded. In Type 1 tension and shear resistance of the bolts in the first and the second row are smaller than tension and shear force. It could be concluded that in Type 1 only the last row of bolts fulfills the requirements, while the most loaded is the second row of bolts affected from the level arm. Also in Type 2 the third row of bolts design data resistance are higher than the calculated values.

TABLE 2: CARRYING CAPACITY OF THE BOLTS FOR TWO TYPES OF CONNECTIONS.

Design data resistance				Calculated values	Type 1						Type 2											
M20 8.8 grade	$F_{t,Rd}$ [kN]	$B_{p,Rd}$ [kN]	$F_{v,Rd}$ [kN]	nr.	1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
				$F_{t,Ed}$ [kN]	164.1	163.8	188.4	188.8	73.3	73.4	100.4	112.4	100.4	112.6	94.4	125.9	94.6	125.5	13.5	42.4	13.7	42.3
	141.1	256.5	94.1	V [kN]	57.1	57.2	8.4	8.5	55.4	55.3	34.5	29.8	34.6	29.7	7.2	6.5	7.3	6.7	18.1	17.4	18.2	17.4
				Ut_t [%]	116.3	116.1	133.5	133.8	51.9	52.0	71.1	79.6	71.1	79.8	66.9	89.2	67.0	89.0	9.6	30.0	9.7	30.0
				$F_{b,Rd}$ [kN]	196.9	196.9	148.9	149.2	216.0	216.0	203.3	198.7	203.1	198.7	216.0	216.0	216.0	216.0	216.0	216.0	216.0	216.0
				Ut_s [%]	60.7	60.8	8.9	9.1	58.8	58.8	36.7	31.6	36.7	31.5	7.7	6.9	7.8	7.1	19.2	18.5	19.3	18.5
				Ut_{ts} [%]	143.8	143.7	104.3	104.6	95.9	95.9	87.5	88.5	87.6	88.5	55.4	70.6	55.6	70.7	26.0	39.9	26.3	40.0
				Status	Not ok	Not ok	Not ok	Not ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok

Comparison of the moment resistance and rotational stiffness for the both analyzed cases are presented in the Figure 6. Form the figure it is obvious the influence of the four bolts and thickness of the end plate on the resistance of whole connection, which lead to increasing of the moment resistance and rotational capacity of the connection.

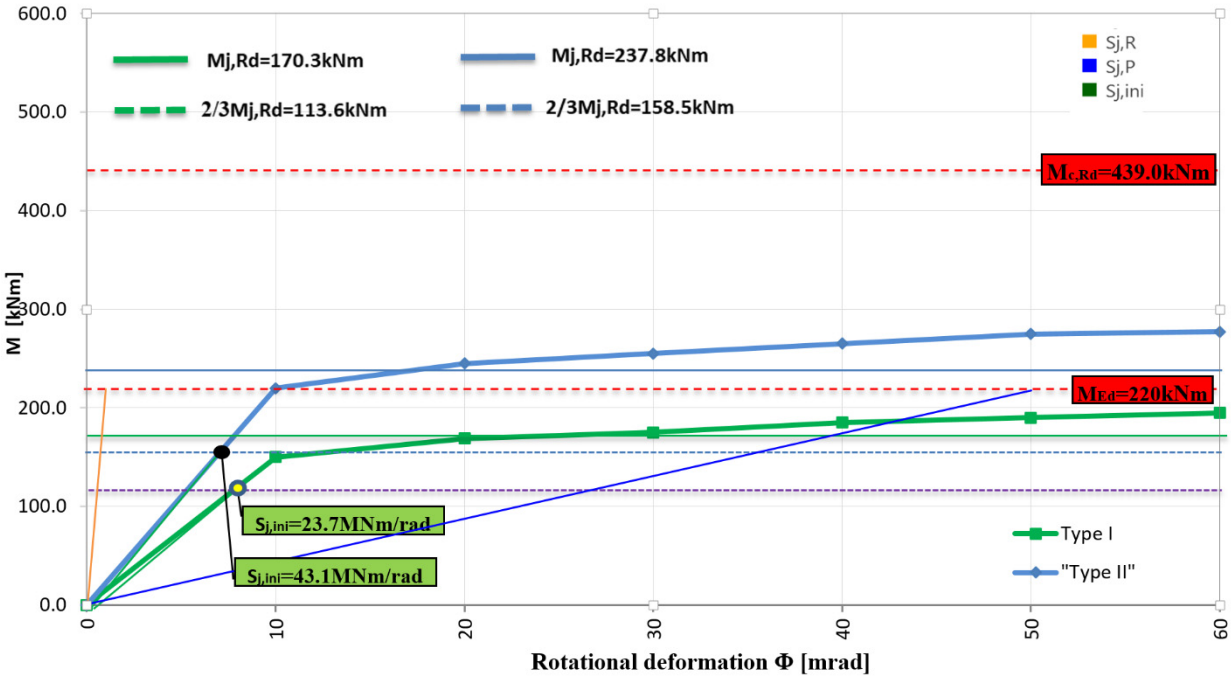


Fig 6. Moment resistance and rotational stiffness of the connections.

In Figure 7 the stress distributions for both connections are presented. It could be concluded that the end-plate, column web, column flanges and bolts are the most influenced component in each type of connection, the maximal stress is transferred from the end-plate to the column and beam flanges. It could be seen that failure of connection Type 1 is followed by end plate separating from the column flanges and punching of the bolts in the first and second row. Stress distribution in each element of connection Type 2 is lower than the yield strength of used steel, as well as the capacity of bolts is higher than the applied forces. Therefore, connection Type 2 have bigger bending moment capacity, as well as appropriate rotating capability.

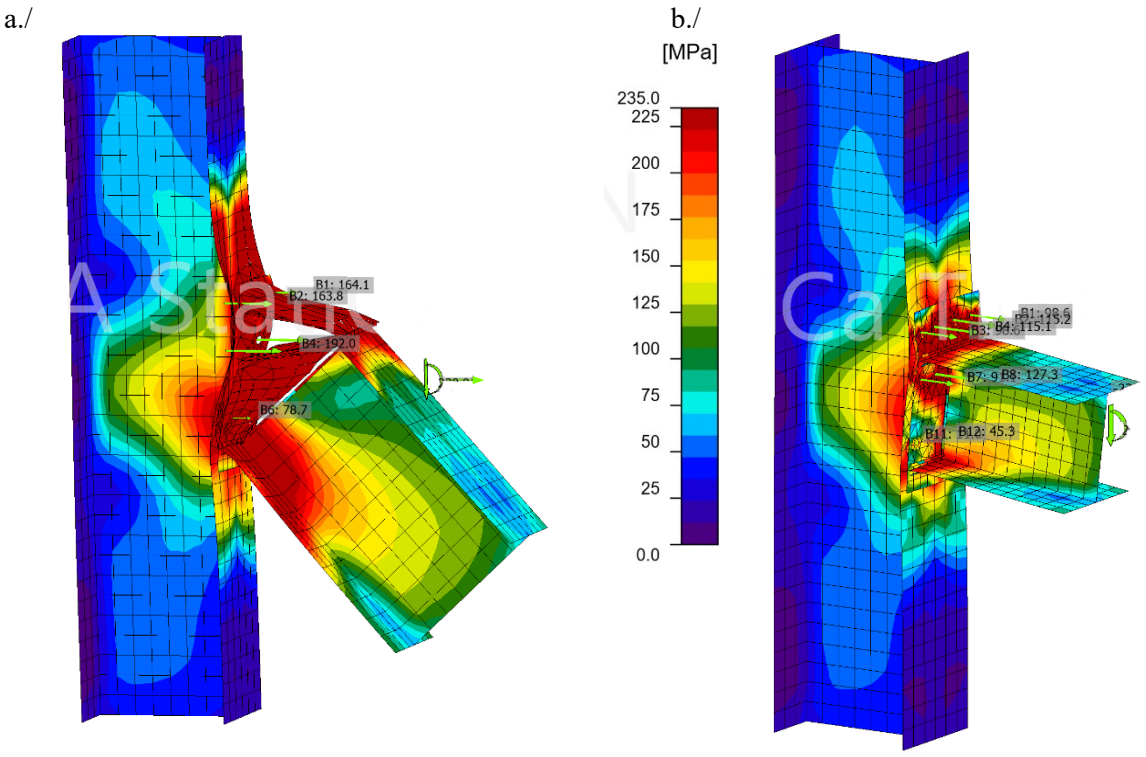


Fig 7. Deformation of the connections: a) two bolts in row, b) four bolts in row

4. SUMMARY AND CONCLUSIONS

Part 1-8 of Eurocode 3 provide rules for design of bolted end-plate connections with two bolts in each horizontal row. Connection made with four bolts in each row should be used when the width of H or I cross section is wider than 300 mm or when it is required the higher moment resistance. Design process should be done by analytical methods in accordance with rules explained in Eurocode.

From the presented analysis could be concluded that the moment resistance and rotational stiffness of connection with four bolts in row are increased and the design strength is higher than the design load, as well as fulfills the requirements.

The proposed model, based on component method, is universal and it could be extended to different types of connections, for instance on connections with column web stiffeners or stiffeners between the bolts. Further validation of the proposed model, however, has to be carried out by the experimental investigations.

REFERENCES

[1] EN 1993-1-8. "Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-8: Design of joints", *European committee for standardization*, May 2005.

[2] Zoetemeijer, P, "A design method for the tension side of statically loaded bolted beam-tocolumn connections", *Heron*, Delft University, Vol. 20, n° 1, 1974.

[3] Z. Pisarek & A. Kozlowski." Resistance and stiffness of T-stub with four bolts", Rzeszow University of Technology, Rzeszow, Poland (2015)

[4] Kozłowski A., Pisarek Z.: Resistance and stiffness of T-stub with four bolts, Archives of Civil Engineering, Vol. 54, No.1, 2008, pp. 167-191.

[5] Pisarek Z., Kozłowski A.: End plate steel joint with four bolts in the row, In: Progress in Steel, Composite and Aluminum Structures, Ed.: Giżejowski, Kozłowski, Ślęczka & Ziółko, Taylor & Francis Group, London 2006.

[6] Krumm, R.: Calculation of rigid face plate connections according to the DSTV/DASt Guidelines. Stahlbau 60 (1991)

[7] Ungermann, D., Schmidt, B.: Moment resistance of bolted beam to column connections with four bolts in each row. In: Proc. of IV European Conference on Steel and Composite Structures. Eurosteel, Maastricht (2005) View publication

[8] Demonceau, JF, Weynand, K, Jaspart, JP, Müller, C, "Analytical model to characterize bolted beam-to column joints with four bolts per row".

[9] Brown, D. et al. (1997). Design for construction. Silwood Park: The Steel Construction Institute. p135.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

SS - 5

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

HISTORICAL DOCUMENTS FOR THE DESIGN OF THE STEEL STRUCTURES AT THE END OF THE 19TH CENTURY

Blagovesta IVANOVA[1]

ABSTRACT

The report shows the progress of the historical research of the steel church St Stephan at the Golden horn in Istanbul, and it compares to other similar structures around the world. The interstate status of the monument nowadays commits Bulgaria and Turkey in the care of its preservation, because the church is the only such one in the Balkans and in Southern Europe. The unpleasant conditions at the Golden Horn such as water, landslides and overall expensive maintenance of the steel constructions were the main factors, which turned the church into an unattractive monument of architecture for a 19th and 20th centuries. After the restoration of Istanbul municipality, which continued from 2013 to 2017 the church is renewed.

The necessity of a historical investigation is related to the state of the church which is one of the nine preserved in the world. The historical documents preserved in the State archives at the Councils of ministers of Bulgaria, and partly of Turkey, and the sources in the Austrian engineering editions, illustrate the development of the creative idea to engineer and solve the numerous complex tasks. Bulgarian documents are the greater part of them. They explain reducing the weight of the church, in order to fit in the European requirements for steel structures. The preserved documents also depict the peculiarities of church's basement. They describe the way the pillars which are installed, the structure of the wooden grill, the balance system, the composition of the concrete, the examination of elasticity and of the stretching of the steel, the dimensions of the profiles for the construction, and the controlled assembling in Vienna in Rudolph Phillipp Waagner's factory in 1896. They mention the principles of the ground consolidation and the calculation of the stress. They include data about the creating of an aesthetic decoration also.

The documents are a valuable source of information about the structural process and the architectural vision for the church. The research of the documents is extremely important not only for the proper study of the church of St. Stephan, but also for the history and development of steel structures in general.

Keywords: *Historical documents; Steel constructions; St Stephen church at the Golden Horn, the end of 19 c.)*

[1] Assoc. Prof. PhD Blagovesta Ivanova, Department "Ürbanism, theory and history of Architecture", Faculty of Architecture, University of Structural Engineering & Architecture "Lyuben Karavelov", Bulgaria, bg_fineart@abv.bg

1. HISTORICAL BECKGROUND AND CONSTUCTION PERIODS

The capital of Ottoman Empire is a town where many Bulgarians have lived at the time of the Ottoman rule on the Balkans. At the time when the Ottoman Sultan recognized the rights of Christian population in the Empire, Bulgarians who lived in the city decided to build their own temple.

The construction of the church St Stefan at the Golden horn had three periods. The first period started in 1849. In terms of that time it coincided with the start of the reforms in the Ottoman Empire known as the Tanzimât reform era in 1839. The first period of the construction of a Bulgarian church in Constantinople did not entail the construction of a new building. Rather, it constituted the remodelling of a wooden outbuilding in the yard of Prince Stefan Bogoridi located on the shore of the Golden Horn.

The second construction period coincided with the mid-19th c. and the aftermath of the Crimean War. It began at the start of 1859. The Switzerland provenance Fossati architect brothers, Gaspare and Giuseppe, were invited to design a three-aisle, domed basilica with three rounded conches of the apse with a semi-cylindrical vault of the central nave. The architects also designed and built the Russian Embassy in Constantinople in 1837 – 1849, restored the structural parts of the church the Hagia Sophia church in 1846 as well as Saint Mary Draperis Roman Catholic church. The Bulgarian church of this design was not built due to absence of sufficient resources, and the construction was abandoned in 1860.

The third period started in the 1870s and continued until 1898. In 1878 Bulgaria was liberated but became an independent state only in 1908. Construction peculiarities of this period are focused in our investigation.



Fig. 1. Southern façade of St. Stefan church

2. EARLIAR STUDIES

Bulgarian scholars of the history did earlier studies. Peter Karapetrov and Hristo Buchevarov did the earliest studies in the history of the building of the church in the late 19th c. and the early 20th c. The studies advanced the idea that Stefan Bogoridi, the Bulgarian who held a high official position in the Ottoman Empire and who donated the house and the courtyard where the church was to be built, pursued his own profit, rather than the Bulgarian national interests. It is for this reason that the names of the two as scholars of the church are not that popular.

Yordan Popgeorgiev made the first scholarly interpretation of the documents about the church kept in the Bulgarian History Archive of the National Library. Popgeorgiev's study championed Stefan Bogoridi's work and belittled the efforts of Alexander Exarch who helped obtain the documents vis-a-vis the status of the church and contributed towards its construction. [1]

Ivan Stoinov made the earliest description and evaluation of the stylistic characteristics of the iron church was in 1923. According to Stoinov, the style of the church is “authentic, Bulgarian,” the construction “elegant,” “light” and “welcoming”. Dimiter Mishev, who in 1925 published documents from the Ottoman Archive in Istanbul, had a big contribution to the studies of the church. [2]

In the recent decades, historians Zina Markova [3] and Hristo Temelski [4] have studied the problems of the church struggles and the Bulgarian local administration in Constantinople. The Turkish scholars of the church Hasan Kuruyazici and Mete Tapan studies published archival documents from Istanbul. [5].

3. THIRD PERIOD OF THE CONSTRUCTION - STEEL, CAST IRON AND ZINC

3.1. Historical peculiarities of St Stefan church and similar churches in the world

The year 1876 marked the start of the third period of construction of the Bulgarian church in Istanbul. The period was characterized by the use of materials that were new for the end of the late 19th c., such as steel, cast iron and zinc. It was thanks to the use of such materials and due to the main distinctive feature of the structure for which high-quality alloy steel was used, and due to the decoration of the church with iron and zinc castings, that the designation “the Iron Church” came to be used.

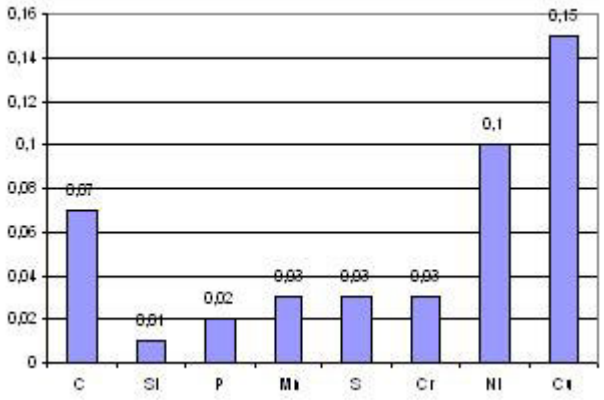


Fig. 2 Chemical composition of the steel

The suggestion to build the St Stephan Church with steel structures and metal sheeting came from prominent architects in Istanbul. They were among the designers of the docks on the Bosphorus, and of state, public and private buildings in the heart of the city. The decision to build the church with materials that were new for the times, e.g. steel and cast iron, was a decision of the Bulgarian state. The use of steel structures was associated with the Europeanization of the architecture in Bulgaria in the 1890s, the stabilization of the country, the inflow of foreign capital, the training of Bulgarian architects abroad and the commissioning of projects to foreign architects in Bulgaria.

Similar churches are preserved to the present day in Australia (a church made in 1854 in Bristol, Britain); in Latvia, between Daugavpils and Novoye Stroyenie (made in 1866 in Saint Petersburg), in Manilla, the Philippines, in Tacna in Peru, and Arica in Chile (made by the bureau of Gustave Eiffel circa 1875). Iron churches in the 19th century were many so that the emergence of the St Stephan was not a unique case in the development of either architecture or industry. However, this was the only iron church on the Balkans and Southeastern Europe.

The churches made of cast iron and steel were an outcome of the technological development and the mastering of new industrial technologies. Such churches were erected in places where the footing did not allow the construction of heavy-weight buildings or when opportunities for development were absent and the circumstances were such that only the functional side of architecture was paramount, e.g., military garrisons, development of ore mines, development of new technologies in distant places, re-settlements of large Christian communities or missionary activity. In this sense, the aesthetics of the industrial architecture and the latest developments in the field determined the simple design of the church buildings, among other things.

Another important characteristic of the prefabricated steel architecture was the opportunity to dismantle, carry and re-assemble the building in a new location, according to need. Put in other words, this architecture is not associated with the historical memory of the concrete place. Such architecture has a purely practical application – the elements are prefabricated and can be quickly assembled, in situ. Examples of this are the pavilions for the world exhibitions in the late 19th and early 20th c.. With the iron churches, added to the absence of a desire to leave a lasting historical significance was the absence of the aesthetic impact of the current architectural styles and the prevalence of functionality.

In 1840 in Loch Sunart in Scotland, a floating iron church worth 1,400 pounds, which held 750 people, was anchored onto a wooden platform. In 1866, a garrison church for the imperial troops was built in Russia between the towns Dinaburg and Novoye Stroyenie. The church was very small, 13 by 9 m, and was clad in cast and sheet iron. The building was located in a corner of the garrison and was too small to accommodate all worshippers. In 1904 the church was moved in Tsargrad, 50 km from Daugavpils in Latvia, present-day Jersika, and in its place the Ss. Boris and Gleb Cathedral was built in 1905. The cathedral is now located along the road to the city. The St. John Chrysostom Church was built in Kiev during the same time: 1867 – 1871, in respect of which it is argued that it was the first collapsible iron cult building in the Russian Empire. Separate sections of its construction were made in Saint Petersburg using the technology of Engineer R. Nikels and a design by Architect Nikolay Egorovich Jurgens. In 1934 the church was demolished due to corrosion.

In the 1860s Gustave Eiffel designed churches with a metal structures, such as the Church of Notre Dame des Champs, Saint Joseph Church both in Paris, San Marcos Church in Arica, Chile, 1875, the Cathedral of San Pedro de Tacna, Peru, the Church of Santa Barbara in Santa Rosalia, Mexico, 1884 - 1897, San Sebastian Church in Manila, Philippines, 1891. Gustave Eiffel's iron structures were meant for Europe, Asia, Africa, Latin America and Oceania. Along with the churches of cast iron and steel, Eiffel's bureau designed synagogues, galleries, markets, customs office buildings, some of which for France. Eiffel also designed the Western railway station in Budapest, Hungary and a station and engine house in France.

The artistic features of the San Sebastian Church in Manila demonstrate how the specific characteristics of the metal were overcome when the material was used. In the church steel was used for the walls and their stone-like decoration, and the combination of metal and marble reinforces this effect. This peculiarity also applies to the Bulgarian church in Istanbul, thus making the two monuments the closest of analogues.

The closest analogue to St Stephan in terms of the history of construction, the significance of “the value” and of the site for construction is the church Iglesia de la Nuestra Señora de las Mercedes in Grecia, Costa Rica. St Matthew's Church was built in Cape Town, the Republic of South Africa in 1879 – 1883, which was made with checker plates. The church was designed by architect John Norton of London. The church was dismantled in 1960 due to the expensive upkeep it required. An iron church was built in 1896 in Kalgoorlie, Western Australia, to be replaced with a stone one in 1902.

From the point of view of the aesthetics and the appearance of the churches, the prefabricated elements used are highlighted in the interior space and have a structural as well an aesthetic role. In the 19th c. the church architecture with prefabricated components was in the mainstream of historicism and did not differ from brick buildings in terms of artistic peculiarities. The structures were not totally hidden. Their specific characteristics and main elements were part of the overall artistic appearance of the churches.[6]

The iron elements of St Stephan church were made by the Austrian company Rudolph Philipp Waagner whose speciality was construction of bridges. The weight of the church is greater than the other churches that were mentioned. The bearing structure and exterior cladding weigh 360 t, and the interior cladding, 140 t. Today, Waagner-Biro does architectural designs and is a leading company in modern technologies. The Bulgarian jewel on the Golden Horn is not featured among the company's steel projects because they are so many. Nevertheless, St Stephan is only church made by the Waagner-Biro. The company's records do not keep documents about the construction of the church.

Hovsep Aznavur designed the church between 1892 and 1894. Aznavur was Armenian. His father was a lawyer and one of the founders of a Masonic lodge in Constantinople. A well-off person, he sent his son in the Armenian Catholic School of the Mechitarists on the island of San Lazzaro in Venice. Hovsep Aznavur finished the school and then went on to study in the Academy of Fine Arts in Rome. In the outline of the church building Aznavur followed the principles of Baroque. In terms of its plan of pseudo basilica with a Latin cross and its stylistic features, the church followed the traditions of the West-European church architecture. The windows were done in the spirit of Neo-Byzantinism. In respect of the artistic details on the façades, Aznavur adhered to the trends of Neoclassicism and was a follower of the famous French architect Charles Garnier. Stained glass windows were planned to be used for the decoration of the church and for its interior illumination, which, however, were not made due to the huge costs. [7]

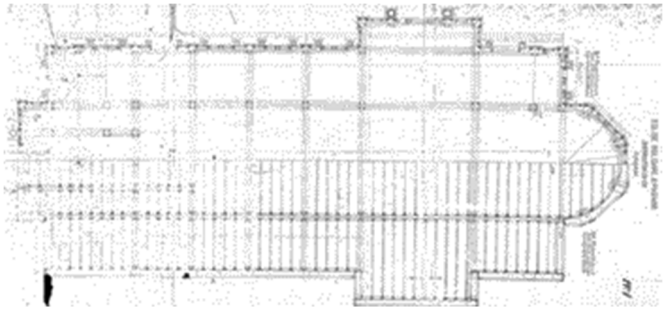


Fig. 3. Authentic plan of latin cross of the St Stefan church of Hovsep Aznavur. Central state archive, Sofia.

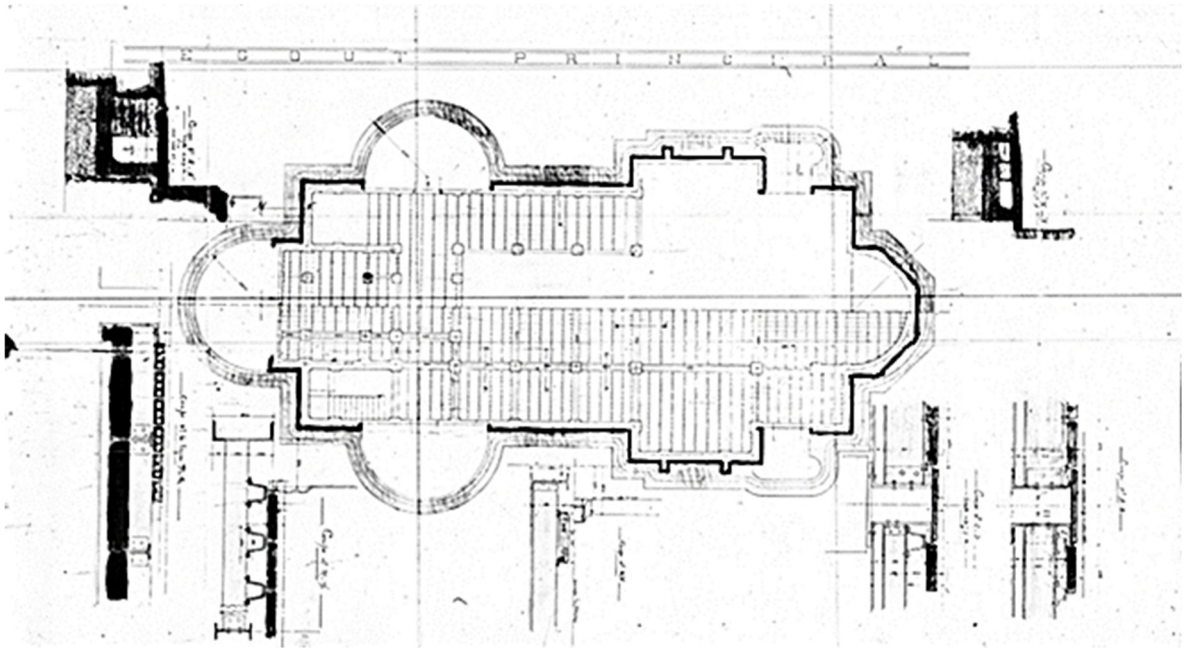


Fig. 4. Authentic plan of the underdrain system of the church. Central state archive, Sofia.

3.2. The problem of the landslide

The problems related to the survey of the landslide on which the church was to be built, the transformation of the ideas from building a brick church to a church with steel structures and steel cladding were a complex and responsible decision. The decision was suggested by the prominent Istanbul architects and was taken in Bulgaria. The money for the construction was made available from

a special fund of the National Bank in Sofia. The fund handling the construction spent nearly 1 million French francs, a huge amount for the time.

The St Stephan Church was built on top of a landslide, as was the entire terrain of the shore of the Golden Horn. This was why the church was designed in steel - to make it lighter. The problematic terrain had been reinforced many times by the best Istanbul engineers and architects, who also designed the modern European part of the city, a number of public buildings, among them the Museum of Archaeology and the port facilities at the Bosphorus. Among them were Italians, French people, and Greeks such as George D. Stampa, Antoine N. Perpignani, Alphonse Cingria, Fangoulis E. Mavrogordato, Alexandre Vallaury, Gabriel Tedeschie, as well as Bulgarian architects who had recently studied in Belgium and Austria-Hungary.[8]

3.3. The problem with the terrain

The problem with the terrain which stands right next to the waters of the Golden Horn remains the most complex one even to this day. It is further aggravated by other problems that appeared with time. When related to the factor weather, metal and water are in a direct clash and this circumstance causes the problems with the state of the church. The water next to which the church is situated, the intensive evaporation, the high humidity, the coating of the metal body with airborne dirt all contribute towards corrosion. [9]

3.4. Description of the foundation

The property for the building of the temple was on the bank of the gulf. In 50s. of 19 c. the embankment was strengthened. There were used very short piles of a length of 7 m. This fact will influence for the problems in 90s. of 19 c. The second time the place was won from the see because of drifting a lot of stones. They were covered with soil. Nevertheless after 30 years period the embankment exhibited some damages.

In 1889 when the investigations about the peculiarities of the ground were made it was fixed that the rock is only 23 m in depth and this made the soil unstable. There was on terrain the old foundation from the non-erected stone church from 1858. Old foundations were cracked and it was impossible to exploit them for a new stone structure. So the commission decided to build the metal construction and to use the old foundations.

At least it was chosen a new place for the temple nearer to the see. New piles were put. They were 21,5 – 23,5 m long, with d. of 0,40 m. Steam hammer was delivered from England for the necessary works. The placement of the piles is not specified in the documents. In spite it was intended to be afforested, but it never happened. 650 piles were fixed into the ground. Their medium size is 22 m. Their diameter is 35 cm [10]. Their localization is not described.

3.5. The description of the grille

The documents from 1889 show that piles are to be joint by means of the oak horizontal elements (beams) each of them of a side of 25 cm. Upon that will be made splash of hydrated lime. Upon that will be built stone foundations. The foundations will be covered with concrete. Experts expect to place upon the concrete the “second series” of oak elements. Upon it is expected to place the grille (“grillage”). After that the construction is provided to erect the structure of the temple. [11]

3.6. Description of some constructive peculiarities

The church has a typical iron bearing construction which is built on all sides on concrete walls of the basement and on the concrete sub-columns inside the basement. According Turkish architects Prof. Hasan Kuruyazici and Mete Tapan the temple “St. Stefan” have concrete pillars. On them were placed steel sheets which are stabilized with the angle profiles. The points of intersections are reinforced by edge-iron profiles. The transverse profiles are welded (?) to this system; longitudinal beams are welded(?) to the transverse beams.

According to the publications in the Austrian magazines in 1895 Waagner factory had free hands in the projecting of the bearing constructions of the temple. The leading specialist was an engineer Havlichek who supervised the fulfillment. On the base of this peculiarity and some archive documents made the supposition that architect Hovsep Aznavour prepared only the architectural project in the modern sense of the understanding of the architecture.[12]

3.7. The description of the quality of steel

On May 7th 1894 a test was made of the quality of the metal for church construction. The test was performed in the Royal Imperial Museum for Technology Measures in Vienna. Two types of steel plates were, and two samples of each steel were tested. The method of testing is the first one for the Bulgarian industry.

Table 1. Sizes of the two steel types samples of the Protocol

No.	**Sizes, mm**		**Steel I**		**Steel II**		**[3]**
			Test 1	Test 2	Test 1	Test 2	
1.	Thickness	a	9,6	9,6	10,1	10,1	10,0
2.	Width	b	48,5	49,6	48,8	49,3	31,4
3.	Working length	l	200	200	200	200	200
4.	Length	L	300	300	300	300	377

Table 2. Strength performances of the two types of steel, according to the Protocol

No.	**Performance**		**Steel I**		**Steel II**	
			Test 1	Test 2	Test 1	Test 2
1.	Yield point	MPa	280	256	325	317
2.	Rupture strength	MPa	417	388	410	408
3.	Relative elongation after rupture	%	10,2	29,7	29,6	30,0
4.	Relative cross-section shrinkage after rupture	%	53	60	58	61

Remark. The dimensions in Table 2 are converted to SI.

On the basis of Table 2 and the performance given in the protocol, a choice can be made among present-day steels. When choosing the yield point, steel St 5 corresponds to the performances, according to the tables for strength of materials (Kissyov 1965). Manganese steel 40 G corresponds to the results for rupture strength. The difference is explained by the requirement for the use of high quality steel, and probably by the presence in the ore of natural doping elements such as manganese. The analysis shows that we can rely on the data obtained in the Protocol 1894. The latter has high reliability both for restoration of the tensile test diagram, and for the qualities of the steels used. [13] After the experiments of the steel plates, the church was control assembled in the Waagner's factory in Vienna.

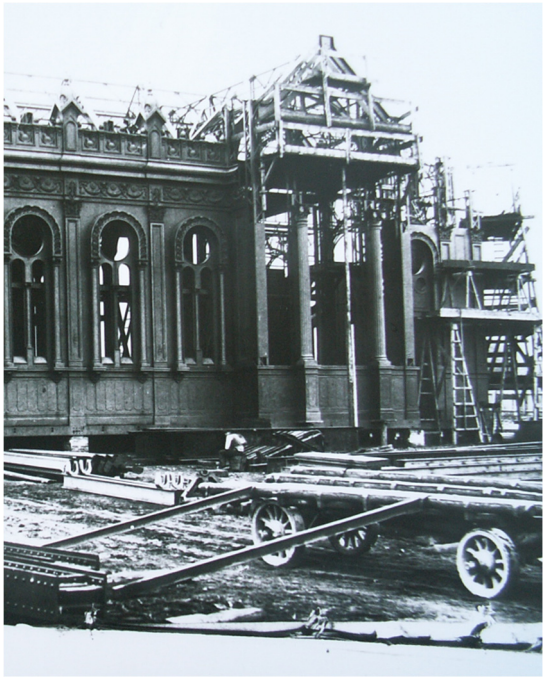


Fig 5. Archive photograph from control assembling of the church in Waagner's factory in Vienna, 1896. Central state archive Sofia

3.3. The steel details for the construction and aesthetic of 19th c.

The manufacturing of the steel elements for St Stephan by the famous Vienna-based company Rudolph Philipp Waagner in the 1890s coincided with the first steps in the development of steel architecture in Europe. The church is important on the borderline between historicism and the innovative trends of the new form-formation and the ensuing new uses of metal. From a structural and artistic point of view, the St Stephan Church united into one whole the achievements of the European architecture since the first use of cast iron structures in the 18th c. until the shift on to the aesthetic properties of the material. In the case, in hand steel was highlighted as a material but was used as a traditional one, the same as stone, gypsum and marble. This was because of the hiding of the structure behind the metal walls, which were done in the spirit of historicism and decorated in the style of Classicism.



Fig. 6. Classicistic decoration of the top elements, corresponded with the subcolumns of the church

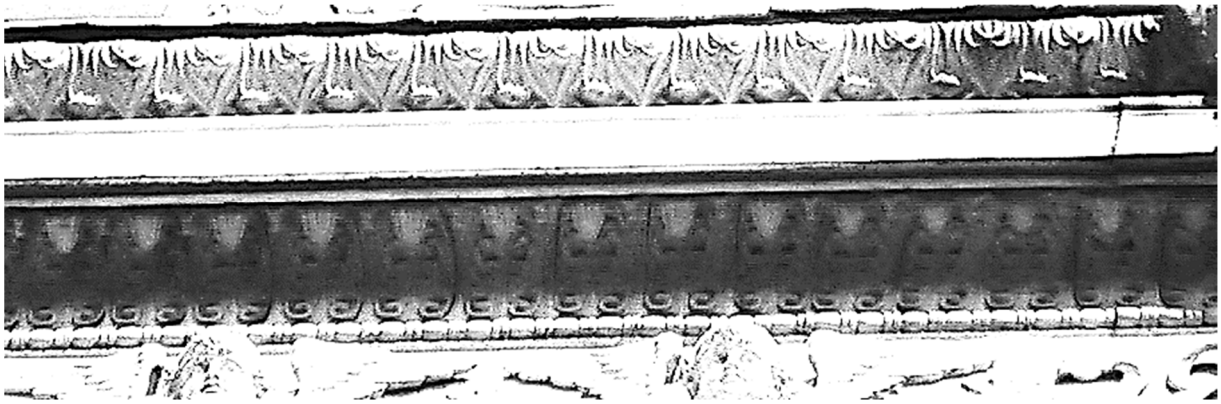


Fig. 7. Classicistic decoration of the cornice

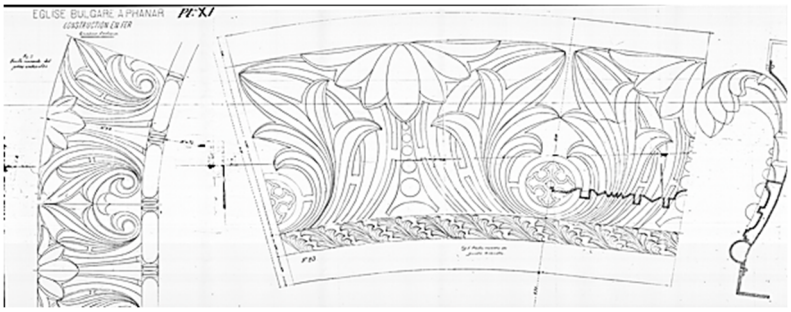


Fig. 8. Authentic graphic project of the column's capital. Central state archive Sofia

The documents show that creation of St Stephan church coincided with the end of the period of historicism in architecture when steel was a material per se, when its advantages were highlighted in combination with glass and when new light and transparent forms appeared that heralded the advent of Modernism. The review of the mastering of key moments in structures and form-formation after the advent of metals as new building materials reveals that the structural and artistic solutions in the building of St Stephan were a past stage in their application. The St Stephan Church was built on the border between the end of historicism in architecture and the search for new the form-formation. Because of this reason authentic historical documents preserved in the archives are very important the for historians as well as the engineers and architects. [14]

REFERENCES

[1] Георгиев, Й. П. (1911). Принос към историята на българската църква в Цариград. – Архив на Министерството на народното просвещение, год. III, кн. I, [Georgiev, Y. P. (1911). Prinos kam istoriyata na balgarskata tsarkva v Tsarigrad. – Arhiv na Ministerstvoto na narodnoto prosveshtenie, god. III, kn. I] Georgiev, J.P. (1911). Contribution to the History of the Bulgarian Church in Constantinople. - Archives of the Ministry of National Education, year III, Vol. book 1, pp. 20-51.

[2] Стойнов, Ив. (1923). Българската светиня на Златния Рог и нейното минало. По случай 25 годишнината на българската желязна черква Свети Стефан в Цариград. София. [Stoynov, Iv. (1923). Balgarskata svetinya na Zlatniya Rog i neynoto minalo. Po sluchay 25 godishninata na balgarskata zhelyazna cherkva Sveti Stefan v Tsarigrad.. Sofiya.] Stoynov, Iv. (1923). The Bulgarian shrine of the Golden Horn and its past. On the occasion of the 25th anniversary of the Bulgarian Iron Church of St. Stephen in Constantinople. Sofia. -

[3] Маркова, З. (1974). Българският храм в Цариград (Начална история). – В: Сб. В памет на академик Михаил Димитров. София, [Markova, Z. (1974). Balgarskiyat hram v Tsarigrad (Nachalna istoriya). – V: Sb. V pamet na akademik Mihail Dimitrov. Sofiya], Markova, Z. (1974). The Bulgarian Temple in Constantinople (Primary History). - In: Compilation In memory of Academician Mikhail Dimitrov. Sofia, pp. 247 - 259.

[4] Темелски, Хр. (1998). Българската светиня на Златния Рог. Велико Търново. [Balgarskata svetinya na Zlatniya Rog. Veliko Tarnovo.] Temelski, Hr The Bulgarian shrine of the Golden Horn. Veliko Tarnovo.

[5] Kuruyazici, H., Tapan, M. (1998). Sveti Stefan Bulgar Kilisesi. Istanbul.

[6] Ivanova, B. et al. (2010). ”Arhitectural material and damage survey of the Bulgarian metal church of St. Stefan in Istanbul”. E-magazine LiterNet, 30.11. № 11 (132) https://liternet.bg/publish22/b_ivanova/sv-stefan_en.htm.

[7] Ivanova, B. (2014). Trends in the Decoration of the Bulgarian Church in Istanbul. - Art Studies Readings, 9, pp. 345-355.

[8] ЦДА, ф. 166 К, оп. 1, а. е. 119, л. 78 и ф. 321 К, оп. 1, а. е. 615, л. 75. [Central State Archive, Fund 166 K, inv. 1, archive unit 119, sheet 78 and F. 321 K, inv. 1, a.u. 615, sh. 75]; Rapport sur l’etat des Fondations de l’Eglise Bulgare du Phanar et sur les Remedes à yapporter. ЦДА, ф. 321 К, оп. 1, а. е. 473, л. 21 – 23. Протокол на строителната комисия от 15 декември 1895 г.[A record of proceedings of the Building Commission of 15 December 1895]

[9] Ivanova, Bl. Geotechnical studies and architectural projects for the church "St. Stefan ”in Istanbul from the 70s - 90s of the 19th century In: International Conference of Civil Engineering, Design and Construction, Science and Practice), 13 − 15 September 2012 Varna Free University, “Chernorizetz Hrabar”, Varna, Bulgaria, , pp. 67 – 72.

[10] Ivanova, Bl. (2013). ”The Bulgarian St Stefan church in Istanbul: anarchitectural project from 1890s and its multifunctional application in Bulgaria”. - KSI Transactions on Knolege society. A publication of the Knowlege Society Institute. Vol. VI, 1. Sofia: Scientific-technical union of mechanical engineering, 14 – 18.

[11] Rapport concernant les consolidation à operer au terrain de l'Eglise Bulgare projetée à Phanar. Constantinople 26 Septembre 1889. // Central State Archive, 1889, fund 246, inv. 1, arch. unit 1.

[12] Royal Impérial Musée Technologique des Métiers. Vienne, IX Währingerstrasse 59. Établissement pour l'examen de matériel de construction et de machines. Certificat. // Central State Archive, 1894, fund 166 K, list 1, archive unity 120.

[13] Ivanova, B. et al. (2010). ”Arhitectural material and damage survey of the Bulgarian metal church of St. Stefan in Istanbul”. E-magazine LiterNet, 30.11. № 11 (132) https://liter net.bg/publish22/b_ivanova/sv-stefan_en.htm.

[14] Иванова, Б. (2018). Българският архитектурен комплекс на Златния рог. София, Парадигма. [Balgarskiyat arhitekturen kompleks na Zlatniya rog. Sofiya, Paradigma.]. Ivanova, B. (2018). Bulgarian architectural complex at the Golden horn. Sofia, Paradigma.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

SS - 6

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

NUMERICAL STUDY ON BENDING BEHAVIOUR OF HOT-FINISHED AND COLD-FORMED ELLIPTICAL HOLLOW SECTIONS

Isidora JAKOVLJEVIĆ[1], Jelena DOBRIĆ[2], Zlatko MARKOVIĆ[3]

ABSTRACT

Elliptical hollow sections (EHS) are new products on the construction market. Their growing implementation in steel structures led to complementing design rules in the draft version of Eurocode EN 1993-1-1:2015. In this paper bending strength of elliptical hollow sections is being discussed, analysing cold-formed and hot-finished EHS profiles under pure bending. Numerical models include short members of diverse section slenderness with applied concentrated moments at the ends about either the major or the minor axis of inertia. Material nonlinear behaviour is included through experimental tensile test results adopted from previous researches. Influence of geometrical imperfections is incorporated in the analysis, however, imperfection amplitude variation has shown an insignificant effect on bending strength. For all analysed members, it is shown that numerically obtained ultimate moments are higher than bending strengths prescribed in EN 1993-1-1:2015. Differences in responses of hot-finished and cold-formed EHS are discussed. Comments on elliptical cross-section classification according to the design standard are made, as well as comments on the defined effective cross-sectional geometrical properties. Review of the set limiting slenderness for class 3 is suggested.

Keywords: *Elliptical hollow section; Bending resistance; Cross-section classification; Effective cross-sectional area; Numerical analysis;*

[1] Teaching assistant, MSc, Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Serbia, isidora@imk.grf.bg.ac.rs
[2] Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Serbia, jelena@imk.grf.bg.ac.rs
[3] Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Serbia, zlatko@imk.grf.bg.ac.rs

1. INTRODUCTION

Until recently, three types of tubular sections were present on the construction market: square, rectangular and circular sections. However, in the past years, a new hollow section product has appeared - elliptical hollow section (EHS). There are more than a few examples of application of elliptical hollow sections as structural members, as following: columns of the Zeeman building at the University of Warwick (2003), columns of the Barajas airport building in Madrid (2004) and the Cork airport in Ireland (2006), supporting members for a glass façade in the Heathrow airport building in London (2007), arches of the pedestrian Society bridge in Scotland (2005) [1].

In the current Eurocode for the design of steel structures EN 1993-1-1:2005 [2], there are no design criteria defined for EHS structural elements. However, in the draft version of Eurocode EN 1993-1-1:2015 [3] which has not been published and enacted yet, there are added regulations about EHS profiles. Those design rules are mostly based on the studies that were conducted at Imperial College London, and that included a wide research on EHS behaviour under axial compression [4], bending [5], shear [6] and combined effects [7], that investigated elliptical cross-section classification [8] and stability problems of EHS members [9–11]. However, the mentioned studies were exclusively focused on hot-finished products.

Beside hot-finishing, hollow sections could be produced by a cold-forming or a hot-forming process. The process of cold-forming is conducted at ambient temperature by compressing and squeezing steel sheets through a set of rollers. In order to produce a tube section, steel sheets are afterwards welded alongside the edges. Commonly, elliptical shape is formed from the previously developed circular section that is additionally exposed to cold deformation. A hot-finishing process includes pretreatment equal to the cold-forming process, that is followed by additional heat treatment in a furnace. A hot-forming is the least common of three mentioned processes in tubular section industry and it includes the whole process of manufacturing at elevated temperatures, without applying cold deformations. Although hot-finished and hot-formed sections are often treated equally in design, recent research shows that their mechanical properties are different [12].

By now, not much research has been conducted on behaviour of cold-formed EHS members. In a few published papers, results on investigated material properties of cold-formed EHS, residual stresses and responses of a cross-section under pure axial compression have been presented [13,14]. Considering different fabrication processes in the case of cold-forming than in the case of hot-finishing method, and as an effect, different material properties, different behaviour of hot-finished and cold-formed structural members could be expected under various effects.

A comparative study on behaviour of hot-finished and cold-formed EHS columns under pure axial compression has been conducted by authors [15,16]. Results show that there is a difference in cold-formed and hot-finished member response in non-linear stress-strain domain. Results were compared to design criteria defined in Eurocode draft standard EN 1993-1-1:2015 [3] and in North American specification for the design of cold-formed structural members AISI-S100 [17], and it was shown that North American standard provides better predictions of both a stub column strength and a buckling column resistance than Eurocode. The limiting slenderness for pure compression for the class 3 according to EN 1993-1-1:2015 turned out to be underestimated, that led to the safe-sided results for design predictions of both cross-section compression strength and column buckling strength. Following the conclusions that were made, further research in this field is desirable, incorporating responses of EHS under different effects.

This paper is focused on a finite element numerical study on the behaviour of hot-finished and cold-formed elliptical hollow sections under pure bending, about either the minor or the major principal axis. The analysis covers cross-sections of different slendernesses, and therefore, all four cross-section classes are included in the research. Results of the numerical analysis are compared to the design criteria defined in Eurocode draft standard EN 1993-1-1:2015 [3].

Experimental programme and corresponding numerical investigation on hot-finished EHS performed by Chan and Gardner [5] included bending tests on beams of the span 3 m and 4.5 m, with applied one-point and two-point load, respectively. However, a numerical simulation done as a part of this research, included short beam models with applied bending moments at the members' ends, in order to induce

pure bending, avoid global stability problems and exclude effects of interaction with axial and shear forces. Numerical analysis is performed by using the software package Abaqus [18], based on the finite element analysis (FEA). Geometrical properties of the cross-sections are adopted according to EHS products that could be found on the market nowadays [19]. Material non-linear properties are included through experimental tensile test results published in previous researches [9,14,20].

2. OVERVIEW OF THE DESIGN RULES

According to Eurocode [2,3], bending strength of a cross-section should be determined by multiplying a plastic (W_{pl}), an elastic (W_{el}) or an effective section modulus (W_{eff}) with a yielding strength of the material. The selection of the appropriate section modulus depends on a cross-section class. The draft version of Eurocode EN 1993-1-1:2015 [3] states limiting proportions for EHS classification.

For obtaining cross-section slenderness, firstly an equivalent diameter D_e should be obtained. This parameter is defined depending on an effect present in a cross-section. For cross-sections in bending, D_e should be obtained as following:

- for bending about strong axis, when $h/b \leq 1.36$:

$$D_e = \frac{b^2}{h} \tag{1}$$

- for bending about strong axis, when $h/b > 1.36$:

$$D_e = 0.4\frac{h^2}{b} \tag{2}$$

- for bending about weak axis:

$$D_e = \frac{h^2}{b} \tag{3}$$

where h and b are overall dimensions of a cross-section ($h > b$).

These equations for obtaining an equivalent diameter have been derived according to the point in the elliptical hollow section where local buckling initiates in the elastic range [8]. For bending about the minor axis, local buckling happens at the place of the maximum radius of curvature of EHS, that corresponds to the point with the maximum compressive stress. However, for bending about the major axis, it is necessary to obtain a critical radius of curvature, which depends on an aspect ratio of a cross-section. Theoretical solution for EHS with $h/b = 2$ predicts that buckling occurs at a distance of $0.21h$ from the extreme fibre in compression, however, experimental results showed that this point is on $0.11h$ [8]. On the other side, for EHS with lower h/b ratio, buckling would start at the place with the maximum compressive stress. Accounting theoretical and experimental findings, for bending about the strong axis, two expressions for obtaining D_e are given for two ranges of h/b.

Cross-section slenderness that is compared with limiting slenderness for obtaining a cross-section class, is defined as a ratio D_e/t, where t is a wall thickness. For sections in bending, limiting slendernesses for classes 1, 2 and 3, are given as $\lambda_1 = 50\varepsilon^2$, $\lambda_2 = 70\varepsilon^2$ and $\lambda_3 = 140\varepsilon^2$, $\varepsilon^2 = 235/f_y$, respectively. The same slenderness limits are set for circular cross-sections. Here, modification in design rules between the draft version [3] and the current Eurocode [2] is observed, as according to the later one, limiting slenderness for class 3 is considerably lower – $90\varepsilon^2$.

Also, EN 1993-1-1:2015 [3] defines an effective section modulus for EHS of the slenderness lower than $240\varepsilon^2$, as:

$$W_{eff} = W_{el}\sqrt[4]{\frac{140\varepsilon^2}{d_e/h}} \tag{4}$$

For EHS with slenderness exceeding $240\varepsilon^2$, instructions given EN 1993-1-6 [21] should be followed.

3. NUMERICAL ANALYSIS

The study presented in this paper includes the geometry of elliptical hollow sections corresponding to hot-finished sections manufactured by Tata Steel [19] of the overall dimensions 150x75 mm. For achieving different cross-section slenderness, wall thickness is varied through analysis – it is applied as 2, 3, 4 and 5 mm. The member length is set to 450 mm. Concentrated moments are applied at both ends of the member, in order to achieve a uniform bending moment along the member length. Boundary conditions with all displacements constrained are applied at the member ends, with only rotation allowed about the minor, i.e. the major principal axis, depending weather bending about the minor or the major axis is analysed.

Numerical simulations are performed in the finite-element software package Abaqus [18]. Finite elements implemented in numerical models are shell elements S4R with reduced integration and six degrees of freedom per node. Uniform mesh density is chosen with a finite element size of 5 mm, as presented in Fig. 1.a, adopted according to the mesh convergence study. All edge nodes at member ends are connected by coupling to the reference point at the cross-section centroid at each member end, to which boundary conditions are applied, as shown in Fig. 1.b.

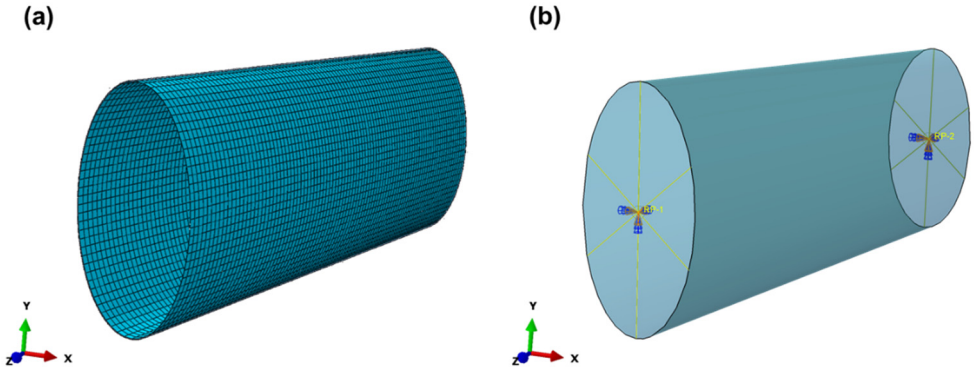


Fig. 1. Numerical model of a short beam: (a) FE mesh, (b) boundary conditions

In the first step of numerical simulation, Eigenvalue analysis is conducted in order to obtain buckling modes, afterwards used as initial deformed shapes of a member. Secondly, the static analysis with modified Riks method is performed, accounting material and geometrical non-linearities, in order to obtain a bending strength of a cross-section.

Local geometric imperfections are incorporated in the numerical model by setting adequate imperfection amplitude to the first buckling mode. According to the recommendations given in EN 1993-1-5 [22], the advised value of geometric imperfection amplitude for numerical simulation is 80% of fabrication tolerance. A fabrication tolerance for wall thickness of CHS is given depending on a section diameter D and a wall thickness t: for $D \leq 406.4$ mm and $t \leq 5$ mm, the maximum imperfection should not exceed 10% of the thickness [23,24]. In order to validate numerical models of three-point and four-point bending tests performed on hot-finished EHS beams, Chan and Gardner [5] applied different amplitudes of local imperfections: $t/10$, $t/100$ and $t/500$. Though, it was observed that sensitivity to imperfections was low. In the analysis conducted in this research, initial local imperfections are applied as 1/100 and 1/10 of the section wall thickness, but the influence on the ultimate bending strength of a cross-section has been negligible (1% difference at maximum).

Material properties of cold-formed and hot-finished steel sections are taken into account through the results of tensile coupon tests that were conducted in experimental investigations of elliptical and oval hollow sections. Quach and Young [14] obtained stress-strain curves for material coupons taken from different parts along a section perimeter, for both cold-formed and hot-finished EHS. In the case of hot-finished sections, insignificant differences in material behaviour of the flattest coupons and corner coupons were observed. Contrary, material properties of cold-formed sections were not uniform throughout elliptical perimeter – corner coupons had greater yield stress and tensile strength, but lower ductility. This is due to the manufacturing process, as curved parts of the section had been subjected to local cold bending and undergo plastic deformations. In the research of hot-finished EHS done by Chan

and Gardner [9], only coupons from the flattest portion of the section were tested. Similarly, when cold-formed oval hollow sections were investigated by Zhu and Young [20], only mechanical properties of flat coupons were obtained. The summation of all stress-strain curves implemented in numerical models in this research is presented in Fig. 2 and in the following list:

- hot-finished coupon tested by Chan and Gardner [9];
- hot-finished coupon tested by Quach and Young [14];
- cold-formed coupon from the most curved part of the section tested by Quach and Young [14];
- cold-formed coupon from the flattest part of the section tested by Quach and Young [14];
- cold-formed coupon from the flat part of oval hollow section tested by Zhu and Young [20].

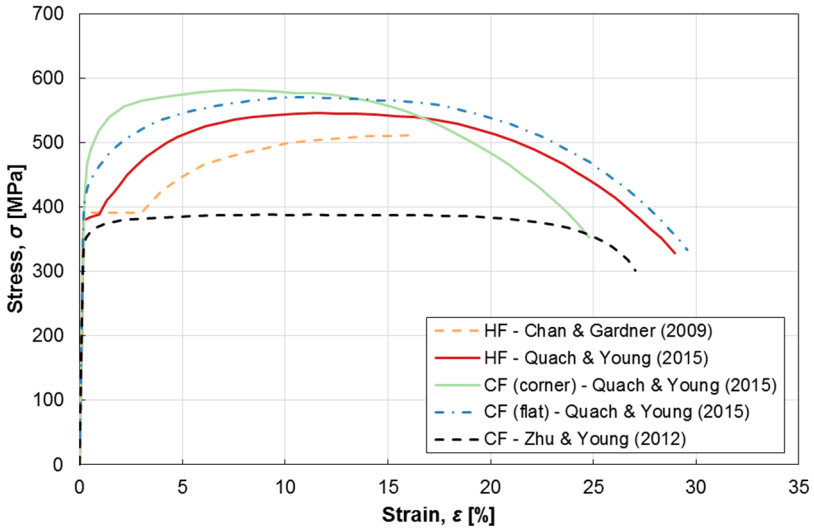


Fig. 2. Stress-strain curves of EHS material

It can be observed from Fig. 2 that the shape of the material stress-strain curve is different for cold-formed and hot-finished sections. Cold-formed sections exhibit gradual yielding behaviour with enhanced material properties, whereas hot-finished sections have sharp yielding stress-strain curves. The feature of the latter one is a yield plateau with noticeable yield stress f_y, while for cold-formed sections, the value of yield stress f_y is not obvious and 0.2% proof stress $f_{0.2}$ needs to be determined. The behaviour of hot-finished steel fits better the behaviour of basic steel material. Contrary, a cold-forming process causes a change in the stress-strain relationship of the basic material. However, even for the presented two hot-finished EHS, the length of the yield plateau differs. This is due to the difference in the manufacturing process after cold-rolling, as hot-finished sections tested by Chan and Gardner were exposed to the temperature of 900 ^{0}C, while for EHS tested by Quach and Young, heat treatment was performed at the temperature of approximately 750 ^{0}C.

In order to incorporate material properties into the numerical model, except defining Young's modulus and Poisson's ratio in the elastic domain, it is necessary to define true stress and true plastic strain for describing plastic behaviour of the material. It is done according to the following relations as specified in Abaqus user's manual [18]: $\sigma_{true} = \sigma(1+\varepsilon)$ and $\varepsilon_{true,pl} = \ln(1+\varepsilon) - \sigma_{true}/E$, where E is Young's modulus.

During a production process of hollow sections, cold-formed members are exposed to plastic deformation, so after elastic unloading, residual stress is induced. During heat treatment, a considerable amount of residual stress in hot-finished sections is released, as at elevated temperatures yield stress and Young's modulus decrease [12]. Measurement of residual stresses in elliptical hollow sections was done by Law and Gardner for hot-finished members [10], by Chen and Young for cold-formed members [13] and by Quach and Young for both hot-finished and cold-formed EHS [14]. The residual stress in a longitudinal direction could influence the ultimate strength of a cross-section. Experimental results show that longitudinal residual stresses in hot-finished hollow sections are significantly smaller than those in cold-formed hollow sections, rating 10–15% of the material yield strength. Therefore, it is expected that they have an insignificant influence on structural behaviour and thus excluded from the numerical analysis obtained by Chan and Gardner [5]. In the case of cold-formed sections, the maximum bending residual stress can reach approximately 75% of the material 0.2% proof stress, while the maximum

membrane residual stress is about 25% of the 0.2% proof stress. Although bending residual stress has a high amplitude, numerical investigations showed that it does not affect the ultimate strength of a cross-section [13]. For that reason, the residual stresses are not explicitly included in the numerical analysis of this research, neither of hot-finished nor of cold-formed members.

4. RESULTS AND DISCUSSION

By modelling a short beam with applied moments at the ends, a uniform bending moment is achieved alongside the member, while shear and axial forces, as well as global buckling effects, are excluded. In Fig. 3, there are presented failure modes obtained for buckling about the major and the minor principal axis, for a member of the cross-section EHS 150x75x3 mm, with the applied hot-finished material model given by Quach and Young. Similar shape failure modes have been observed for the other analysed cross-sections.

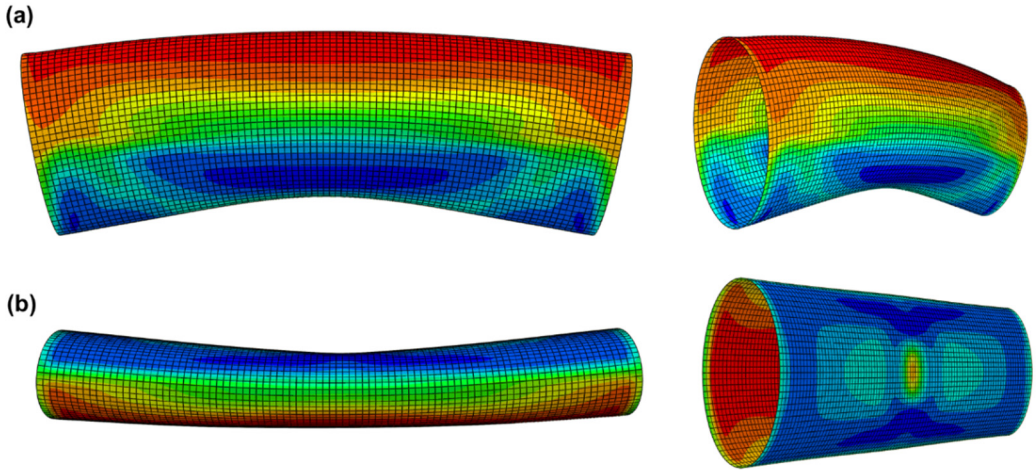


Fig. 3. Failure modes due to pure bending about: (a) the major axis, (b) the minor axis

As noticed in Fig. 3, for buckling about the minor axis, local buckling appears in the area of the cross-section with the maximum compressive stress, that corresponds to the flattest part of EHS. For buckling about the major axis, the exact location of the bulge cannot be easily defined from the presented pictures. Therefore, EHS with marked spots with the maximum out-of-plane deformation are presented in Fig. 4. Cross-sections are given for the initial deformation at the beginning of the loading (step 1) and at the point of reaching the ultimate bending moment (step 2). For buckling about the major axis, maximum out-of-plane deformation moves upward between these two steps. In the beginning, at a distance of approximately 30 mm from the extreme fibre in compression, it corresponds to the theoretical solution that predicts initiation of the elastic critical buckling at a distance of $0.21h$ from the extreme fibre in compression. The result does not match the one experimentally obtained by Chan and Gardner, that located buckling initiation at a distance of $0.11h$ [8]. For buckling about the minor axis, during the whole loading process, maximum deformation is located at the flattest point of the cross-section, as previously described.

In Fig. 5, there are given numerically obtained values of ultimate moments for analysed cross-sections for bending about the minor and the major principal axis, M_u, normalised with a bending strength according to EN 1993-1-1:2015, M_{EN}. The results are plotted against $D_e/(t\cdot\varepsilon^2)$ and slenderness limits for classes 1, 2 and 3 are marked with dashed lines. The prescribed values of limiting slenderness are discussed further in this section. However, it is noted that the slenderness limit for class 1 is not analysed in this paper. As the difference between cross-sections of class 1 and 2 regards rotation capacity of a member, in order to investigate this effect, a post-ultimate behaviour of the element should be analysed.

As it could be noticed, all ratios M_u/M_{EN} presented in Fig. 5 are larger than 1.0. In other words, for the analysed set of data, recommendations given in the draft version of Eurocode 3 are safe-sided.

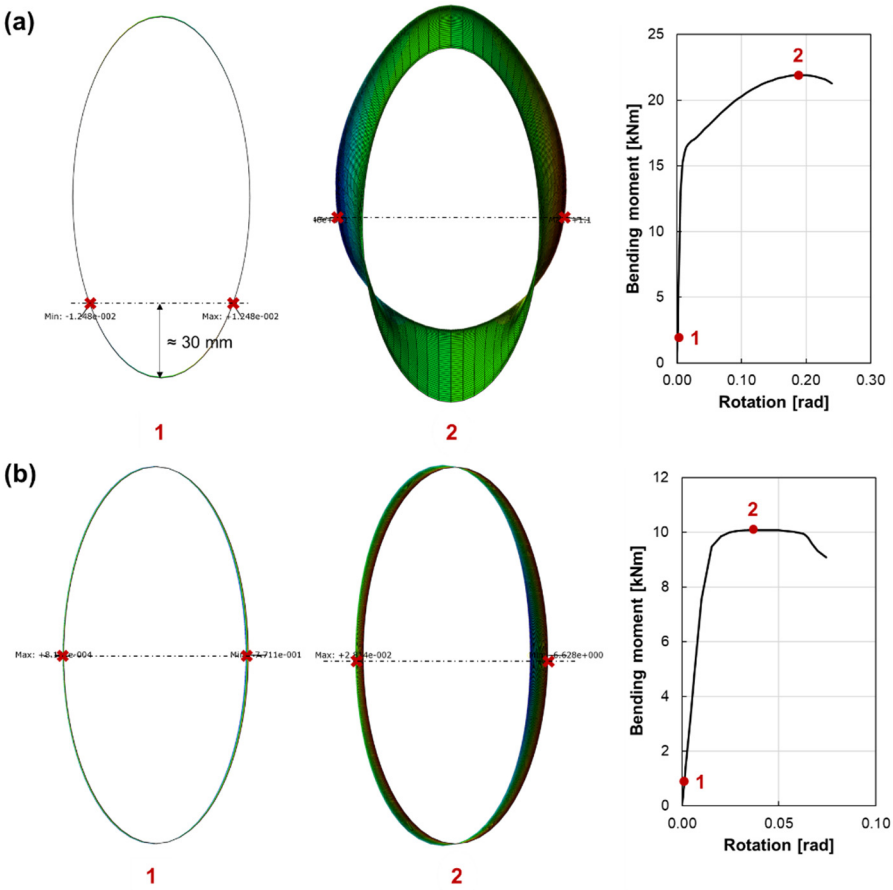


Fig. 4. Deformed shapes of EHS due to pure bending about: (a) the major axis, (b) the minor axis

For bending about the major axis and cross-sections of class 1 and 2, ratios M_u/M_{EN} lie between 1.0 and 1.5 and considerable dissipation in results is present depending on the applied material model. However, it is interesting to note that a distinct difference in behaviour between a group of hot-finished EHS and a group of cold-formed EHS is not observed. For the cross-sections of class 3, a greater difference between the bending strength prescribed by the design code and the ultimate moment determined by numerical analysis is present. Also, significant differences in the response of models with applied cold-formed and hot-finished stress-strain curves are present, with the exception of the cold-formed material model given by Zhu and Young for an oval hollow section. As the geometry of an oval section is different than EHS, results obtained with this material model should be taken with caution, considering a discrepancy of material stress-strain relationship along perimeters of these two cross-section types. For chosen geometries of a cross-section, none EHS are of class 4.

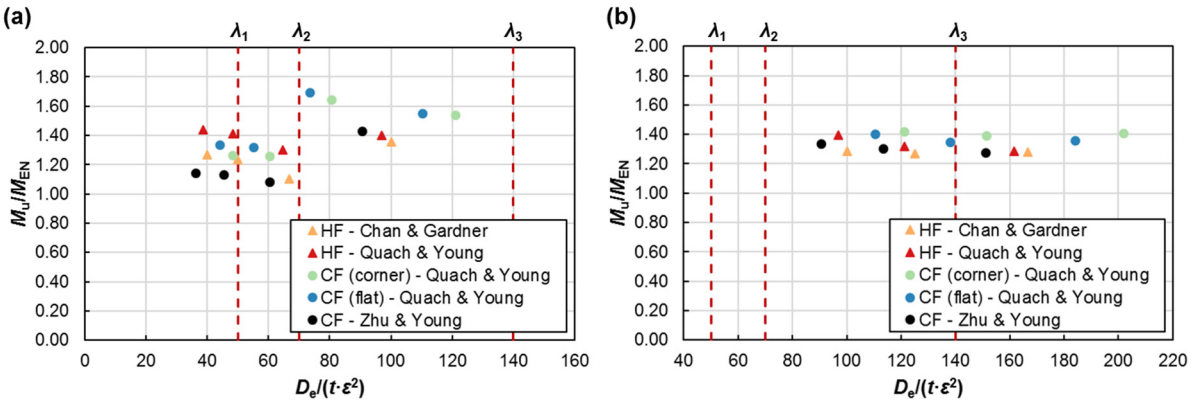


Fig. 5. Comparison of numerically obtained ultimate moments with design bending strengths: (a) bending about the major axis, (b) bending about the minor axis

In the case of bending about the minor axis, all analysed cross-sections are of class 3 and 4. All ratios M_u/M_{EN} are concentrated approximately between 1.2 and 1.4, for both classes. Comparing to bending about the strong axis, smaller dissipation of results is present and all models show a similar response, without strongly expressed differences depending on the assigned material model.

According to the described results, Fig. 6 and Fig. 7 are plotted to compare ultimate strengths with a plastic moment capacity, M_{pl}, and an elastic moment capacity, M_{el}, respectively. Comparing results for bending about the strong axis given in Fig. 6.a and Fig. 7.a for the range of EHS of class 3, a notable difference between M_u/M_{pl} and M_u/M_{el}, up to almost 50%, is observed. Although for cold-formed material models given by Quach and Young, plastic moment capacity gives safe-sided predictions of the bending strength, it is not the case with analysed hot-finished EHS. Therefore, it could be concluded that choosing a cross-section slenderness limit is delicate and should be followed by a wide parametric analysis including both various material models and cross-section geometry.

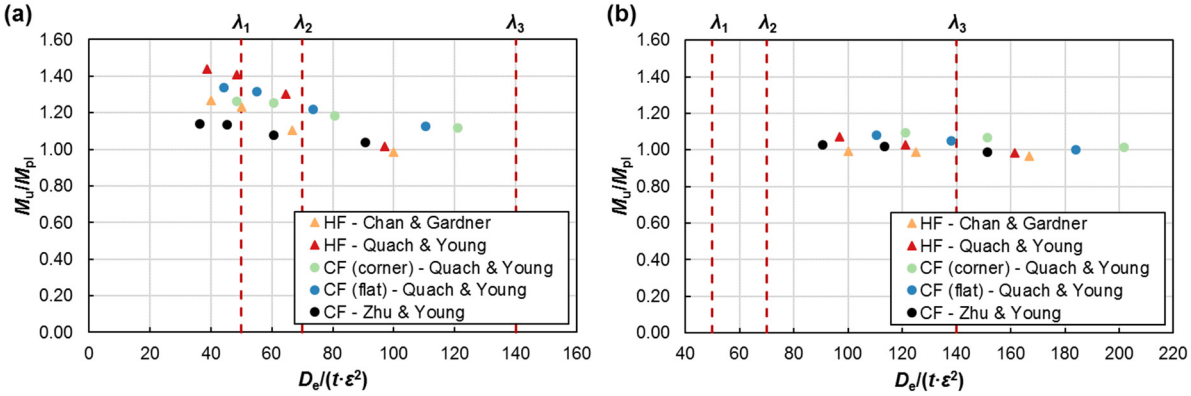


Fig. 6. Comparison of numerically obtained ultimate moments with plastic moment capacity: (a) bending about the major axis, (b) bending about the minor axis

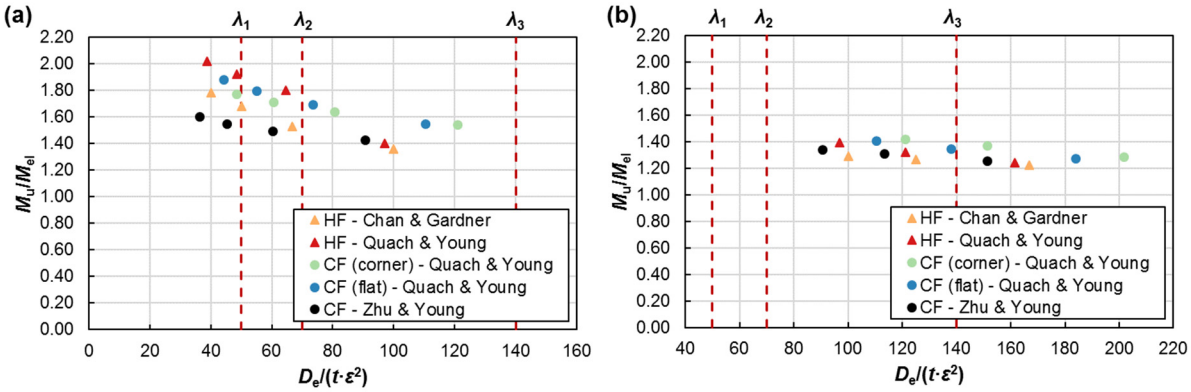


Fig. 7. Comparison of numerically obtained ultimate moments with elastic moment capacity: (a) bending about the major axis, (b) bending about the minor axis

Results for bending about the weak axis are presented in Fig. 6.b and Fig. 7.b. Firstly, comparing to bending about the major axis, a smaller difference between M_u/M_{pl} and M_u/M_{el}, of approximately 30%, is noticed. If plastic moment capacity was adopted for EHS of class 3, unsafe predictions in cross-section resistance would be made, according to some analysed models. When cross-sections of class 4 are discussed, a comparison between Fig. 5.b and Fig. 7.b should be made. In the former one, M_{EN} is calculated accounting effective section modulus. In both cases, the ratio between ultimate moment and elastic, i.e. effective moment capacity is above 1.2 and does not exceed 1.4. For that reason, a shift of the limiting slenderness for class 3 should be considered, accounting possible effects of different cross-section aspect ratios and conducting proper parametric analysis. It is interesting to note that a difference between M_{eff} and M_{el} arises with cross-section slenderness, that is the consequence of the effective section modulus definition according to EN 1993-1-1:2015, given in Eq. 4, that includes the fourth root of the normalised slenderness.

5. CONCLUSIONS

Numerical study on bending strength of hot-finished and cold-formed elliptical hollow sections is presented in this paper. Models of short EHS members with applied bending moments at the ends are developed. Pure bending about the major and the minor principal axis is studied. Material stress-strain curves are applied through the results of tensile coupon tests published in other researches of EHS. Local geometrical imperfections are incorporated in simulations, although varied imperfection amplitude of 1/100 and 1/10 of a plate thickness did not show a significant effect on the results.

The obtained bending strengths for the analysed hot-finished and cold-formed members are presented and compared to design criteria defined in the draft version of Eurocode for design of steel structures EN 1993-1-1:2015 [3]. For all analysed members, it is shown that the obtained ultimate moment is higher than the bending strength calculated according to the design standard. Therefore, design recommendations could be considered as safe-sided, although one should be aware of the considerable underestimation in the bending resistance that is in some cases present in EHS design. The peak underestimation occurs for sections of class 3 that bend about the strong axis, followed by dissimilar responses of cold-formed and hot-finished EHS. However, the use of plastic moment capacity in these cases does not give appropriate results, suggesting that the application of elastic theory is preferable. For the tested range of cross-section slenderness, reduction of a section modulus due to buckling in the elastic domain, characteristic for cross-sections of class 4, is not considerable comparing to elastic section modulus. However, for analysed EHS it is shown that even the application of the later one gives safe-sided results, although slenderness limit for class 3 is increased in the draft standard, in comparison to the limit prescribed for CHS in the current Eurocode EN 1993-1-1:2005 [2]. A potential shift of the slenderness limit for class 3 should be considered.

In further studies, it is suggested to extend the set of data and include elliptical hollow sections of all classes for both bending about the minor and the major principal axis. For making general conclusions regarding appropriate design rules for bending resistance of EHS, it is necessary to perform wide parametric analysis, covering a range of cross-section geometrical properties, but also applying appropriate material models, covering different manufacturing processes.

REFERENCES

[1] Chan T.M., Gardner L., Law K.H. (2010). Structural design of elliptical hollow sections: a review. Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Structures and Buildings vol. 163, pp. 391–402.

[2] EN1993-1-1 (2005). Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings. CEN, Brussels.

[3] EN1993-1-1 (2015). Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings (2nd draft).

[4] Chan T.M., Gardner L. (2008). Compressive resistance of hot-rolled elliptical hollow sections. Engineering Structures vol. 30, pp. 522–532.

[5] Chan T.M., Gardner L. (2008). Bending strength of hot-rolled elliptical hollow sections. Journal of Constructional Steel Research vol. 64, pp. 971–986.

[6] Gardner L., Chan T.M., Wadee M.A. (2008). Shear response of elliptical hollow sections. Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Structures and Buildings vol. 161, pp. 301–309.

[7] Gardner L., Chan T.M., Abela J.M. (2011). Structural behaviour of elliptical hollow sections under combined compression and uniaxial bending. Advanced Steel Construction vol. 7, pp. 86–112.

[8] Gardner L., Chan T.M. (2007). Cross-section classification of elliptical hollow sections. Steel and Composite Structures vol. 7, pp. 185–200.

[9] Chan T.M., Gardner L. (2009). Flexural Buckling of Elliptical Hollow Section Columns. Journal

of Structural Engineering ASCE vol. 135, pp. 546–557.

[10] Law K.H., Gardner L. (2012). Lateral instability of elliptical hollow section beams. Engineering Structures vol. 37, pp. 152–166.

[11] Law K.H., Gardner L. (2013). Buckling of elliptical hollow section members under combined compression and uniaxial bending. Journal of Constructional Steel Research vol. 86, pp. 1–16.

[12] Zhang X.Z., Liu S., Zhao M.S., et al. (2016). Comparative experimental study of hot-formed, hot-finished and cold-formed rectangular hollow sections. Case Studies in Structural Engineering vol. 6, pp. 115–129.

[13] Chen M.T., Young B. (2019). Material properties and structural behavior of cold-formed steel elliptical hollow section stub columns. Thin-Walled Structures vol. 134, pp. 111–126.

[14] Quach W., Young B. (2015). Material Properties of Cold-Formed and Hot-Finished Elliptical Hollow Sections. Advances in Structural Engineering vol. 18, pp. 1101–1114.

[15] Jakovljević I., Marković Z., Dobrić J. (2018). Numerical evaluation of flexural buckling of hot-finished and cold-formed EHS columns. 15th ASES International Congress Proceedings, Zlatibor, 6-8th September 2018, pp. 618–626.

[16] Jakovljević I., Dobrić J., Marković Z. (2019). Flexural buckling of hot-finished and cold-formed elliptical hollow section columns: Numerical comparative analysis. Građevinski Materijali i Konstrukcije vol. 62, pp. 15–32.

[17] AISI-S100 (2016). North American Specification for the design of cold-formed steel structural members. AISI S100-16. American Iron and Steel Institute, Washington, D.C.

[18] Abaqus (2012). CAE 6.13-4.

[19] Tata Steel (2018). Celsius® 355 EHS, 2018.

[20] Zhu J.H., Young B. (2012). Design of cold-formed steel oval hollow section columns. Journal of Constructional Steel Research vol. 71, pp. 26–37.

[21] EN1993-1-6 (2007). Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-6: Strength and Stability of Shell Structures. CEN, Brussels.

[22] EN1993-1-5 (2006). Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-5: Plated structural elements. CEN, Brussels.

[23] EN10210-2 (2006). Hot finished structural hollow sections of non-alloy and fine grain steels. Part 2: Tolerances, dimensions and sectional properties. CEN, Brussels.

[24] EN10219-2 (2006). Cold formed welded structural hollow sections of non-alloy and fine grain steels. Part 2: Tolerances, dimensions and sectional properties. CEN, Brussels.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

SS - 7

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

DETAILED DESIGN OF STEEL ROOF STRUCTURE FOR FOOTBALL STADIUM IN NIKŠIĆ

Dusko LUCIC[1], Teodora BULATOVIC[2], Ivana TESOVIC[3], Mladen MUHADINOVIC[4], Milena JANKOVIC[5], Milos VUCINIC[6], Nevena SIPCIC[7]

ABSTRACT

The topic of this paper is the main design of a steel roof structure for football stadium in Nikšić. Existing western spectator's stand does not satisfy contemporary needs and standards for the organization of football matches, therefore Football Association of Montenegro and Nikšić Municipality engaged Civil Engineering Institute from Podgorica to develop a detailed structural design. The detailed design of this steel structure was developed following architectural design created by Arterija studio from Nikšić.

The basis of the structure is rectangular, with dimensions 100x27.9 m, which consists of roof structure – eave for reinforced concrete structure of spectator's stand and eave above the entrance of the building, designed in a manner that is parallel to the longer side of the stadium.

During designing, the main task was to solve the support of steel structure on reinforced concrete structure and to deal with the large main girder console. Steel structure has interesting appearance and form, but it is at the same time very demanding and complicated, with complex joints, where up to 10 elements intersect at the same point. Given these facts, it was necessary to build a 3D structural model.

For the preparation of workshop drawings is used structural BIM software, specialized in building of very precise and exact 3D models for all types of steel structures. Load analysis, static-dynamic analyse and dimensioning are done in accordance with corresponding technical rules and standards, with respect to all the specificity of this structure.

The total weight of steel is 343 t (123 kg/m2 of the base surface), and the total price is 640,095.60 € (230 €/m2 of the base surface).

Keywords: *spectator's stand; football stadium; steel structure*

[1] Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University of Montenegro, Podgorica, Montenegro, dusko.lucic.666@gmail.com
[2] Civil Engineer, Civil Engineering Institute, Podgorica, Montenegro, bulatovicteodora95@gmail.com
[3] Civil Engineer, Civil Engineering Institute, Podgorica, Montenegro, ivanatesovic90@gmail.com
[4] Teaching Assistant, Faculty of Civil Engineering, University of Montenegro, Podgorica, Montenegro, mladenmuhadinovic@gmail.com
[5] Civil Engineer, Civil Engineering Institute, Podgorica, Montenegro, mjankovic327@gmail.com
[6] Civil Engineer, Civil Engineering Institute, Podgorica, Montenegro, milosmvucinic@gmail.com
[7] Civil Engineer, Civil Engineering Institute, Podgorica, Montenegro, nevenasipcic@gmail.com

1. GENERAL

Existing western spectator's stand in Nikšić does not satisfy contemporary needs and standards for the organization of football matches. Geometry of spectator's stand is in the shape of arch, consisting of three parts with the total length toward the court of approximately 80 m. Spectator's stand was constructed during the seventies of the last century and it was reconstructed in eighties. Viewer's section is subdivided into three parts – there are 9 rows on the embankment, 7 rows on RC structure – stands and 5 rows on covered lodge on steel structure. Transversely, it is subdivided into nine parts.

New western stand is designed in a manner that is parallel to the longer side of the court and so that it has the shape and the size which will ensure that the existing athletic runway with six lanes is maintained and extended with two extra lanes. In the terms of functionality, the purpose of the structure is subdivided in the following manner: zone for players and staff, zone for viewers, zone for media, management of the club, space for business, sanitary-technical rooms, auxiliary and economy rooms.

2. DESCRIPTION OF DESIGNED STEEL STRUCTURE

2.1 Components of the steel roof structure

The material for the steel structure is S 235JR (Č.0361). Steel roof structure relies on reinforced concrete columns and beams. Building *(Figure 1)* consists of roof structure – eave for reinforced concrete structure of spectator's stand and eave above the entrance of the building, in longitudinal way of building. Roof structure is with uniform cross fall of 2.70˚ (4.71 %). At grid A, roof structure is supported with tie-beam system on RC columns with square section (60x60cm), and at grid B main beam of roof structure is supported on RC columns with rectangular section (90x60 cm). Secondary beams are supported on spatial truss girder. At last spans are designed main truss console beams, connected by truss spatial girder to other main beams. A structural system of steel spectator's stand is a linear truss system, with two-span beam *(Figure 2)*. Structure is at first span simply supported by RC girders of stand in length of 6.65 m and in second span is console 21.25 m length. Main beam bridges the structure on shorter span, with beams mutual distance of 4.95 m. The main beam is designed as truss beam with chords from hot rolled U profiles and webs from cold-rolled hollow squared section. The tie-beams system accepts negative reactions from main beams. Tie-beams are cold-formed circular hollow section. A continuous girder supports every secondary main beam. Continuous girder is spatial truss girder, 9.90 m length, with fixed ends, supported on RC columns. For supporting of console truss girder is designed strut-beam at first and last span of structure, as cold-formed circular hollow section. Lateral bracing at the level of the top chord between end trusses and vertical bracing at grid B1 stiffens the building, for achievement of precise geometry during the assembling. Designed value for cambering of main beam is 5.30 cm, for annulling a deflection from dead load. A separate part of spectators stands building is cantilevered eave structure, above the entrance on western side of stadium, designed from cold-formed squared hollow section.

2.2 Assembling of the steel roof structure

Assembling of the steel structure performs after all works on the reinforced concrete structure are finished. During the execution of reinforced concrete works, it is necessary to place all anchor blocks with geodetic surveying and to check over the position after the execution. For structure assembling is required utilization of yokes. Assembling must be organized on the way that in each phase are mounted elements that form stabilization area, and then continue the assembling, so the new elements are always supported on previously mounted stabilized elements. The first stabilized area can be span between axis 2-4 or 18-20 (spans with vertical and longitudinal roof bracings). The first step is to mount first assembly of main beam on yoke and RC column at axis B-2 (assembly at axis B-4 can be mounted comparatively). The next step is to mount tie-beam. In axis B-3 main beam assembly mountings on yokes, whereupon are mounted tie-beams. After mounting these two spans, it is necessary to connect main girders in longitudinal way with spatial truss girder. It is possible to remove yokes before the further mounting of main beam structure. Assembling continues successively, carrying on to stabilized areas. Before the assembling continues, at first stabilized area must be installed all elements. In the end, first and last main

console beam mounts on a way that first and last span of spacial truss girder is mounted on scaffold, with strut-beams for support, and after that is mounted first assembly of main beam.

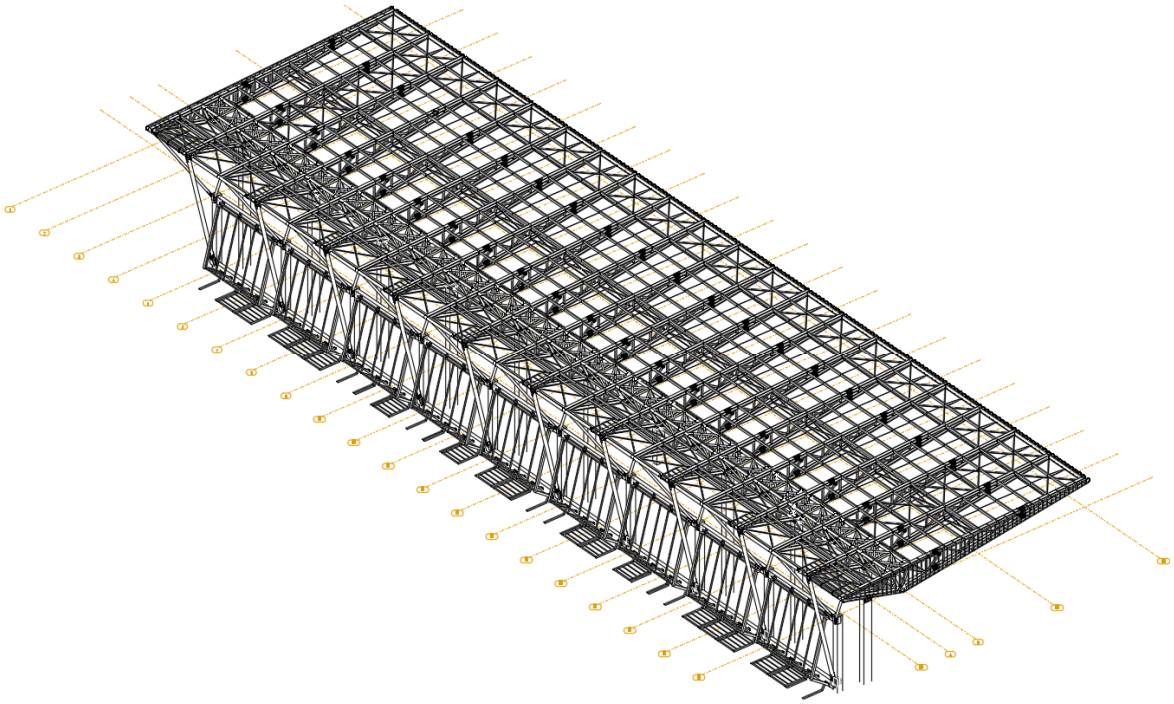


Fig. 1. 3D view of the spectator's stand steel structure

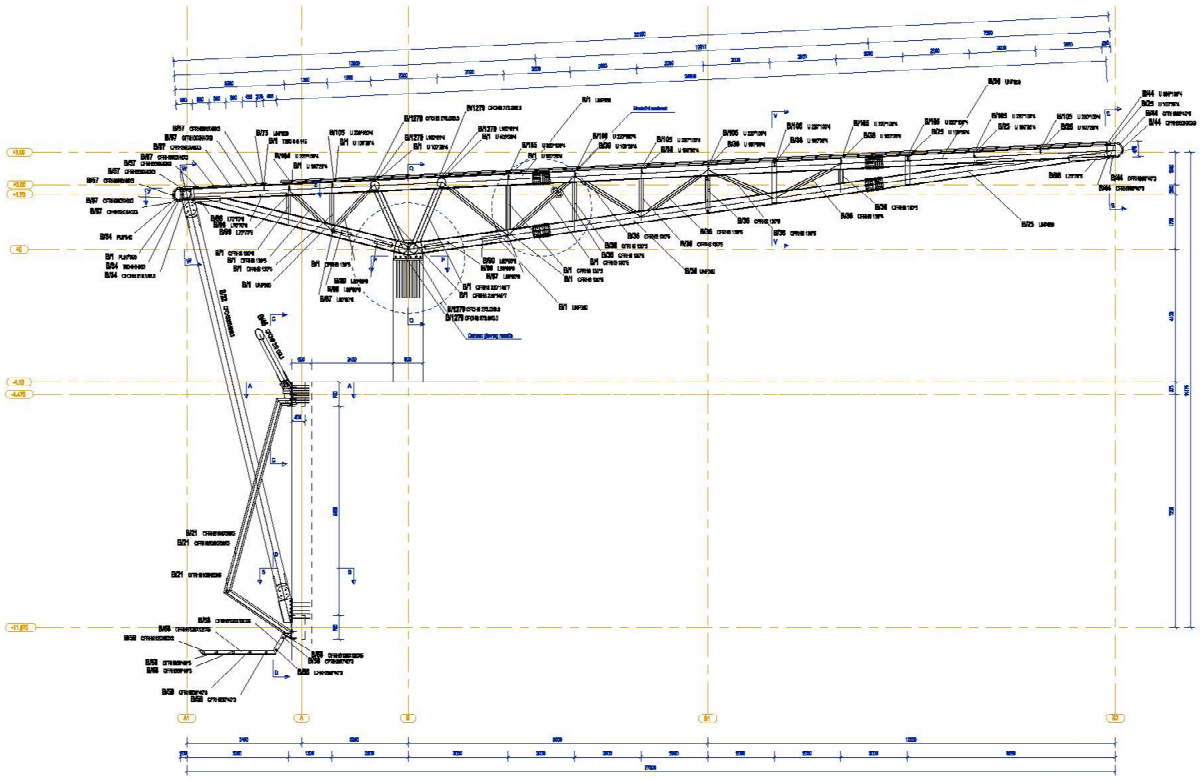


Fig. 2. Detailed cross-section of the spectator's stand steel structure

The table below presents the assembling plan of steel structure.

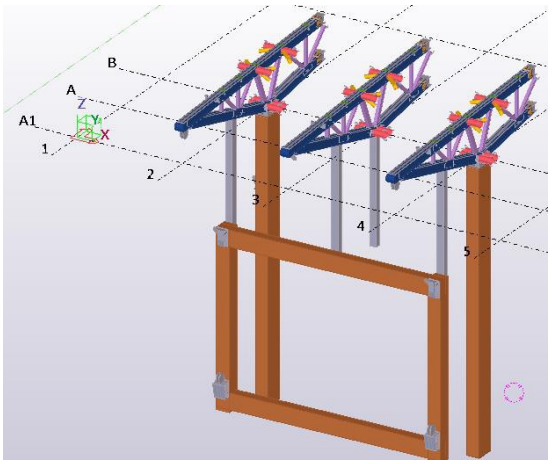


Fig. 3. Assembling of the first main beam assembly in axis 2-4

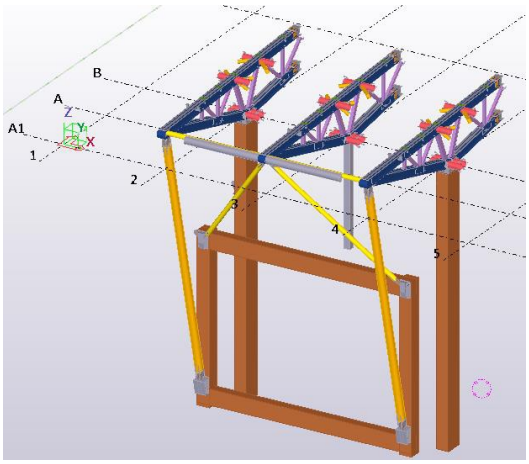


Fig. 4. Mounting of the tie-beams and removing of yokes

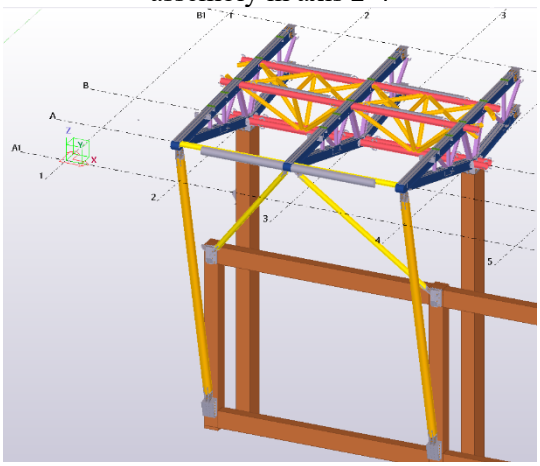


Fig. 5. Mounting of the spacial truss girder

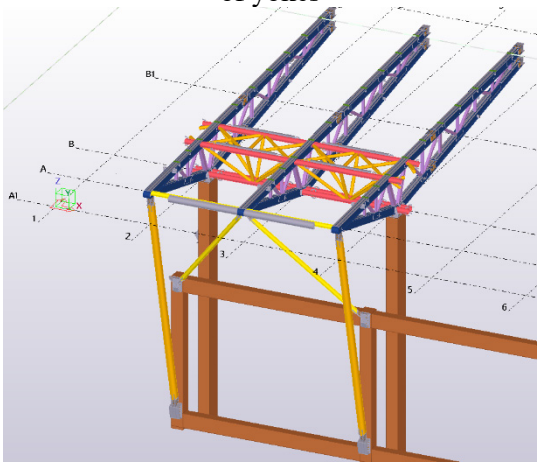


Fig. 6. Mounting of the second assembly of main beam

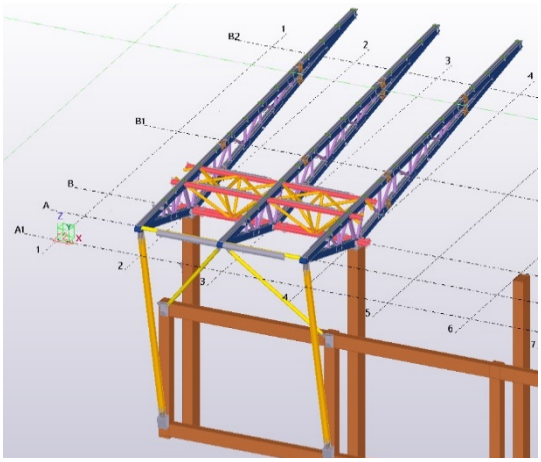


Fig. 7. Mounting of the third assembly of the main beam

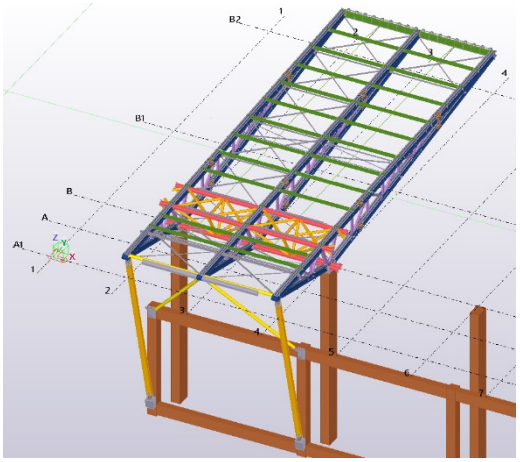


Fig. 8. Mounting of braces and purlings – First stabilized area is formed

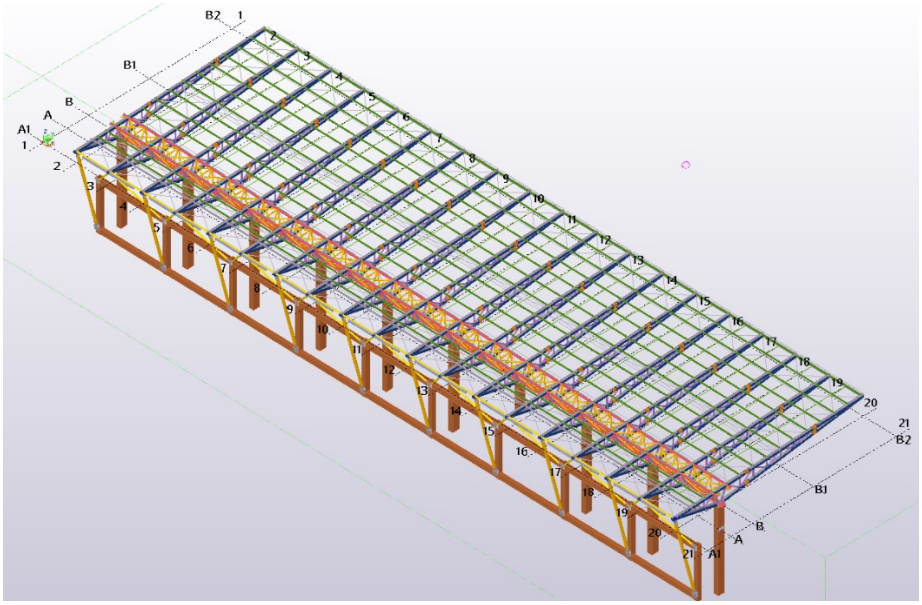


Fig. 9. Continued on stabilized area, mounting of elements is executed

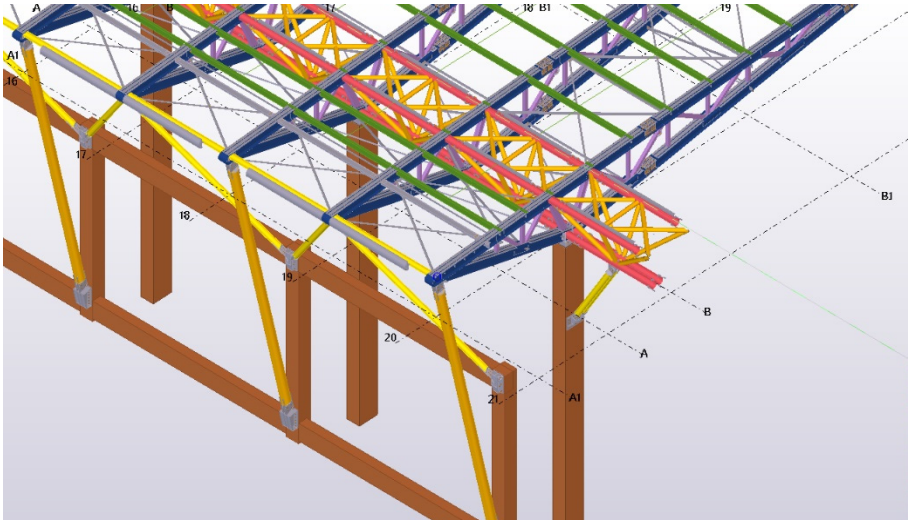


Fig. 10. Mounting of the console truss spacial girder together with strut-beam for support

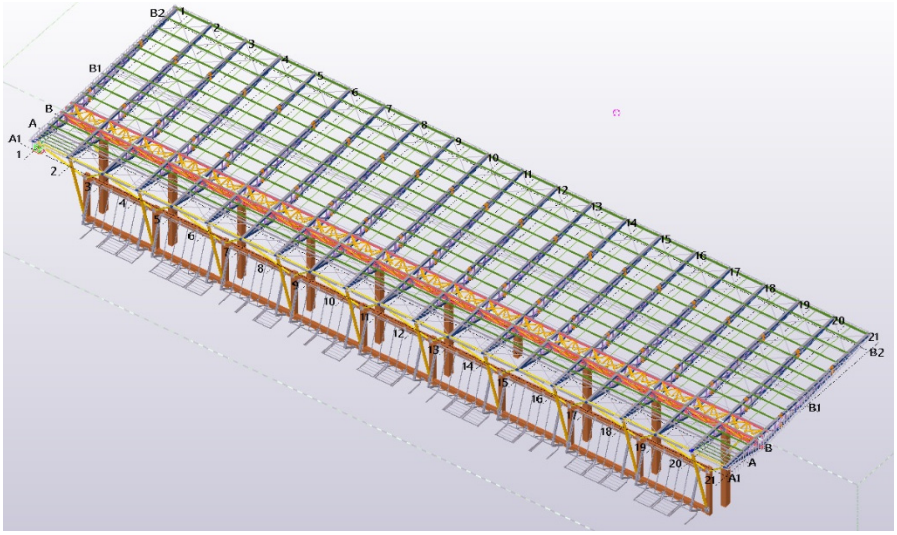


Fig. 11. Assembled steel structure

2.3 Corrosion protection of the steel roof structure

Procedure of corrosion protection of steel structure must be in accordance with Rulebook for technical requirements for steel structures ("Official Gazette of Montenegro", No.025/18 from 20/04/2018.) and standards EN ISO 12944 - Paints and varnishes — Corrosion protection of steel structures by protective paint systems. Protective paint systems consist of primer, intermediate/build coat, and finish coat. Primer is based on epoxide, with high content of Zn, other coatings are also based on epoxide, and finish coat needs to be resistant to UV radiation and atmospheric influence. Dry film thickness of coatings is 60+60+80= 200 μm. Before the finish coat is applied, it is necessary to clean and prepare all the surfaces from dirt and traces of oiliness. Also, all rusted surface is necessary to clean. Requested method for surface preparation is abrasive blast cleaning and grade of cleanliness is SA 2 ½, according to MEST EN 1090-2, Aneks F. Requested duration of coatings – more than 15 years.

3. DESCRIPTION OF STRUCTURAL ANALYSIS

3.1 Structural model and load cases

The loadbearing structure of the building was simulated in the software for structural analysis. The spatial model was built with beam elements with corresponding supporting conditions and real geometrical characteristics.

Load analysis, static-dynamic analyse and dimensioning are done in accordance with corresponding technical rules and standards, with respect to all the specificity of this structure. Structure is analysed for load cases: dead load with self-weight, snow, wind and earthquake loads. Considering that the period when this design was built was a transitional period from Yugoslavian to European standards, designer was obliged to take into account the maximal values of loads in accordance with norms of both standards, with using of reducing coefficient because of different values of safety factors for both standards. The characteristic difference is in snow load intensity, specified with these two standards.

JUS standard → 1.10 kN/m^2
MEST EN standard → 2.65 kN/m^2

Snow load calculated according to EN 1991-1-3 (Nacional annex, point 4.1, table 1), is 2.4 times bigger than snow load according to JUS standards.

Wind load simulation is based on approximately wind speed of 35.0 m/s, averaged on 60 minutes, with a return period of 50 years, exposure factor for object high of 10 m and topography factor for industrial areas. Based on building geometry and elastic characteristics of the structure, building is for simulation of wind load classified as low rigid building, so according to that the dynamic coefficient and force coefficient are determined. For earthquake load is used ESO (equivalent static load) method for the VII seismic degree, return period of 50 years with seismic coefficient for horizontal direction k= 0.065 and seismic coefficient for vertical direction k= 0.045. The building is classified in II category.

3.2 Cambering of main girder

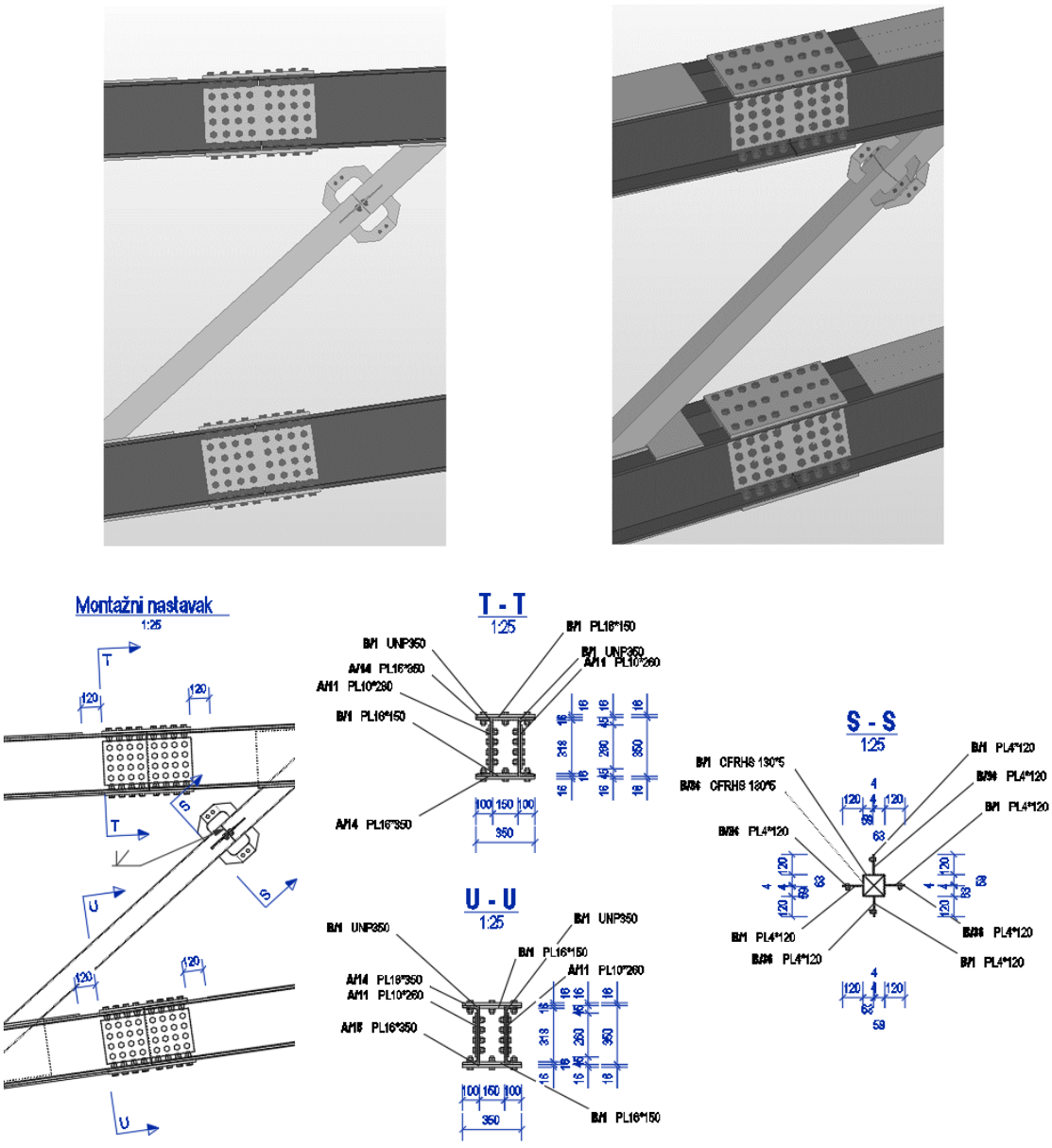
The maximum deflection of the main steel truss beam is at the console peak and its value for dead load and snow is *vg + vs= 52.8 + 155= 207.8 mm.* With cambering of main girder is annulled deflection for dead load. Cambering is accomplished with adjusting the geometry of main girder (approximately by square parabola) by elevation of nodes (for value of vg) from direction of chords, in nodes where are splices designed.

4. PREPARATION OF WORKSHOP DRAWINGS

For the preparation of workshop drawings is used structural BIM software, specialized in building of very precise and exact 3D models for all types of steel structures, so as in workshop drawings with high quality. Software bases on BIM concept, which means that software background is not just a digital drawing, but completely detailed modelling of building, which makes that every change automatically registers on basics, sections and in 3D model. Details of steel structures are very important part of design. Because of complicated and difficult structural system and complex joints and connections, this way for

preparation of workshop drawings minimized potential mistakes in the specifications and numeration of profiles and plates. Based on assembling technology of roof structure, layout plan on splices is established and their designing before the production. Splices of main beams are designed with web and flanges plates and bolts. During the designing of spatial truss girders, care was taken on mutual relation of profile diameters, especially related to mutual welding of truss webs. In addition, important thing was transport of structural elements and assembling conditions. These terms resulted splices layout, assembly dimensions, and solutions for welding of elements in workshop, or at the site during the mounting or after that.

The table below gives characteristic details from model and workshop drawings.



Characteristic connection details

Fig. 12. Splice of main beam chords (flange and web plates and bolts)
Splice of main beam webs (butt welding on site)

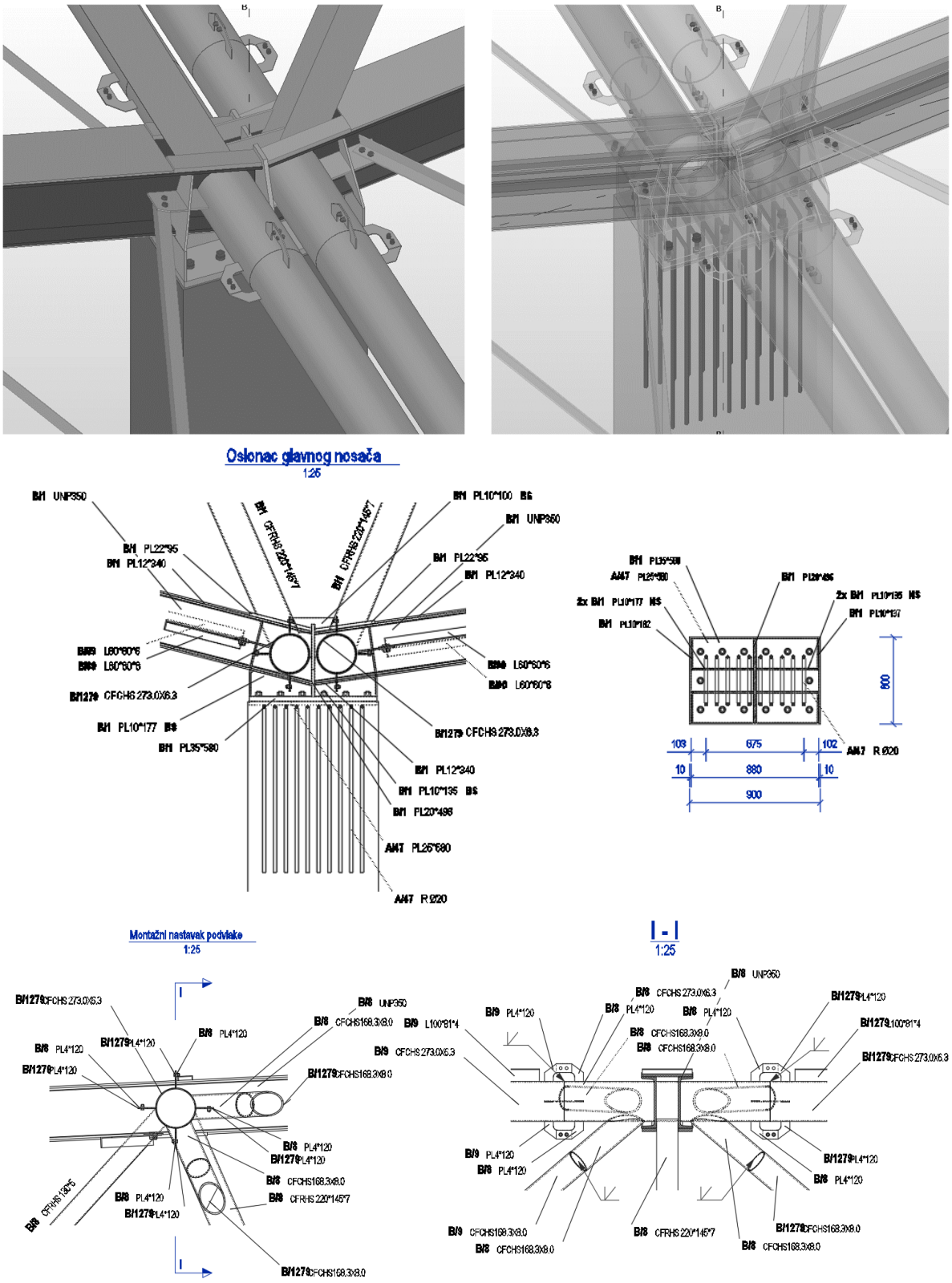


Fig. 13. Connection of main beam support and splice of truss girder designed as welded connection (butt welding on site)

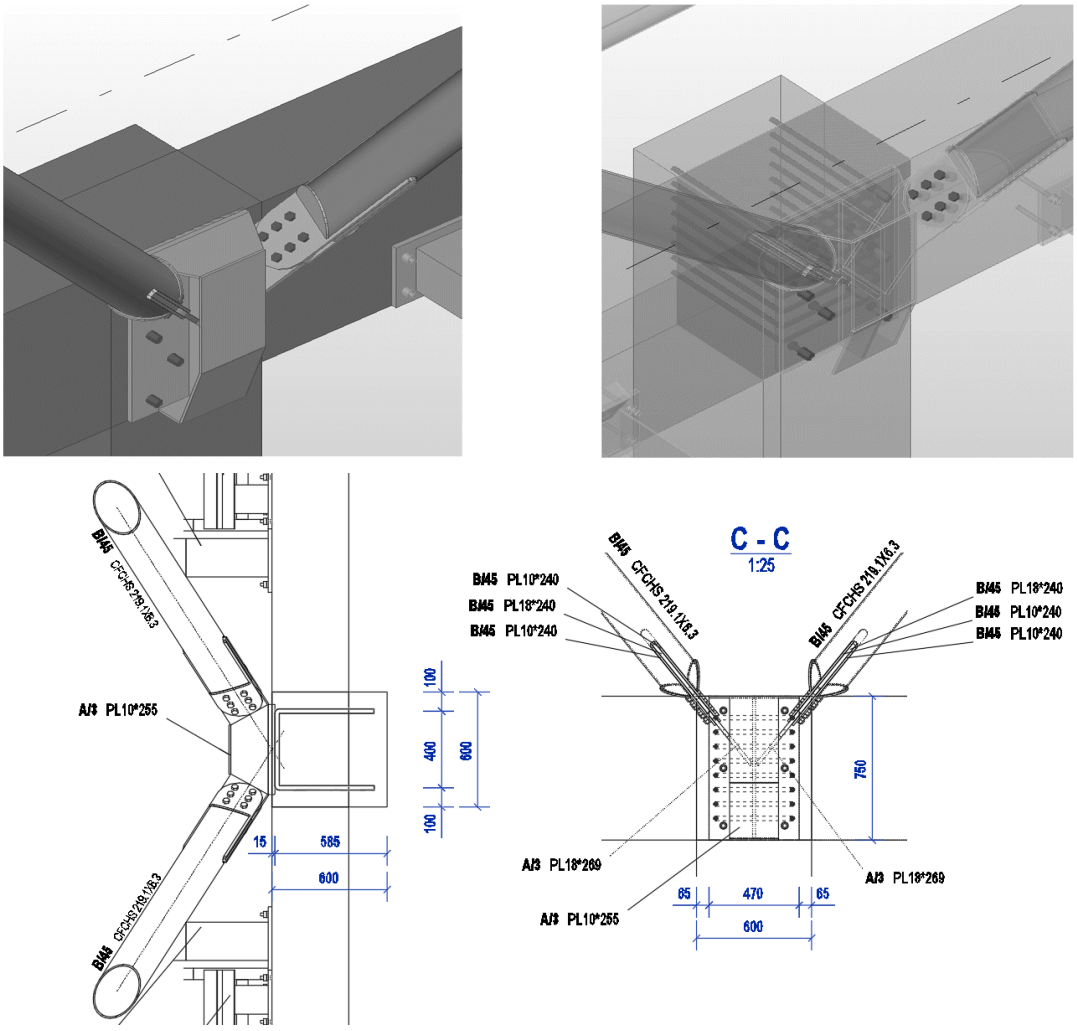


Fig. 14. Tie-beam support connection designed with junction plate and bolts

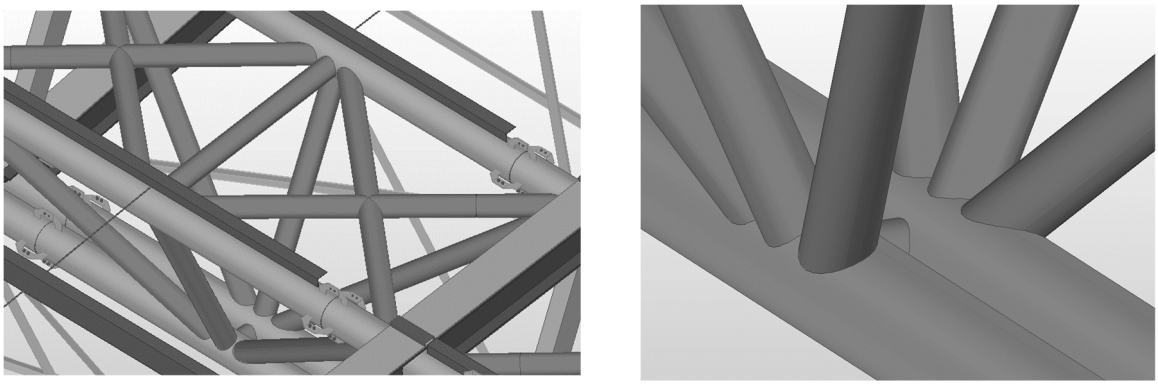


Fig. 15. Welded connection of truss special girder (butt welding of circular hollow profiles)

5. CONCLUSION

This project is a good example that it is obligatory and useful developing structural designs using BIM softwares, in order to systematize procedure of manufacturing, mounting and control during execution of steel structures.

REFERENCES

[1] Arterija studio ltd Niksic and Institut za gradjevinarstvo ltd Podgorica (2018). Detailed design of west spectator's stand steel structure of stadium "Stadion kraj Bistrice" in Nikšić, Montenegro.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

SS - 8

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

BENDING RESISTANCE OF COLD-FORMED BACK-TO-BACK BUILT-UP STEEL SECTIONS

Ivan LUKAČEVIĆ[1], Viorel UNGUREANU[2], Anđelo VALČIĆ[3] and Mislav PEDIŠIĆ[4]

ABSTRACT

Cold-formed back-to-back built-up steel beams are efficient and very attractive structural elements which with the material savings and low self-weight can also offer excellent efficiency in production, especially with the application of CNC technologies. The connection between the cold-formed back-to-back built-up steel components can be easily obtained by screws, but the developments in the welding process also lead to other solutions like continuous (MIG brazing) or discrete spot welding. The paper summarises the results of the numerical analysis of different combinations of connection between back-to-back built-up steel elements and the cross-section resistance of such sections. Based on the validation of the numerical model, the paper presents the influence of several parameters, i.e.: the initial imperfections and type of the lateral support, continuous and discrete connections between channels, the number and the distance between discrete connections along the beam axis and along the beam height, the type of the channel section i.e. lipped and plain channel. From the parametric study, it is concluded that the cross-section capacity of the cold-formed back-to-back built-up steel beams is highly affected by the type of connections. Tied web connection results in the highest capacity and highest ductility, but such type of connection is not always possible. In the case of discrete connections, results are affected by the configuration and the number of discrete connections. In the case of back-to-back built-up elements besides different capacities of the cross-sections influenced by connections arrangements two plastic mechanisms are also possible and more discrete connections will concentrate the plastic mechanisms to only one cross-section.

Keywords: *Cold-formed steel members; Simple built-up beams; Parametric numerical studies; Different types of the connections; Bending resistance;*

[1] Assistant Professor, University of Zagreb, Faculty of Civil Engineering, Zagreb, Croatia, ica@grad.hr
[2] Full Professor, Politehnica University of Timisoara, Civil Engineering, Timisoara, Romania, viorel.ungureanu@upt.ro
[3] MSc student, University of Zagreb, Faculty of Civil Engineering, Zagreb, Croatia, avalcic@student.grad.hr
[4] MSc student, University of Zagreb, Faculty of Civil Engineering, Zagreb, Croatia, mpedisic@student.grad.hr

1. INTRODUCTION

Cold-formed steel elements as an alternative to hot-rolled steel profiles can provide both, the material savings and low self-weight with excellent efficiency in production especially with the application of CNC technologies and innovative welding procedures [1]. The built-up structural elements of cold-formed steel profiles can be applied in structures as beams loaded with dominant bending, as columns loaded with dominant axial force or beams-columns with the combined influence of bending moments and axial forces and research of the behaviour of such elements is to a great extent limited. With the inevitable great importance of research on the influence of the components and overall shape to the performance of built-up elements, a very important aspect is the solution of connections between elements. There are several types of built-up cold-formed steel beams on the market, prepared for industrialised fabrication, with bolts, screws or spot welds being used for the flange-to-web connections [2]. Landolfo et al. [3] evaluated the applicability of built-up cold-formed steel beams assembled by laser welding and assessed the loadbearing capacity of the assembled beams. The I-section with hollow flanges is fabricated from two special C-profiles back to back. The two profiles are joined with connectors located on the web and the flanges. Two reinforcing plates are placed inside the top and bottom hollow flanges of the I-section, providing an additional connection system between the two C-profiles. Zhao [4] initiated a research programme at Queensland University of Technology to investigate the structural behaviour and design of hollow flange members in compression. The study focused on members with rectangular hollow flanges, where the sections are formed from a single steel strip, with various manufacturing methods such as spot welding, self pierced riveting and screw fastening for the flange-to-web connections. He found that the type of fastening and spacing does not affect the member compression capacity significantly. Wanniarachchi [5] extended the work of Zhao [4] and developed a new cold-formed steel beam with two rectangular hollow flanges, rigid in torsion, and a slender web, with the cross-section assembled using intermittent screw fastening. He found out that the intermittent screw fastening method appears to be structurally adequate and minimises the fabrication costs. Jun et al [6] tested six beams of back-to-back lipped channels to investigate the interaction between local and distortion buckling. The cross-sectional bending capacities obtained from the test results were compared with the EN1993-1-3 [7] and Direct Strength Method (DSM) [8] procedures. These methods were found to be safe and reasonably accurate for the considered geometries.

This paper deals with theoretical and numerical analysis of the cross-section behaviour of a built-up steel structural element derived from cold-formed profiles, considering different solutions of connections between channel sections. The resistance of the element cross-section is investigated, while the lateral torsion is prevented.

2. RESISTANCE OF THE COLD-FORMED STEEL SECTIONS

Design rules for designing cold-formed sections are based on local and distortion section behaviour. Unlike the global ones, local buckling may exhibit significant post-buckling capacity before failure. In the European standard, the effects of local buckling are considered through the “effective width” concept [7]. As an alternative to effective width method, due to the complications that occur in determining the effective width and resulting effective properties of members American AISI [9] and Australian Standards AS [10] also include the direct strength method (DSM).

Sections with slender webs or flanges will be more susceptible to local buckling, where the element will fail before the design strength is reached. Eurocode 3 takes into account the effects of local buckling through the process of cross-section classification. Cross-sections will be placed into one of four behaviour classes. Class 1 is the least susceptible to local buckling and class 4 is the most susceptible.

$$M_{cRd} = \frac{W_y f_y}{\gamma_{M0}} \tag{1}$$

For class 1 $W_y = W_{pl}$, for class 2 $W_y = W_{pl}$, for class 3 $W_y = W_{el}$ and for class 4 $W_y = W_{eff}$.

Differences between W_{eff} for hot rolled and cold formed cross-sections is distortion buckling behaviour. After calculation of effective widths, effective second moment of area $I_{eff,y}$ should be calculated which results in two section modulus regarding the shift of neutral axis, i.e. for compression part of the cross-section $W_{eff,y,c}$ and for tension part of the cross-section $W_{eff,y,t}$.

Effective cross-section calculation for the channel with edge stiffener is based on the initial effective width of edge stiffener. To take the influence of continuous spring support action, i.e. distortion buckling reduction factor of edge stiffener thickness χ_d should be calculated. Reduction factor χ_d can be calculated from [7]:

$$\sigma_{crs} = \frac{2\sqrt{KEI_s}}{A_s} \tag{2}$$

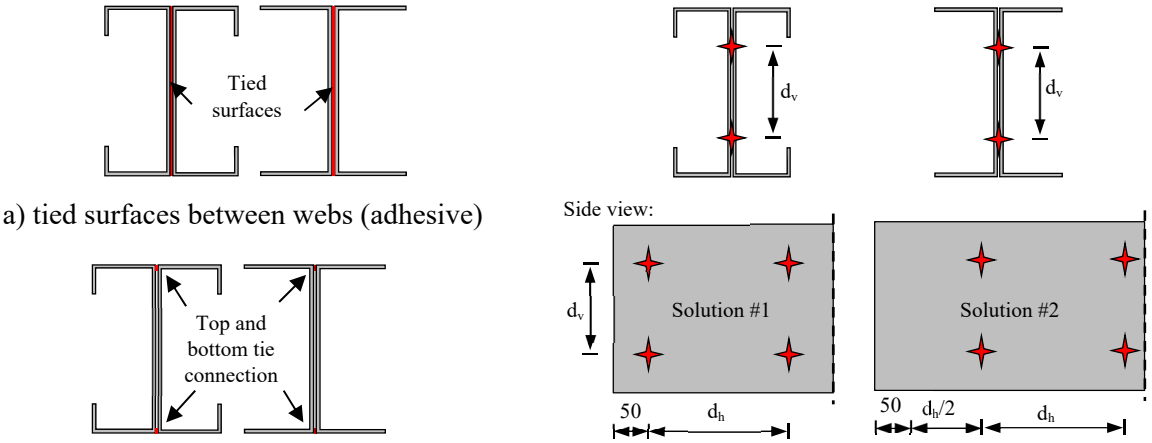
where: K spring stiffness, E elastic modulus, I_s the second moment of area of edge stiffener and A_s the area of edge stiffener. The initial value of the reduction factor χ_d can be refined by an iterative procedure. After calculation of all effective section widths, the procedure is identical as it was for the plain channel cross-section.

In the case of DSM method and based on characteristics of cross-section usually calculated by software like CUFSM [11], this approach results in many advantages in the calculation of cold-formed steel members over EC3. The idea is that by determining all the elastic instabilities for the gross cross-section and the load that causes a section to yield, we can directly determine the resistance. [8, 12]

$$M_n = f(M_{crl}, M_{crd}, M_{cre}, M_y) \tag{3}$$

where: M_n nominal flexural strength (minimum of M_{ne}, M_{nl}, M_{nd}), M_{crl} critical elastic local buckling moment, M_{crd} critical elastic distortion buckling moment, M_{cre} critical elastic lateral-torsional buckling moment, M_y yield moment.

Previously mentioned calculation procedures can be used for single but for built-up elements those procedures could be different because the influence of different connections cannot be taken into account. The standard procedure for calculation of the bending resistance of built-up back-to-back cross-sections consists of the calculation of single-channel cross-section and multiplied by two. The paper is concentrating on the capacity of simply built-up back-to-back cross-sections with various types of connections, i.e. continuous or discrete connections, discrete line connections (adhesives, bolts, spot welding or continuous welding like MIG brazing). Cross-sections and types of connections analysed in this study are shown in Fig. 1. Other possible solutions for connecting two back-to-back channel sections are shown in Fig. 2. The research will continue with all possible solutions from Fig. 2. but this paper will focus on the solutions from Fig. 1.



a) tied surfaces between webs (adhesive)

b) tied webs on top and bottom positions (continuous or discontinuous weld)

c) configurations of discrete connections (bolts or spot welds)

Fig. 1. Analysed cross-sections with continuous and discrete connections

3. PREPARATION OF NUMERICAL MODEL

Previous studies, considering appropriate imperfections, material parameters, mesh size and element type, have shown that finite element (FE) models can be used to accurately predict the load-bearing capacity and post-buckling behaviour of the built-up cold-formed steel beams [1, 13].

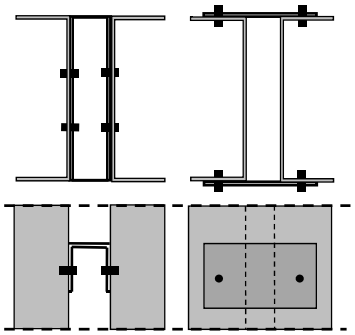


Fig. 2. Possible solutions for connecting two back-to-back channel sections

The general-purpose finite element program ABAQUS/CAE v.6.14 [14], was used to carry out geometric and material non-linear analysis, including the effects of initial imperfections (GMNIA). FE models have been calibrated in accordance with the experimental results from paper [6, 15] of input parameters such as experimentally measured properties of materials from tensile tests. Parts of the built-up back-to-back beam has been defined as a 3D shell element extruded according to the shape of the channel sections. Rectangular 4-node doubly curved thin or thick shell, reduced integration, hourglass control, finite membrane strains (S4R) were used to model the thin-walled components. The global mesh size of 10 mm was used after the convergence study with different mesh size. Generally, initial imperfections have a significant effect on the load-bearing capacity of thin-walled structures. It is, therefore, necessary to take imperfections into account as accurately as possible prior to analysis. The influence of the initial imperfections is investigated with cross-sectional imperfections (local and distortion) with the magnitude of approximately equal the sheet thickness t and different values. Results are shown in section 4.

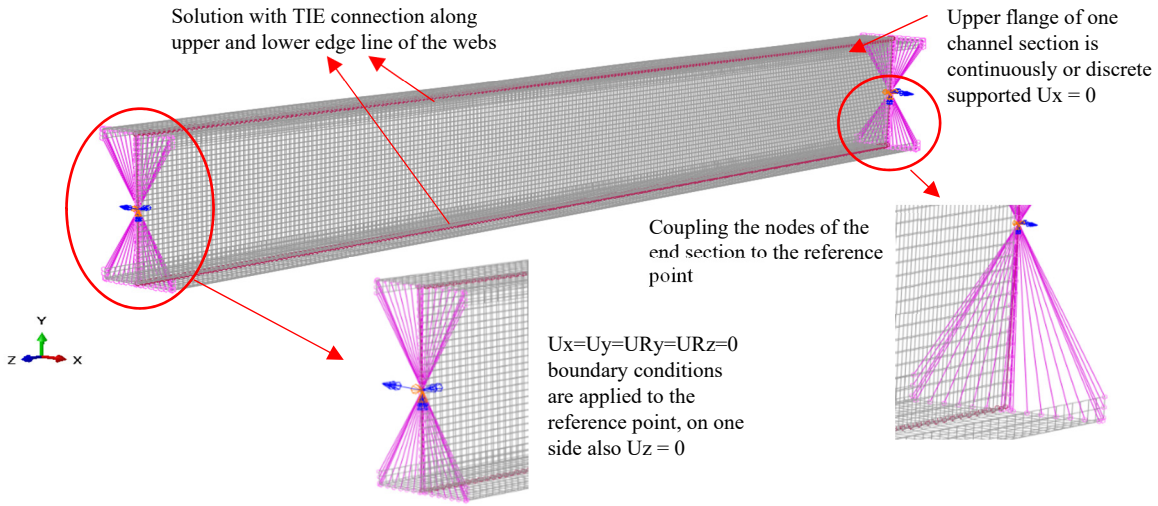


Fig. 3. FEM model of the beam with the definition of boundary conditions

General contact with the following parameters between webs of the channel sections was used, i.e.: normal direction - hard contact, transverse direction - a friction coefficient of $\mu = 0.3$ and separation was allowed after the general contact takes place.

While the support conditions were defined on the nodes at the ends of the beam (control points) coupled with beam end cross-sections as simply supported end conditions, the loading of the beam was defined also in these points using a displacement control with the rotation of max 0.1 rad (see Fig. 3). The link between the control points and end cross-sections was defined by a kinematic coupling constraint for all DOFs. The continuous or discrete connections between back-to-back channels were defined as follows. In case of the continuous connections two different solutions have been used: TIE type connection between surfaces of the webs and TIE type connection along upper and lower edge line of the webs (see Fig. 3) The discrete connections (bolts or spot welds) are defined along the predefined attachment points

where connections were applied according to the different arrangements. The connection between the attachment points was defined using Point-Based Fasteners with the MPC Connector response.

In order to obtain realistic results from the finite element nonlinear analysis, plastic strains were included in the material definition, according to EN1993-1-5, Annex C [16]. The measured stress-strain curves based on tensile tests on coupons cut from the cross-section of component elements were included in the model. In the plastic analysis, the static engineering stress-strain curves obtained from tensile coupon tests were converted to true stress vs. logarithmic true plastic strain curves. The true stress σ_{true} and true plastic strain ε_{true} were calculated using Eq. 4 and Eq. 5 as follows:

$$\sigma_{true} = \sigma_{engineering}(1 + \varepsilon_{engineering}) \tag{4}$$

$$\varepsilon_{true} = \ln(1 + \varepsilon_{engineering}) \tag{5}$$

In order to include plasticity within ABAQUS, the stress-strain points past yield must be input in the form of true stress and logarithmic plastic strain. The logarithmic plastic strain has been calculated with Eq. 6 as follows:

$$\varepsilon_{ln}^{plastic} = \varepsilon_{true} - \sigma_{true}/E \tag{6}$$

where σ_{true}/E is the elastic strain and E is Young's modulus.

The numerical modelling consists of two steps. In the first step, the initial imperfections are modelled by performing buckling analysis which results in desired imperfection shape - first local buckling mode. In the second step the dynamic, implicit analysis is used to run the load-displacement analysis of the beam based on geometry from previous buckling analysis for imperfections and with all contacts and material nonlinearity included. The cross-sectional deformations of the critical buckling modes were obtained by using a finite strip software CUFSM [11], see Fig. 4.

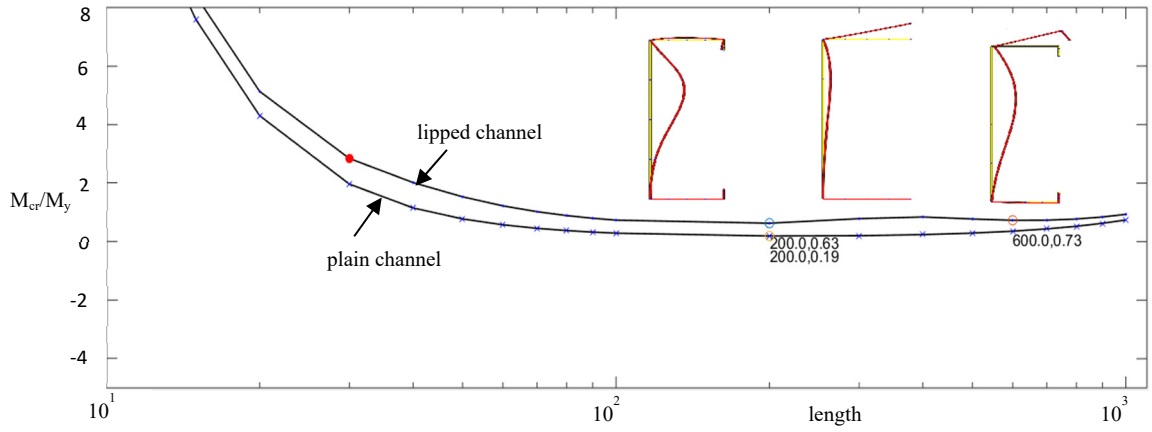


Fig. 4. CUFSM results for plain and lipped channels

The model length in case of lipped channels is based on sinusoidal shape with a wavelength equal to the critical wavelength from CUFSM relevant mode, i.e. 3 times half wavelength from CUFSM [17]. The model length in case of the plain channel is the same as for the lipped channel, but in this case, continuous and discrete supports along the upper flange have been used. In order to avoid lateral-torsional buckling, the slenderness (length) of the beams has been checked based on calculated resistance M_d based on DSM and elastic critical moment M_{cr} as follows:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_d}{M_{cr}}} < 0{,}4 \tag{7}$$

4. NUMERICAL CASE STUDY

A parametric numerical study was used to investigate the influence of the following parameters: the initial imperfections and type of the lateral support, continuous and discrete connections between

channels, the number and the distance between discrete connections along the beam axis and along the beam height, the type of the channel section i.e. lipped and plain channel.

The height of the sections is 300 mm and the nominal thickness 1,96 mm. Lipped channel flange has a width of 70 mm with a lip length of 20 mm and an inner radius of 3 mm. Flange width of the plain channel is 88 mm in order to maintain equal cross-section areas. The back-to-back beams have a total length of 2100 mm. Both members have been made of steel grade S350 with a nominal value of yield stress is $f_y = 350$ N/mm^2. Experimentally obtained yield stress is $f_y \sim 430$ N/mm^2, see Fig. 5., and this value has been used only for comparison purposes with numerical results.

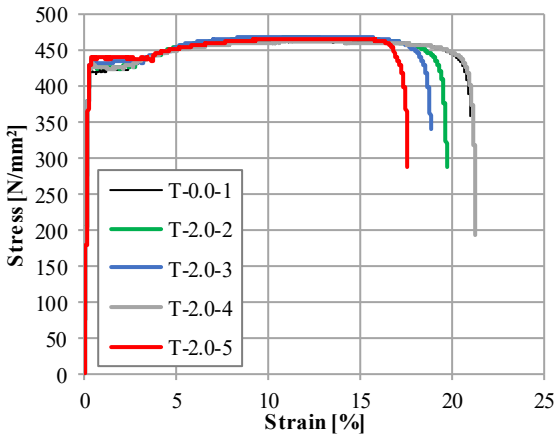


Fig. 5. Results of material testing

Based on the nominal and experimental material characteristics results according to EC3 and DSM for analysed sections are shown in table 1. The results show a very good correlation between EC3 and DSM procedures.

Table 1. Cross-section bending resistance according to EC3 and DSM

	EC3 [kNm]	DSM [kNm]
Back-to-back lipped channel sections	46,89	46,82
Back-to-back plain channel sections	30,93	32,60

4.1. Influence of the initial imperfections and type of lateral support

The imperfection study has been carried out on model with lipped channels by taking into account different buckling mode shapes and magnitudes of imperfections. For this study, implicit static arc length analysis has been used with the same inputs as dynamic implicit analysis and the results are shown in Fig. 6. It is concluded that the influence of buckling mode shape and magnitude of imperfection can be significant. For the parametric study in this paper, the model with initial imperfections based on the first buckling mode shape with magnitudes of cross-sectional imperfections (local and distortion) with magnitude of approximately equal the sheet thickness t has been used. The buckling mode shapes which correspond to the initial imperfection are also shown in Fig. 6.

Two types of lateral support of the beam have been studied, i.e. continuous lateral support along the upper flange of one channel section and discrete lateral support again on the top flange of one channel section. The results in the case of the plain channel are shown in Fig. 7. and 8. The influence of the lateral support is not significant, but it is decided to: in case of lipped channel section to take discrete lateral support while in case of the plain channel continuous lateral support. Additionally, as shown in Fig. 8. in both cases of cross-sections in case of discrete connections, the formation of two plastic mechanisms has been observed. It is influenced by horizontal and vertical distances between discrete connections and type of lateral support.

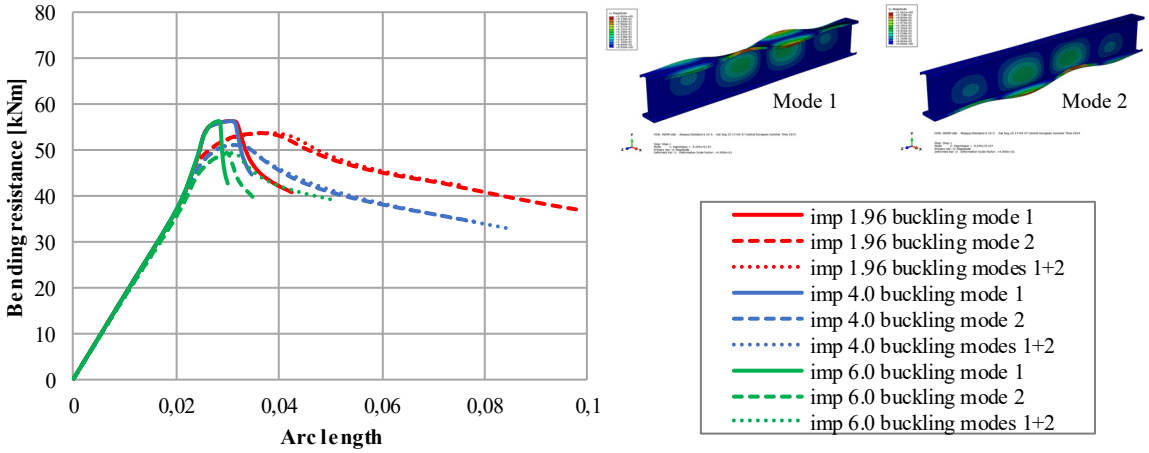


Fig. 6. Influence of continuous and discrete lateral support (lipped channels d_v = 150, d_h = 250 mm)

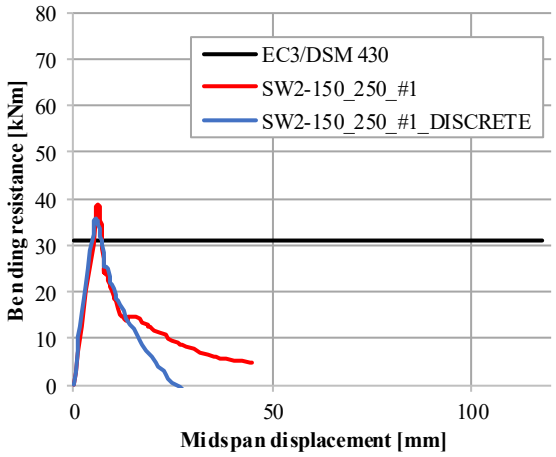


Fig. 7. Influence of continuous and discrete lateral support (plain channels d_v = 150, d_h = 250 mm)

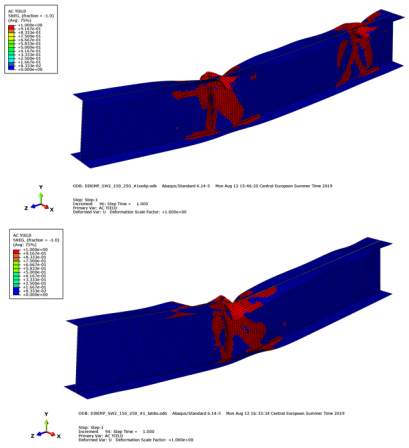


Fig. 8. Continuous and discrete lateral support (plain channels d_v = 150, d_h = 250 mm)

4.2. Influence of the continuous and discrete connections between channels

The results in Fig. 9. shows influence of the continuous and discrete connections between channels.

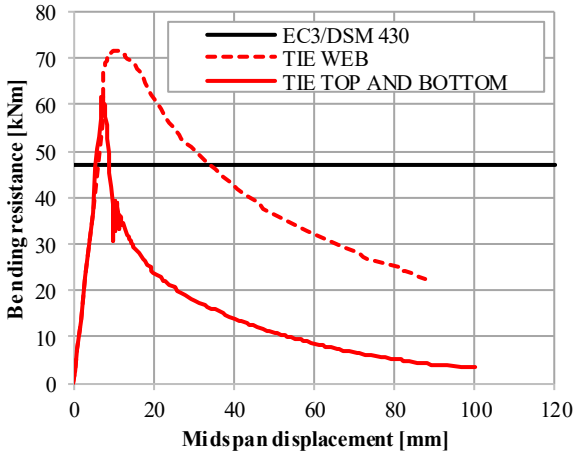


Fig. 9. Influence of the continuous and discrete connections

In the case of tied webs, the bending resistance is the highest while in case of continuous tie connection between top and bottom flanges. The results show a little decrease in capacity and very high decrease in cross-section ductility.

4.3. Influences of the distance between discrete connections along the beam axis and with the height of the beam

Influences of the distances between discrete connections along the beam axis and with the height of the beam for lipped channel cross-section are shown in Figs. 10. to 13.

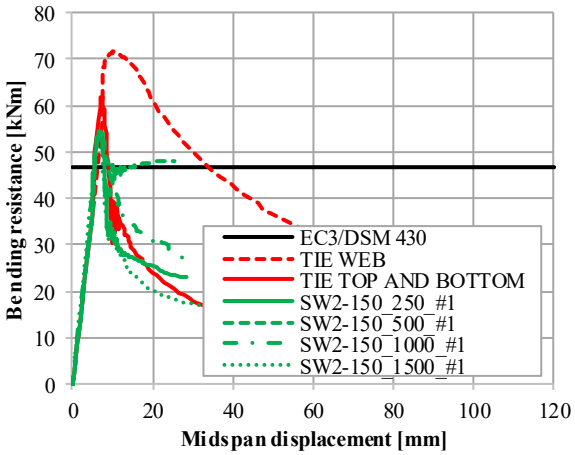


Fig. 10. Results for lipped channels d_v = 150 mm

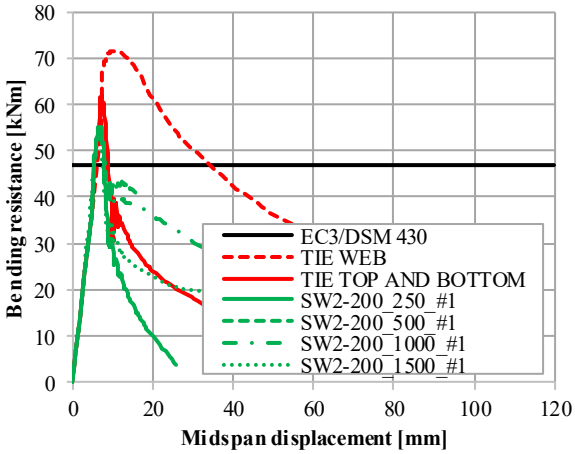


Fig. 11. Results for lipped channels d_v = 200 mm

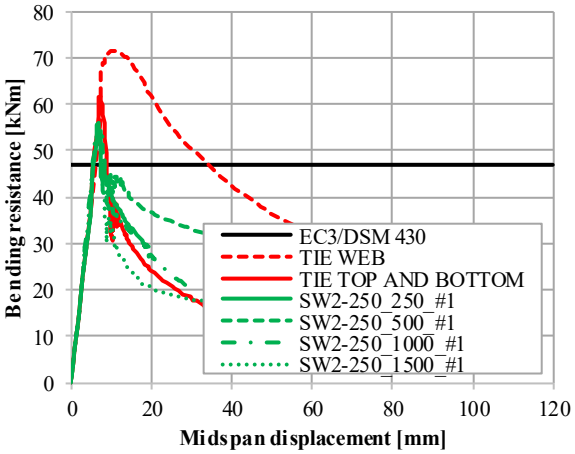


Fig. 12. Results for lipped channels d_v = 250 mm

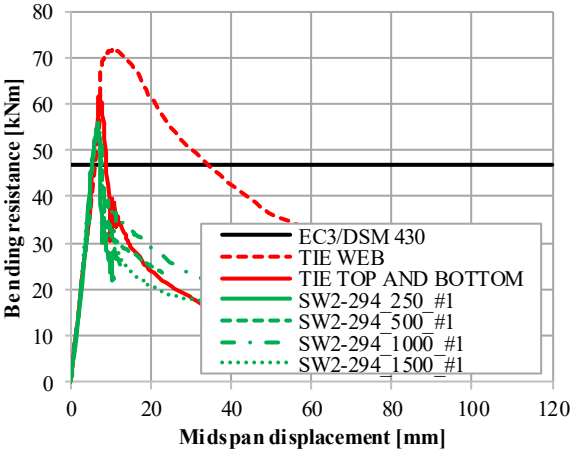


Fig. 13. Results for lipped channels d_v = 294 mm

In the case of the plain channel, the results with different horizontal and vertical distances between discrete connections are shown in Figs. 14. to 17.

Generally, from the obtained results, analysed cross-sections give a different response. In the case of lipped cross-section, capacity is higher than for the plain channel cross-section. While plain channel cross-section shows higher ductility in comparison to lipped channel but in case of discrete connections ductility is decreased for both cross-sections. In case of discrete connections with small horizontal distances d_h behaviour of the cross-sections is similar to continuous tie connection between top and bottom flanges. Additionally, in both cases, the formation of two plastic mechanisms in case of discrete connections with small horizontal distance has been avoided while in case of big horizontal distances,

two plastic mechanisms are observed. Vertical distances d_v between discrete connections shows a smaller influence on the overall behaviour of the analysed cross-section.

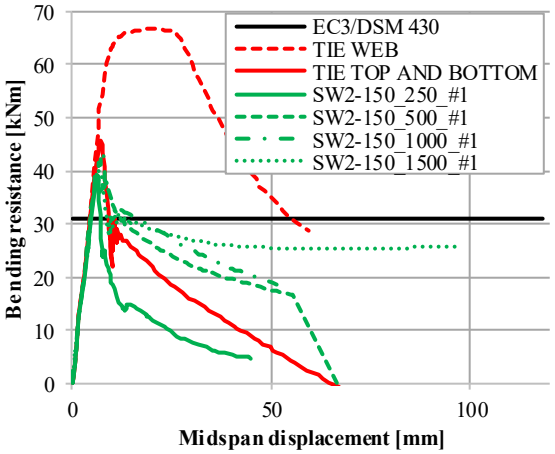


Fig. 14. Results for plain channels d_v = 150 mm

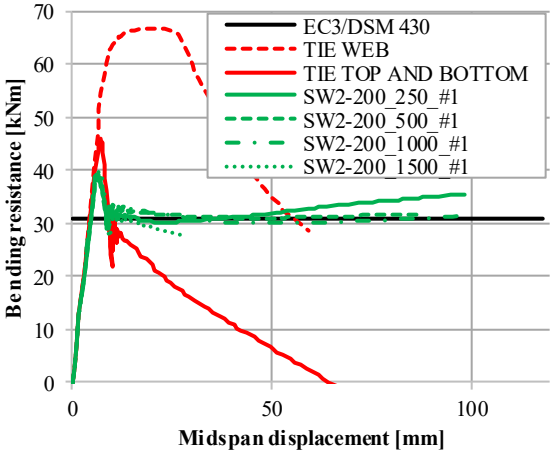


Fig. 15. Results for plain channels d_v = 200 mm

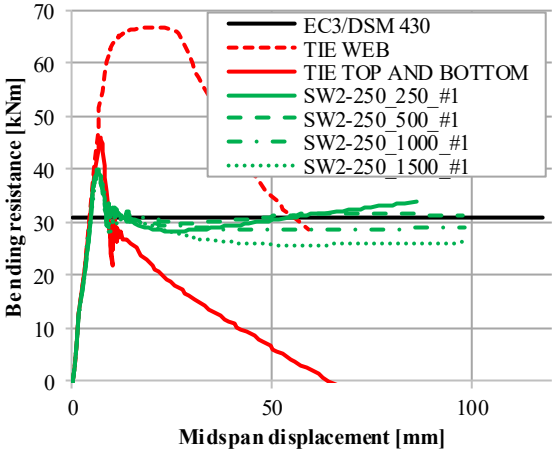


Fig. 16. Results for plain channels d_v = 250 mm

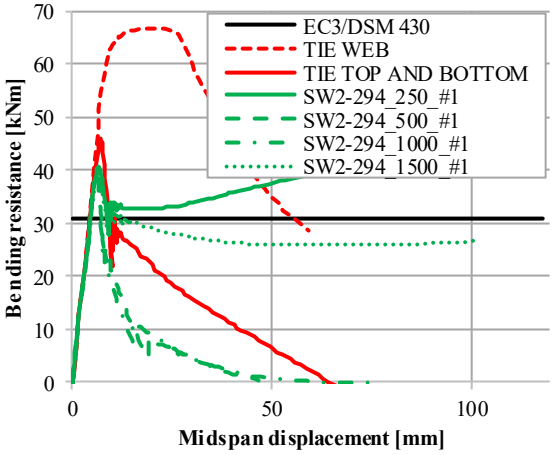


Fig. 17. Results for plain channels d_v = 294 mm

5. CONCLUSIONS

The results of the numerical program on back-to-back built-up cold-formed steel beams show that the resistance of such elements is governed by the channel section geometry as well as solutions for connection between beam parts. The paper summarizes the design procedure for cross-section resistance calculation according to Eurocode 3 pointing out built-up elements and connection techniques which are not covered by this standard. Based on the validation of the numerical model, the paper presents the initial imperfections and type of the lateral support, continuous and discrete connections between channels, the number and the distance between discrete connections along the beam axis and along with the beam height, the type of the channel section i.e. lipped and plain channel.

Parametric studies result in the cross-section bending capacity of back-to-back beams made of cold-formed steel channel which is highly affected by the type of the connections. Tied web connection results in the highest capacity and highest ductility but such type of connection is not always possible. In the case of discrete connections results are affected by the configuration and the number of discrete connections. Position of the discrete connection and lateral supports can influence the formation of plastic mechanisms and the position of it (one or two mechanisms). More discrete connections will concentrate the plastic mechanism to only one cross-section (not to have two plastic mechanisms).

The present validation of the numerical model represents an initial step of an extended parametric study of such built-up beams to be used in different shapes and geometry of the beams and taking into account global buckling behaviour.

REFERENCES

[1] Ungureanu V. et al. (2018). Welding technologies for built-up cold-formed steel beams: experimental investigation, Ninth International Conference on Advances in Steel Structures (ICASS'2018), Hong Kong, China, e-Proceedings.

[2] Dubina D., Ungureanu V., Gîlia L. (2013). Cold-formed steel beams with corrugated web and discrete web-to-flange fasteners, Steel Construction, 6(2), 74-81.

[3] Landolfo R. et al. (2008). Laser-welded built-up cold-formed steel beams: experimental investigations. Thin-Walled Structures. vol. 46, No. 7–9, pp. 781–791.

[4] Zhao W. (2005). Behaviour and design of cold-formed steel hollow flange sections under axial compression. PhD thesis, School of Civil Eng., Queensland University, Brisbane, Australia.

[5] Wanniarachchi S. (2005). Flexural Behaviour of Cold-formed Steel Beams with Rectangular Hollow Flanges. PhD thesis, School of Civ. Eng., Queensland University, Brisbane, Australia.

[6] Ye Jun et al. (2019). Experimental Investigation of Cross-Sectional Bending Capacity of Cold-Formed Steel Channels Subject to Local-Distortional Buckling Interaction, J. Struct. Eng., 145(7).

[7] EN 1993-1-3, Eurocode 3 (2009). Design of steel structures - Part 1-3: General rules—Supplementary rules for cold formed members and sheeting, Brussels, CEN.

[8] Schafer, B.W. (2005). Direct Strength Method Design Guide, American Iron & Steel Institute, Washington DC.

[9] AISI (American Iron and Steel Institute) (2016). North American specification (NAS) for the design of cold-formed steel structural members. AISI-S100. Washington, DC: AISI.

[10] AS (Standards Australia) (2005). Cold-formed steel structures. AS/NZS 4600:2005. Sydney, Australia: AS.

[11] Schafer B.W. (2006) CUFSM Version 5.01, in, Department of Civil Engineering, Johns Hopkins University, ⟨http://www.ce.jhu.edu/bschafer/cufsm/⟩.

[12] Schafer, B.W. (2006). Review: the Direct Strength Method of cold-formed steel member design, Proceedings of International Colloquium on Stability and Ductility of Steel Structures (SDSS'06 − Lisbon, 6-9/9), D. Camotim, N. Silvestre, P.B. Dinis (eds.), IST-Press, 49-66

[13] Ungureanu V. et al. (2019). Numerical investigation of built-up cold-formed steel beams connected by spot welding, The Evolving Metropolis, 2019 IABSE Congress, New York City, USA.

[14] Dassault Systemes (2014). Abaqus 6.14 Documentation, Simulia Systems, Providence, RI.

[15] Calderoni, B. et al. (1997). Influence of local buckling on the global seismic performance of light gauge portal frames. *Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas - STESSA'97*, E&FN Spon, London, 29-40.

[16] EN 1993-1-5, Eurocode 3 (2006). Design of steel structures - Part 1-5: Plated structural elements, Brussels, CEN.

[17] Galambos T.V. (1998). Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures, John Wiley & Sons, USA.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

SS - 9

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

DESIGN OF 120M GUYED STEEL MAST IN ALIBUNAR ACCORDING TO EUROCODE

Miroslav MARJANOVIĆ [1], Mira PETRONIJEVIĆ [2]

ABSTRACT

Guyed masts are slender tall structures widely used to support different kinds of antennas in telecommunications. They consist of a vertical tall mast laterally supported at several levels along its height by sets of inclined pre-tensioned guys. The analysis and design of guyed masts is complex and requires special knowledge and experience because of: (1) non-linear behavior of guys, (2) the wind and ice loads, which accurate estimation is often difficult, and (3) the dynamic fluctuations of the wind load, to which the guyed mast is extremely sensitive. A dynamic stochastic analysis of guyed masts is complex and time consuming, so methods based on equivalent static analysis are usually used.

One relatively reliable simplified procedure, based on static patch wind loads, has been developed and adopted in Eurocode 3: Part 3-1: Towers, masts and chimneys. This procedure was applied to calculate member forces in 125m high anemometer guyed mast in the Alibunar municipality. The considered mast is spatial lattice structure with triangular cross sections and diagonal infill, composed of circular elements. The triangular cross sections and the pipe circular elements of mast structure were chosen in preliminary design to reduce the exposure of the structure to the wind load. The spatial stability of the mast is provided by 48 guys, attached to the mast at 11 different levels and anchored in 12 RC anchor blocks radially arranged around the central mast. Geometrically nonlinear analysis was performed using SAP2000 and obtained results are presented.

The ULS and stability check of 125m high anemometer guyed mast was performed using the procedure based on static patch wind loads adopted in Eurocode 3: Part 3-1. Geometrically nonlinear analysis was carried out using SAP2000. Loadings were calculated for the fundamental wind velocity $v_{b,0}$ = 32 m/s, terrain type II, the ice thickness of 10mm and ice density γ_{ice} = 900kg/m^3.

The maximum forces in the mast legs were obtained for loading case 2: G + P + 1.2W. The variation of internal forces occurs at the heights where the cables are connected. In these zones, the forces in the leg elements vary slightly, indicating the correct choice of cable positions. The most stressed elements satisfied ultimate limit state (ULS) and stability checks.

Keywords: *Guyed mast; Wind loading; Patch wind loads; Eurocode*

[1] Assistant Professor, Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Serbia, mmarjanovic@grf.bg.ac.rs
[2] Professor, Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Serbia, pmira@grf.bg.ac.rs

1. INTRODUCTION

Guyed masts are slender tall structures widely used to support different kinds of antennas in telecommunications. They consist of a vertical tall mast laterally supported at several levels along its height by sets of inclined pre-tensioned guys. The major loads for a guyed mast are wind and ice. The structural analysis of a guyed mast is complex, due to non-linear behavior of structural system and the random nature of the wind loads. A procedure proposed in Eurocode 3: Part 3-1: Towers, masts and chimneys [6] for calculating the fluctuating wind component is based on the static patch wind loads. In this study a control static calculation of an anemometer guyed mast 125m high was carried out using EC [6]. The conclusion of structural analysis and stress control is that structure was well designed and the guys position was properly arranged.

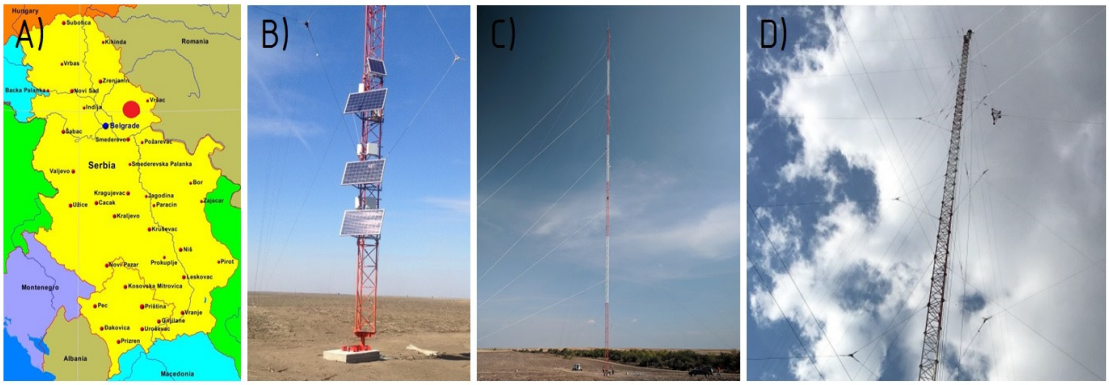


Fig. 1. (a) location, (b) autonomous power supply, (c-d) installed mast

2. DESCRIPTION OF THE STRUCTURE

The observed guyed mast is designed for meteorological testing of wind parameters at different altitudes in the territory of Alibunar municipality (Fig. 1a). It has an autonomous power supply (Fig. 1b), and measuring equipment that records changes in wind speed and direction, air pressure, relative humidity, solar radiation intensity, rain and snow amounts, and temperature. The guyed mast structure consists of a vertical mast-column and 48 guys distributed in eleven levels. The installed structure is shown in Fig. 1c and Fig. 1d.

The mast structure, shown in Fig. 2a and Fig. 2b, consists of:

- the first segment, forming a hinge connection with the foundation, 0.91m long,
- the middle part, consisting of 41 standard segments (S1-S41), 3.00m long,
- the last segment, carrying measuring device and lightning rod, 1.93m long.

The standard segment is a spatial lattice structure of triangular cross-section and side length of 0.75m. It is composed of: leg members, Ø60x5mm, horizontal and diagonal elements welded to the leg members, Ø33x3mm and Ø27x3mm, according to Fig. 2d. The connection between the segments is made through the bearing plates and prestressed bolts M16, strength class 8.8. The mast is hinged to the central foundation by screws M42, strength class 8.8. The guys are Ø8mm or Ø10mm thick, depending on their position. 8mm thick guys are made of galvanized steel with a tensile strength of 1770 N / mm^2, class 6x19 + FC, with a minimum breaking force of 35.7kN. 10mm thick guys are made of galvanized steel with a tensile strength of 1770 N / mm^2, 6x37 + FC, F_{min} = 57.6kN.

The mast is supported by a central RC foundation. The guys are anchored to 12 RC anchoring blocks radially spaced around the central foundation.

3. ACTIONS ON THE STRUCTURE

All actions have been calculated in accordance with Eurocode [1-8] and the relevant ISO standard [9]. The design values of the actions are determined according to the load combinations defined in [1, 6]. The following loads have been considered: self-weight and additional dead load, ice load, wind and seismic actions.

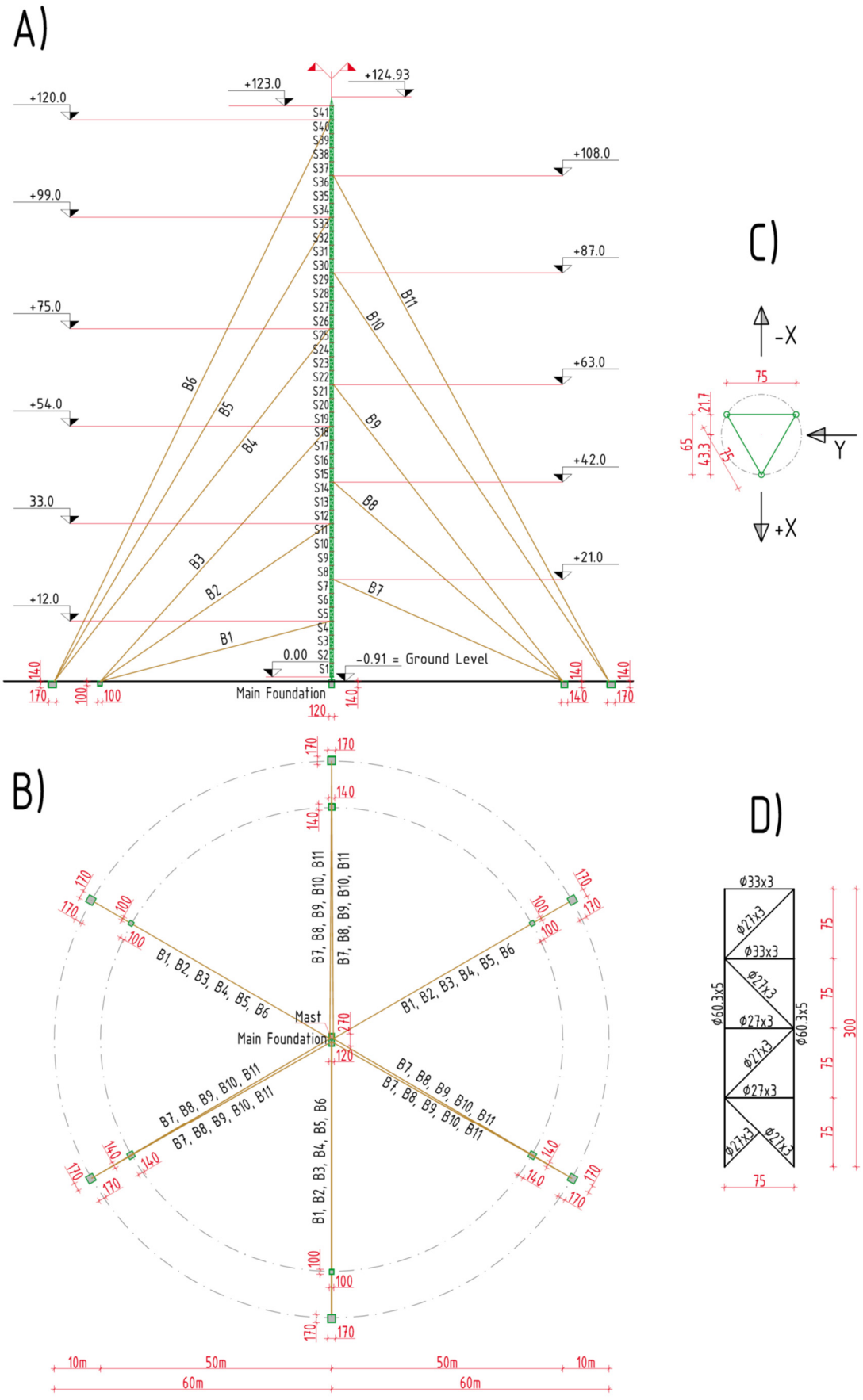


Fig. 2. (a) Vertical cross section of the mast, (b) mast layout, (c) layout of the standard segment with considered wind directions and (d) standard segment

The wind actions on the mast were determined according to [2] for a maximum wind speed of 32m/s, as requested by the Investor. Atmospheric icing of the structure was considered in accordance with [9], for an ice thickness of 10mm (glazed ice class). The design situations, i.e. load combinations and partial safety coefficients for wind and ice were in accordance with [6]. The load-bearing capacity and stability checks of the members cross-sections were performed according to [3] for the relevant combination of actions. Seismic action was determined using the equivalent lateral force method and multimodal analysis for soil category B, elastic spectrum Type 1, structural damping of ξ=5%, a_g = 0.25g and behavior factor q=1.0, all according to [8]. It has been shown that the seismic action is not relevant because the maximum seismic force S_{max} = 21kN is several times lower than the force due to the effect of wind on the iced structure. The snow and temperature effects have not been considered because they are many times lower than the effects of ice.

3.1. Loadings

3.1.1. Self-weight, prestressing, ice

The self-weight is assigned automatically using SAP2000. The additional dead load originates from the equipment on the mast according to the manufacturer's specification, and is given in Table 1:

Table 1. Additional dead load on the mast

Element	Mass [kg]
Segment on the top	117.3
Cantilevers for measuring equipment (levels +12.00, +33.00, +54.00, +75.00, +99.00, +120.00)	52.2

Initial prestressing forces were assigned in cable elements using SAP2000. They were adopted in the range 10-20% of the minimum rope braking force: B1=B2=3.35kN, B3=3.65kN, B4=6.45kN, B5=B6=5.85kN, B7=2.95kN, B8=3.20kN, B9=3.40kN, B10=B11=3.90kN. The guy markings and their location are given in Fig. 2a. B1-B6 are single guys, while B7-B11 are double guys.

The effect of ice on the structure has been calculated according to ISO1249 [9], for ice thickness of 10mm and ice density γ_{ice} = 900kg/m^3. An equally distributed ice loading of 5kg/m and 0.6kg/m was applied to all leg members and guys, respectively. Ice loading was not applied to the vertical and diagonal members.

3.1.2. Wind action

Wind loads on the mast structure were calculated according to the fundamental wind velocity $v_{b,0}$ = *32* m/s, for the appropriate load combinations, terrain type II, orography factor c_o=1.0. The design value of wind load on a mast was calculated for three characteristic wind directions: +X, -X i Y, (90°, 180°, 0°), Fig. 2c. The peak velocity pressure along the mast height, $q_p(z)$, for the fundamental wind velocity $v_{b,0}$ = *32* m/s, was calculated according to [2] and presented in Fig. 3a.

According to B4.2, Annex B, [6], 3 criteria for the equivalent static analysis of the guyed mast be satisfied. A check of this conditions showed that equivalent static analysis can be applied for the adopted geometry of the mast. Maximum actions in structural elements were obtained as a sum of equivalent static action of the: *mean wind load*, corresponding to a 10-minute mean wind velocity in the direction of wind action, and fluctuating load due to wind gusts and perpendicular to the direction of the wind action (*patch load*).

Mean wind load

Mean wind load was assigned both to the mast and the guys, according to [6]. Mean wind load on the mast, according to 6.4.3.2.1, Annex B [6], is equal:

$$F_{m,\mathrm{W}}(z) = \frac{q_p(z)}{1+7\cdot I_v(z)} \sum c_w(z)\cdot \mathrm{A}_{ref} \tag{1}$$

where $q_p(z)$ is the peak velocity pressure, $I_v(z)$ is the turbulence intensity, $c_W(z)$ is the wind force coefficient in the wind direction, corresponding to the reference height z (B2.1.3 [6]), while A_{ref} is the reference (projected) area of all mast structural elements perpendicular to the wind direction. For the sake of simplicity, a uniform load distribution was used along the considered segment of the mast. The center of force is in the middle of the side of the segment, while the reference height z is height of the top of the segment.

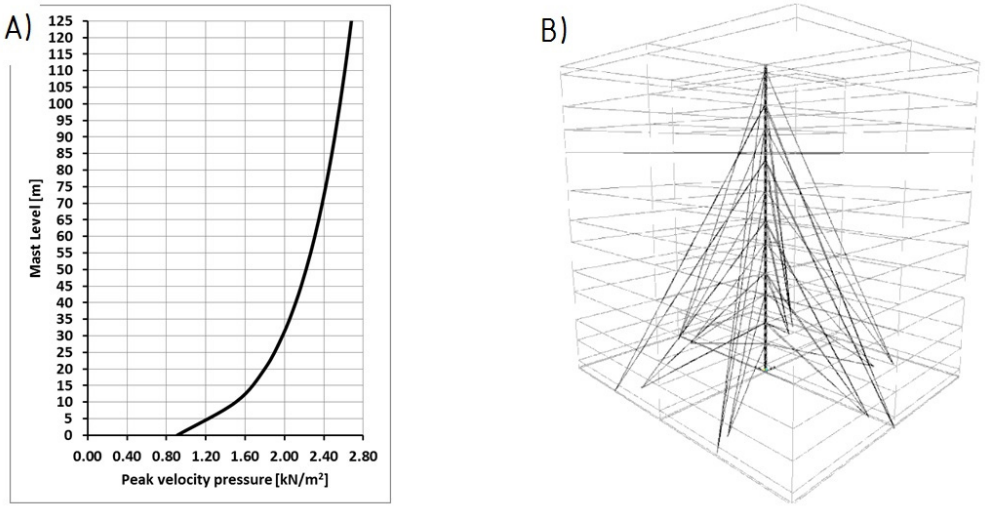


Fig. 3. (a) Peak velocity pressure along the mast height and (b) 3D model in SAP2000

Wind load on the guys, according to B4.3.2.1, Annex B [6], is equal:

$$F_{\mathrm{G,W}}(z) = \frac{q_p(z)}{1+7\cdot I_v(z)} c_{f.G}(z)\cdot \mathrm{A} \tag{2}$$

where $c_{f,G}(z)$ wind force coefficient of the guy, while A is the guy projected area.

The wind load is normal to the guy and lies in the plane defined by the guy and the wind direction. For the sake of simplicity, a uniform load distribution along the guy was used. $q_p(z)$ was determined for $z = 2H/3$, where H is the height of relevant guy attachment to the mast.

Patch wind loads

Successive patch wind loads was assigned to the mast according to B4.3.2.2, and B4.3.2.3, Annex B [6] as follows: (i) on each span of the mast between adjacent guy levels, including the span from the base of the mast to the first level of the guy, (ii) over the cantilever, (iii) from mid-point to mid-point of adjacent spans, (iv) from the base of the column to the mid-height of the first level of guys, and (v) from the middle of the height of the span between the penultimate and the top guy level, if there cantilever is not present, including the cantilever if relevant.

The patch load on the mast segment is equal:

$$F_{\mathrm{pW}}(z) = 2k_s \cdot \frac{q_p(z)}{1+7\cdot I_v(z)} \cdot \frac{I_v(z)}{c_o(z)} \sum c_w(z)\cdot \mathrm{A}_{ref} \quad , \tag{3}$$

where: k_s=3.5, $c_o(z) = 1$, are the recommended values, while $c_W(z)$ is the wind force coefficient in wind direction, defined in B2.1.3 [6].

The patch load on the guy was applied within the same boundaries, normal to each guy, in the plain containing the guy and the wind, as follows:

$$F_{pG}(z) = 2\cdot k_s \cdot \frac{q_p(z)}{1+7\cdot I_v(z)} \frac{I_v(z)}{c_o(z)}(z)\cdot c_{f,G}(z)\cdot \mathrm{A} \quad , \tag{4}$$

where k_s = 3.5, while $c_{f,G}(z)$ is the guy wind force coefficient given in B2.1.3, Annex B [6]. For simplification the patch loading was 'smeared' over the whole height of the relevant guys by multiplying the above wind load by the ratio z_p/z_G, where z_p is the "height" of the patch on the actual guy and z_G is the height to the attachment of the guy to the mast.

Forces due to the patch loads $S_{p,Li}$ are obtained using nonlinear static analysis, as the difference of: (i) forces due to the sum of the mean and patch wind load, and (ii) the forces due to the mean wind load. The total effect of wind fluctuation (patch load), S_p, is obtained by combining individual effects as:

$$S_P = \sqrt{\sum_{i=1}^{N} S_{pLi}^2} \tag{5}$$

where N is the total number of patch load cases. The overall effect on the structure, which introduces the effect of wind fluctuation, is equal to:

$$S_T = S_M \pm S_P, \tag{6}$$

where S_M is the effect of mean wind load, while S_P is the effect of patch load.

3.1.3. The effect of atmospheric icing combined with the effect of wind

The icing of the mast significantly increases the weight of the structure, while the thickness of the ice increases the surface of the structural elements exposed to the wind. Therefore the wind force on the structure increases, which may have a very adverse effect on the mast. The calculation of the wind effect is the same as for the ice-free structure, with the changes in the thickness of the structural elements and appropriate drag coefficients.

The effects of ice and wind are combined in two ways:
- Dominant wind (high probability of occurrence) + associated ice (low probability),
- Dominant ice (high probability of occurrence) + associated wind (low probability).

Exposed areas of one characteristic segment of structure A, solidity ratios φ, and wind force coefficients c_W and c_G, for the three characteristic wind directions with respect to the X axis, 0°, 90°, and 180°, are given in Table 2. For the iced structure, exposed surfaces are significantly larger. Due to the low probability that a 50-year wind and high ice will occur simultaneously, a coefficient k = 0.40, which reduces the wind pressure on the iced structure, was introduced [9].

Table 2. Exposed areas, solidity ratios and wind force coefficients for the mast characteristic segment and guy ropes

	NO ICE			**ICE = 10mm**		
	0°	**90°**	**180°**	**0°**	**90°**	**180°**
A [m²]	0.58	0.56	0.83	0.85	0.82	1.23
φ [-]	0.24	0.29	0.35	0.36	0.42	0.51
c_W [-]	1.42	1.40	1.35	1.34	1.31	1.30
c_G [-]	1.20			1.25		

4. STATIC ANALYSIS

Equivalent static nonlinear analysis was performed using SAP2000 14.2. The mast is modeled as a spatial lattice structure supported by 48 guys at 11 levels, Fig. 3b. The initial prestressing forces have been assigned to the cable elements. According to EN1993-1-11, the catenary effect was taken into account by applying an effective modulus of elasticity for guys, E_t = 130 GPa (combinations without ice load) and E_t = 121 GPa (combinations with ice loads).

Geometrically nonlinear analysis was performed with P-Δ effects. Therefore, all load combinations are constructed as the independent load cases, without the superposition principle.

4.1. Wind pressure according to EN1991-4 and EN1993-3-1

Mean wind load

The mean wind load for the iced and ice-free situation is assigned as a distributed load in the horizontal direction on the leg members. In Table 3 point resultant forces $F_{m,W}$, acting on each mast segment, as well as, distributed wind load across the guys F_{GW}, are presented.

Table 3. Mean wind load

z	$q_p(z)$	*NO ICE*				*ICE = 10mm*			
		0°	90°	180°	$F_{Gw}(z)$	0°	90°	180°	$F_{Gw}(z)$
		$F_{m,w}(z)$	$F_{m,w}(z)$	$F_{m,w}(z)$		$F_{m,w}(z)$	$F_{m,w}(z)$	$F_{m,w}(z)$	
m	kN/m^2	*kN*	*kN*	*kN*	kN/m^2	*kN*	*kN*	*kN*	kN/m^2
0.0	0.91	0.26	0.25	0.35	0.38	0.36	0.34	0.50	0.39
12.0	1.58	0.58	0.54	0.78	0.83	0.80	0.74	1.11	0.87
21.0	1.82	0.71	0.66	0.95	1.01	0.97	0.90	1.35	1.05
33.0	2.02	0.82	0.76	1.09	1.17	1.12	1.05	1.55	1.22
42.0	2.14	0.88	0.82	1.18	1.26	1.20	1.12	1.67	1.31
54.0	2.26	0.95	0.88	1.27	1.35	1.29	1.21	1.80	1.41
63.0	2.33	0.99	0.92	1.32	1.41	1.35	1.30	1.88	1.47
75.0	2.42	1.04	0.97	1.39	1.48	1.42	1.33	1.97	1.54
87.0	2.49	1.08	1.01	1.44	1.54	1.47	1.38	2.05	1.61
99.0	2.56	1.12	1.04	1.50	1.60	1.53	1.43	2.13	1.66
108.0	2.60	1.15	1.07	1.53	1.63	1.56	1.46	2.17	1.70
120.0	2.66	1.18	1.10	1.57	1.68	1.60	1.50	2.23	1.75
125.0	2.68	1.19	1.11	1.59	1.70	1.62	1.52	2.26	1.77

Patch wind load

Patch wind load comprises 23 load cases that are assigned from segment to segment, with a + or - sign, resulting in a total of 46 cases. The first 12 cases are shown in Fig. 4.

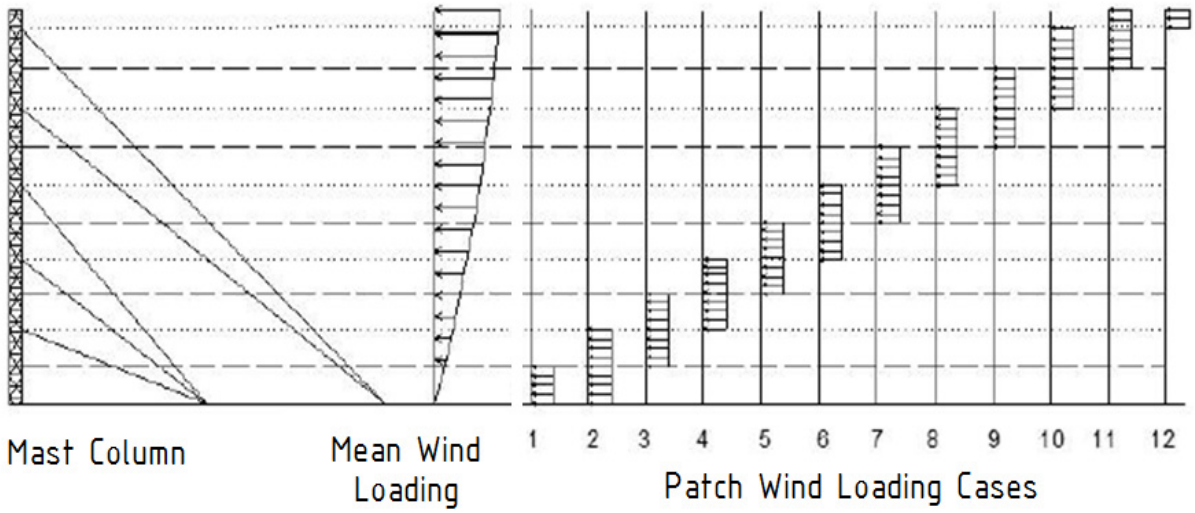


Fig. 4. Load cases due to wind action on the structure

Considering the above wind loads, it is concluded that the wind direction at an angle of 180º (-X), Fig. 2c, is relevant, since in this case the maximum wind pressure on the structural elements were generated. In accordance to EN1993-3-1, this direction was used to check the design of all structural elements, so, only the effects of wind in this direction is presented.

Table 4. Patch wind loads

z_1 - z_2	$q_p(z)$	NO ICE				ICE = 10mm			
		0°	90°	180°	$F_{PG}(z)$	0°	90°	180°	$F_{PG}(z)$
		$F_{PW}(z)$	$F_{PW}(z)$	$F_{PW}(z)$		$F_{PW}(z)$	$F_{PW}(z)$	$F_{PW}(z)$	
m	kN/m^2	kN	kN	kN	kN/m^2	kN	kN	kN	kN/m^2
0.0 - 12.0	1.58	0.75	0.69	1.00	1.06	1.02	0.95	1.41	1.11
12.0 - 21.0	1.82	0.82	0.76	1.10	1.17	1.12	1.05	1.56	1.22
21.0 - 33.0	2.02	0.88	0.82	1.18	1.26	1.20	1.13	1.68	1.31
33.0 - 42.0	2.14	0.92	0.85	1.22	1.31	1.25	1.17	1.74	1.36
42.0 - 54.0	2.26	0.95	0.88	1.27	1.36	1.30	1.21	1.80	1.41
54.0 - 63.0	2.33	0.97	0.90	1.30	1.39	1.32	1.24	1.84	1.44
63.0 - 75.0	2.42	1.00	0.93	1.33	1.42	1.36	1.27	1.89	1.48
75.0 - 87.0	2.49	1.02	0.94	1.36	1.45	1.38	1.30	1.93	1.51
87.0 - 99.0	2.56	1.03	0.96	1.38	1.47	1.41	1.32	1.96	1.53
99.0 - 108.0	2.60	1.05	0.97	1.39	1.49	1.42	1.33	1.98	1.55
108.0 - 120.0	2.66	1.06	0.99	1.41	1.51	1.44	1.35	2.01	1.57
120.0 - 125.0	2.68	1.07	0.99	1.42	1.52	1.45	1.36	2.02	1.58
6.0 - 16.5	1.71	0.79	0.73	1.05	1.13	1.08	1.01	1.50	1.17
16.5 - 27.0	1.93	0.86	0.80	1.14	1.22	1.17	1.09	1.62	1.27
27.0 - 37.5	2.08	0.90	0.84	1.20	1.28	1.23	1.15	1.71	1.34
37.5 - 48.0	2.20	0.94	0.87	1.25	1.33	1.27	1.19	1.77	1.39
48.0 - 58.5	2.30	0.96	0.89	1.28	1.37	1.31	1.23	1.82	1.43
58.5 - 69.0	2.38	0.99	0.92	1.31	1.40	1.34	1.26	1.87	1.46
69.0 - 81.0	2.46	1.01	0.94	1.34	1.43	1.37	1.28	1.91	1.49
81.0 - 93.0	2.53	1.03	0.95	1.37	1.46	1.40	1.31	1.94	1.52
93.0 - 103.5	2.58	1.04	0.97	1.39	1.48	1.42	1.33	1.97	1.54
103.5 - 114.0	2.63	1.05	0.98	1.40	1.50	1.43	1.34	2.00	1.56
114.0 - 125.0	2.68	1.07	0.99	1.42	1.52	1.45	1.36	2.02	1.58

4.2. Considered load combinations

According to EN 1990 and EN 1993-3-1, Annex C, and taking into account the partial safety factors for actions (γ_{Gj}, γ_P, $\gamma_{Q,w}$, $\gamma_{Q,w}$), coefficients for the combinations of variable actions (ψ_w, ψ_{ice}) and coefficient for the reduction of wind action in the combination with ice (k), the following design situations are adopted for the ultimate limit state (ULS):

1) (G+P)
2) (G+P) + 1.20·W
3) (G+P) + 1.20·ICE
4) (G+P) + 1.20·ICE + 0.24·W_{ICE}
5) (G+P) + 0.60·ICE + 0.48· W_{ICE}

G is the self-weight + additional dead load, P is the prestressing force, W is the wind on the ice-free structure, ICE is the ice loading, while W_{ICE} is the wind action on the iced structure. Based on the obtained results, extreme force values in structural members were determined and their envelopes were drawn. Extreme member forces in leg members, for all load cases, are presented in Fig. 5 and Fig. 6. Forces in the infill are negligible and will not be presented.

Fig. 5 shows the extreme pressure forces in the leg members in each segment, due to load cases 2, 4 and 5, together with the forces due to the mean wind load and the patch load. The patch load, i.e. the fluctuating effect of the wind, gives higher values of the pressure forces in the upper part of the structure than the mean load, especially for the load case 2 (Fig. 5a). The variation of internal forces occurs at the heights where the cables are connected. In these zones, axial forces change slightly, due to the large number of cables connected to the mast at different height that act as elastic supports.

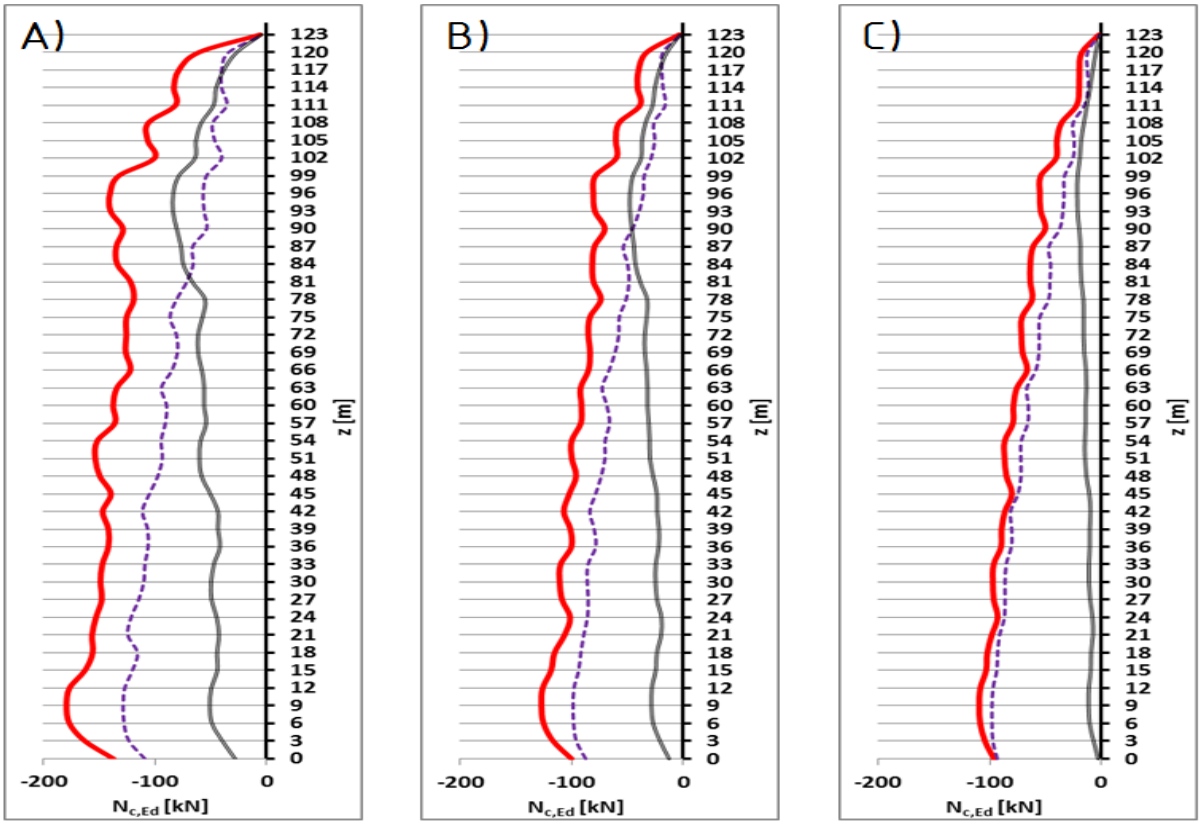


Fig. 5. Extreme values of pressure forces in the leg members $\mathbf{N_{c,Ed}}$ (PATCH, MEAN, **TOTAL**): (a) Load combination 2, (b) Load combination 4 (c) Load combination 5

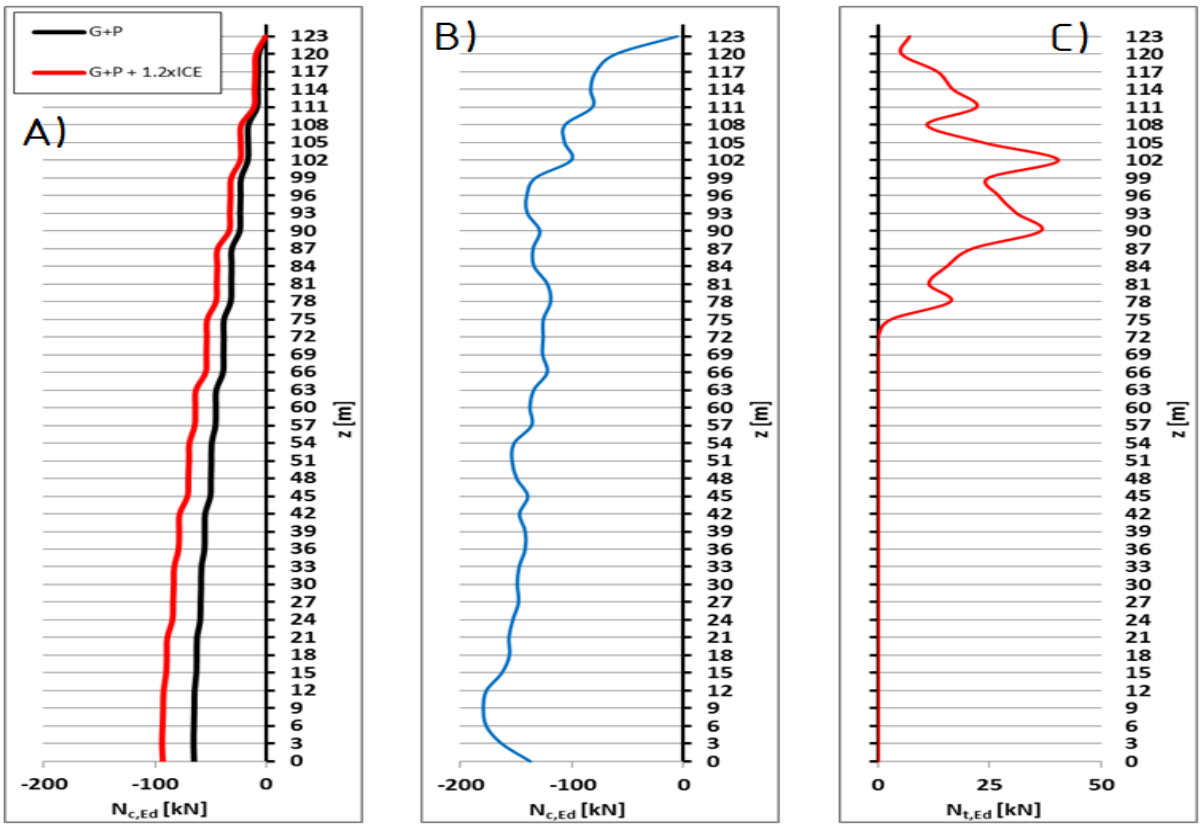


Fig. 6. (a) Extreme values of pressure forces in the leg members for load combinations 1 and 3 (b) Envelope of pressure forces, (c) Envelope of tension forces

Fig. 6a illustrates the maximum axial forces in the leg member in each level due to the load combinations 1 and 3. The icing causes an increase in the compressive force of the elements. The maximum increase in normal force occurs in the elements of the first segment and equals 43%. Envelopes of pressure and tension member forces, taking into account all load combinations 1-5, are presented in Fig. 6b and Fig. 6c. Extreme values of axial forces in the mast legs occure at load combination 2, and are equal $N_{c,Ed,min}$ = -179.05 kN and $N_{t,Ed,max}$ = 40.38 kN.

Based on the obtained member forces, the ultimate limit state (ULS) and stability checks of all structural members were performed according to [3], while the joints calculation was performed according to [4]. Both controls showed that dimensions of all elements are satisfactory. The serviceability limit state (SLS) was not considered in this paper.

5. CONCLUSIONS

The ULS and stability check of 125m high anemometer guyed mast was performed using procedure based on static patch wind loads adopted in Eurocode 3: Part 3-1. Geometrically nonlinear analysis was carried out using SAP2000. Loading were calculated for the fundamental wind velocity $v_{b,0}$ = *32* m/s, terrain type II, the ice thickness 10mm and ice density γ_{ice} = 900kg/m^3. The maximum influences in the mast legs were obtained for loading case 2: G + P + 1.2W. The variation of internal forces occurs at the heights where the cables are connected (Fig. 5). In these zones, the forces in the leg elements vary slightly, indicating the correct choice of cable position. The most stressed elements satisfied ultimate limit state (ULS) and stability.

ACKNOWLEDGEMENTS

This research is carried out within the Projects TR36046 and TR36048 supported by the Ministry of Education, Science and Technological Development, Republic of Serbia.

REFERENCES

[1] European Committee for Standardization - CEN (2002). Eurocode 0: Basis of Structural Design. Brussels, Belgium.

[2] European Committee for Standardization - CEN (2005). Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-4: General actions - Wind actions. Brussels, Belgium.

[3] European Committee for Standardization - CEN (2005). Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels, Belgium.

[4] European Committee for Standardization - CEN (2005). Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-8: Design of joints. Brussels, Belgium.

[5] European Committee for Standardization - CEN (2006). Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-11: Design of structures with tension components. Brussels, Belgium.

[6] European Committee for Standardization - CEN (2006). Eurocode 3: Design of steel structures - Part 3-1: Towers, masts and chimneys – Towers and masts. Brussels, Belgium.

[7] European Committee for Standardization - CEN (2004). Eurocode 7: Geotechnical design - Part 1: General rules. Brussels, Belgium.

[8] European Committee for Standardization - CEN (2004). Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. Brussels, Belgium.

[9] ISO 12494:2017. Atmospheric icing of structures. International Organization for Standardization, 2017.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

SS - 10
mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

АНАЛИЗА НА НОСИВОСТ И СТАБИЛНОСТ КАЈ САЌЕСТИ СПРЕГНАТИ ГРЕДИ ЗА РАЗЛИЧЕН БРОЈ НА СРЕДСТВА ЗА СПРЕГАЊЕ

Стефанија МИКАРОВСКА[1], Денис ПОПОВСКИ[2]

АПСТРАКТ

Со помош на софтверскиот пакет SAP 2000 моделирани се една саќеста греда и седум саќести спрегнати греди со различна диспозиција и број на средства за спрегање, каде средствата се моделирани со т.н. „*link*“ елементи со крутост од 100 [kN/mm] додека бетонската плоча и челичниот пресек се моделирани со *shell* елементи. Усвоени се еден модел со 52 врски, четири модели со 26 врски и два модели со 15 врски со распоред концентриран преку отвори, преку ребрата и рамномерно по целиот носач. Се воочи дека со зголемувањето на бројот на врски се зголемуваат напрегањата во почетокот и крајот по ивиците на првиот отвор од потпората во споредба со добиените напрегања кај неспрегната греда – за 30 % за греда со 52 врски и 15 % за греда со 15 врски поставени преку отвори, за оптоварување од 39 [kN/m’]. Разликата меѓу напрегањата за греди со врски преку отвори и преку ребро изнесува 5 %. Гредите со најмал број на врски и позиција на истите преку отвори даваат најповолно искористен носач со најмали напрегања. Од ова може да се заклучи дека гредите со отвори се поволно да се проектираат како делумно спрегнати носачи, во спротивно треба да се обезбеди полно ребро во близина на отворите или се намалат напрегањата со зголемување на крутоста на долниот дел на саќестиот носач за добивање на оптимално решение. Исто така е направена споредба на локалната стабилност за различен број на врски како и споредба со аналитички решенија. Со самото спрегање и зголемување на бројот на можданици, според нумеричките резултати, се подобрува стабилноста за 20 % за греда со 52 врски и 10 % со 15 врски. Се заклучува дека разликата меѓу нумеричките и аналитичките резултати е голема и се потребни дополнителни експерименти за да се направи преглед и усвојат нови релации.

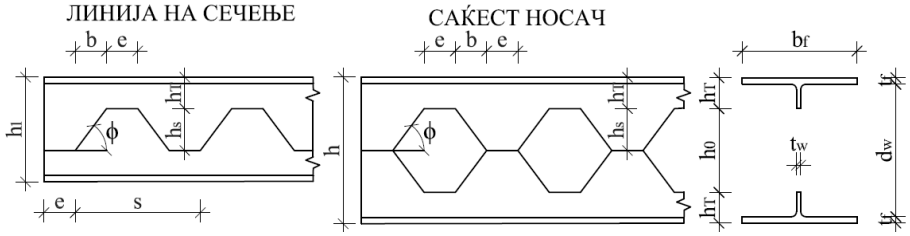
Клучни зборови: *Саќести греди; Спрегната греда; Парцијално спрегање; Локална стабилност;*

[1] Дипл. град. инж., Градежен инженер во ФАКОМ АД Скопје, Република Северна Македонија, mikarce.st@gmail.com
[2] Доц. Д-р, Градежен Факултет, Универзитет „Св. Кирил и Методиј“, Скопје, Република Северна Македонија, popovski@gf.ukim.edu.mk

1. ВОВЕД

Една од главните цели на инженерите е да се оптимизира употребата на материјал и се забрза процесот на изведба, па поради тоа денес се почесто се користат спрегнатите конструктивни системи. Дополнително зголемување на носивоста на крутоста на носачите се добива со сечење по шема (цик-цак) вдолж носачот и се завари така што што се добие повисок носач со отвори во реброто – *саќест носач* (Сл.1). Овој вид на греди се погодни при големи распони каде граничната состојба на употребливост е прва бариера за задоволително однесување. Меѓутоа, покрај придобивките во носивоста и крутоста, отворите предизвикуваат прекин на текот на напрегања по должината на гредата со што се јавува локализација на напрегања околу нив и формирање на дополнителни механизми на лом (Kerdal и Nethercot (1984)). Според ова, покрај основните контроли на свиткување и смолкнување, потребни се дополнителни пресметки:

- контрола на нормални напрегања во „Т“ елементите;
- контрола на вертикални тангенцијални напрегања во олеснетиот дел;
- контрола на хоризонтални тангенцијални напрегања во заварените врски;
- контрола на стабилност при странично-торзионо извивање;
- контрола на локално извивање на реброто;
- контрола на стабилност на притиснат „Т“ елемент;
- контрола на угиб.



Сл.1 Геометрија на саќест носач.

При трансфер на трансверзални сили преку отворите доаѓа до појава на локални секундарни ефекти во „Т“ елементите (Виренделово свиткување) кои значително влијаат на конструктивното однесувањето така што се зголемуваат напрегањата по ивиците на почетокот и крајот на ефективниот отвор ($l_{eff} = e$). При достигнување пластификација на истите настанува т.н. лом при Виренделово свиткување. Со спрегање на горниот „Т“ елемент се јавува дополнителен локален момент (M_{vc}) кој ја зголемува носивоста на Виренделово свиткување за M_{vc}/l_{eff}. Истиот зависи од бројот на средствата за спрегање преку ефективниот отвор, нивната носивост на подигање и должината на отворот. Покрај тоа, композитното влијание ја крева неутралната еластична и пластична оска кон бетонскиот појас со што се намалуваат хоризонталната смолкнувачка сила ($V_{h,Ed}$) и хоризонталниот момент ($M_{h,Ed}$) во најтесниот дел од реброто. Бидејќи настанува при високи трансверзални сили, стабилноста на реброто се подобрува во зависност на односот на распределба на смолкнувачките сили меѓу бетонскиот појас и челичниот носач, како и бројот на средства за спрегање преку реброто. Во целина, заедничката соработка на плочата и гредата позитивно влијае врз механизмите на лом и истата главно зависи од бројот и положбата на средствата за спрегање.

И покрај солидниот број на истражувања за спрегнати греди, не е обрнато внимание да расподелбата на напрегања околу отворите при различен број и конфигурација на средствата за спрегање. Последни нови истражувања кои даваат осврт на бројот на средства се однесуваат на минималниот степен на спрегање. Sheehan et al. (2016) [7] споведоа експеримент на два асиметрични спрегнати греди со кружни отвори и без времени потпори. Ова истражување е поттикнато со строгиот критериум на задоволување на минималниот степен на спрегање кај асиметрични спрегнати пресеци со полно ребро. Минималниот степен на спрегање е добиен 36 %, скоро половина помалку од пресметаниот според EN1994-1-1. Aggelopoulos et al. (2018) [1] исто така го донесоа истиот заклучок и во нивниот труд предлагат нови релации за пресметување на минималниот степен на спрегање.Европската Комисија приложи работен документ [2] (Muller et al. (2006)) поткрепен со експериментални и нумерички истражувања каде се земени предвид поголем ранг на геометриски карактеристики на попречниот пресек (асиметрични, витки ребра

итн.) и различна технологија на производство (топловалани, заварени) – за проектирање на спрегнати греди со отвори. Покрај генерализиран метод, се изработи и софтвер за пресметување на овој тип на носачи. Бидејќи семи-емпириските генерализиран метод за проектирање приложен во прирачникот P100 од Ward (1990) беше калибриран со експериментални резултати само од симетрични неспрегнати греди, Lawson et al. (2006) во својот работен документ [5] презентираа теорија – базирана на условот на рамнотежа и симплифицирани методи, за пресметување на асиметрични спрегнати греди со кружни отвори. Lawson и Hicks (2011) издадоа нов прирачник под SCI публикација P355 [6], кој го заменува прирачникот P068 (Lawson (1987)), работејќи случаеви на спрегнати греди со изолирани правоаголни, кружни и издолжени отвори. Се очекува оваа публикација да е покриена во следната верзија на EN 1994-1-1 [1], [3]. Најново, AISC издаде нов прирачник за пресметување на олеснети спрегнати и неспрегнати греди со кружни отвори и саќести греди, за разлика од претходниот кој беше само за изолирани отвори.

Овој труд дава акнцент на дефинирање на разликата на напрегања во линија на горна и долна ивица на отворите – во ниво на максимални и минимални напрегања, за разллична конфигурација на средствата за спегање и цели кон дефинирање на однесувањето на системот како и оптимална распределба на средствата за спрегање во однос на механизмите на лом. Исто така ќе се направи табеларна споредба на граничните внатрешни големини со добиените резултати од аналитичките пресметки, како и влијанието на спрегањето врз локалната стабилност.

2. НУМЕРИЧКА АНАЛИЗА

Моделирани се саќести спрегнати греди со помош на конечни елементи во комерцијалниот софтверски пакет SAP2000. За ист распон од 10 [m] направени се повеќе математички модели со иста геометрија и број на отвори, но разлен број и позиција на средства за спрегање. Ќе се разгледуваат само греди со симетрично поставени отвори. Запазени се граничните вредности на отворите кои се препорачани од различни автори каде истите се добиени преку параметарски анализи за усогласување на механизмите на лом. Целта е да се моделират 7 модели со различна диспозиција на средствата за спрегање по должина на гредата за да се определи распределбата на напрегања во саќестата греда и влијанието на положбата на средствата за спрегање преку отворите врз механизмите на лом, како и еден неспрегнат модел за компарација на резултатите.

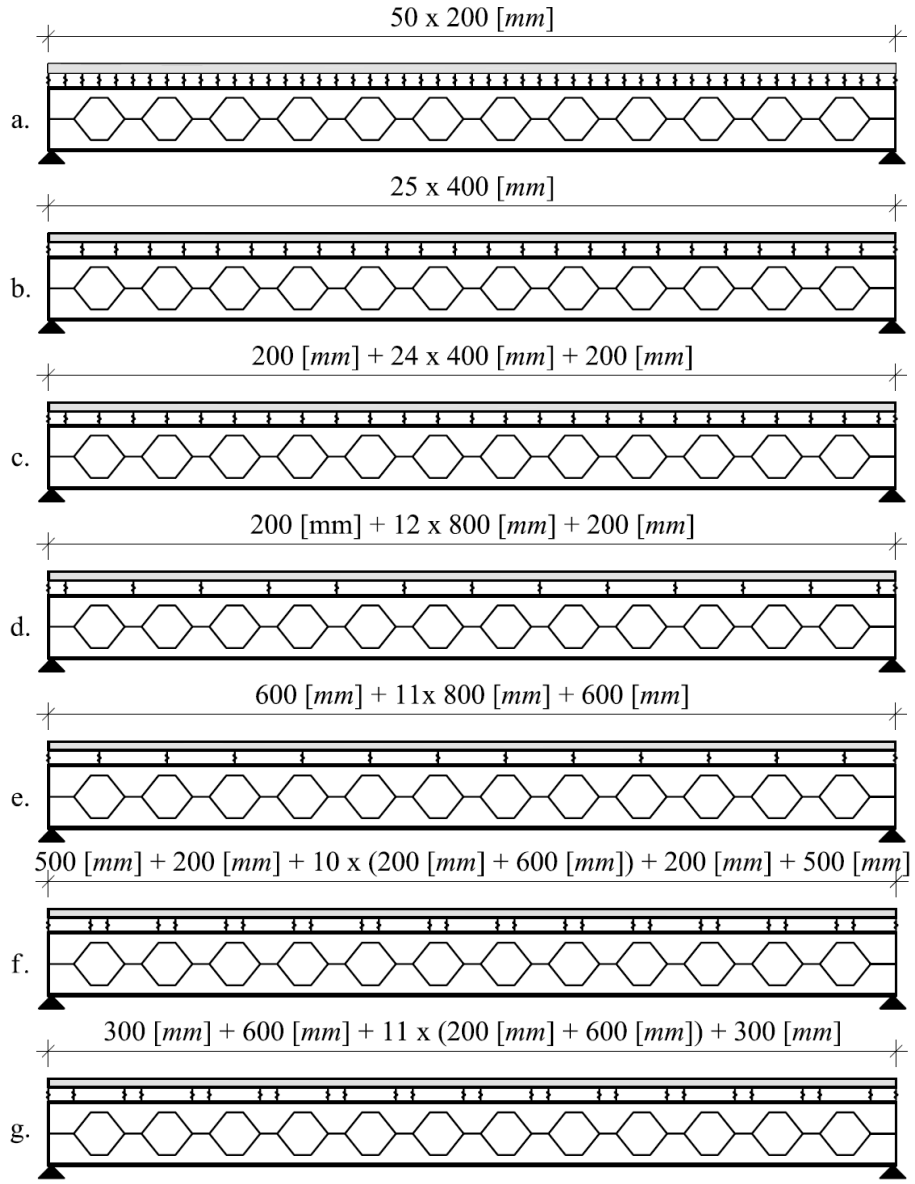
2.1. Општо за математичкиот модел

За основен носач усвоен е профил IPE550 при што се изведува шема на сечење за да се добие греда со вкупна висина (h) од 750 [mm]. За сите модели (дефинирани се два типа на модели, табела 1.) е усвоена иста висина на греда и ист распон (L) од 10 [m]. Бетонската плоча е со дебелина (h_{sl}) од 6.8 [cm] и ширина (b_{sl}) 260 [cm] и истата е моделирана на 86 [mm] од горната ивица на гредата. Бетонскиот појас е поставен на повисоко растојание од горниот појас на гредата бидејќи се зема предвид бетонска плоча со профилиран лим со вкупна дебелина од 12 [cm] и висина на профилација (h_p) од 52 [mm]. Бидејќи во рачни пресметки ја земаме предвид во носивоста само дебелината над профилираниот лим, во моделот се внесува по ист принцип. Геометриските карактеристики на спрегнатите греди се зададени во табела 1.

Во рачните пресметки се оди со претпоставка дека спрегнатата саќеста греда е потполно спрегната по целата должина, па затоа земаме дека можданиците се со носивост доволна да се пренесат сите влијанијата меѓу двата елементи. Како средства за спрегање се усвоени дворедни можданици со висина 100 [mm], дијаметар (d_b) 19 [mm] и меѓусебно растојание во попречен правец од 100 [mm]. Во подолжен правец се усвоени различни конфигурации за сите модели и истите се претставени на сл. 2 за модел 1.

Табела 1. Геометриски карактеристики на саќеста спрегната греда.

	h	b_f	t_f	t_w	h_T	a	b	$e=s_0$	e_1	ϕ
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[°]
Модел 1	750	200	16	10.2	250	100	200	200		51.34



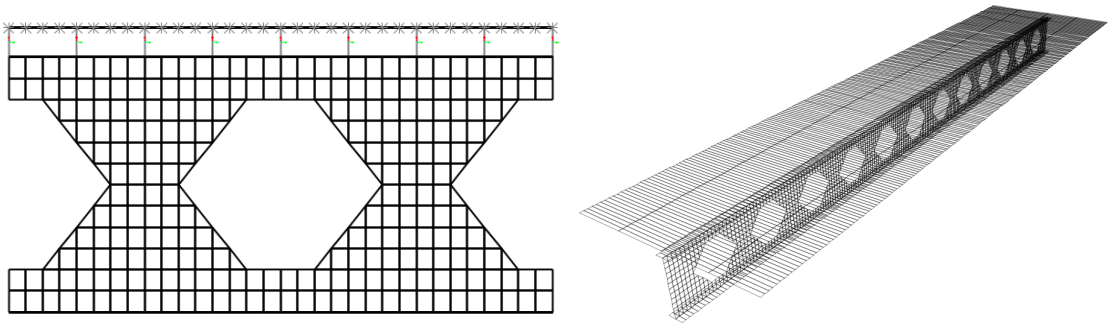
Сл. 2. Различна диспозиција на средства за спрегање (дворедни) за математички модел 1.

2.2. Предпроцесирање

Бетонската плоча и челичната греда се моделирана со дводимензионални елементи – „shell“ елементи со димензии 50 x 50 [mm] и 20 x 6500 [mm] соодветно. Бидејќи во интерес ни е однесувањето на саќестата греда, се прави погуста дискретизација на конечните елементи за разлика од бетонската плоча. Поради голема концентрација на напрегања и отворите во реброто, без разлика на односот h/L на челичниот носач, за реброто на гредата се користат thick shell елементи додека за појасите и бетонската плоча „thin shell“ елементи. Средствата за спрегање - можданици се моделират со т.н. „link“ (врска) елементи преку кои се врши пренос на влијанија меѓу два конструктивни елементи. Моделирани се како линеарно еластична врска кои пренесуваат сили и моменти во сите правци. Во вертикален правец и лонгитудинален правец се задава крутост од 100 [kN/mm], додека во попречен правец се фиксира (сл. 3).

Кај неспрегнати модели за задржување на однесувањето на систем проста греда се поставуваат лежишта во крајните јазли кои се во линија на оска на челичниот пресек. На овој начин се симулира реално однесување на чист систем проста греда.За дефинирање проста греда кај спрегната греда, лежишта се поставуваат и по крајните ивици на бетонскиот појас. Исто и во подолжен правец по ивиците на бетонската плоча се задаваат лежишта во јазлите за ограничување

на транслација само во хоризонтален правец. При анализа на извивање се прават нови гранични услови да сите јазли на краевите од спрегнатите и неспрегнатите носачи се со ограничена транслација во нормален правец, со цел да се овозможи локално извивање на реброто.



Сл. 3. Можданици - „link“ елементи за интеракција меѓу челична греда и бетонска плоча во софтверскиот пакет SAP2000 – приказ на подолжен пресек (сегмент) и 3D поглед.

Спрегнатата саќеста греда се товари со рамномерно распределен товар од 1.0 [kN/m^2] до 15 [kN/m^2], односно 2.6 [kN/m’] до 39 [kN/m’]. Пресметките за саќеста спрегната греда со диспозиција на можданици според модел 1 а), за товар од 15 [kN/m^2] се добива искористеност на „T“ елементите на аксијална и трансверзална сила приближно 70 [%], каде со методот на стап за контрола на извивање на реброто меѓу отвори искористеноста е достигната до 100 [%]. Меѓутоа, пресметките на Аглан и Редвуд (1974) [7] и Wang (2016) [9] даваат помала искористеност на реброто– 58 [%] и 66 [%] соодветно. Според овие методи, се предвидува максималниот капацитет на извивање се достигни при товар од 24 [kN/m^2] и 23 [kN/m^2] соодветно. Покрај рамномерно распределен товар, се прави товарен случај од концентриран товар над реброто меѓу 2 и 3 отвор од 100 [kN], односно на растојание од 1.8 [m] од потпора.

За саќестата челична греда уствоен е квалитет S235 - изотропен материјал со граница на развлекување (f_y) од 235 [MPa], граница на кинење (f_u) 360 [MPa], модул на еластичност (Ea) 2.1x105 [MPa] и поасонов коефициент (ν) 0.3. За нелинеарна анализа се зема σ – ε крива дефинирана според Еврокод и истиот е прикажан во сл. 4 во софтверскиот пакет SAP2000. Очекувана граница на развлекување (f_{ya}) и граница на кинење (f_{ua}) е 258.5 [MPa] и 396 [MPa]. Класа C30/37 на бетон се користи за бетонската плоча со јакост на притисок (f_c) од 30 [MPa], модул на еластичност (E_c) 3.3x104 [MPa] и поасонов коефициент (ν_c) 0.2. σ – ε кривата е прикажана во сл. 4.

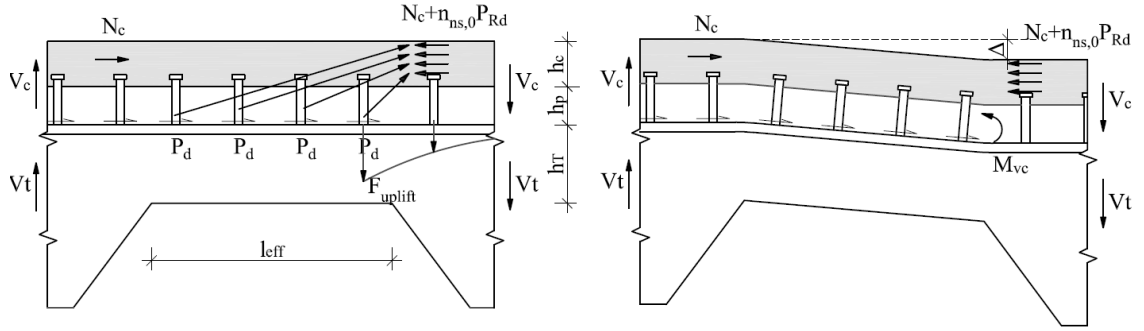
2.3. Процесирање

Извршени се два типа на анализи: (1) нелинеарна статичка анализа со геометриска нелинеарност (P-Δ); (2) анализа на извивање. Нелинеарна анализа со геометриска нелинеарност сила – поместување се користи бидејќи се очекуват концентрации на напрегања околу отворите и поради земање предвид дополнителните моменти во „link“ елементите при пренос на сили при деформирање на носачот. Со ова се симулира Виренделово свиткување, сл 4. Нелинеарната статичка анализа се изведува со Њутн-Рапсон метод со 40 итерации за секој чекор и толеранција на конвергенција од 1 x 10-6 – оставени се предодредените параметри од самиот софтвер. Анализа на извивање се изведува за нелинеарни товарни случаеви со толеранција за конвергенција од 1 x 10-9 за 6 форми на извивање.

2.4. Постпроцесирање

При анализа на извивање, софтверскиот пакет SAP2000 дава фактор на стабилност кој претставува колку пати треба да се зголеми оптоварувањето за да се изгуби стабилноста. Во следната табела 2 се зададени граничните оптоварувања и внатрешни статички големини (*M, V*) при кои се манифестира локално извивање на реброто. За неспрегната саќеста греда со регуларни (модел 1) се приложени податоци за гранично оптоварување при локална нестабилност за втора тонова форма бидејќи во прва се јавува странично торзионо извивање уште пред локално извивање, додека локално извивање на реброто се јавува во втората тонова форма. За разлика од

неа, спрегнатата греда е странично торзионо крута па локално извивање се јавува при прва тонова форма. Со сл. 5 прикажана е формата на извивање на реброто меѓу првиот и вториот отвор во дијагонална линија паралелна со косите страни на отворот.



Сл. 4. Секундарни ефекти на свиткување – Виренделово свиткување.

Табела 2. Гранично оптоварување и статички големини при губење стабилност на реброто при извивање со двојна кривина.

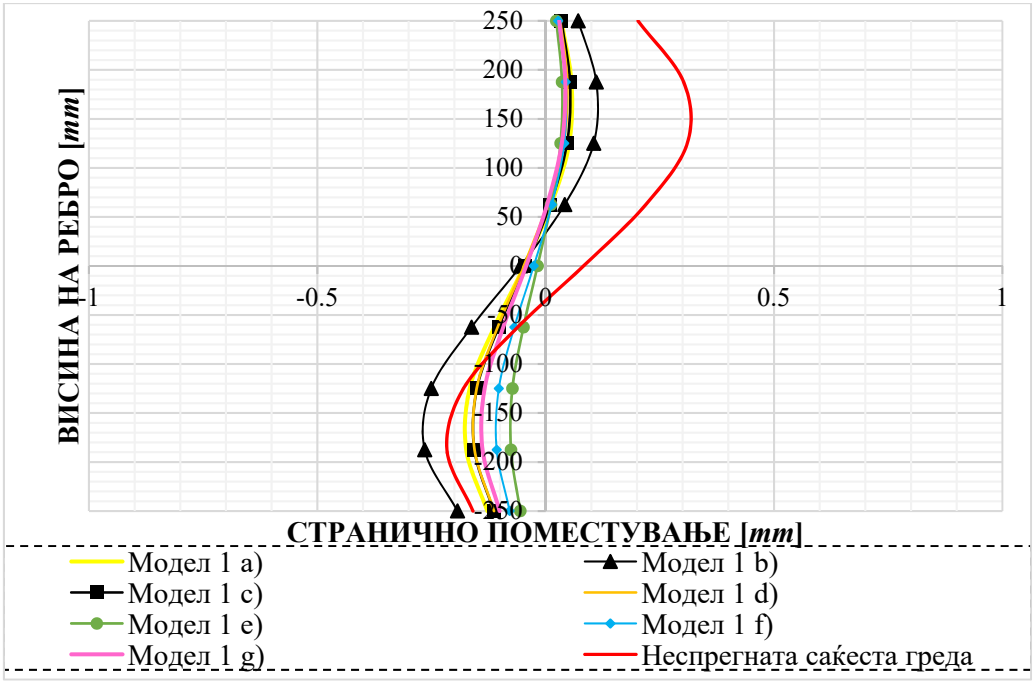
	n	q	Q_k	Модел 1 %		V_q	M_q	V_{Qk}	M_{Qk}
		[kN/m']	[kN]	[%]	[%]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]
модел 1	0	96.26	129.90	100	100	385.06	433.19	106.52	191.73
модел 1.a)	52	115.18	732.32	120	660	460.71	518.30	600.5	1080.9
модел 1.b)	26	106.61	703.20	111	649	426.45	479.75	576.6	1037.92
модел 1.c)	26	109.04	701.6	113	539	436.18	490.70	575.31	1035.56
модел 1.d)	15	105.57	657.64	110	641	422.27	475.05	539.26	970.67
модел 1.e)	15	105.85	679.60	110	523	423.40	476.33	557.28	1003.10
модел 1.f)	26	108.56	681.96	113	525	434.24	488.52	557.21	1006.58
модел 1.g)	26	108.71	713.50	113	549	434.82	489.18	585.07	1053.13

n - број на врски по должина на гредата
q - рамномерен линиски товар
Q_k - концентриран товар

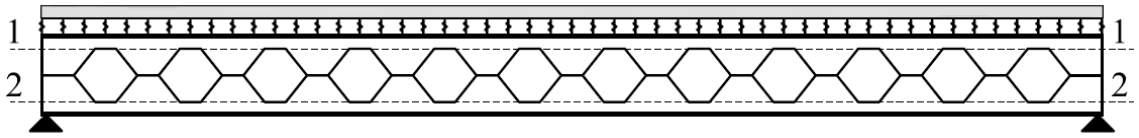
За најрепрезентативен приказ на нормалните напрегања, истите се прикажани во линија на горна и долна ивица на отворите – каде што се јавуваат максималните напрегања: пресек 1-1 и пресек 2-2 (сл. 6). Со сл. 7 прикажани се напрегањата (S11 – нормални напрегања) за усвоени модели со 52 и 15 средства за спрегање, споредено со неспрегнат модел за горен „Т“ елемент, во линија на пресек 1-1, додека со сл. 8 напрегања за долниот „Т“ елемент по пресек 2-2 за сите модели. Покрај приложените графици, дадени се табели (табела 3 и табела 4) за разлика на напрегањата по должина на првиот отвор меѓу спрегнатите модели со неспрегната саќеста греда за нормални (S11) и тангенцијални (S12) напрегања, како и односот меѓу напрегањата во почетокот и крајот на отворот. Разликата во напрегањата е прикажано процентуално за позиција меѓу почетокот и крајот на горниот „Т“ елемент на последниот отвор за модел 1, а негативните вредности претставуваат пораст а позитивните пад на напрегањето.

3. ДИСКУСИЈА НА РЕЗУЛТАТИ И ЗАКЛУЧОК

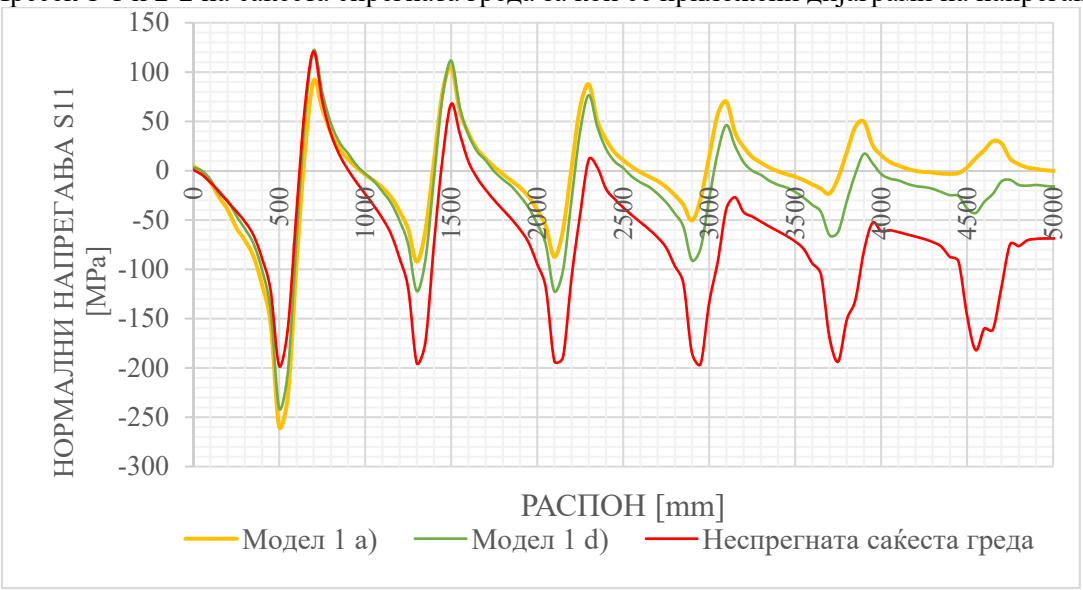
Од графиците зададени претходно можи да забележи поволното влијание на спрегањето, како и негативните аспекти. Во последниот „Т“ елемент на крајот на горниот „Т“ елемент поблиску до потпората се зголемуваат значително напрегањата - околу 60[MPa] за модел 1 а) со најголем број на врски. Со оглед на поголемата разлика на напрегања во горниот „Т“ елемент, табела 3 се однесува само за горен „Т“ елемент.



Сл. 5. Локално извивање на ребро меѓу отвори 1 и 2 при рамномерен товар од 39 [*kN/m'*]



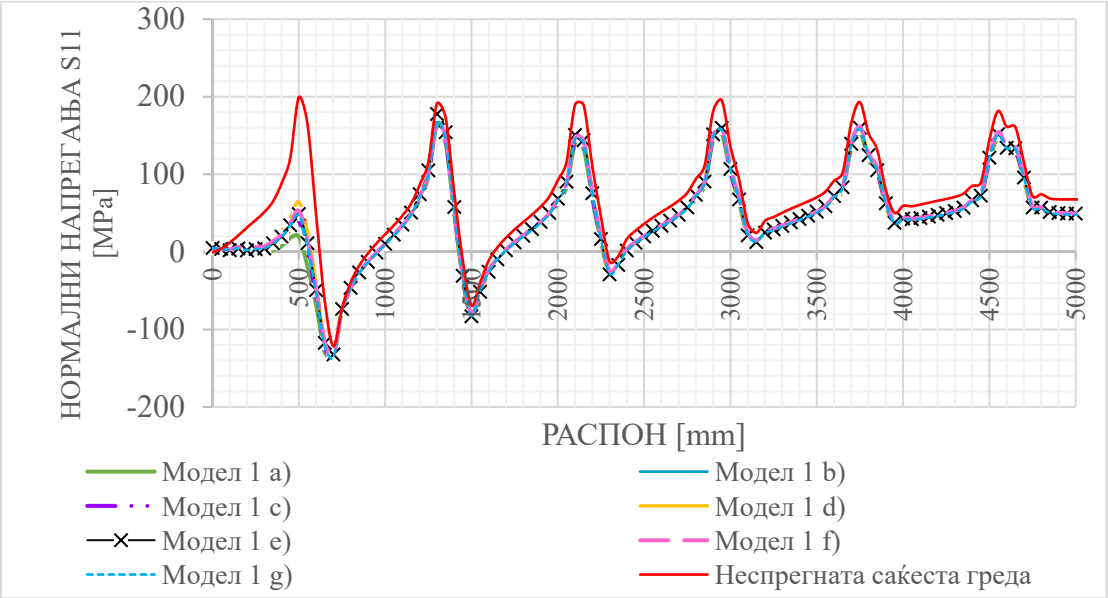
Сл. 6. Пресек 1-1 и 2-2 на сакеста спрегната греда за кои се приложени дијаграми на напрегања.



Сл. 7. Нормални напрегања на горен „Т“ елемент по линија на пресек 1-1 за половина распон и оптоварување од 15 [kN/m'], модели со 52 и 15 број на врски.

Во спротивно на спрегната греда со полно ребро, сакестите носачи имаат поповолно однесување при побал број на средства на спрегање. Според табела 3. можи да се забележи дека најмал пораст на напрегањата има за модел 1 d) со 15 врски. И покрај тоа што поголемиот број на врски ги намалуваат напрегањата по должина на носачот ближејќи се кон нулта вредност, меродавен пресек за димензионирање е попречниот пресек во последниот отвор. Затоа и се стреми гредите со отвори да се изведуваат така што во зона околу потпорите се поставаат појачувања – образни

лимови над крајните отвори, или оставање на подолго полно ребро. Покрај тоа, исто можи да се забележи дека најповолна позиција на средствата за спрегање е преку отвори при што овозможуваат помал пораст на напреањата, со разлика во просек од 5 %.



Сл. 8. Нормални напрегања на долен „Т“ елемент по линија на пресек 2-2 за половина распон и оптоварување од 15 [kN/m’].

Во спротивно на горниот „Т“ елемент, во долниот значително се намалуваат напрегањата по ивиците на отоворт – дури за 140 [MPa] за модел 1 а). Според овие податоци можи да се забележи дека најдобро искористување на пресекот ќе имаме ако наместо симетричен саќест носач, истиот се изведи од два различни топловалани профили каде за долиот дел ќе се постави основен исечен профил со поголема носивост за разлика од горниот. На овој начин, долниот „Т“ елемент ќе вовлечи поголеми напрегања со што ќе се намалат истите во горниот „Т“ елемент. За да се потврди оваа претпоставка, зголемено е долното ребро и појасот до 18 [mm] дебелина за добивање на поголема асиметрија при што максималното напрегање во горниот „Т“ елемент се намали за скоро 100 [MPa].

Од севкупните добиени резултати и изработените графици можи да се заклучи дека спрегнатите саќести греди се најдобро искористени ако се изведат како делумно спрегнати. Во спротивно, ако се изведуваат со целосно спрегање треба да се стреми кон усвојување на асиметричен челичен пресек. Поради големите тангенцијални напрегања, при пренос на силите на триење меѓу бетонската плоча и челичниот пресек преку средствата за спрегање, се јавуваат многу поголеми концентрации на напрегања на краевите со што можи да резултира до предимензиониран пресек по целата должина. Треба да се напомени дека кај сите модели имаме целосно спрегање, бидејќи без разлика на оптоварувањето, врските ќе ги пренесат сите влијанија во челичниот пресек.

Табела 3. Разлика во нормални (S11) и тангенцијални (S12) напрегања меѓу неспрегната (модел 1) и спрегната саќеста греда(модел 1: a-g) за горен „Т“ елемент.

l_e, [mm]	500*	550	600	650	700*
	%	S11			
модел 1 a)	-31.10	-43.01	-126.93	69.89	24.56
модел 1 b)	-30.71	-42.80	-121.53	57.71	15.88
модел 1 c)	-25.38	-34.68	-98.73	53.36	17.82
модел 1 d)	-21.64	-27.58	-65.17	19.62	-1.28
модел 1 e)	-14.20	-20.26	-60.50	33.50	11.46
модел 1 f)	-26.25	-36.32	-117.11	78.72	28.92
модел 1 g)	-32.26	-43.30	-115.77	50.87	10.49

	%	S12			
модел 1 a)	-18.18	-12.61	-15.79	1.00	-7.76
модел 1 b)	-30.71	-42.80	-121.53	57.71	15.88
модел 1 c)	-19.29	-9.57	-13.92	1.81	-11.14
модел 1 d)	-11.83	-14.92	-13.51	-12.71	-15.45
модел 1 e)	-12.49	-3.00	-7.62	3.76	-12.41
модел 1 f)	-17.64	-12.44	-8.96	10.49	0.17
модел 1 g)	-16.13	-18.51	-15.34	-13.01	-14.13

Табела 4. Однос на нормални ($S11^1/S11^2$) и тангенцијални ($S12^1/S12^2$) напрегања на почеток и крај на отвор на горен „T“ елемент и однос на напрегања меѓу горен и долен „T“ елемент ($S11^{dolu}/S11^{gore}$) за почеток и крај на отвор.

	$S11^1/S11^2$	$S12^1/S12^2$	$S11^{gore}/S11^{dolu}$ 1	2
	%			
модел 1	-1.64	1.22	-0.99	-0.75
модел 1 a)	-2.85	1.33	-13.24	-0.67
модел 1 b)	-2.55	1.23	-6.15	-0.76
модел 1 c)	-2.50	1.31	-6.32	-0.73
модел 1 d)	-1.97	1.18	-3.74	-0.91
модел 1 e)	-2.12	1.22	-4.64	-0.81
модел 1 f)	-2.92	1.43	-4.73	-0.64
модел 1 g)	-2.43	1.24	-5.54	-0.79

Табела 5. Гранично оптоварување и статички големини при губење стабилност.

	V_q [kN]	$V_{bc(AR74')}$ [kN]	%	$V_{bc(Wang)}$ [kN]	%	$V_{t,bc}$ [kN]	$V_{b,bc}$ [kN]	%	$V_{Rd,shear}$ [kN]	$V_{Rd,Vieren.}$ [kN]	$V_{Rd,Mh}$ [kN]	$V_{Rd,Vh}$ [kN]
1	385.06	315.15	18.2	242.89	36.9	257.953	1061.57	33.0	398.08	368.4	393.45	242.89
1.a)	460.71	318.59	30.8	242.89	47.3	296.53	981.42	35.6	415.88	422.81	454.86	304.31
1.b)	426.45	318.59	25.3	242.89	43.0	296.53	981.42	30.5	415.88	376.54	418.01	267.46
1.c)	436.18	318.59	27.0	242.89	44.3	296.53	981.42	32.0	415.88	412.82	430.29	279.75
1.d)	422.27	318.59	24.6	242.89	42.5	296.53	981.42	29.8	415.88	376.54	405.72	255.18
1.e)	423.40	318.59	24.8	242.89	42.6	296.53	981.42	30.0	415.88	423.43	418.01	267.46
1.f)	434.24	318.59	26.6	242.89	44.1	296.53	981.42	31.7	415.88	450.84	418.01	267.46
1.g)	434.82	318.59	26.7	242.89	44.1	296.53	981.42	31.8	415.88	376.54	418.01	267.46

V_q - носивост пред локално извивање при смолкнување според нумерички модел
$V_{bc(AR74')}$ - носивост пред локално извивање при смолкнување според Аглан и Редвуд (1974)
$V_{bv(Wang)}$ - носивост пред локално извивање при смолкнување според Wang (2016) [8]
$V_{t(b),bc}$ - носивост пред локално извивање при смолкнување според методот на стаб (strut model)
$V_{Rd,shear}$ - носивост на чисто смолкнување
$V_{Rd,Vieren.}$ - носивост на смолкнување раководено од Виренделово свиткување
$V_{Rd,Vh(Mh)}$ - носивост на смолкнување раководено од хоризонтално смолкнување и свиткување на ребро

Најголем придонес врз локалната стабилност на реброто има модел 1 a) со 52 врски, каде носивоста се зголемува скоро 20 [%], додека со 26 број на врски се добива просечно 12 [%] и со 15 врски 10 [%]. Конфигурацијата на врските скоро и не влијае врз стабилноста, но сепак најповолна положба е поставување на истите преку отвори. Подобрувањето на локалната стабилност можи да се види и според сл. 5, каде се забележува дека неспрегнатата саќеста греда има поголема должина на извивање, односно превојната точка е за 60 [mm] вертикално подолу

(должината на извивање е подолга за 77 [mm] поголема), додека кај спрегнатите модели истата е во средината.

Покрај граничен линиски товар направена е и контрола на концентриран товар. Зачудувачки е тоа што се добива носивост која е во просек 15 [%] поголема од стабилноста при рамномерен товар. Пресметаната трансверзална сила е аналитички добиена, но во нумеричкиот модел спрегањето овозможува порамномерна распределба по носачот, со што реалната трансверзална сила која се прима во второто ребро под концентрираниот товар во моделот не е со толкав интензитет. За разлика од нив, неспрегнатиот модел дава поточни резултати и истото се потврдува со тоа што стабилноста се губи порано за разлика од рамномерно оптоварување. Тоа е и логички бидејќи саќестите греди товарени со концентриран товар над ребро имаат тенденција да ја изгубат стабилноста при странично извивање со една кривина.

Приложена е дополнителна табела 5 каде, покрај резултатите од нумеричките истражувања, се зададени и аналитички решенија со цел да се споредат недоследностите. Иако кај греди со големи распони и при рамномерно распределен товар не е меродавна локалната стабилност, сепак треба да се посочи дека аналитичките изрази даваат конзервативни резултати и се потребни дополнителни експериментални и нумерички истражувања за да се формулираат точни релации.

3.1. Заклучок

Од добиените резултати можи да се заклучи:

- со зголемување на бројот на средства за спрегање се зголемуваат нормалните напрегања во горниот „Т“ елемент во ивицата поблиску до потпора, додека во спротивно во долниот „Т“ елемент се намалуваат;
- со поставување на средствата за спрегање преку отвори се добива за 5 % поголема носивост за разлика од поставени средства преку ребра;
- според нивото на напрегања по ивиците на отворот, симетричните спрегнати саќести греди подобро се однесуваат при делумно спрегање;
- со зголемување на бројот на средства за спрегање се подобрува локалната стабилност на извивање на реброто;
- аналитичките релации за дефинирање на локалната стабилност на извивање на реброто се крајно конзервативни и се потребни нови изрази поткрепени со експеримент.

Литература

[1] Aggelopoulos, E.S., Hanus, F., Lawson, R.M. (2018). Shear connection requirements for composite cellular beams. Proc. Of 12th International Conference on Advances in Steel-Concrete Composite Structures (ASCCS 2018), Valencia, Spain, pp. 153-159.

[2] Directorate-General for Research and Innovation (European Commission), (2006). Large web openings for service integration in composite floors. paper, 14 December 2006.

[3] European Committee for Standardization, Standard, 2004/1994-1-1/EN, December 2004, Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings.

[4] Gizejowski, M.A., Salah, W.A. (2011). Numerical modeling of composite castellated beams. Prop. of International Conference on Composite Construction in Steel and Concrete

[5] Lawson, R.M. et al. (2006). Design of composite asymmetric cellular beams and beams with large web openings. Proc. Of Journal of Constructional Steel Research 62, pp. 614-629.

[6] Lawson, R.M., Hicks, S.J. (2011). Design of composite beams with large web openings. SCI P355, SCI, Silwood Park, Ascot, Berkshire, SL5 1QN, UK.

[7] Sheehan, T. et al. (2015). Experimental study on long spanning composite cellular beam under flexure and shear. Journal of Constructional Steel Research, Vol. 116, pp. 40 – 54.

[8] Wang, P. et al. (2016). Shear buckling strengths of web-posts in a castellated steel beam with hexagonal web openings. Proc. of Journal of Constructional Steel Research 121, pp.173-184.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

SS - 11

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

АНАЛИЗА НА ОДНЕСУВАЊЕ НА МОЖДАНИЦИ ПРИ ПОПРЕЧНА ПОСТАВЕНОСТ НА ЛИМОВИ ЗА СПРЕГАЊЕ

Миле ПАРТИКОВ [1], Никола НИСЕВ [2], Денис ПОПОВСКИ [3]

АПСТРАКТ

Композицијата на спрегнатиот пресек се состои од бетонска плоча излиена врз челичен носив лим за спрегање, поставен врз челични профили на соодветно растојание. Ваквиот концепт на спрегнатиот пресек овозможува далеку полесна и побрза изведба на меѓукатната конструкција, бидејќи се исфрла потребата од употреба на скеле и оплата што игра голема улога во времето потребно за изведба кај класичните армиранобетонски меѓукатни конструкции.

Поврзувањето на составните компоненти на спрегнатиот пресек се врши со механички врзни средства наречени можданици. Можданиците овозможуваат взаемна работа на бетонскиот и челичниот носив дел од пресекот и поседуваат доволна крутост за да ги прифатат силите кои произлегуваат од подолжното смолкнување на бетонот и челикот.

Во овој труд се изнесени резултатите од извршеното испитување на однесувањето на носивоста на можданиците кај попречно поставени лимови за спрегање во однос на челичниот профил. Ова испитување е дел од едно комплексно истражување, спроведено на Катедра за метални конструкции при Градежниот факултет во Скопје. Сите испитни тела се проектирани и изведени, воедно и испитани според правилата и прописите според Еврокод 4. За секој различен примерок е извршено испитување на квалитетот на вградените материјали, и добиените резултати се искористени за определување на проектната сила според Еврокод 4.Испитувањето е спроведено според насоките во Еврокод 4, ЕН 1994-1-1, Анекс Б и е составено од циклично товарење во 25 циклуси со сила од 5% до 40% од проектната сила, потоа телата се товарат до лом во испитното тело. Сите резултати од испитаните тела се прикажани во форма на P-δ дијаграм.

Клучни зборови: *Можданици; Испитување на можданици; Спрегнати конструкции;*

[1] Асистент, Градежен факултет, Универзитет “Св. Кирил и Методиј”, Скопје, Република Северна Македонија, partikov@gf.ukim.edu.mk
[2] Соработник, Градежен факултет, Универзитет “Св. Кирил и Методиј”, Скопје, Република Северна Македонија, nikolanisev@yahoo.com
[3] Доц. д-р, Градежен факултет, Универзитет “Св. Кирил и Методиј”, Скопје, Република Северна Македонија, popovski@gf.ukim.edu.mk

1. ВОВЕД

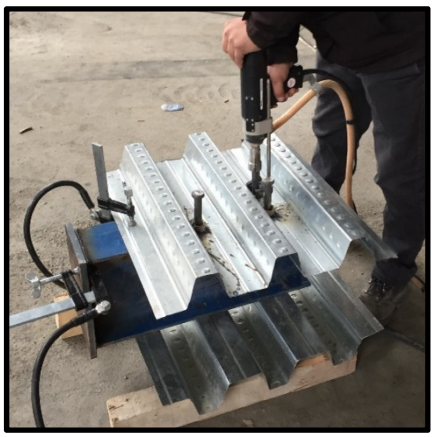
Напредокот во технолошкиот развиток на општеството и развојот на науката, овозможува градежните инженери да размислуваат во правец на оптимизација на конструкциите и овозможување на што поголема економска оправданост на истите. За да се изградат ваквите конструкции, потребно е комбинирање на доминантните физичко-механички карактеристики на истите. Како резултат на ова размислување, со цел да се достигнат поголеми градежни предизвици се појавува потреба од взаемна работа на бетонот и челикот преку максимално искористување на нивните својства во еден пресек, т.н спрегнат пресек.

Спрегнатите конструкции овозможуваат совладување на поголеми распони на меѓукатни носиви конструкции, споредбено со армиранобетонските меѓукатни конструкции.Ако се направи споредба во однос на тежината на спрегнатите конструкции во склоп на целокупната конструкција, може со сигурност да се каже дека се полесни од класничните меѓукатни конструкции за 20 % до 40 %.

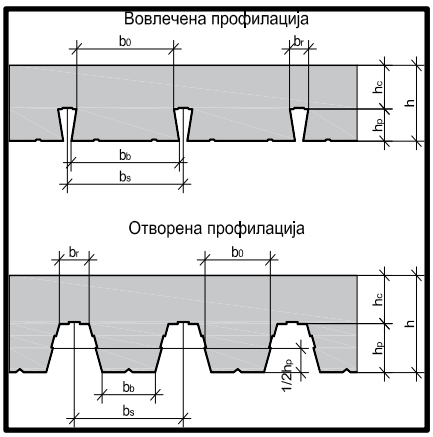
Композицијата на спрегнатиот пресек се состои од бетонска плоча излиена врз челичен носив лим за спрегање, поставен врз челични профили на соодветно растојание.(Сл.1) Ваквиот концепт на спрегнатиот пресек овозможува далеку полесна и побрза изведба на меѓукатната конструкција, бидејќи се исфрла потребата од употреба на скеле и оплата што игра голема улога во времето потребно за изведба кај класичните армиранобетонски меѓукатни конструкции.Поврзувањето на составните компоненти на спрегнатиот пресек се врши со механички врзни средства наречени можданици.Можданиците овозможуваат взаемна работа на бетонскиот и челичниот носив дел од пресекот и поседуваат доволна крутост за да ги прифатат силите кои произлегуваат од подолжното смолкнување на бетонот и челикот. За да се овозможи спрегањето средствата за спрегање треба да поседуваат соодветни крутост и носивост и да бидат вградени по важечките правила и прописи. Можданиците се варат директно на челичниот профил или преку така наречено trough-deck-welding.(Сл.2)



Сл. 1. Спрегната меѓукатна конструкција во фаза на изведба



Сл. 2. Заварување на можданик

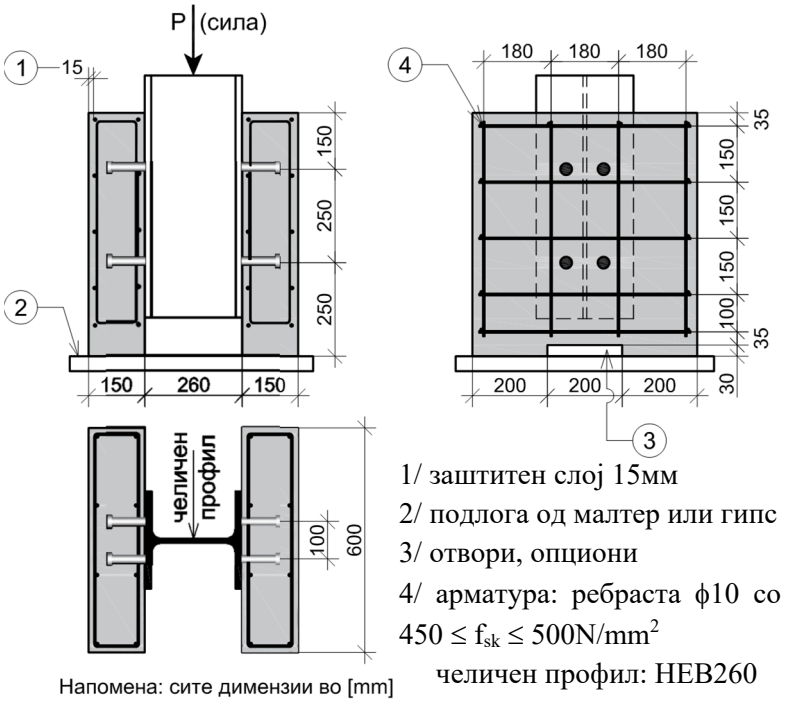


Сл. 3. Лимови за спрегање

2. СТАНДАРДЕН ТЕСТ ЗА ИСПИТУВАЊЕ НА НОСИВОСТ НА МОЖДАНИЦИ

2.1. Припрема на испитувањето

Стандардниот тест за испитување е јасно и прецизно изнесен во правилата и препораките на Еврокод 4, односно претставува испитување за однесување на носивост на можданици со точно дефинирани параметри на спрегнатиот пресек (Сл.4).



Сл. 4. Стандартен тест за испитување на носивост на можданици

Припремата на примероците започнува со тоа што се врши заварување на средствата за спрегање на челичниот профил по пат на електролачно заварување кое е овозможено со машина за заварување на ваквите чеп можданици со глава. Наредна фаза во припрема на испитните примероци е беноирањето на полните плочи. Поради начинот на концепирање на испитниот примерок бетонирањето мора да се изврши во фази, односно да се избетонира прво едната страна од примерокот, а потоа по постигнување на 28 дена од бетонирањето да се избетонира и другата стграна од примерокот. Бидејќи претходно беше дефинирано дека атхезијата не учествува во прифаќање на подолжната сила на смолкнување, во тој случај треба да се анулира истата со премачкување на челичниот профил. Негата на бетонот се врши според препораките и правилата за проектирање на армирано бетонски конструкции.

2.2. Испитна процедура

Според Еврокод 4 за да се добие носивоста на смолкнување на можданиците според стандардниот испитен процес, силата на притисок мора да се нанесува при вертикална поставеност на испитниот примерок која претставува сила на смолкнување помеѓу челичниот и бетонскиот дел од пресекот.За да се анулираат сите паразитни напрегања кои би се јавиле при испитувањето кои можат негативно да се одразат на резултатите, испитниот примерок се товари во неколку чекори со 40% од силата при која се очекува да дојде до лом во примерокот. Следна фаза од испитувањето е товарење на испитниот примерок со сила од 5% до 40% од силата при која се очекува да настане лом и ова товарење се врши во во 25 циклуси. Во последната фаза од испитувањето испитниот примерок се товари до проектираната сила на лом но истата не смее да се постигне во период помал од 15 минути. Во текот на целото испитување за одредена вредност на силата се мери подолжното смолкнување во реално време на товарење. Со цел да се докаже

дека целото испитување се одвива според сите претпоставки мора да се мери и трансферзалното одлепување на бетонскиот и челичниот дел и истото да биде во границите на дозволените вредности ако истото се појави.

2.3. Резултати од испитувањето

Испитувањето може да се прогласи за успешно доколку на три идентични примероци разликата во добиените резултати не се разликуваат повеќе од 10%. Во тој случај се определува проектираната носивост се определува според следниот израз:

- карактеристичната носивост P_{rk} се добива од минималната сила на лом (поделена со бројот на можданици) намалена за 10%
- проектната носивост Prd се пресметува од:

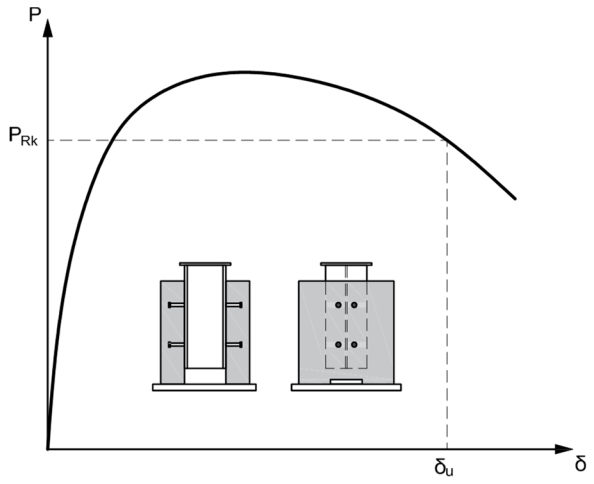
$$P_{Rd} = \frac{f_u}{f_{ut}} \cdot \frac{P_{Rk}}{\gamma_V} < \frac{P_{Rk}}{\gamma_V} \quad (B.1 \ \ EN\ 1994-1-1, Annex\ B) \tag{1}$$

f_u е минимална специфицирана јакост на лом на материјалот од кој е изработен можданикот.

f_{ut} актуелна јакост на лом на материјалот од кој е изработен можданикот утврдена со испитување на епрувета.

γ_V парцијален коефициент на сигурност за спрегање (препорачана вредност 1.25)

Ако разликата во добиените резултати е поголема од 10% , потребно е да се извршат уште три теста и во тој случај резулатите се разгледуваат во согласност со ЕН1990, Annex D.



Сл. 5. Определување на капацитет на пролизгување δ_u

За капацитет на пролизгување на примерокот δ_u се зема максималното пролизгување измерно на карактеристично ниво на товарење (Сл.5). Како карактеристичен капацитет на пролизгување δ_{uk} се зема минималната вредност од испитувањето на δ_u намалена за 10%

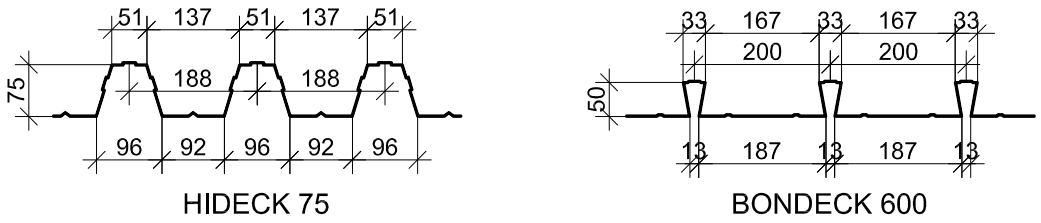
3. МОДИФИЦИРАН ТЕСТ ЗА ИСПИТУВАЊЕ НА НОСИВОСТ НА МОЖДАНИЦИ

3.1. Опис на модифицирано испитување

Материјалите кои се користени за изведба на модифицираниот тест, кои се предмет на истражување во овој труд се прикажани во продолжение:

- лим за спрегање со вовлечена профилација, Bondeck 600, дебелина на лимот од t=1.0mm и растојание на ребра 200mm.

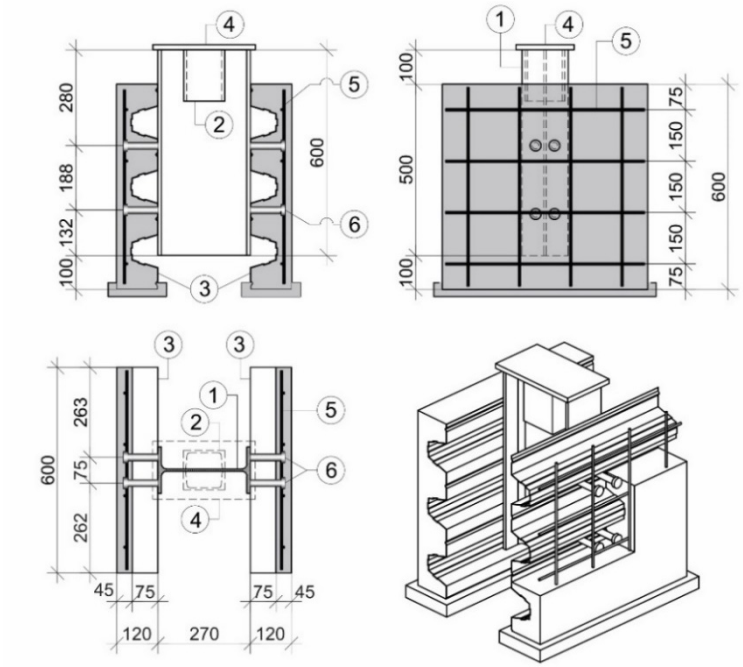
- лим за спрегање со отворена профилација, Hideck 75, дебелина на лимот од t=1.0mm и растојание на ребра 188mm.



Сл. 6. Лимови за спрегање

Средствата за спрегање кои се користени за ова испитување се Nelson можданици со висина h=100mm, дијаметар на телото d=19mm, кои се распоредени во различни варијации односно едноредни и дворедни можданици во однос на спрегнаитот пресек.За челичниот профил во овој случај е усвоен IPE 270 бидејќи тоа е најмалиот челичен носач кој има ширина на појасот доволна за да се вградат два реда на можданици, а сепак да се задоволат правилата и прописите според Еврокод 4. Должината на челичниот дел е 600mm и дополнително на горниот дел од челичниот носач се заварува плоча со дебелина од 15 mm која служи за за пренос на нанесената сила. Со цел да се спречи нагмечување на плочата и реброто од челичниот профил се заварува профил UPN120 веднаш под плочата .

За сите предвидени испитни тела е предвидена бетонска плоча со дебелина d=12cm. Бетонот е проектиран и нарачан како C25/30. Плочата е армирана само во горна зона и е усвоена мрежеста арматура Q188, Ø6/15cm.



1/ IPE 270 … 600mm
2/ UPN 120 … 150mm
3/ Hideck 75, t=1.0mm
4/ ≠170.15…300mm
5/ Q188 (Ø6/15cm)
6/ Nelson h_{sc}=100mm, d=19mm

Сл. 7. Испитно тело за модифициран тест на испитување

Предмет на овој труд е да се испитаат и анализираат следниве модели добиени со различни варијации на можданиците за попречно поставен лим за спрегање во однос на челичниот профил:

Табела 1. Варијации решенија на модели за испитување

Модел	Лим за спрегање		Можданици		Trough deck welding
	Bondeck 600	Hideck 75	Еднoредни	Дворедни	
1		√		√	√
2		√	√		√
3	√		√		√
4	полна плоча			√	

Сите испитни тела се изведени според реални услови на изведба во лабараторијата за испитување на конструкции при Градежниот факултет во Скопје.Прва фаза од припремата на испитните тела е заварување на чеп-моќданиците за челичниот профил. За сите тела кои се предмет на испитување на оваа магистерска работа, освен за полната плоча, можданицити беа заварени со постапката trough-deck-welding односно се заварувваа преку челичниот носив лим за спергање.Наредна фаза од припремата на елементите беше бетонирањето на истите.Бетонирањето е извшено според прпораките на Еврокод 4 со бетонирање прво на едната страна од испитните тела во четири страна оплата. Кога јакоста на притисок на бетонот ке достигне барем 70% од проектираната јакост на притисок, односно кога ке се добие старост на бетонот од 14 дена се продолжува со бетонирање на другата страна од испитните тела. При бетонирањето на телата се земаат бетонски примероци кои се испитани на 28 ден од бетонирањето со цел да се потврди марката на бетонот пред да се започне со испитување на испитните тела. По достигнување на староста на бетонот од 28 дена се исправуваат испитните тела и се одпочнува со нивно испитување во исправена положба како што и диктираат правилата според Еврокод 4.



Сл. 8. Бетонирање на пробнте тела

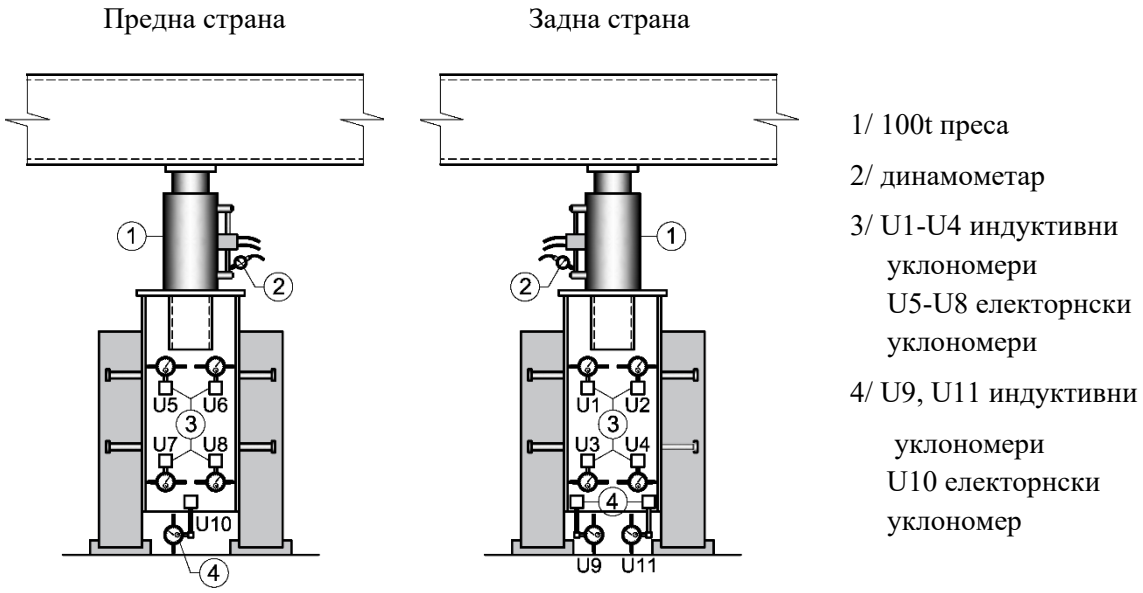


Сл. 9. Нега на бетонот

3.2 Процес на испитување

По поставувањето на целата мерна опрема и утврдување дека сите уклономери се соодветно поставени и поврзани се започнува со испитувањето. екот на испитувањето е според препораките и насоките иснесени во Еврокод 4. За да се анулираат паразитните влијанија во псрегнатиот пресек и да се осигураме дека резултатите што се добиени за пролизгувањето се точни, се врши товарење на испитното тело со сила од 40% од очекуваната сила при која ке се јави лом во телото. Наредна фаза во товарењето на испитното тело е товарење и растоварување во 25 циклуси со големина на силата 5 % до 40% од предвидената сила при која би се јавил лом во пресекот.По завршување на 25 циклуси на товарење се товари испитното тело до лом, но силата на лом не

смее да се постигне во период помал од 15 min. По постигнување на силата на лом се завршува со испитувањето на примерокот и се зачувуваат резултатите кои подоцка ке бидат прикажани во форма на сила/поместување односно (P/δ) дијаграми.



Сл. 10. Шема на товарење

Електронските уклономери и динамометарот од пресата се поврзани за електронски дата процесор HBM Quantum. Индуктивните уклономери со поврзани на друг процесор HBM Spyder 8. Двата дата процесори се поврзани со два посебни компјутери и програм Catman Easy (HBM) преку кој е извршена обработка на сигналите и се добиени резултатите од мерењето. Брзината на отчитување на софтверот е 5Hz што значи 5 отчитувања во секунда. Точноста на целата мерна опрема е ±1%.



Сл. 11. HBM Spyder 8 и HBM Quantum поврзани на HBM Catman Easy

По поставувањето на целата мерна опрема и утврдување дека сите уклономери се соодветно поставени и поврзани се започнува со испитувањето. екот на испитувањето е според препораките и насоките иснесени во Еврокод 4.

3.3 Анализа на носивост на можданик

Проектната носивост на смолкнување на цилиндрични чеп можданици автоматски заварени според EN 14555, со заварените венци во согласност со EN 13918, се определува од изразите:

$$P_{Rd}^{(1)} = \frac{0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4}{\gamma_V} \quad (6.18 \ \ EN\,1994-1-1) \tag{2}$$

$$P_{Rd}^{(2)} = \frac{0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}}}{\gamma_V} \quad (6.19 \ \ EN\,1994-1-1) \tag{3}$$

зависно кое е помало од двете, ако:

$$\alpha = 0.2 \cdot \left(\frac{h_{sc}}{d} + 1 \right) \ \text{за} \ \ 3 \le \frac{h_{sc}}{d} \le 4 \quad (6.20 \ \ EN\,1994-1-1) \tag{4}$$

$$\alpha = 1 \qquad \text{за} \ \ \frac{h_{sc}}{d} > 4 \quad (6.21 \ \ EN\,1994-1-1) \tag{5}$$

γ_V е парцијален фактор на сигурност (препорачана вредност 1.25).
d е дијаметарот на вратот на можданикот.
f_u е специфична гранична јакост на затегнување на материјалот на можданикот, но не поголема од 500 N/mm^2.
f_{ck} е карактеристична јакост на притисок за цилиндер на бетонот за разгледувана старост, со густина не помала од 1750 kg/m^3.
h_{sc} е вкупна номинална висина на можданикот.

Од претходно изнесеното, за конкретниот тип на примерок, квалитет и дебелина на бетонската плоча, вредности кои се добиваат се:

$$P_{Rd}^{(1)} = \frac{0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4}{\gamma_V} = \frac{0.8 \cdot 500 \cdot \pi \cdot 19^2 / 4}{1.25} \cdot 10^{-3} = 90.68\text{kN} \tag{6}$$

$$P_{Rd}^{(2)} = \frac{0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}}}{\gamma_V} = \frac{0.29 \cdot 1 \cdot 19^2 \cdot \sqrt{30 \cdot 33 \cdot 10^3}}{1.25} \cdot 10^{-3} = 83.33\text{kN} \tag{7}$$

$$\min\left(P_{Rd}^{(1)}, P_{Rd}^{(2)}\right) = P_{Rd}^{(2)} = 83.33\text{kN} \ \text{- со вграден коефициент на сигурност од 1.25} \tag{8}$$

За утврдување на носвоста на испитните тела во овој труд се определува само корекциониот фактор k_t за попречно поставени лимови во однос на челичниот пресек..

Проектната носивост на смолкнување која се однесува на масивна плоча (8) се множи со редукционен фактор k_t кој се определува според изразот:

$$k_t = \frac{0.7}{\sqrt{n_r}} \cdot \frac{b_o}{h_p} \cdot \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \tag{9}$$

h_p е висина на профилацијата на лимот.
n_r е бројот на можданици во пресекот.
h_{sc} е вкупна висина на можданикот, но не поголема од h_p + 75 mm.

Од претходно изнесеното, вкупната носивост на пресекот со профилиран лим поставен подолжно (лонгитудинално) на носачот, се пресметува со изразот:

$$P = 2 \cdot n \cdot \min\left(P_{Rd}^{(1)}, P_{Rd}^{(2)}\right) \cdot \gamma_V \cdot k_t \tag{10}$$

γ_V е парцијален фактор на сигурност (препорачана вредност 1.25).
n е број на можданици во попречен пресек во една страна.
$P_{Rd}^{(1)}, P_{Rd}^{(2)}$ е проектна носивост на смолкнување на можданикот.

3.4 Резултати од испитувањето

По завршеното испитување на пробните тела и откато е извршено процесирање на добиените отчитувањеа од инструментите, добиени се следниве резултати за вредностите кои покажуваат реална слика за носивоста и дуктилноста на можданиците:

1) Максималната сила P на моделот кој е испитуван, како и максималната сила за еден можданик P_1.

2) Капацитетот на проклизување δ_u, за кој се зема максималното проклизување измерено на карактеристично ниво на товарење.

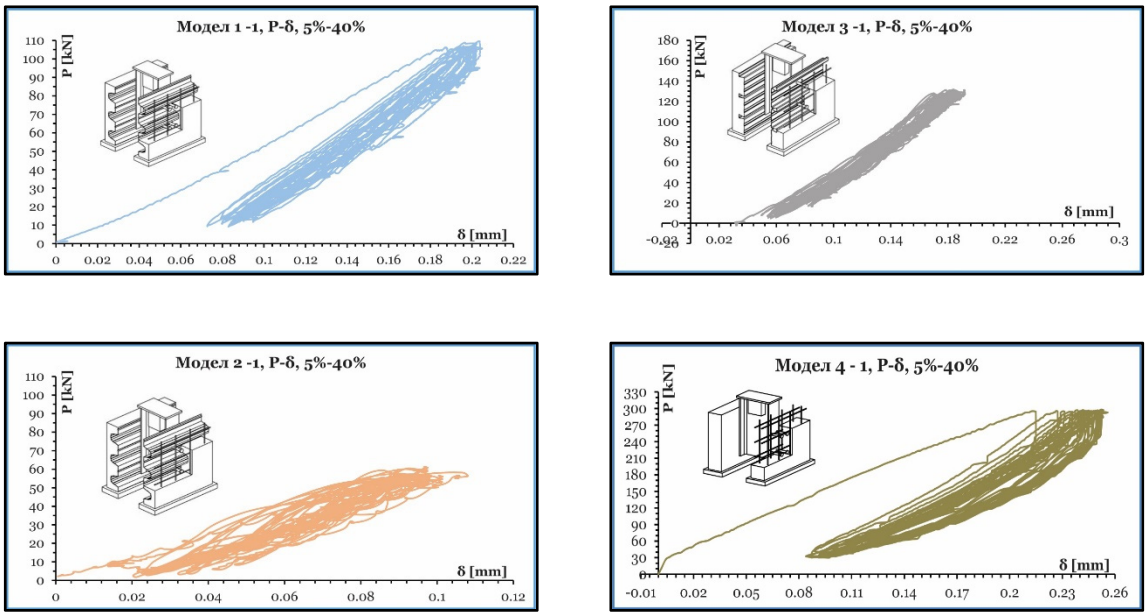
3) Карактеристичниот капацитет на проклизување δ_{uk}, преку кој се определува дуктилноста на можданикот.

Добиените резултати се обработени и ќе бидат презентирани во оваа глава од магистерскиот труд.

Табела 2. Резултати од испитаните тела

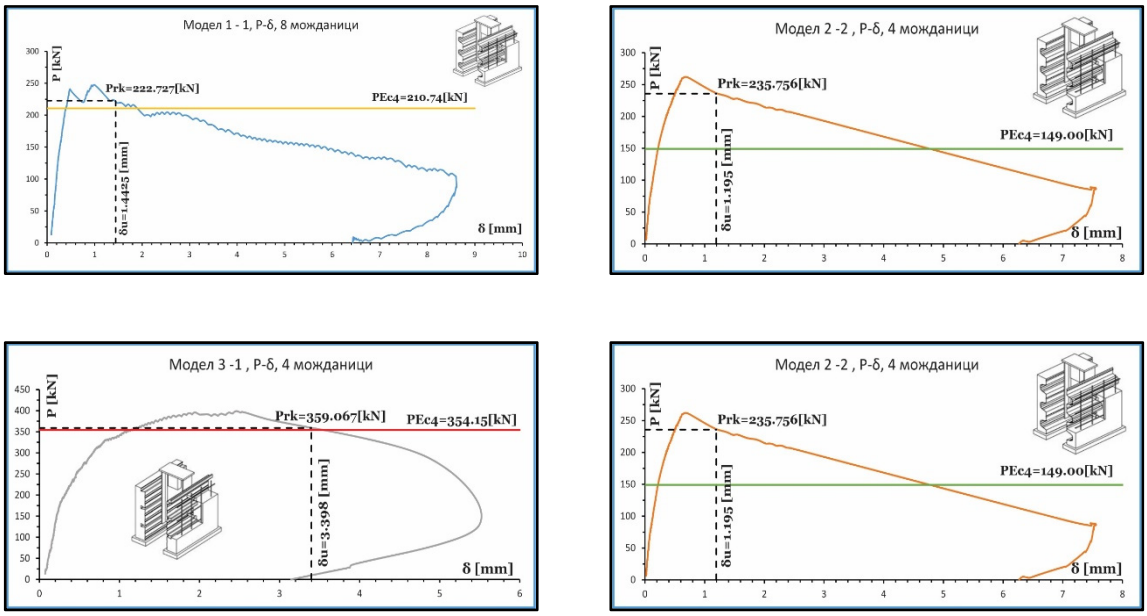
Модел	$P_{Rk,U}$ [kN]		P_{Rk} [kN]		$P_{Rk,U(1)}$ [kN]		$P_{Rk(1)}$ [kN]	
1.1	247.5	**246.2**	222.75	**221.58**	30.94	**30.78**	27.85	**27.7**
1.2	244.9		220.41		30.61		27.55	
2.1	242.9	**252.45**	218.61	**227.21**	60.73	**63.12**	54.66	**56.81**
2.2	262		235.8		65.5		58.95	
3.1	399	**416.9**	359.1	**375.21**	99.75	**104.23**	89.78	**93.81**
3.2	434.8		391.32		108.7		97.83	
4.1	944.5	**892.1**	850.05	**802.89**	118.06	**111.51**	106.25	**100.36**
4.2	839.7		755.73		104.96		94.46	

Цикличното товарење на можданиците конкретно за овој вид на испитување е извршено во 25 циклуси со нанесување на сила која е во опсег од 5% до 40% од максималната сила при која се очекува да се јави лом во пресекот.Резултатите од цикличното оптоварување се прикажани преку дијаграм сила-поместување односно, P-δ дијаграм. Резултатите од цикличното товарење во продолжение се прикажани за секој од поединечните модели.



Сл. 12. Резултати од циклично товарење на испитни тела

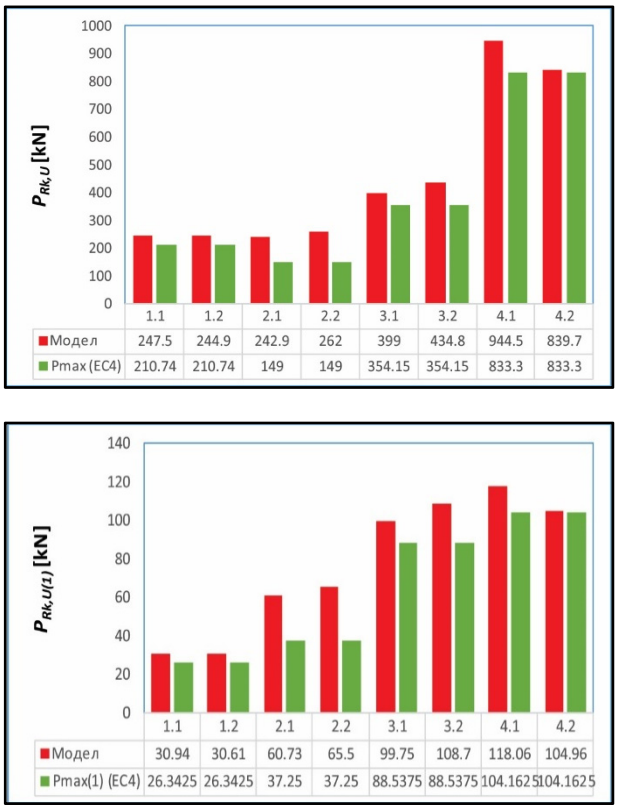
Веднаш по завршувањето на цикличното товарење, веднаш продолжува со товарење на испитниот елемент до лом. Според правилата и препораките на Еврокод 4 максималната сила при која ке се јави лом во елементоте нетреба да биде постигната во период помал од 15 минути. Во голем број од испитаните примероци максималната постигната сила при испитувањето е поголема од проектната сила која треба да ја прими примерокот.



Слика 13. Резултати од товарење до лом на испитни тела

За секое од испитаните тела е претставена максималната измерена сила $P_{Rk,U}$ и силата потребна за определување на капацитетот на пролизгување δ_u која е за 10% помала од максималната измерена сила. Воедно се претставени и резултатите кои одговараат на еден можданик односно

сила $P_{Rk,U(1)}$, исто така е дадена максималната сила намалена за 10% $P_{Rk(1)}$. За сите испитани елементи е прикажана средната вредност на максималната испитана сила $P_{Rk,U}$ за цело испитно тело, воедно и максималната добиена сила за еден можданик.Сите вредности за силите се изразени во [kN].



Сл. 14.Споредба на резултатите за $P_{Rk,U}$

Модел	δ_u [mm]	δ_{uk} [mm]		
1.1	1.443	**2.158**	1.2983	**1.942**
1.2	2.874		2.586	
2.1	1.296	**1.245**	1.166	**1.121**
2.2	1.195		1.076	
3.1	3.398	**3.21**	3.058	**2.889**
3.2	3.022		2.719	
4.1	7.789	**8.994**	6.808	**8.095**
4.2	10.199		7.004	

Табела 3. Вредности на капацитетот на пролизгување δ_u и карактеристичниот капацитет на пролизгување δ_{uk}

Во Табела 3. се прикажани максималните деформации кои се добиени при максималната измерена сила намалена за 10% , односно капацитетот на пролизгување за секој од испитаните примероци. Во табелата е прикажано исто така и карактеристичниот капацитет на пролизгување кој служи за определување на дуктилноста на можданиците. Вредностите за δ_u и δ_{uk} се прикажани во [mm].

4. ЗАКЛУЧОК

По анализата на добиените резултати од извршеното експериментално истражување на однесување на цилиндрични чеп можданици кај попречно поставени лимови, врз основа на добиените резултати можат да се изнесат следниве заклучоци :

- Кај испитните тела кои се изведени со лим за спрегање HIDECK 75 може да се забележи дека носивоста на можданиците според Еврокод 4 и резултатите од испитаните примероци е речиси иста.
- Кај лимови со затворена профилација, како што е во случајот лимот BONDECK 600, проектната сила при која е очекувано да се јави лом исто така идентична со силата при која се јави лом во испитаниот пресек

- Кај полни (масивни) плочи, кај кои заштитниот слој над можданикот е 2 cm, изразите во Еврокод 4 за определување на носивост на можданикот се во корелација со добиените резултати од експерименталното истражува. Во овој карактеристичен случај идо така докажана е дуктилноста на можданикот.

РЕФЕРЕНЦИ

[1] Цветановски П., Печатени предавања по спрегнати конструкции, 2011, Скопје, Р. Македонија.

[2] Поповски Д., Експериментално и теориско истражување на ефектите од спрегањето на челикот и бетонот кај континуирани носачи од меѓукатни конструкции, докторска дисертација,Септември 2015, Скопје, Р. Македонија.

[3] D. Popovski, P. Cvetanovski, M. Partikov, "Testing the behavior of shear connectors", MASE 16thsymposium, Ohrid, Macedonia, 2015.

[4] V. Damjanovski, P. Cvetanovski, D. Popovski, “Analysis of the behaviour of shear connectors with longitudinal sheeting and solid”, MASE 17th symposium, Ohrid, Macedonia, 2017

[5] P. Cvetanovski. D. Popovski, M. Partikov, V. Dmjanovski, “Experimental investigation of load and slip capacity of headed stud connectors in composite slabs for buildings”, Annual of the university of architecture, civil engineering and geodesy, Sofia, Volume 46, 2018

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

SS - 12

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

ЕКСПЕРИМЕНТАЛНО И АНАЛИТИЧКО ОПРЕДЕЛУВАЊЕ НА РОТАЦИОНАТА КРУТОСТ КАЈ " Т " ЈАЗЛИ

Миле ПАРТИКОВ[1], Петар ЦВЕТАНОВСКИ [2]

АПСТРАКТ

Во овој труд дадена е една поопсежна и комплексна анализа на незајакнати Т-јазли изведени од затворени кутијасти профили. Со цел да се определи ротационата крутост на Т-јазлите и влијанието на геометриските карактеристики на јазелот, вклучувајки го односот ширина-дебелина на појасот, соодносот на ширината на исполната со ширината на појасот, извршена е компаративна анализа на однесувањето на реални моделски испитувања и математички 3Д модели. Математичките модели се изработени со тродимензионални (BRIC) конечни елементи во софтверскиот пакет SOFISTIK зададени со осум точки во просторот. Јазелот е анализиран со статичка нелинеарна анализа. Користена е само материјалната нелинеарност бидејќи беше утврдено дека геометриската нелинеарност нема големо влијание на добиените резултати туку само го зголемува времетраењето на анализата за околу 10 пати. Користен е билинеарен материјален модел со оцврснивање E/100 согласно препораките на Еврокод 3 Дел 1-5 Анекс С.

Резултатите од истражувањето покажуваат дека, кога разликата во димензиите на исполната и појасот се поголеми, ротационата крутост на јазлите опаѓа и тие јазли се однесуваат како полу-крути. Штом димензиите на исполната се приближуваат до димензиите на појасот, ротационата крутост на јазелот се зголемува и тие може да ги задоволат и условите за апсолутно крути јазли.

Клучни зборови: *Вирендел; Невкрутен, Јазел; Крутост;*

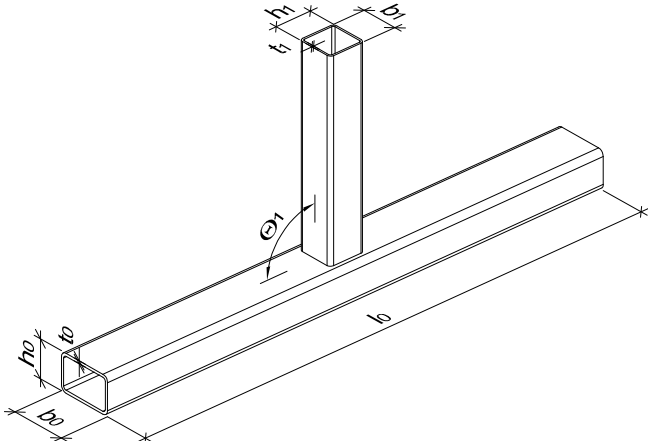
[1] асист. м-р Миле Партиков, Градежен факултет, Универзитет "Св. Кирил и Методиј", Скопје, Република Северна Македонија, partikov@gf.ukim.edu.mk
[2] Проф. д-р Петар Цветановски, Градежен факултет, Универзитет "Св. Кирил и Методиј", Скопје, Република Северна Македонија, cvetanovski@gf.ukim.edu.mk

1. ВОВЕД

Вирендел носач за прв пат бил предложен од Arthur Vierendeel во 1896 година. Овој носач е составен од појаси (Chord members) и исполна (Brace members) составена од елементи кои скоро секогаш се под агол од 90^0 во однос на појасите.

Стандардната процедура за пресметување на вирендел носачи се состои во тоа да јазлите се претпоставуваат како апсолутно крути, што пак кај носачи составени од квадратни (SHS) и правоаголни (RHS) профили е доста редок случај. Кај класичните решеткасти носачи (составени од вертикална и дијагонална исполна) при гранична состојба на носивост јазлите се однесуваат речиси зглобно и во исполната се јавуваат само аксијални сили на притисок или затегање. Јазлите од вирендел носачите можат да бидат крути или полукрути, а во елементите од исполната се јавува значителен момент на свиткување како и аксијални и трансверзални сили.

Основен тип на јазел кај овие носачи претставува т.н „Т – јазел" натоварен доминантно со момент на свиткување во рамнината на јазелот. Основните димензии и параметри на „Т – јазелот" се дадени на Сл.1.

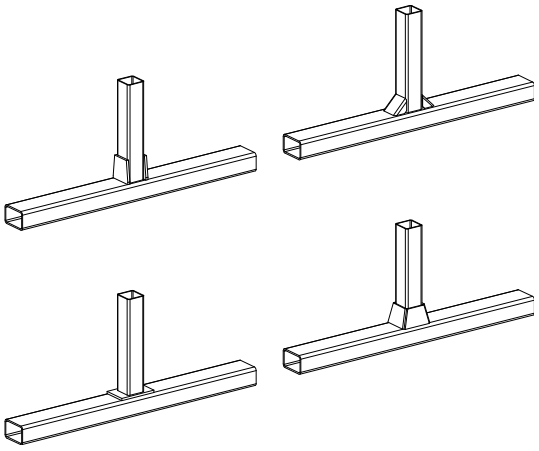


$$\alpha = \frac{2l_0}{b_0}; \quad \beta = \frac{b_1}{b_0}; \quad 2\gamma = \frac{b_0}{t_0};$$

$$\tau = \frac{t_1}{t_0}; \quad n = \frac{\sigma_0}{f_{y0}}$$

Сл. 1. Параметри на „Т – јазел" (незајакнат)

Досегашните истражувања на однесувањето на јазлите од вирендел носачите биле концентрирани на незајакнати (Сл.1) и зајакнати (Сл.2) изолирани јазли натоварени со хоризонтална сила преку вертикалата при што се определувала носивоста на јазелот како и зависноста момент – ротација.



Сл. 2. Типови на зајакнати јазли кај вирендел носачи

Рамнински јазли составени од квадратни (SHS) и правоаголни (RHS) профили, товарени со момент на свиткување во рамнина на јазелот, истражувани се од Duff (1963), Redwood (1965), Cute et al. (1968), Mehrotra и Redwood (1970), Lazar и Fang (1971), Wardenier (1972), Mehrotra и

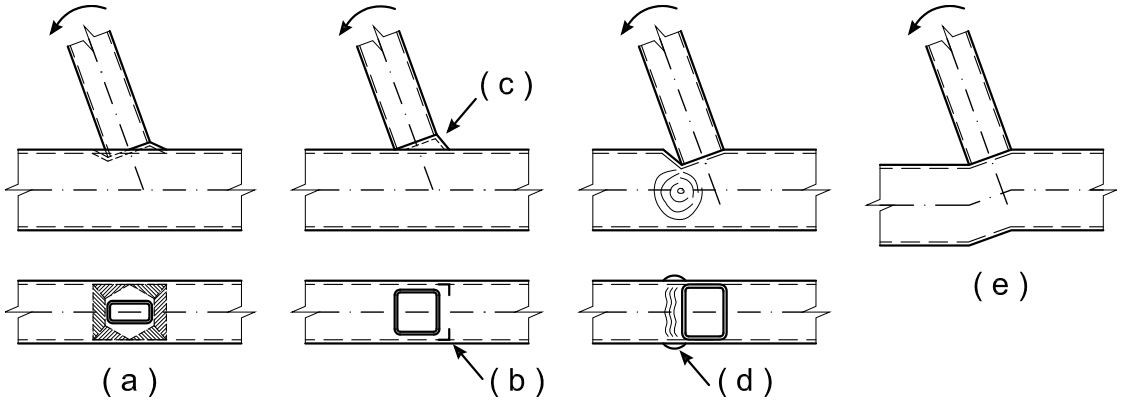
Govil (1972), Staples и Harrison, Brockenbough (1972), Korol et al. (1977), Korol и Mansour (1979), Kanatani et al. (1980), Korol et al. (1982), Korol и Mirza (1982), Mang et al. (1983), Davies и Panjeh Shahi (1984), Szlendak и Brodka (1985, 1986a, 1986b), Szlendak (1986,1991), Kanatani et al. (1986), и Yeomans и Giddings (1988).

Општ заклучок од досегашните истражувања на невкрутени изолирани јазли е дека носивоста и крутоста на јазлите се намалува со:

- зголемување на соодносот ширина-дебелина ($2\gamma=b_o/t_o$) на појасот
- намалување на соодносот на ширините на појас-исполна ($\beta=b_1/b_o$)

Еврокод 3 Дел 1-8 [1] не дава критериум за класификација на овие јазли. Вирендел носачите може да се разгледуваат како моментни рамовски системи, но класификацијата на јазлите, согласно Еврокод 3 за рамовски системи е неприменлива што е покажано со истражувањето на Wang и Chen (2005) [2].

Korol et al. (1977) [3] дава предлог емпириска формула за прогнозирање на максималниот носив момент на јазелот, но овој момент јазелот го постигнува за сметка на преголеми деформации во иститот. Поради ова, во пракса, моментниот капацитет на овие јазли може да се определи на начин сличен како кај „T – јазли“ товарени со аксијална сила, и тоа преку граничен капацитет на контактот помеѓу појасот и исполната, или преку деформационен/ротационен капацитет предложен од Wardenier (1982) [4]. Овој пристап на пресметување е применлив ако се зема во предвид еден од возможните модели на лом за ваков тип на јазли, прикажани на Сл.3.



Сл. 3. Карактеристични типови на лом кај јазли од SHS и RHS профили натоварени со момент на свиткување (Wardenier, 1982)

a) пластифицирање на ѕидот од појасот
b) лом во појасот преку пробивање
c) лом во исполната
d) извивање (губење на стабилност) на страничните ѕидови на појасот
e) смолкнување на појасот

Носивоста на јазлите кај вирендел носачите треба да се редуцира за сметка на постоењето на аксијална сила во исполната.

При гранична носивост, аголните завари во зоната на јазелот треба да имаат доволен носив и ротационен капацитe за да ја следат деформацијата на јазелот, како и да обезбедат прераспределба на влијанијата. Дебелината (a) на аголните завари во зоната на јазелот треба да ги исполнуваат условите кои важат и за аксијално товарени јазли и истата е директно зависна од дебелината на ѕидот (t) на профилот кој се заварува како и од квалитетот на материјалот. Согласно факторот на корелација кој зависи од квалитетот на материјалот даден во табела 4.1 од Еврокод 3 Дел 1-8, при изведување на заварите кај јазлите од цевкасти профили се препорачува минимална дебелина $a \geq 0.92t$ за S235 па се до $a \geq 1.48t$ за S460 .

Ефективноста на аголните завари директно зависи од параметрите 2γ и τ. За да биде целиот завар вклучен во носивоста потребно е што е можно помали вредности на овие параметри.

Јазлите од квадратни (SHS) и правоаголни (RHS) профили кои имаат соодноси $\beta < 0.85$ и $b_o/t_o>16$ се однесуваат како полукрути, и речиси секогаш носивоста е дефинирана преку пластификација на ѕидот од појасот за кој е поврзана исполната. „Т – јазлите" кои имаат моментна носивост еднаква на моментниот капацитет на елементот од исполната, може да се сметаат за јазли со полна крутост (крут јазел). Анализата на рамовски систем (каков што е вирендел носачот) со полукрути јазли треба да се спроведе со земање во предвид на карактеристиката сила-поместување (момент-ротација) на јазлите. Оваа карактеристика на јазлите може да се добие со анализа на јазлите со конечни површински или волуменски елементи, со лабораториски испитувања или да се користат резултати од досегашни испитувања [5].

2. ПРЕДМЕТ И ЦЕЛИ НА ИСТРАЖУВАЊЕТО

Со претпоставување на однесувањето на јазлите како идеално зглобни или крути се врши значително поедноставување на процедурата за пресметување. Полукрутите јазли кај вирендел носачите имаат значително влијание во распределбата на нормалните напрегања, зголемени деформации, критичните товари на извивање и сопствените фрекфенции.

Предмет на истражување во овој труд ќе бидат ефектите од геометриските карактеристики на незајакнати „Т-јазли" врз ротационата крутост. За потребите на ова истражување соодносот ширина-дебелина $2\gamma=b_o/t_o$ се менува и е усвоен да биде 20, 25 и 33.3 а соодносот на ширините на појасот и исполната $\beta=b_1/b_o$ изнесува 0.4, 0.5, 0.6 и 0.7.

Цел на истражувањето е да преку реални модели во вистинска големина експериментално се добијат крутосните карактеристики (момент-ротација) на овие јазли и истите се искористат за „баждарење" на 3Д аналитички модели изработени во софтверскиот пакет SOFISTIK.

3. МОДЕЛИ ЗА АНАЛИЗА

Најточен метод за моделирање на јазлите е со тродимензионални модели со конечни елементи. На овој начин, влијанието на геометријата на јазелот директно се зема во предвид.

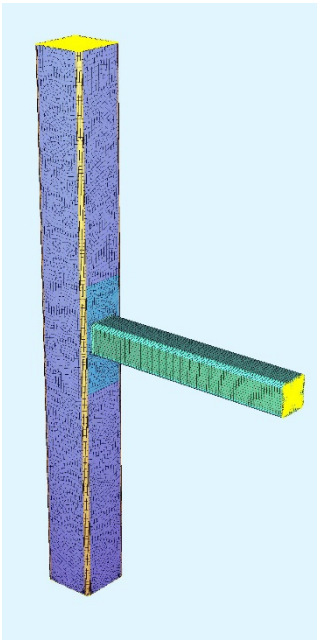
За потребите на ова истражување, како што беше погоре споменато, изработен е параметарски модел во софтверскиот пакет SOFISTIK преку неговиот модул за внесување на податоци TEDDY. Користени се тродимензионални „BRIC" конечни елементи дефинирани со осум точки во просторот. Појасот на јазелот (SHS100x3,4,5) е со висина од 1000mm и истиот е поделен на три дела. Средниот дел, каде што е врската со исполната е со висина од 200mm и е моделиран со погуста мрежа на конечни елементи чија што димензија не надминува 5x5mm, радиусот на појасот е поделен шест еднакви делови а дебелината на појасот е поделена на два дела за вредности на $2\gamma=25$ и 33,3 а дебелината на појасот со $2\gamma=20$ е поделена на три дела (Сл.4). Горниот и долниот дел од појасот во висина од по 400mm каде што нема никакви ефекти од моментот нанесен на контактот и со цел да се намали времето потребно за решавање на моделот е моделиран со „погруба" мрежа на конечни елементи чија што димензија не надминува 10x10mm додека радиусите на појасот се исти како и во центалниот дел (Сл.4).

Вертикалите во моделот (40x40,50x50, 60x60 и 70x70) се со должина од 400mm и истите се моделирани со димензии на конечните елементи исти како и средниот дел на појасот а радиусите се исто така поделени на шест еднакви делови. Целата висина на вертикалата е „екструдирана" со висина на конечните елементи не поголеми од 5mm а дебелината на цевката е поделена исто како и појасот (Сл.4). Во моделот е моделиран и аголниот завар чија што дебелина е земена како средна вредност од измерените дебелини на реалните модели.

Потпирањето е моделирано така што сите точки на појасот се поврзани со тежиштето на попречниот пресек со крути елементи и во тежишната точка се поставени неподвижни зглобни лежишта. Должината на појасот (параметар α) е така избран да начинот на ослонување не влијае на крутоста на јазелот.

Поради потребите на опремата за нанесување на силата, исполната е изработена со должина од 500mm а силата се нанесува на растојание од 400mm мерено од лицето на појасот.

Во математичкиот модел силата во јазелот се внесува тежиштето на исполната а таа точка е поврзана со со исполната исто така преку крути елементи.





(a) (b)

Сл. 4. Математички и експериментален модел

За потребите на ова истражување извршено е испитување на материјалните карактеристи за секоја дебелина што е користена при што се добиени испитните карактеристики напрегање-дилатација. При моделирање на материјалот во софтверскиот пакет SOFISTIK потребно е да се изврши трансформација на испитните вредности со цел да се добијат "вистинските" вредности на дилатацијата и напрегањата согласно Еврокод 3 Дел 1-5 Анекс С (6).

$$\varepsilon_{true} = \ln(1+\varepsilon) \quad ; \quad \sigma_{true} = \sigma(1+\varepsilon)$$

каде што:

ε_{true} – "вистинска дилатација"
ε – номинална (испитана) дилатација
σ_{true} – "вистинско напрегање"
σ – номинално (испитано) напрегање

Средните делови од кутијастите профили се моделирани со овој материјал додека пак во ќошињата, поради ладното обликување доаѓа до зголемување на границата на развлекување и тие зони се моделирани со граница на развлекување согласно формулата дадена во Еврокод 3:

$$f_{ya} = f_y + k * n * \frac{t^2}{A} * (f_u - f_y)$$

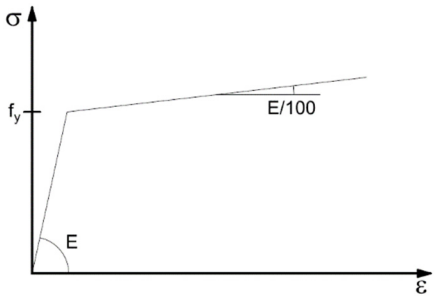
каде што:

f_y - граница на развлекување на основниот материјал (MPa)
f_u - граница на кинење на основниот материјал (MPa)
t - дебелина на ѕидот на профилот (mm)
k – коефициент кој зависи од начинот на обликување на профилот
(k = 7 за ладнообликувани профили)

n – број на заоблувања на профилот под агол од 90^0 со внатрешни радиуси <5t

Зголемувањето на границата на развлекување во зоните на ладно обликување не смее да биде поголемо од 20% од основната граница на развлекување.

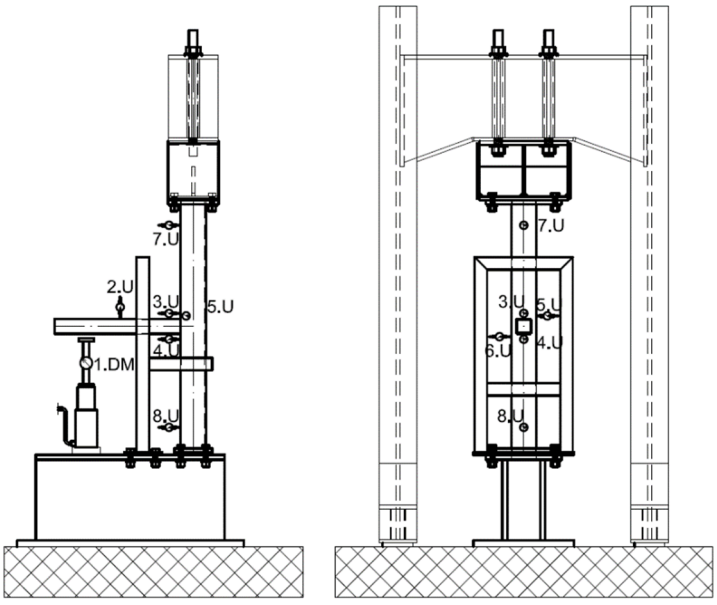
Двата материјали се моделирани како „Von Misses“ т.е со билинеарен дијаграм (Сл.5) напрегање-дилатација (σ–ε) при што првата „гранка“ на дијаграмот ја дефинира еластичната област на материјалот со соодветната граница на развлекување (f_y) и модулот на еластичност (E) а втората „гранка“ ја дефинира пластичната област. За пластичната област е направена компаративна анализа за оцврснувањето на пластичните дилатации при што се користени двата опишани модела во Анекс С. Споредени се резултатите на моделите со виситинското оцврснување според испитаните карактеристики и оцврсување кое е 1/100 од вистинскиот модул на еластичност. Како што е нагласено во повеќе научни истражувања, за вредности на пластичните дилатации до 5% (максимална дозволена дилатација) двата модела даваат приближно исти резултати што беше случај и во ова истражување па затоа сите анализи се направени со оцврснување на пластичните дилатации E/100.



Сл. 5. Билинеарен дијаграм напрегање-дилатација (σ–ε)

Јазелот е анализиран со статичка нелинеарна анализа. Користена е само материјалната нелинеарност бидејќи беше утврдено дека геометриската нелинеарност немаше големо влијание на добиените резултати туку само го зголемуваше времетраењето на анализата за околу 10 пати.

При лабораториското испитување на јазлите мерени се карактеристични параметри на 8 мерни места (сл.6) кои беа поврзани со повеќеканален мерен инструмент (QUANTUM). На мерно место 1 е поставен динамометар за контрола на силата која е нанесувана со помош на хидраулична преса. Мерно место 2 е уклономер кој го мери поместувањето на исполната. Мерните места 3, 4, 5 и 6 се индуктивни уклономери кои ги мерат локалните деформаци на страните од појасот предизвикани од исполната. Мерните места 7 и 8 ја мерат „глобалната“ ротација на појасот (доколку ја има) за да може да се изврши корекција на локалните деформации во точките 3 и 4. Сите мерења се во реално време со фрекфенција на запис на податоците од 5Hz.

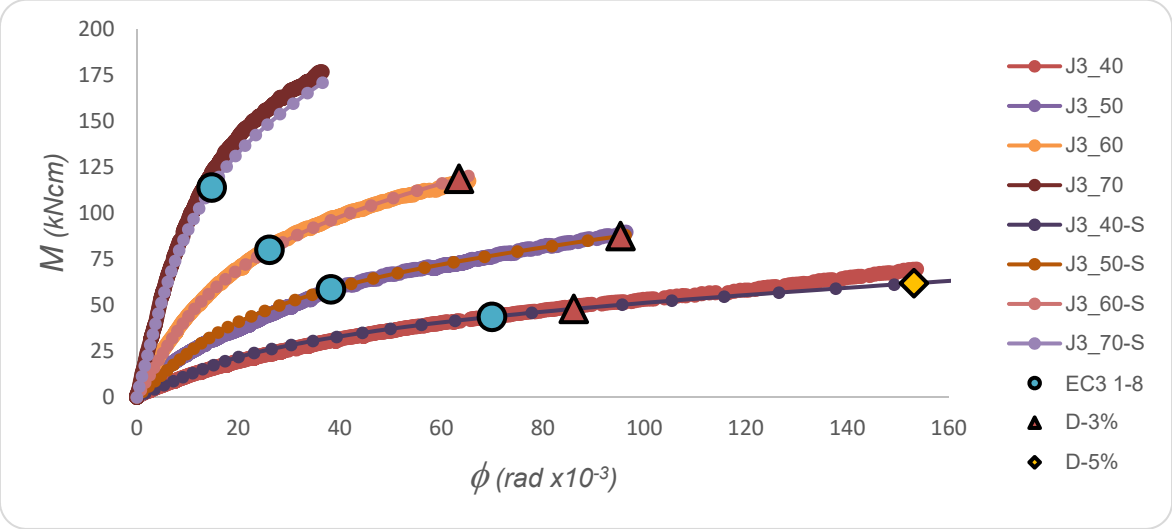


Сл. 6. Шема на мерни места и мерни инструменти

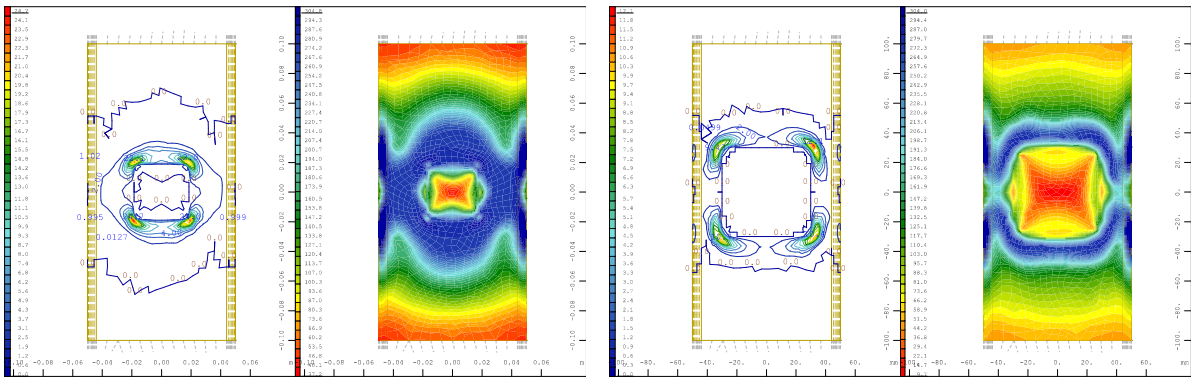
4. РЕЗУЛТАТИ ОД АНАЛИЗИТЕ

4.1. СЕРИЈА “ *J3“ (nojac SHS100x3 ; исполна SHS40,50,60,70 x 3)*

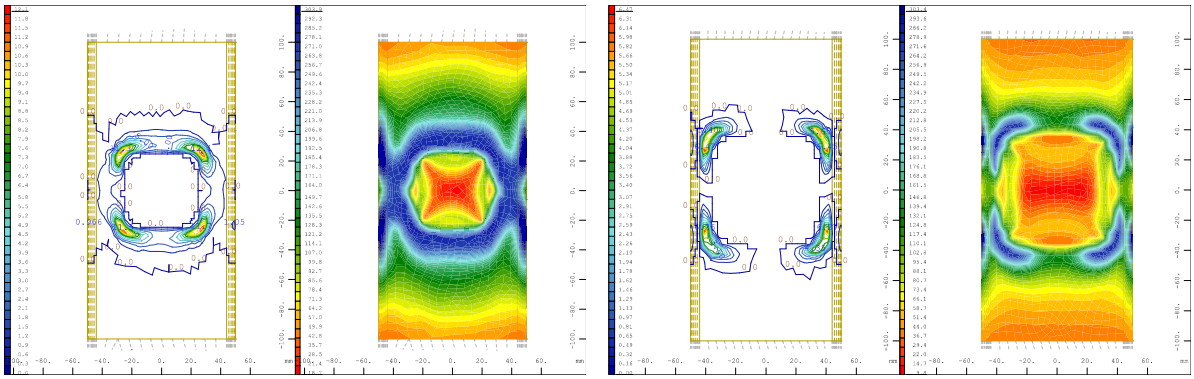
$$\alpha = \frac{2*1000}{100} = 20; \quad \beta = 0.4 \div 0.7; \quad 2\gamma = \frac{100}{3} = 33.3; \quad \tau = 1$$



Сл. 7. М-Ф зависност за јазли од серија “J3“



$\beta = 0.4$ $\beta = 0.6$

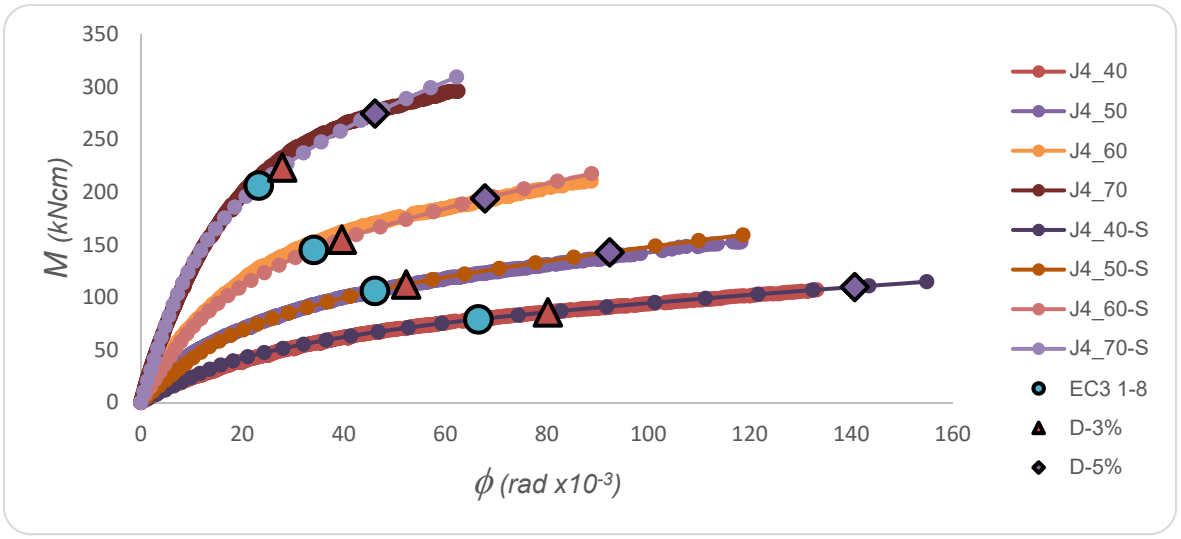


$\beta = 0.5$ $\beta = 0.7$

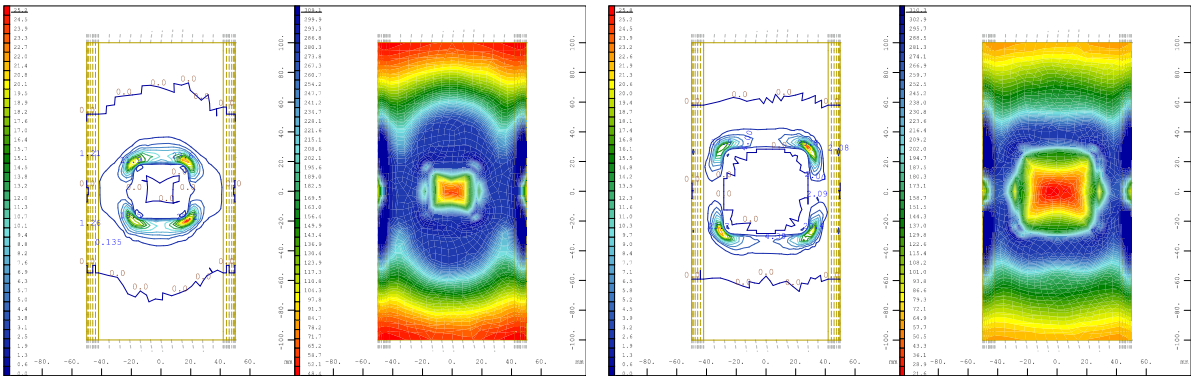
Сл. 8. Пластични дилатации и напрегања Вон Мисес за јазли од серија “J3“

4.2. СЕРИЈА *“ J4“ (појас SHS100x4 ; испона SHS40,50,60,70 x 4)*

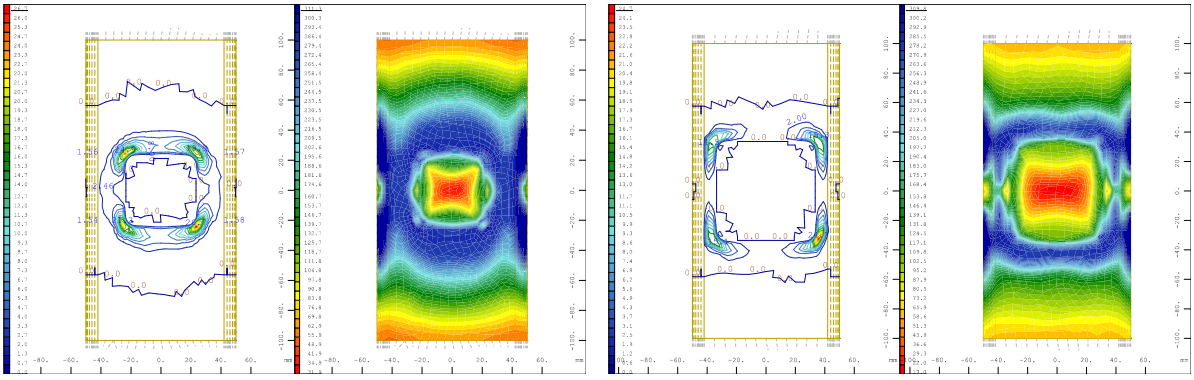
$$\alpha = \frac{2*1000}{100} = 20; \quad \beta = 0.4 \div 0.7; \quad 2\gamma = \frac{100}{4} = 25; \quad \tau = 1$$



Сл. 9. М-Ф зависност за јазли од серија “J4“



$\beta = 0.4$ $\beta = 0.6$

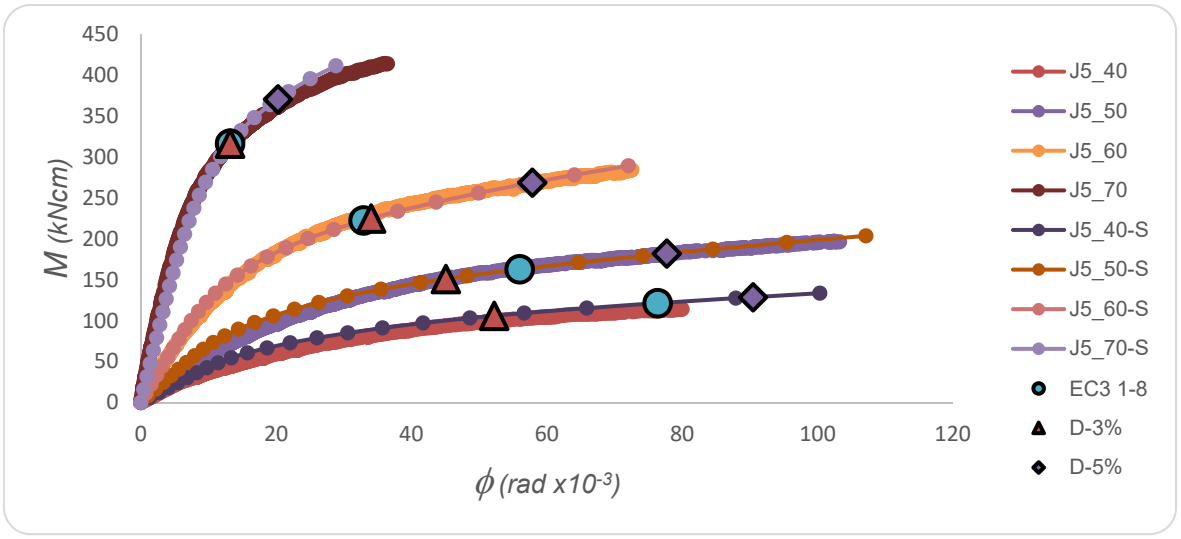


$\beta = 0.5$ $\beta = 0.7$

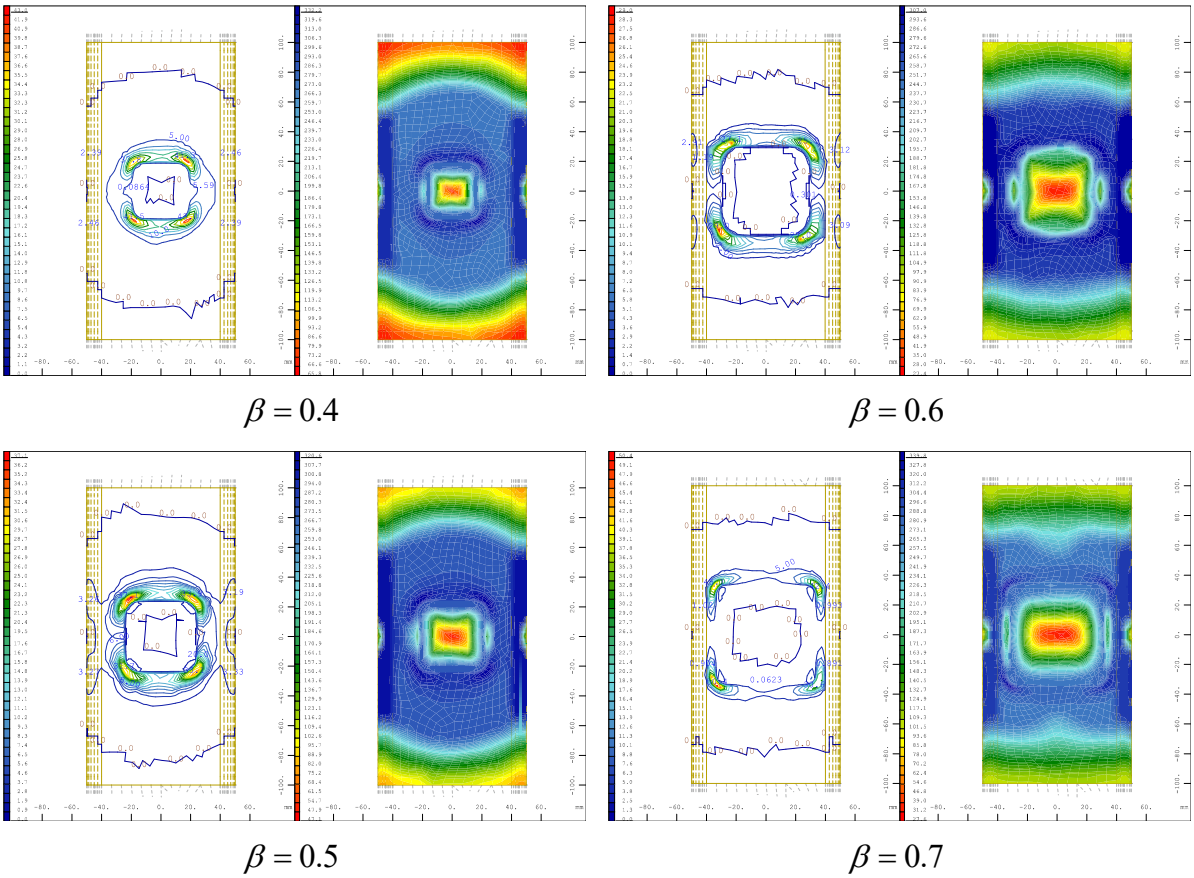
Сл. 10. Пластични дилатации и напрегања Вон Мисес за јазли од серија “J4“

4.3. ЈАЗЕЛ “ *J5“ (појас SHS100x5 ; испона SHS40,70 x 4 ; SHS50,60 x 5)*

$$\alpha = \frac{2*1000}{100} = 20; \quad \beta = 0.4 \div 0.7; \quad 2\gamma = \frac{100}{5} = 20; \quad \tau = 0.8 \div 1$$



Сл. 11. М-Ф зависност за јазли од серија “J5“



$\beta = 0.4$ $\beta = 0.6$

$\beta = 0.5$ $\beta = 0.7$

Сл. 12. Пластични дилатации и напрегања Вон Мисес за јазли од серија “J5“

5. ЗАКЛУЧОК

Од извршената анализа на лабораториски испитаните модели и соодветните аналитички 3D модели може да се заклучи дека аналитичките модели даваат прифатливи вредности за однесувањето на јазлите во однос на испитаните модели и пресметките дадени во Еврокод 3 Дел 1-8, Табела 7.14. За помалите вредности на β поклопувањето на резултатите е речиси идеално, додека пак за поголемите вредности на β кои се блиску до горната граница дефинирана во Еврокод ($\beta = 0.85$) се забележува одредено остапување на крутоста од 3D моделот и испитаниот модел што е покажано и со други истражувања [6]. Ова отстапување се случува по почеток на пластифицирање на лицето на појасот што е доста подалеку од проектната носивост и истото не преставува проблем за понатамошна анализа. Од резултатите може да се забележи дека носивоста на јазлите за $0.4 < \beta \leq 0.6$ е дефинирана од условот за употребливост кој дозволува максимална локална деформација на лицето на појасот од 1% од ширината на цефката ($0.01b_0$) при што максималната пластична дилатација е помала од 3%. Јазлите со $0.6 < \beta \leq 0.85$ тешко се постигнува условот од 1% а и да се постигне тоа е за сметка на големи пластични дилатации (>5%).

ЛИТЕРАТУРА

[1] EUROCODE 3. EN 1993-1-8, Design of steel structures Part 1.8: Design of joints, Brussels, CEN-European Committee for Standardisation, 2005.

[2] Wang W., Chang Y., “Modeling and classification of tubular joints rigidity and its effect on the global response of CHS lattice girders”, Structural Engineering and Mechanics, vol. 21, No. 6 , 2005.

[3] Korol, R.M., El-Zanaty, M., & Brady, F.J., 1977: Unequal width connections of square hollow sections in Vierendeel trusses. Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 4, No. 2, pp. 190-201.

[4] Wardenier, J., 1982: Hollow section joints, Delft University of Technology, Delft, The Netherlands.

[5] J.A. Packer, J. Wardenier, X.-L. Zhao, G.J. van der Vegte and Y. Kurobane “Design Guide for rectangulat hollow section (RHS) joints under predominantly static loading, second edition, by CIDECT, 2009.

[6] G.Z.Qiu & J.C. Zhao, “Experimental research and parameter analysis on rigidity of unstiffened tubular X-joints Tubular Structures XII.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanskiodredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

SS - 13

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

35 YEARS HISTORY OF ONE UNPREDICTABLE INCIDENT WITH STEEL-CONCRETE COMPOSITE BRIDGE IN BULGARIA

Doncho PARTOV[1], Lazar GEORGIEV[2], Stoyan IVANOV[3], Radoslav NIKOLOV[4]

ABSTRACT

Assembling bridge facilities of metal before 1968 was a rare practice in Bulgarian construction work. All big bridge structures built during the major reconstruction of the road arteries in Bulgaria, which started after the April of 1956 , have been made of reinforced concrete ever since, until today. Only due to the regulations adopted, as regards the trans-ocean ship sailing across the "Black Sea–Devnya" route, was it stipulated in 1975-1976 that steel should be used for making the central span of the Asparouhov Bridge in Varna. Once again, some extraordinary circumstances led to certain project plan changes on the viaduct parameters at $226^{th+884th}$ km of Hemus highway on the stretch Vitinya – Praveshki Hanove. The spanned-over dry ravines, turned out to be land-sliding zones, which ensued the project plan to be reconsidered, therefore decision was made that the facilities, were to be made of prefabricated reinforced concrete beams, onto steel structures. The paper deals with the design approach and the construction process of the second large steel orthotropic bridge in Bulgaria. The bridge structure was designed as a six-span continuous steel-composite continuous beam of 6 spans (60m+ 40x72,5m + 60m), but after unpredictable incident happened by its erection, the reinforced concrete slab was replaced with a steel orthotropic plate. The bridge consists of two parallel parts which carry the traffic in two opposite directions. It is of great importance to mention the fact, that the steel structure was engineered and designed by Bulgarian specialists. The most spectacular and large bridge in Bulgaria and one of the largest in South-East Europe – Bebres bridge on the subway Sofia - Varna was put into operation in 1986.

Keywords: *Orthotropic plate, Unpredictable incident, Construction methods, Three-span continuous beam, design approach, Technology of assembling*

[1] Professor, Ph.D. CEng., University of Structural Engineering and Architecture" L. Karavelov", Sofia, Bulgaria, partov@vsu.bg
[2] Associated Professor, Ph.D., CEng, University of Architecture, Civil Engineering and Geodesy, Sofia, Bulgaria, ldg_77@abv.bg
[3] Chief Assistant Professor, Ph.D., CEng, University of Architecture, Civil Engineering and Geodesy, Sofia, Bulgaria, stoyan_denkov@yahoo.com
[4] Mag. Student, CEng. University of Structural Engineering and Architecture" L. Karavelov", Sofia, Bulgaria, radoslav.nikolov91@gmail.bg

1. INTRODUCTION

Assembling bridge facilities of metal before 1968 was a rare practice in Bulgarian construction work. All big bridge structures built during the major reconstruction of the road arteries in Bulgaria, which started after the April of 1956 , have been made of reinforced concrete ever since, until today. Only due to the regulations adopted, as regards the trans-ocean ship sailing across the "Black Sea–Devnya" route, was it stipulated in 1975-1976 that steel should be used for making the central span of the Asparouhov Bridge in Varna(Braynov, Dimitrov, and Staykov 1977[1]). Once again, some extraordinary circumstances led to certain project plan changes on the viaduct parameters at $226^{th+884th}$ km of Hemus highway on the stretch Vitinya – Praveshki Hanove. The spanned-over dry ravines, turned out to be land-sliding zones, which *ensued* the project plan to be reconsidered, therefore decision was made that the facilities, were to be made of prefabricated reinforced concrete beams, onto steel structures(Partov and Dinev, 2014[9]).

2. GENERAL DESCRIPTION OF THE BRIDGE STRUCTURE VIDUCT-1 AT 26^{+884th} km

Viaduct - 1 (Fig. 1) is located in a a situation with a longitudinal slope of 4.61% and on a horizontal curve with a radius of 850m. The bridge construction is a steel-concrete composite continuous beam of 6 spans (60m+ 4x72,5m + 60m) with a total length of 410m(Mladjov, Bonchev and Grechenliev, 1985[8]).

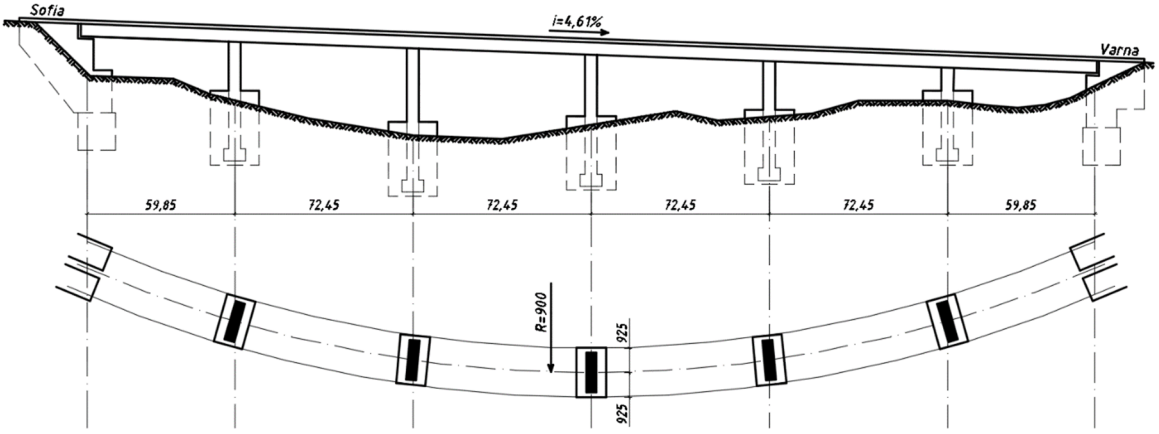
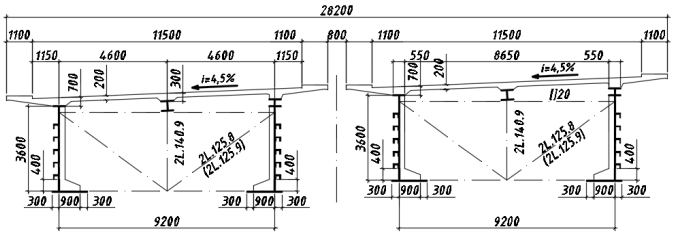
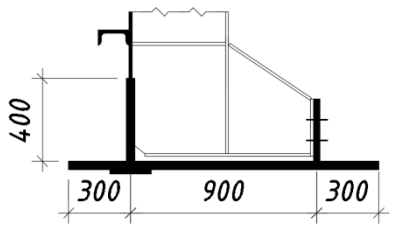


Fig. 1. Longitudinal view of the bridge

The right and left-hand-side road decks were carried upon and supported by separate steel structures of a "continuous-beam" static scheme. For each road-lane, the main structure consists of two steel girders, each of 3636mm height, and at 9200mm apart(Figures 2a,b)(Staykov, 1985, 1986[11,12]).



a)

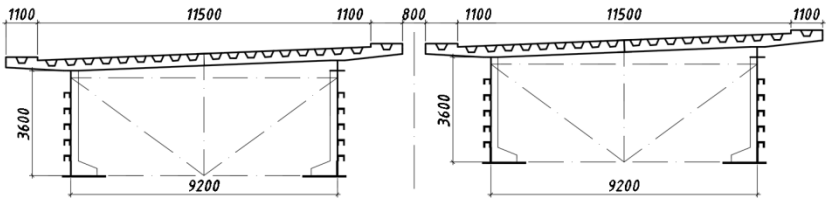


b)

Fig. 2a:Cross section of the composite steel-concrete bridge Fig. 2b: Detail of the lower part of the main beam

In the initial project, a composite steel - reinforced concrete top structure was designed(Figures 2a,b). The main beams are made with an asymmetrical cross-section, the upper flange of the beams are made of sheet steel with dimensions of: -20.450 mm. The wall of the beam has dimensions: -16.3600mm. The

lower flange is made of sheet steel with dimensions: -16.1500mm. He is reinforced longitudinally with a local rib resistance (-16.300mm), placed 900 mm from the beam axis(Fig. 2a). The road deck was developed as being constructed of monolithic reinforced concrete that had been put under presstresed condition upon the supports(Staykov,1985,1986[11,12]). The main girders are connected each other by steel transverse stability truss construction in every 3150mm distance mounted (along the highway axis)(Fig. 2), with the aim to provide stability of the structure during assembly of the all bridge construction. On the lower band at the level of the lower flange, an X- like wind stability truss construction is provided. To reduce the thickness in the middle, the reinforced concrete slab is supported on a longitudinally extending beam, made from a double T- cross section, with a height of 400 mm(Fig.3a). The same is supported on the upper belt of the steel transverse stability truss construction. The upper belt of the transverse stability links is made with a closed cross-section of two hot rolled profiles П20, facing each other and welded with a continuous weld along the length of their belts. The verticals are made of two hot-rolled angular profiles facing each other in the dimensions: 2Г140.140.10mm. The diagonals are made of two hot rolled angled profiles, placed side by side with dimensions: 2Г 140.140.10mm. The lower belt cross section is made of two hot-rolled angled profiles, placed side by side with dimensions: 2Г 125.125.8 mm. Wind bracing link in the lower belt bridle is made of two hot-rolled angular profiles placed side by side in dimensions: 2Г 125.125.9 mm. After taking into account the differences in the lengths of the spans following the inclining terrain and in the horizontal projection, their lengths were corrected by 50 cm. After an accident of the left part of the structure (in the direction of the growing kilometer) due to considerable difficulties on the formwork and while performing the prestressed work, and also due to observing the deadline of time of the put in the operation, the reinforced concrete slab was replaced with a steel orthotropic plate (Fig. 3a and Figure 3b)(Staykov ,1985,1986[11,12]).

a) 

b) 

Fig. 3a.: Cross section of the steel bridge with orthotropic deck Fig. 3b. Steel bridge with orthotropic deck

For manufacture of the steel bridge is used the rolled steel sheets, which are produced locally, following steel grade St09G2B–M. To ensure the local stability of the 12 mm thick web, longitudinal stiffened ribs by hot-rolled channel sections П 160 mm deep are provided on the outside of the web, simplifying the implementation of the internally located vertical ribs(Fig. 3a). According[11,12] the lower structure comprises caissons (a well-like enveloping structure), each one of a diameter larger than the outer size of the foundations, which allows for preliminary detection of shifting of earth layers and making the adequate corrections in the abutment sections of the top structure. On Figure 4a is view on the caissons protected the foundations of columns against cutting of earth layers. The bridge structure is supported *on the abutments by Creutz steel roller supports*(Fig. 4b), and the pier supports by elastomeric bearing pads produced by Gumba GmbH(Fig. 4c). The greater challenge was the proper fitting of the neoprene bearing pads - having been set in the calculations at a temperature of 10°C, and even more so, keeping in mind that the columns are sufficiently slender and therefore may become highly deformable. The project was developed by a team led by Professor D.Dimitrov(1923-2009).

a)  b)  c) 

Fig. 4a. View on the caissons Fig. 4b. Creutz steel roller supports Fig. 4c: Elastomeric bearing pads on the columns

3. SOME PRINCIPLES OF TECHNOLOGY OF ASSEMBLAGE OF THE BRIDGE

The factory-made sections are fully welded. All various mountings of the connecting joints on the main beams are done by using high-strength bolts. The elements of the roadway orthoropic plate are connected by performing welding seams, as the elements are also welded to the already mounted main beams.(Staykov,1985,1986[11,12]). At the production site of "ZMK" Kremikovtzi, the largest metalworking company of Bulgaria, an installation trial of the main transversal beams and of the elements of the lower weatherproof connection was carried out, where at the holes for the mounting joints were drilled, too. The two-hole elements were mounted, where at the last section (segment) of the previous stage is taken a first segment in the next phase. The purpose of the test-trial installation is to ensure the exact spatial geometry of the metal structure during final Assembly. The test-trial installation was carried out onto a flat-plane assembly-site while adjustments of the lengths to measure the longitudinal slope of the structure plotted in the technical drawing phase were made(Staykov 1985,1986[11,12]). For the project to be facilitated, a tower-crane installation was developed for the assembling of the structure. However, a longitudinal launching by employing hydraulic cylinders was suggested on the contractor's proposal. The longitudinal launching of the steel structure was performed by utilizing roller chains (tank-like roller chains)(Staykov,1985,1986[11,12]). The bridge structure was calculated as observing the current German codes[DIN 1073[3], DIN 4101[4], DIN 1072[5]) for: moving loads, dead weight, wind, side impact, etc., as well according the theories(Cornelius 1952[2], Hawranek and Steinhardt, 1958[6], Kloeppel 1960[7], Pelikan and Esslinger, 1957[10]) and norms for critical conditions while mounting and at assemblage.

4. PROJECT FOR ORGANIZATION AND EXHIBITION OF THE ERECTING OF THE BRIDGE

In the first Project for organization of the erecting of the bridge, for the assembling of the main steel beams for the bridge has been suggest a single-unit way, by employing heavy machinery set on the ground. For that purpose a system of roads and construction sites were to be built under the bridge. Following the plan, the metal structure was meant to be made of single elements – main beams of 12.85m length, cross bracing rod connections, girders onto the props, and a horizontal wind-resist connection. In fact, the implementation of the site construction work was made more complicated by the complex terrain conditions and the severe weather conditions in the "autumn – winter" period (October-1983 through March-1984). The highly uneven relief appeared as a challenging site, and combined with a somewhat significant displacement between terrain and levelling of the equipment it made practically totally inapplicable for the structure installation to be performed by using powerful and mobile cranes. An additional argument for these variants to be discarded, at the beginning, was the consideration of avoiding "installation in the air" and the preferred option of "installation-on-a-firm-and-stable-platform" - what is actually called the incremental launching method (ILM). Figure 5a and Figure 5b, shows the technology of assembling of the steel structures of the bridge.

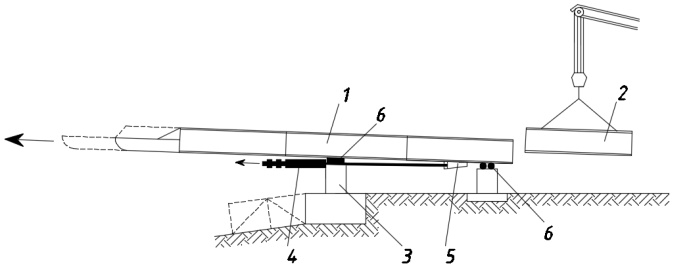


Fig. 5a. Erection by launching of the steel structure

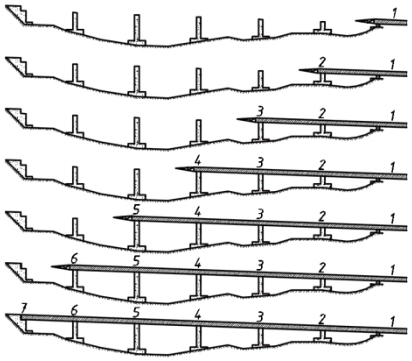


Fig. 5b: Incremental launching sequence

The pushing-on itself was done by means of a pair of hydraulic cylinders. The weight of the metal bridge construction reached 2400 tons. The production began in June 1983 and the first elements were submitted for pre-assembly in August 1983. Observing the technology to be implemented, two production-tracks for preliminary assembly were built in close proximity to the producer's factory, on

which an ancillary geodetic grid was built, with a pre-drawn curve attached to the axis of the bridge construction, and the axes of the main beams respectively. To ensure access to all the nodes of the bridge, a stand at a height of 120 cm above the pavement was created. The stand was constructed from separate adjustable supports. With the help of these supports the mounted girder was brought to a height and of a slope determined by the geodetic measurement. After a complete assembly of one block, the elements of the next block were mounted upon new bolt-connection supports. The connecting plates between two adjacent members on the main girders had been drilled by using a perforator machine at the manufacturer's plant. Through the openings (holes) of one of the connecting plates, stems and belts were drilled onto the main girders. After having drilled all the holes, a second batch of plates were mounted, screwed together with 30% of the total number of black bolts. In this sequence, two spans and one block from the next span got mounted. The last block was moved to the beginning of the production-line, wherefrom preliminary assembly of the next two openings started. The transportation of the dismantled elements was carried out onto 20 and 25-tonne semi-trailers according to the requirements of the Traffic Police, as it took place on a predetermined secured route. The launching of the structure was carried out on multi-roller supports with a load-bearing capacity of 100t and the side (lateral) gliding was provided through a single roll for each supporting unit. Multi-roller Supports were built on the capital pillars (landing piers). In order to reduce the displacement of the cantilever section during the pushing forward, in the front of the main structure, *a lighter auxiliary lattice structure (Launching nose) was mounted (Figures 6a,b,c).*

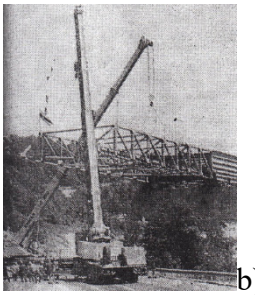
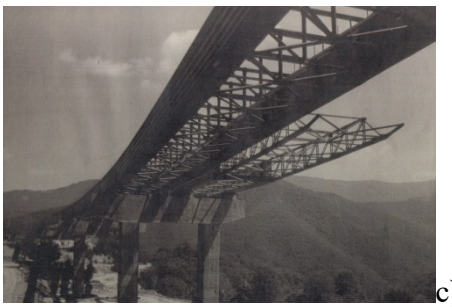
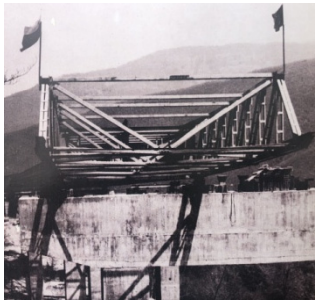
a)  b)  c) 

Fig. 6a,b,c: Installation of the Launching nose on the bridge construction

The installation started off with the left thread with the installation of an “Launching Nose” between Varna abutment point and a hydraulic station, at the beginning of October 1983. After that a 60-metre construction was mounted in a sequence from Sofia end point abutment to Varna end point. The assembly technology was analogous to the control assembly one. The same screws were used as at the pre-assembly stand. The geodetic geometric dimensions of the assembled block were checked. All contact plates were sandblasted to a metallic gloss and were connected with high-strength bolts. The construction was assembled with cranes: type КС - 6471 or К - 255. The launching of the construction started on November 14, 1983. The advancing of the movement of the bridge during the launching was about 1meter per 10min. The communication between the technical supervisor of the push-forward (launching) process and the groups operating on both the supports and hydraulic units was held via walky-talkies.

5. DESCRIBING OF THE ACCIDENT WITH THE BRIDGE

In the period from Nov 14th, 1983 till April 30th, 1984, the entire left strip was mounted and launched over to the moment of being laid (placed) along with the base structure on landing pier №1. The Launching Nose construction was forward as cantilever before column No:1. The assembly work resumed after the public holidays in May, 1984. By 12 o'clock on May 7th, all the preparations necessary for the last phase of launching and being fixed at Sofia end-abutment point were done. Around 4 o'clock p.m., the construction being at its idle moment (starting on from the end-abutment point of resilience at Varna side) slips away from the multi-roller supports, destroys the side supports and the main bearing structure and drops on the capital rigs. The first movement (displacement) had been detected at the tail behind the Varna abutment, after which piers № 5,4,3,2,1 tore down. In the fall, the whole structure shifted by 120 - 150 cm, out of the arc of the curve. The urgently convened ad-hoc state commission

examined thoroughly the case, as they later detected the cause of the accident. In their conclusion, it was reported that the failure was due to various causes, including uneven heating, accumulated energy, some centrifugal forces, etc. As another very possible cause for the breakdown was noted the destruction of the temporary support behind the end-abutment at Varna point, which lead to a chain-like plus consecutive overloading, and a tear-down of the falsework onto the pillars.

6. DESCRIBING OF THE RENOVATIONS OF THE BRIDGE CONSTRUCTION

The repairs started on May 25, and ended on September 18, 1984. The damaged bridge construction was propped on a capital rafters, onto a grill of the railway sleepers. From the end-abutment behind Varna point, in the direction of the end-abutment - Sofia, the deformed elements were removed. Reconstruction of the main girders was done by heating, and also applying some jacking impact upon small deformations up to 50 - 70 mm, and by cutting the damaged part caused by the greater deformations. The complete push-forward of the left strip (lane) till the end-abutment Sofia took place from 25 October till 10 November 1984. The pushing-on was executed along the displaced longitudinal axis that resulted after the fall-apart (collapse) of the first falsework supporting system. For the transverse launching of the structure to the initially determined longitudinal axis, a new and complete hydraulic system was designed which used to simultaneously drive the seven bearing points of the structures. The transverse displacement of bridge construction was carried out in June-July 1985. The right strip (lane) was mounted and launched, using a fully improved push-forward and control system. Upon completion of the launching, the structure was placed on temporary supports and ball-bearing devices. After dismantling the temporary devices, the structure was supported on the grill to free some room for mounting the capital bearings, which on the columns are elastomeric (of the company Gumba) and at the end-abutments are the roller type, by "Kreuz". For the clearance of the slots, the bearing was coated with a fast-setting paste onto the upper side, manufactured by "Devcom".The descent of the left strip (lane) on the capital ball-bearings was conducted in August and early September, and on the right ones – in the second half of September and October 1985. The left strip accident of May 7, 1984 triggered off a new design solution that replaced the reinforced concrete slab with an orthotropic deck(Fig.3). This design solution required complete welding of the elements of the mounted block of the orthotropic plate, where after, it was made possible for the mounting machine to be placed standing on the plate for the mounting of the next block. The total weight of the two orthotropic plates, 2 x 410 *meters* long and 13.70 meters wide, reached 2185 tons(Figures 7a,b). The left lane (strip) was manufactured from June to September 1985, and it was being urgently installed to allow for the facilities to be put into operation on the beginning of 1986(2-4 April).

a)  b) 

Fig. 7a,b. Orthotropic bridge on the subway Hemus by: +26,884km

7. CONCLUSIONS

An original method of installation had been utilized by gradually pushing-forward of steel bridge structures. Regardless of the incident that happened on May 7, 1984 it became possible to complete the bridge at km 26 $+^{884}$, which at the existing field conditions, was impossible to be executed through other known and already used methods in Bulgaria. The execution of this extremely complex mega-structure

task has made it possible for most manpower to attain the necessary experience, to create original unique systems and facilities when subjected to extreme conditions – namely, the largest bridge spans in our country.

ACKNOWLEDGEMENT

This article is dedicated to the memory of the great Bulgarian bridge engineers: prof. D. Dimitrov (1923-2009), and prof. P. Staykov (1939-2018).

REFERENCES

[1] Braynov, M., Dimitrov, D. and Staykov, P., (1977). Steel structure of Asparuhov Bridge - Varna, Journal of Roads, Vol. 16, No:2, pp.4-8.D

[2] Cornelius, W., (1952). Die Berechnung der ebenen Flaechentragwerke mit Hilfe der Theorie der orthogonal-anisotropen Platte, Der Stahlbau, Vol. 21, pp.21-24; 43-48; 60-64.D

[3] DIN 1073, (1973). Staehlerne Strassenbruecken, (Berechnungsgrundlagen D

[4] DIN 4101, (1970). Geschweisste staehlerne Strassenbruecken, (Berechnung, Bauliche Durchbildung und Ausfuerung.D

[5] DIN 1072, (1967). Strassen und Wegbruecken, (Lastannahmen).D

[6] Hawranek, A., Steinhardt, O., (1958). Theorie und Berechnung der Stahlbruecken, Berlin-Goettingen-Heidelberg, Springer Verlag.

[7] Kloeppel, K., (1960) “Beulwerte ausgesteifer Rechteckplatten”, W. Ernst.

[8] Mladjov, R., Bonchev, M., Grechenliev,, (1985) “The steel Bridge structure on the Hemus, Motorway”, Journal “Construction”, Vol. 32, No 12, 1985, pp. 11- 18.

[9] Partov,D., Dinev, D., (2014) “Handbook of International Bridge Engineering”, CRC Press, Taylor & Francis Group, Ed. W.F.Chen and L. Duan; Chapter: Bridge Engineering in Bulgaria, pp.247-294.

[10] Pelikan, W., Esslinger, M., 1957). Die Stahlfahrbahn, Berechnung und Konstruktion, Ausburg-Nuernberg, MAN- Forschungsheft”, No7.

[11] Staykov, P.,(1985). Steel Bridge Structures along the Hemus Motorway- Viaduct 1 and Viaduct 2, Journal “Construction”, Vol. 32, No 12, 1985, pp. (19- 22).

[12] Staykov, P., (1986). Repair of the left carriageway superstructure of the “Pionerski Lager” Viaduct on the Hemus Motorway”, Journal “Construction”,Vol.33, No 1, pp. 29-31.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

SS - 14
mase@gf.ukim.edu.mk
http://www.mase.org.mk

WIND LOAD ASSESMENT OF STEEL LATTICE AND TUBULAR TOWERS

Gjoko PASKALOVSKI[1], Denis POPOVSKI[2]

ABSTRACT

Regarding the fact that the influence of wind is a dominant load case for the structural dimensioning and the structural stability of the towers, the paper aim is to assess the wind impact based on the structural design characteristics. In this paper two quite different structural designs are analyzed the aim was to gain data for variable structural characteristics and performances.

Mainly the paper is divided in two main parts that define the wind impact after which a conclusion for the structural performance is given.

The first part represents the approach to determine the wind loads according to the EN and the definition and variation of the parameters that mostly impact the wind loads with the change of the structural design characteristics, i.e. the load coefficient c_f and the structural factor $c_s c_d$.

The second part includes analysis of the two structural types, which basically is conducted for the same design requirements and the same load exposure levels in order to gain valid performance data for comparison of the results. After the gain performance data, comparison of the obtained wind load parameters is given i.e. the load coefficient c_f , the structural factor $c_s c_d$ and the reference area A_{ref}. additionally, presentation of the variation of the wind forces to the structural height and presentation of the static response due to wind forces.

After the definition of the wind impact and the structural design performances, conclusions are given for the characteristics of the two structural types. This conclusion can lead to an easier approach in defining and designing these structural systems in the future.

Keywords: *Wind load; Structural design; Dynamic characteristics*; S*tatic respons;*.

[2] MSc in Structural engineering, Ohrid, Republic of North Macedonia, gjoko.paskalovski@gmail.com
[2] Assistant professor, PhD, Faculty of Civil Engineering, University “Ss. Cyril and Methodius”, Skopje, Republic of North Macedonia, popovski@gf.ukim.edu.mk

1. INTRODUCTION

Towers as structural systems are exposed to variable atmospheric influences and loads whose characteristics represent main inputs for ensuring the stability and the mechanical dimensioning of the structural part of these systems. As a dominant atmospheric influence on which the structures are exposed and influence on which the structural dimensions and characteristics are conditioned is the influence of wind.

The behavior of these structural systems exposed to wind loads mostly depends on the atmospheric parameters, terrain parameters and the characteristics of the structural system. That's why for a good designing approach, good knowledge of the structural design characteristics is needed. This paper focuses on the impact of the wind loads for two quite different structural systems based on their structural design characteristics.

For the wind load assessment, the following towers used for transmission systems are chosen:

- Steel lattice tower – referred as SD tower (traditional towers) used for transmission systems
- Steel tubular tower – referred as T shaped tower (new generation towers) used for transmission systems

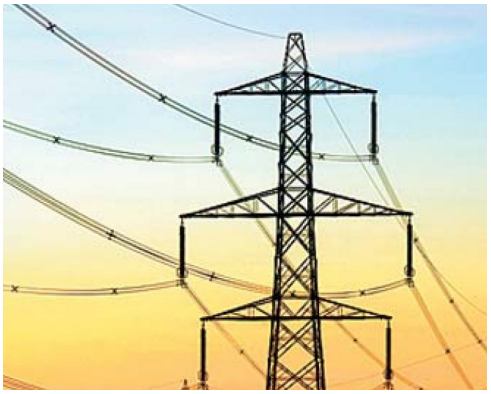


Fig. 1. Steel lattice tower



Fig. 2. Steel tubular tower

- Steel lattice tower – referred as SD tower

Traditional lattice tower, the design of this structure represent combination of interconnected axially stressed members that together form triangular shapes. The silhouette of the tower is characterized by a greater with at the base and a gradual or breach narrowing to the top, the conductors are fastened through insulators on cantilevered lattice segments, while the ground wire (protective wire) is fastened at the very top of the tower.

- Steel tubular tower – referred as T shaped tower

The T shaped tower represent a new generation of transmission towers commonly used in developed countries. These towers are characterized by a fairly simple silhouette configuration, usually of a full-length tube profile, which reduces the diameter from the base to the top. At the top, the tower breaks down into two cantilevered segments whose role is to provide the required safety distance to securing the insulators. Typical for this tower is the use of insulators that allow the connection of three conductors and the protective rope at one point in the structure.

2. WIND LOADS ACCORDING TO EN

$F_w = c_s c_d \; c_f \; q_p(Z_e) \; A_{ref} - wind\ load$ (force)

$c_s c_d - structural\ factor$
$c_f - load\ coefficient$
$q_p(Z_e) - peak\ velocity\ pressure$
$A_{ref} - reference\ area$

Most of the parameters that define the wind loads depend on the structural design characteristics, in this heading the definition and variation of the parameters that mostly impact the wind loads with the change of the structural design characteristics are presented, i.e. the load coefficient c_f and the structural factor $c_s c_d$.

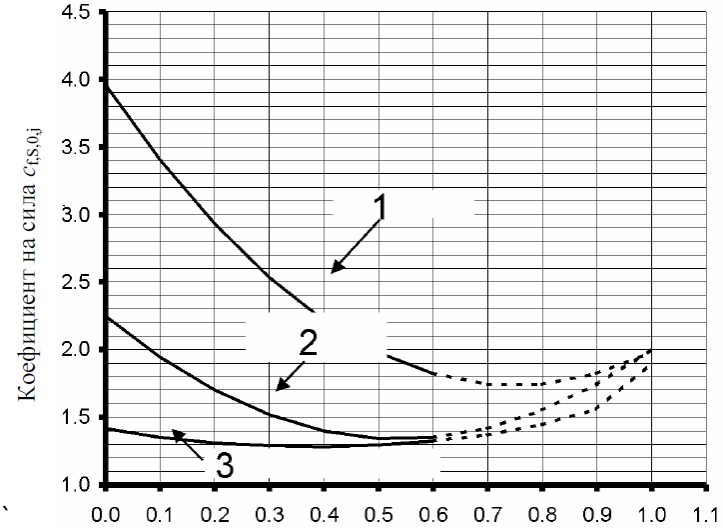
- Load coefficient c_f

  $c_f = K_\theta c_{f,s,0}(A_s/\sum A)$

  $K_\theta - wind\ inclination\ factor$

  If $K_\theta = 1.00$ and $A_s = \sum A = A_{ref}$ then $c_f = c_{f,s,0} = c_{f,s,0}(\varphi)$

- c_f for Lattice towers (the graph presents the change of the load coefficient for lattice towers)



$1 - flat\ elements$
$2 - circular\ elements\ R_e \leq 4x10^5$
$3 - circular\ elements\ R_e \geq 4x10^5$

Fig.3. c_f for lattice towers

- c_f for tubular towers (the graph presents the change of the load coefficient for tubular towers)
  $c_f = c_{f,0}\,\psi_{\lambda\alpha},\ c_{f,0} - force\ coefficient\ without\ free - end\ flow$

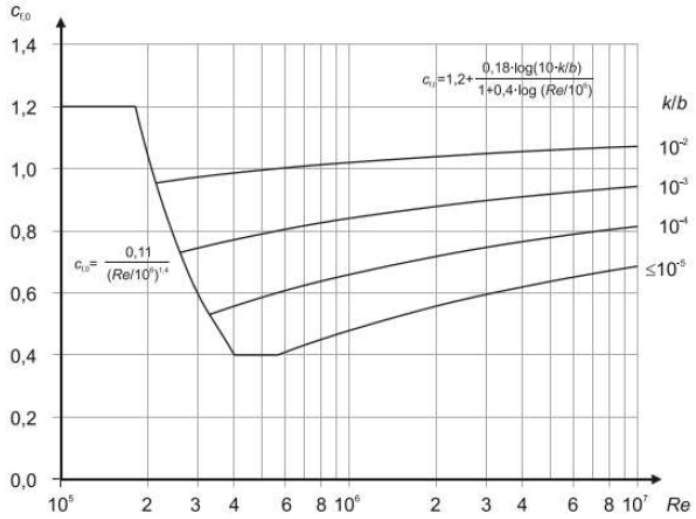


Fig.4. c_f for tubular towers

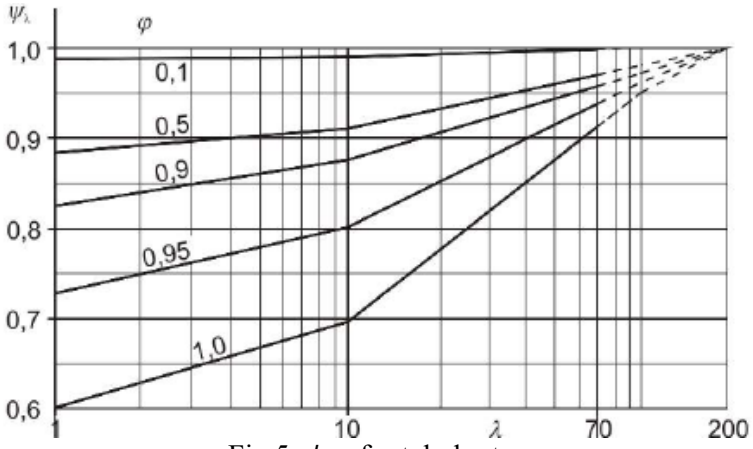


Fig.5. $\psi_{\lambda\alpha}$ for tubular towers

- Structural factor $c_s c_d$

$$c_s c_d = \frac{1 + 2k_p I_v(Z_e)\sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7I_v(Z_e)}$$

In terms of the structural factor $c_s c_d$

Mainly the size factor c_s takes into account the impact of wind action reduction as a result of the non-simultaneous occurrence of maximum surface pressures and mostly, this parameter depends on the atmospheric and field conditions, i.e. the wind impact parameters. While the dynamic factor c_d takes into account the effects of the vibration of the structure as a consequence of the wind turbulence in resonance with the structure and mostly this parameter depends on the dynamic characteristics of the structures i.e. the structural height, the structural stiffness, the mass of the structure, the height position of the mass and the logarithmic decrement of damping (structural characteristic).

From the above mentioned as structural characteristics that mostly impact the structural factor $c_s c_d$, are the dynamic characteristics of the structure. In addition, a graph is presented with the change of the structural factor for variable dynamic characteristics of the structure, i.e. frequencies of oscillations of the structure.

For the analysis the following wind parameters are selected:

basic wind speed $v_b = 27\,m/s$, orthographic coefficient $c_0(Z_e) = 1.0$, second category of terrain, structural height of $h = 20.0m$

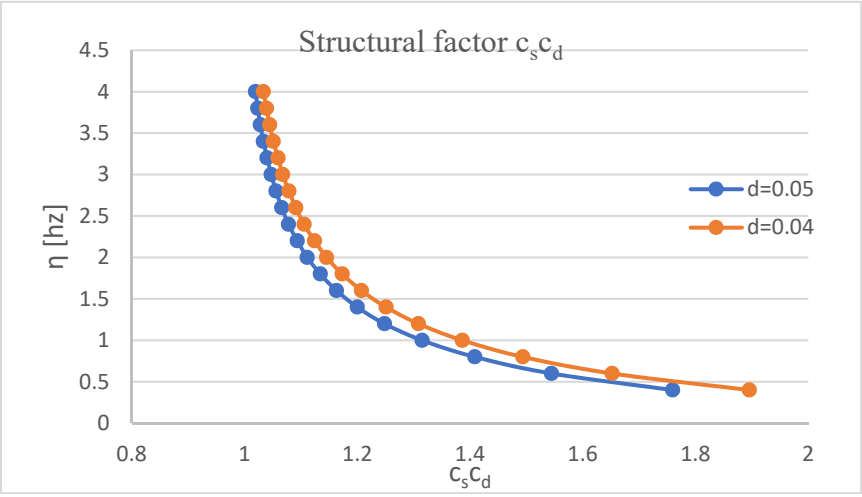


Fig.6. Structural factor $c_s c_d$

3. INPUT PARAMETERS FOR THE ANALYSIS

The analysis was conducted for the same design requirements and the same load exposure levels in order to gain valid performance data.

- Transmission system parameters

Double circuit transmission system of 110 kV

Intermediate range of conductors and protective rope: $L = 300\ m$

Height difference between neighbor towers: h = 7.00 m (on both sides)

Protective height to the lowest point of conductor bonding: H = 15.5m

Conductor Type: ACSR 240/40

Protective rope type: OPGW - ALSH - D (S) b 24SMF (ST66-4.7)

- Wind impact parameters

$V_b = 27.00\ m\ /\ s -$ Basic wind speed

$II -$ terrain category

$c_0(Z_e) = 1 -$ Orthographic coefficient

- Frost impact parameters

Glaze class $G2$ with density of $\rho = 900\ kg/m^3$

Glaze thickness $t = 20mm$, $k = 0.45 -$ wind load reduction factor combined with ice

- Steel lattice tower – referred as SD tower

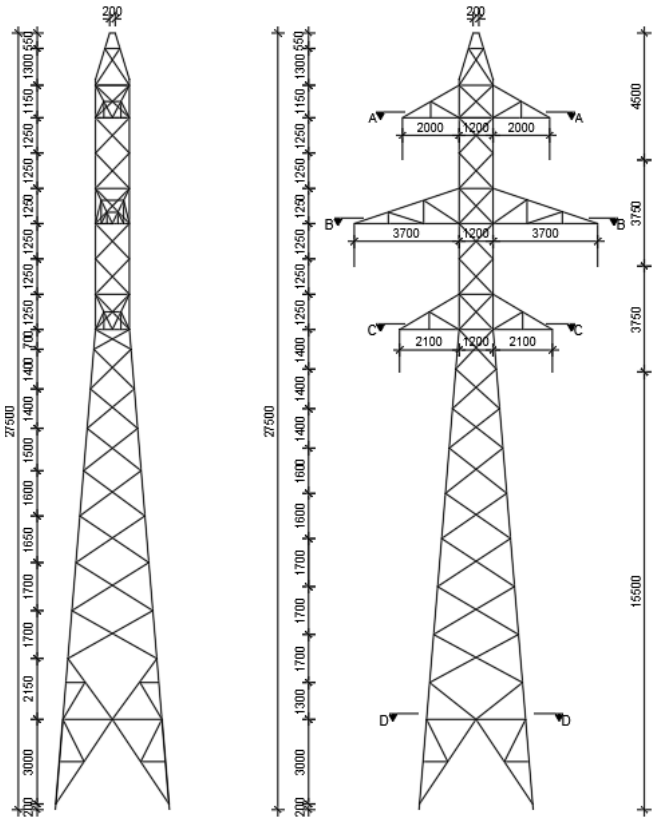


Fig.7. presentation of the analyzed Steel lattice tower

- Steel tubular tower – referred as T shaped tower

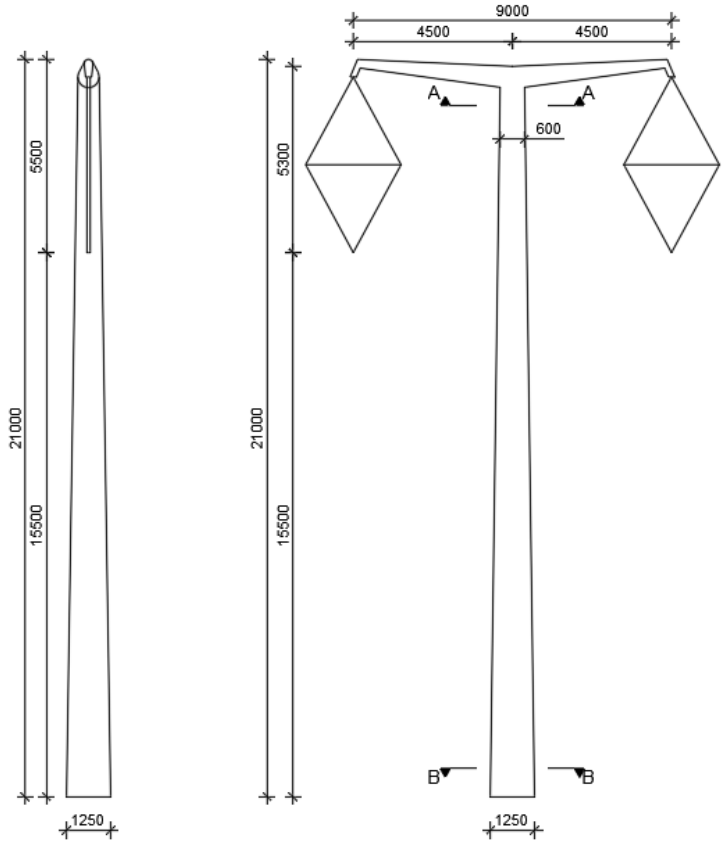


Fig.8. presentation of the analyzed Steel tubular tower

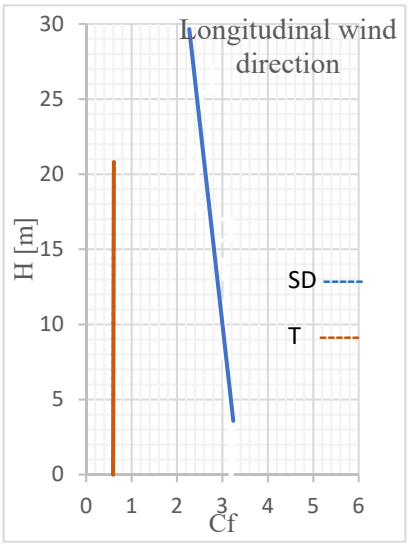
4. ANALYSIS RESULTS

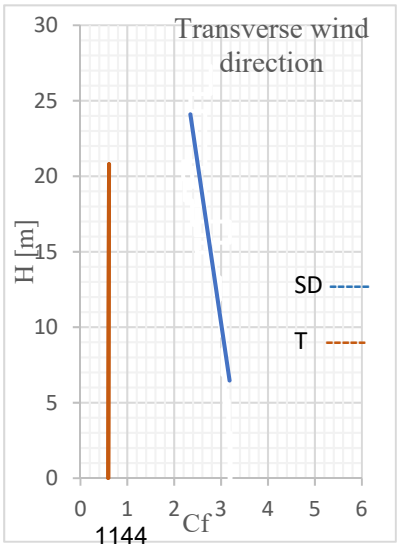
In this heading, on the basis of the conducted analysis of the structural designs, a comparison of the obtained parameters that define the wind forces is made. Additionally, presentation of the variation of the wind forces to the structural height and presentation of the static response due to wind forces.

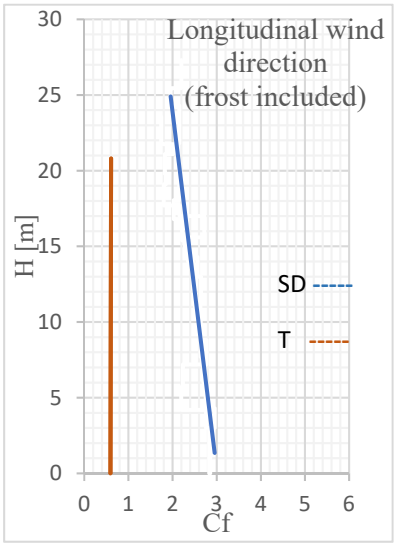
4.1. Wind force parameters

- Load coefficient c_f – referent to structural height

The load coefficient is presented by linear interpolated graphs of the precisely determined force coefficients for the sections of the towers in the analysis.







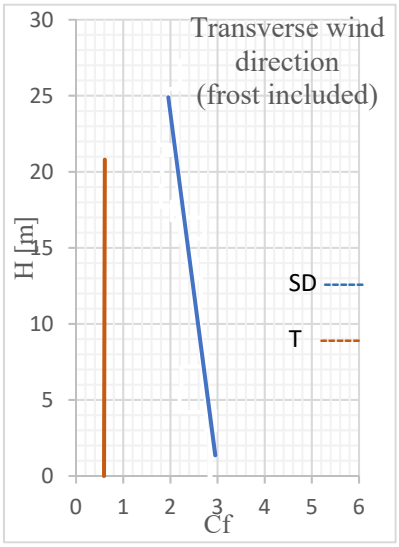
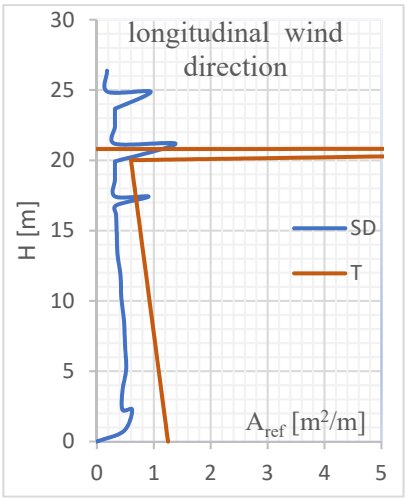
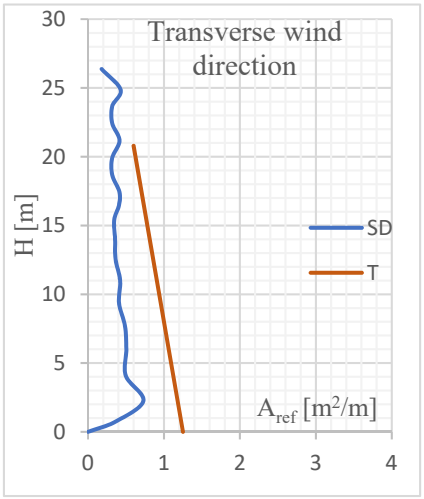


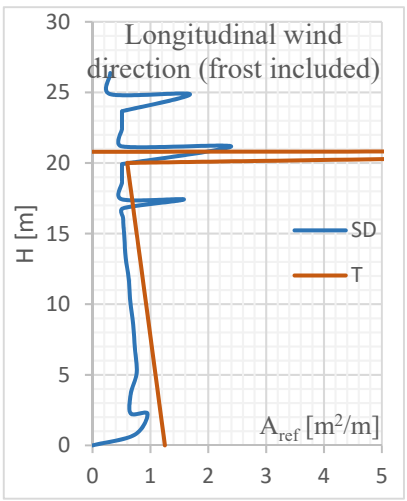
Fig.9,10,11,12. Load coefficients - referent to structural height

- Reference area A_{ref} – referent to structural height

The reference area A_{ref} is crucial for defining the wind forces i.e. the bigger the surface affected by wind pressure the bigger the wind force. Besides the importance in terms of the size of the surface, a crucial parameter that defines the static response of the structure is the pressure intensity to witch the surface is exposed, or the surface position i.e. the higher the position, the higher the wind pressure and the greater the tendency for a greater bending moment or a less favorable static response. In the following presentation of the referent are to the structural height is presented.







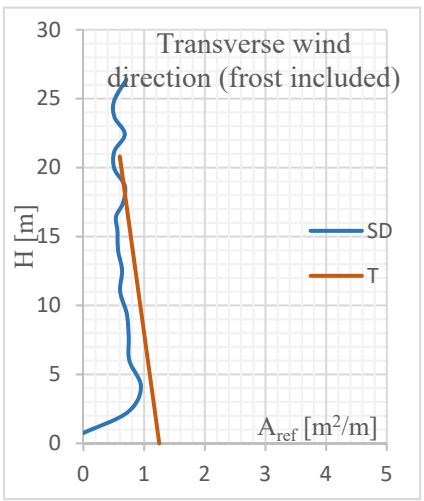


Fig.13, 14, 15, 16. Reference area - referent to structural height

- Structural factor $c_s c_d$
  - Steel lattice tower – referred as SD tower

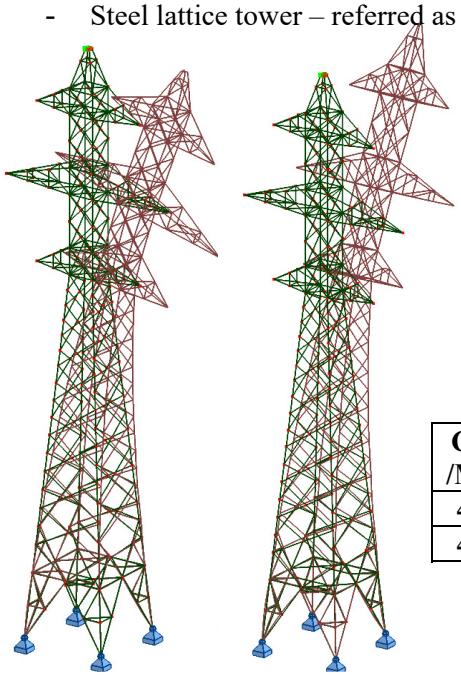


Fig.17. Mode shapes 1 and 2 - Steel lattice tower

Dynamic characteristics

$\delta = 0.05$ – logarithmic decrement of damping

Case-/Mode	Frequency (Hz)	Period (sec)	Rel.m-as.UX (%)	Rel.m-as.UY (%)	Total mass (kg)
49/ 1	2.04	0.49	58.31	0.00	6267.85
49/ 2	2.11	0.47	58.31	64.87	6267.85

Table 1. Modal properties – Steel lattice tower

Direction	η (Hz)	L(Z) [m]	fL (Z,η)	SL (Z,η)	η_h	η_b	B^2	R^2	v	k_p	$c_s c_d$
T	2.04	112.43	7.085	0.038	7.972	0.754	0.718	0.279	1.079	3.765	1.039
L	2.11	`112.43	7.328	0.037	8.246	0.780	0.718	0.261	1.090	3.767	1.034

Table 2. Structural factor – Steel lattice tower

- Steel tubular tower – referred as T shaped tower

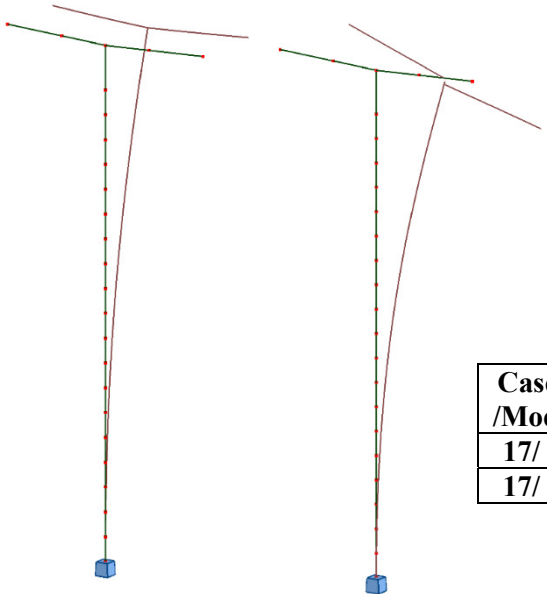


Fig.18. Mode shapes 1 and 2 - Steel tubular tower

Dynamic characteristics

$\delta = 0.04$ – logarithmic decrement of damping

Case-/Mode	Frequency (Hz)	Period (sec)	Rel.m-as.UX (%)	Rel.m-as.UY (%)	Total mass (kg)
17/ 1	1.21	0.83	0.00	67.12	9549.14
17/ 2	1.23	0.81	67.65	67.12	9549.14

Table 3. Modal properties – Steel lattice tower

Direction	η (Hz)	L(Z) [m]	fL (Z,η)	SL (Z,η)	η_h	η_b	B^2	R^2	v	k_p	$c_s c_d$
L	1.21	87.32	3.55	0.058	3.892	0.168	0.754	1.440	0.980	3.739	1.313
T	1.23	87.32	3.61	0.058	3.956	0.171	0.754	1.403	0.992	3.742	1.307

Table 4. Structural factor – Steel lattice tower

4.2. Wind forces

In the following presentation we can see the change of the wind forces regarding the structural height and structural design characteristics. Comment: The wind forces with the frost included conditions are reduced by a reduction coefficient $k = 0.4$, defined by the EN.

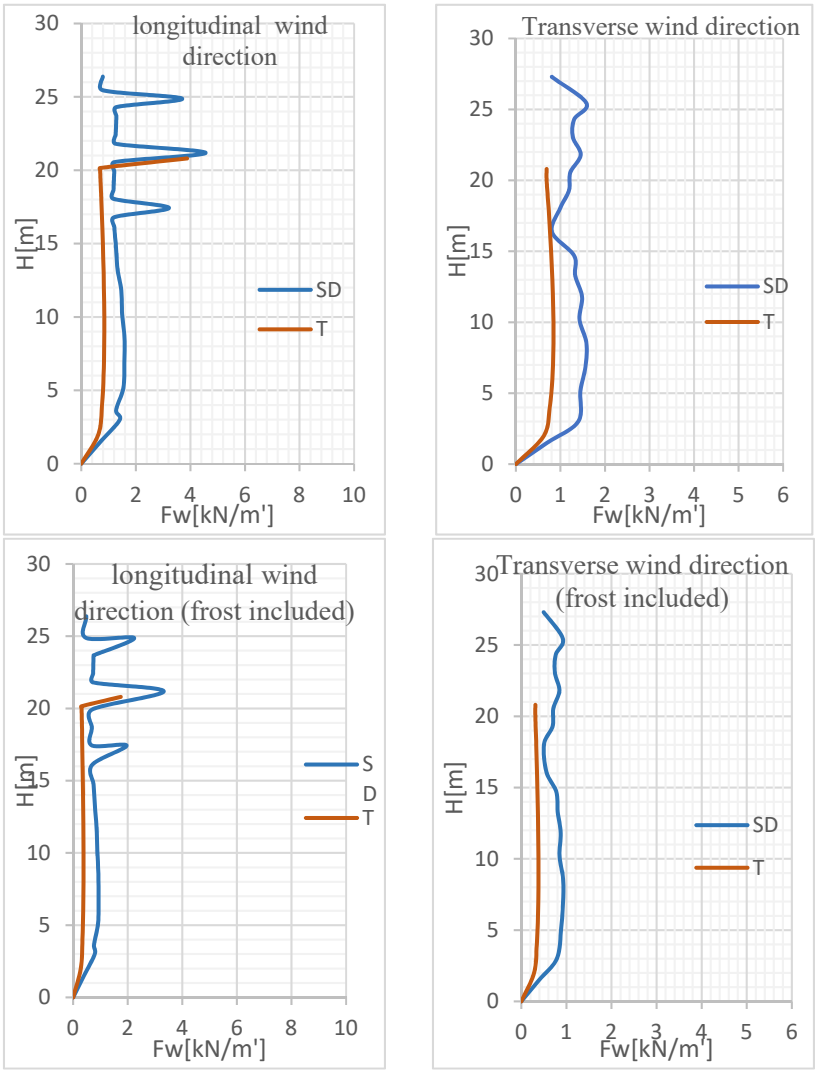


Fig.19, 20, 21, 22. Wind forces - referent to structural height

4.3. Global wind force reactions

Comment: In the global wind force reactions, among the wind forces on the structure, additionally wind forces of the conductors are included, which are quite large, especially in the transverse direction.

- Steel lattice tower – referred as SD tower

Node/Case	FX (kN)	FY (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)
Case 4	WL			
Sum of reac.	-0.00	-45.64	673.95	0.00
Case 5	WT			
Sum of reac.	-86.45	0.00	-0.00	-1586.81

Table 5. Global reactions – Steel lattice tower

- Steel tubular tower – referred as T shaped tower

Node/Case	FX (kN)	FY (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)
Case 3	WL			
Sum of reac.	0.0	-12.35	192.13	0.00
Case 4	WT			
Sum of reac.	-71.47	0.0	-0.00	-1434.98

Table 6. Global reactions – Steel tubular tower

5. CONCLUSIONS

- In terms of the force coefficient c_f

The lattice tower is characterized by drastically greater coefficients than those for the tubular tower.

- In terms to the reference area A_{ref}

The structural design of the tubular tower is characterized with larger surfaces exposed to wind pressure compared to the structural design of the lattice tower, although the lattice tower has a wider surface. In terms of the position of the exposed surfaces the lattice tower is characterized to have the most exposed surfaces, but those surfaces are quite small.

- In terms of the structural factor $c_s c_d$

While considering the stiffness characteristics of the structural designs, the lattice tower is characterized with a good structural concept that can achieve fairly large stiffness parameters, dramatically larger that the structural design of the tubular tower.

While considering the mass as a parameter for the dynamic characteristics, it can be said that the structural design of the lattice tower has a much smaller mass than that of the structural design of the tubular tower, although the overall dimensions are generally larger.

While considering the logarithmic decrement of damping, the structural design of the lattice tower is characterized by a fairly large coefficient $\delta = 0.05$, while the coefficient of the tubular tower is $\delta = 0.04$.

Followed by the concept of structural designs and their dynamic characteristics, comparatively, it can be said the structural design of the lattice tower has good dynamic characteristics, resulting in a rather low value of the structural factor, lower than the one of the structural design for the tubular tower.

- In terms of the wind forces F_w

The advantages and disadvantages of the structural designs that define the wind forces, can be roughly guessed from the previously discussed features. Where it can be said that the structural design of the lattice towers is characterized with a greater wind forces compared to the ones of the T tower.

- In term of the static response

Regarding the static response of the towers, the lattice tower has greater static values compared to the tubular tower, especially in longitudinal wind direction, while the quite small difference in the static values in the transverse wind direction comes from the quite large wind forces of the conductors and the use the additional protective wire for the tubular tower.

REFERENCES

[1] Paskalovski Gj. (2019), Comparative analysis of structural designs for double circuit transmission towers (master thesis)

[2] Eurocode 1: *Actions on structures part – Part 1-4: General actions – Wind actions*

[3] Eurocode 3*: Design of steel structures – Part 3-1: Tower, mast and chimneys – Tower and masts*

[4] Eurocode 3*: Design of steel structures – Part 3-1: Tower, mast and chimneys – Chimneys*

[5] ISO 12494 (2001): *Atmospheric icing of structures*

[6] Loredo-Souza A.M., Davenport A.G. (2003), *The influence of the design methodology in the response of transmission towers to wind loading*

[7] Tapia-Hernández E. (2016), *Structural behaviour of lattice transmission towers subjected to wind load*

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

SS - 15
mase@gf.ukim.edu.mk
http://www.mase.org.mk

DESIGN ASSESMENT OF STEEL LATTICE AND TUBULAR TOWERS

Gjoko PASKALOVSKI[1], Denis POPOVSKI[2]

ABSTRACT

Towers as structural systems are characterized by a complex structural concept, with large number of elements and variable behavior characteristics. Regarding the design complexities and uncertainties, this paper focus is to assess the designs of two quite different structural types. The aim was to gain information about the efficiency of the designs from variable aspects like load bearing characteristics, stability characteristics, montage characteristics and economy.

Mainly this paper is divided in two parts that define the design characteristics after which a conclusion is given.

The first part represents the approach and definition of the basic characteristics of the structural designs, starts with the definition of the load bearing capacities and stability characteristics, and followed by the ways of assembling the structural designs in montage segments and their montage characteristics.

The second part includes analysis of the two structural types, which basically is conducted for the same design requirements and the same load exposure levels in order to gain valid performance data for comparison of the results. After the acquisition of performance data, comparison of the obtained results is given from aspects like material quantity, cost-effectiveness for variable structural parts and installation speed and benefits.

After the obtained structural design performances, conclusions are given for the characteristics of the two structural types. This conclusion can lead to an easier approach in defining and designing these structural systems in the future.

Keywords: *Structural design; Load bearing; Stability*; M*ontage; Economy;*

[1] MSc in Structural engineering, Ohrid, Republic of North Macedonia, gjoko.paskalovski@gmail.com
[2] Assistant professor, PhD, Faculty of Civil Engineering, University “Ss. Cyril and Methodius”, Skopje, Republic of North Macedonia, popovski@gf.ukim.edu.mk

1. INTRODUCTION

Towers as structural systems are quite complex, and they require a serious design approach followed from their efficiency and functionality requirements, as well as the need for material and economy savings. This paper focus is assessment of the designs of two quite different structural concepts, the idea is to acquisite information about the efficiency of the towers from variable aspects like load bearing characteristics, stability characteristics, montage characteristics and economy.

For the assessment, the following towers used for transmission systems are chosen:

- Steel lattice tower – referred as SD tower (traditional towers) used for transmission systems
- Steel tubular tower – referred as T shaped tower (new generation towers) used for transmission systems



Fig. 1. Steel lattice tower



Fig. 2. Steel tubular tower

2. LOAD BEARING AND STABILITY CHARACTERISTICS

One of the main constructive features of any structural design, primarily in terms of functionality and also in terms of size, dimensions and cost-effectiveness, are the load bearing and stability characteristics. As a characteristic, the stability of a structural design depends largely on the conception of the structural design itself, i.e. its shape and dimensions, while the load bearing capacity in addition to the conceptual design depends on the material characteristics and the detailing. At this point, attention is paid to the concept of the structural design, as well as the way of their control, on the basis of which a description of the possibilities for manipulation are given.

2.1. Steel lattice towers

The design of these towers represent combination of interconnected axially stressed members that together form triangular shapes. The silhouette of the tower is characterized by a greater with at the base and a gradual or breach narrowing to the top, the conductors are fastened through insulators on cantilevered lattice segments (crossarms), while the ground wire is fastened at the very top of the tower.

- Load bearing characteristics

When dealing with lattice towers, the structural design and the concept of interconnection of the members has a major role in the distribution of the loads and the load characteristics. By changing the interconnection concept of the members, we have changes in the static values in those members as well as the load parameters i.e. the bearing capacity. For example, by increasing the distance between the outer members, the axial forces in those members decrease, but on the other hand, the lengths of the inner members are increasing, so they become slender and critical to buckling. From the above mentioned we can say that it is a concept of features that significantly changes and depends on a large number of parameters. In the following, the definition of the resistance criteria and the bearing capacity of the members.

- Resistance criteria

$$\frac{N_{\mathrm{E}d}}{N_{Rd}} \leq 1.00 - Resistance\ criteria$$

- Tension members

$$N_{t,Rd} = \min\left(N_{pl,Rd}, N_{u,Rd}\right)$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{\mathrm{A}\, f_y}{\gamma_{M0}} - Plastic\ resistance\ of\ gross - section$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0.9\mathrm{A}_{net}\, f_u}{\gamma_{M2}} - Resistance\ of\ the\ net\ cross - section$$

- Compression members

$$N_{b,Rd} - \frac{\chi\, A_{eff}\, f_y}{\gamma_{M1}} - Resistance\ of\ the\ \ cross - section$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1{,}00 - Reduction\ factor\ for\ the\ relevant\ bucling\ mode$$

$$\phi = 0{,}50\left[1 + \alpha\left(\bar{\lambda}_{eff} - 0{,}20\right) + \bar{\lambda}_{eff}{}^2\right]$$

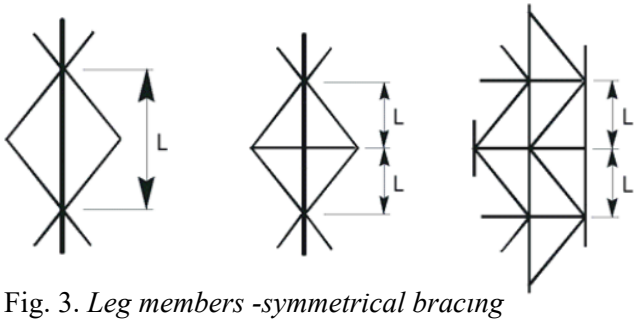
$$\bar{\lambda}_{eff} = k\,\bar{\lambda} - Effective\ slender\ ratio$$

Curvature length and slender parameters for variable ways of connecting the elements

(the parameters are presented for angular steel profiles i.e. the most commonly used profiles)

Leg members – buckling length and effective slender factor

Symmetrical bracing



$$- axis\ v - \mathrm{v}$$

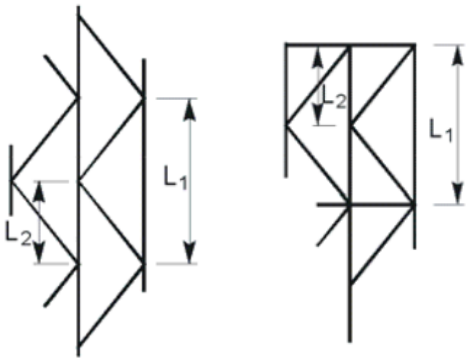
$$k = 0.8 + \frac{\bar{\lambda}}{10};\ 0.9 \leq k \leq 1.00$$

$$L - buckling\ length$$

Fig. 3. *Leg members -symmetrical bracıng*

Asymmetrical bracing

Case 1



$$- axis\ v - \mathrm{v}$$

$$L_2 - buckling\ length$$

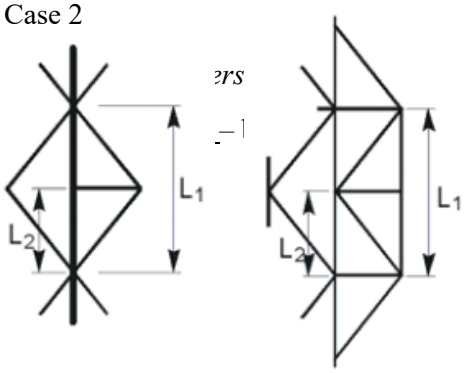
$$k = 1.2\left(0{,}8 + \frac{\bar{\lambda}}{10}\right);\ 1.08 \leq k \leq 1.20$$

$$- axis\ y - y$$

$$L_1 - buckling\ length$$

$$k = 1.2\left(0{,}8 + \frac{\bar{\lambda}}{10}\right); 1.08 \leq k \leq 1.20$$

Case 2



ers ıcing

– l effective slender factor

$- axis\ v -$v

$L_2 - buckling\ length$

$k = 0.8 + \frac{\bar{\lambda}}{10};\ 0.90 \leq k \leq 1.00$

$- axis\ y - y$

$L_1 - buckling\ length$

$k = 0.8 + \frac{\bar{\lambda}}{10};\ 0.90 \leq k \leq 1.00$

Typical primary bracing patterns

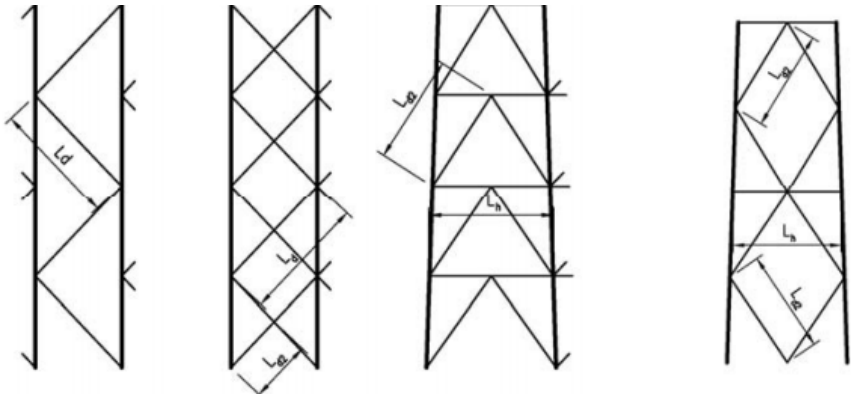


Fig. 5. *Bracing members – primary bracing pattern*

Single bracing	Cross bracing	K - bracing	Cross bracing with horizontal intersection

$$\lambda = \frac{L_{d2}}{i_{vv}} - For\ the\ maximal\ axial\ force$$

$$\lambda = \frac{L_d}{i_{xx}}\ or\ \frac{L_d}{i_{yy}} - For\ the\ algebric\ of\ the\ axial\ forces$$

Typical secondary bracing patterns

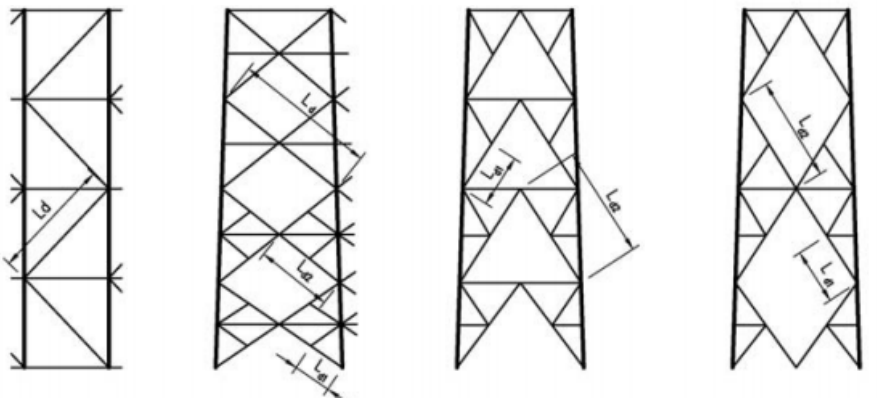


Fig. 6. *Bracing members – secondary bracing pattern*

Single bracing	Cross bracing	K - bracing	Cross bracing with horizontal intersection

$$\lambda = \frac{L_{d1}}{i_{vv}};\ \frac{L_{d_2}}{i_{xx}}\ or\ \frac{L_{d_2}}{i_{yy}} - For\ the\ maximal\ axial\ force$$

$$\lambda = \frac{L_d}{i_{xx}}\ or\ \frac{L_d}{i_{yy}} - For\ the\ algebric\ of\ the\ axial\ forces$$

- Stability characteristics

The structural design of the lattice towers has a rather easy concept of manipulation based on the manipulation of the forces in the outer members derived from the global turning moment. The magnitude of these forces in the outer members depends on the size of the loading and the perpendicular distance between its line of action, with increasing the distance between the line of action i.e. the width of the structure, the forces in the outer members are reducing, and thus the forces to which the foundations are exposed. lattice towers have the capacity to reach quite large widths, which means that the foundations will be exposed to acceptable forces, and the structural design offers good stability characteristics.

2.2. Steel tubular towers

The T shaped tower represent a new generation of transmission towers commonly used in developed countries. These towers are characterized by a fairly simple silhouette configuration, usually of a full-length tube profile, which reduces the diameter from the base to the top. At the top, the tower breaks down into two cantilevered segments whose role is to provide the required safety distance to securing the insulators. Typical for this tower is the use of insulators that allow the connection of three conductors and the protective wire at one point in the structure.

- Load bearing characteristics

The load bearing capacity of these structural design mostly depends on the characteristics of the tube i.e. its diameter and its thickness, additionally in more detail calculations parameters of the used stiffeners are used. From the above mentioned these structural designs can be easily manipulated to reach desired performance. In the following, the definition of the resistance criteria and the bearing capacity of the structures exposed to variable loading situations.

First order resistance criteria

$$\frac{N_b}{N_{crit}} \leq 0.10 - requred\ condition$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1.00$$

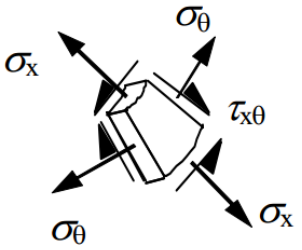
Second order resistance criteria

$$\frac{N_{Ed}}{\chi\, N_{Rk}/\gamma_{M1}} + k_{yy}\frac{M_{y,ED}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}/\gamma_{M1}} + k_{zy}\frac{M_{z,ED}}{M_{z,Rk}/\gamma_{M1}} \leq 1.00$$

If the cross section of the design is of class 4, further control is required according to EN1993-1-6

Local buckling control according to membrane theory

$$\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{\sigma_{x,Rd}}\right)^{kx} - ki\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{\sigma_{x,Rd}}\right)\left(\frac{\sigma_{\theta,Ed}}{\sigma_{\theta,Rd}}\right) + \left(\frac{\sigma_{\theta,Ed}}{\sigma_{\theta,Rd}}\right)^{k\theta} + \left(\frac{\tau_{x\theta,Ed}}{\tau_{x\theta,Rd}}\right)^{k_\tau} \leq 1.00$$

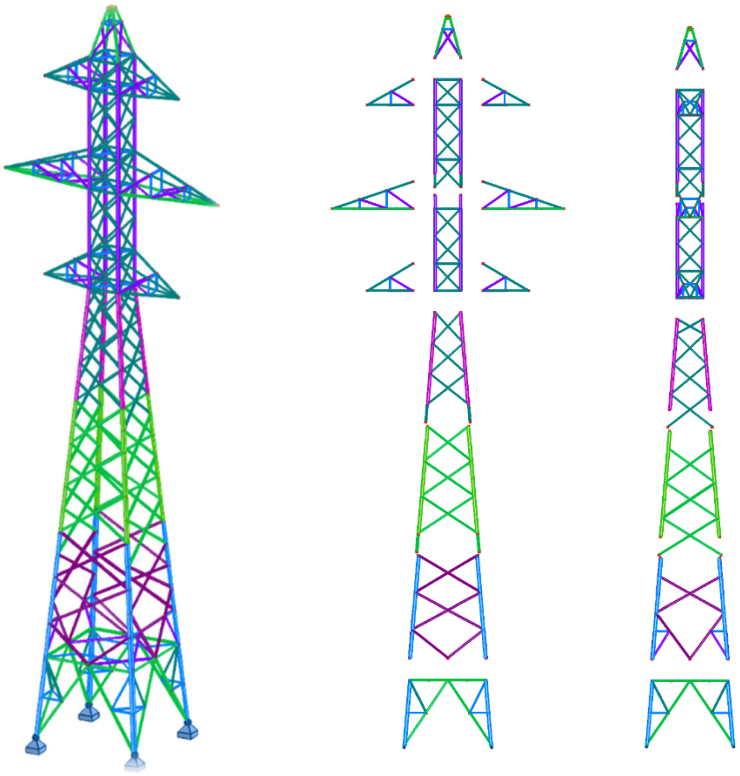


- Stability characteristics

When considering the stability characteristic, it can be said that this structural design does not offer good features, i.e. the concept of the design doesn't offer possibilities to manipulate with the global forces (global turning moment), so basically this forces are transferred to a fairly small base width, and the overall stability is provided by the foundation.

3. MONTAGE CHARACHTERISTICS

- Steel lattice towers

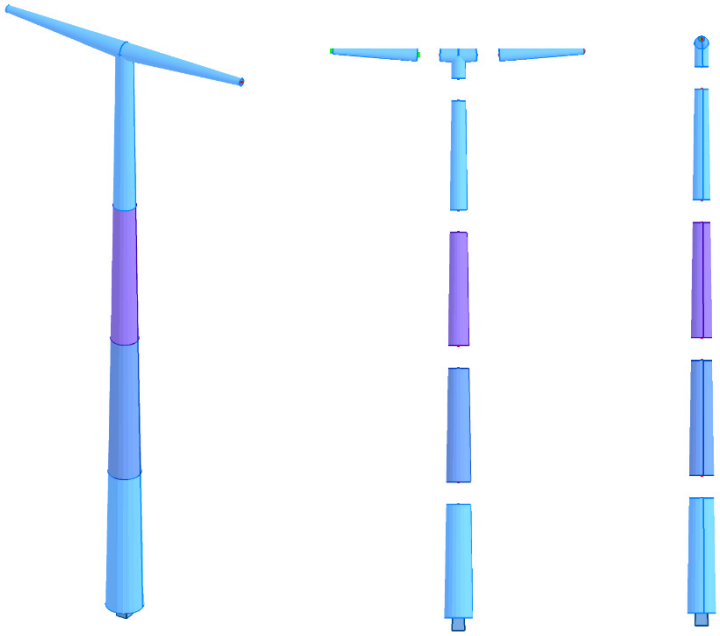


The assembly of the structures is given for light weight machinery and minimal transportation opportunities.

Segment type	number
body	7
cantilever	6
Sum:	13

Fig. 7. *Montage characteristics – steel lattice tower*

- Steel tubular towers



The assembly of the structures is given for light weight machinery and minimal transportation opportunities.

Segment type	number
body	7
cantilever	6
Sum:	13

Fig. 8. *Montage characteristics – steel tubular tower*

4. INPUT PARAMETERS FOR THE ANALYSIS

The analysis was conducted for the same design requirements and the same load exposure levels in order to gain valid performance data.

- Transmission system parameters

Double circuit transmission system of 110 kV

Intermediate range of conductors and protective rope: $L = 300\ m$

Height difference between neighbor towers: h = 7.00 m (on both sides)

Protective height to the lowest point of conductor bonding: H = 15.5m

Conductor Type: ACSR 240/40

Protective rope type: OPGW - ALSH - D (S) b 24SMF (ST66-4.7)

- Structural material

Structural steel S235

Concrete C25/30

- Wind impact parameters

$V_b = 27.00\ m\ /\ s -$ Basic wind speed

$II -$ terrain category, $c_0(Z_e) = 1 -$ Orthographic coefficient

- Frost impact parameters

Glaze class $G2$ with density of $\rho = 900\ kg/m^3$

Glaze thickness $t = 20mm$, $k = 0.45 -$ wind load reduction factor combined with ice

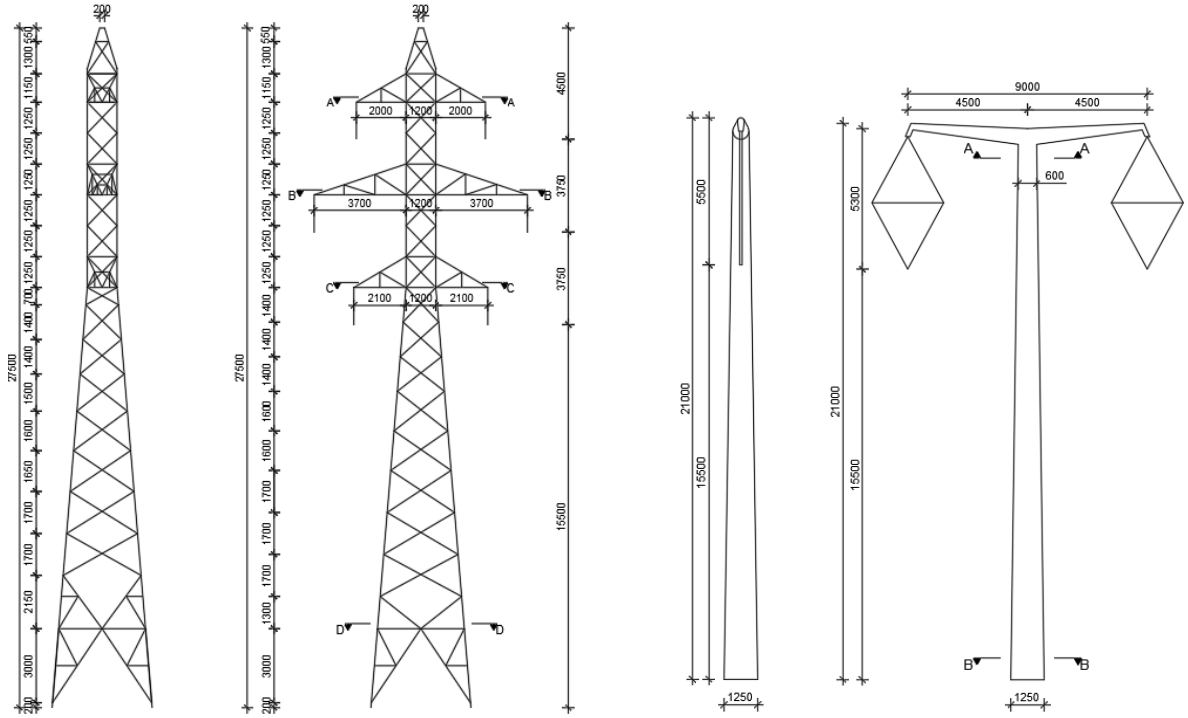


Fig. 9. *Presentation of the analyzed towers*

5. ANALYSIS RESULTS

In this heading, on the basis of the conducted analysis, comparison of the obtained parameters is given.

5.1. Structural material costs

Table 1. Material quantity – lattice tower

Type	Length (m)	Unit weight (kg/m)	Bar weight (kg)	Total weight (kg)	Painting area (m^2)
S 235					
L 40x4	67.2300	2.47	165.75	166	10.76
L 50x4	55.0200	3.11	171.32	171	11.00
L 50x5	248.6300	3.84	955.31	955	49.73
L 60x5	136.0400	4.67	634.87	635	32.65
L 65x6	60.6400	6.02	365.03	365	15.77
L 90x6	34.6000	8.49	293.86	294	12.46
L 100x8	17.0400	12.49	212.79	213	6.82
L 110x8	19.8400	13.77	273.16	273	8.73
L 120x8	31.0800	15.05	467.72	468	14.92
Total				3540	162.82

Table 2. *Material quantity – tubular tower*

Type	Length (m)	Unit weight (kG/m)	Bar weight (kG)	Total weight (kG)	Painting area (m2)
S 235					
t=8mm	9.0200	83.89	756.71	757	12.04
t=9mm	5.8000	152.66	885.42	885	12.45
t=10mm	5.0000	209.61	1048.03	1048	13.25
t=11mm	5.0000	274.83	1374.14	1374	15.78
t=12mm	5.0000	349.30	1746.51	1747	18.37
Total				5811	71.90

The graph presents the following costs: Structural material costs, foundation costs and material costs for the connection details.

Comment: The costs for 1km line length are estimated for five towers

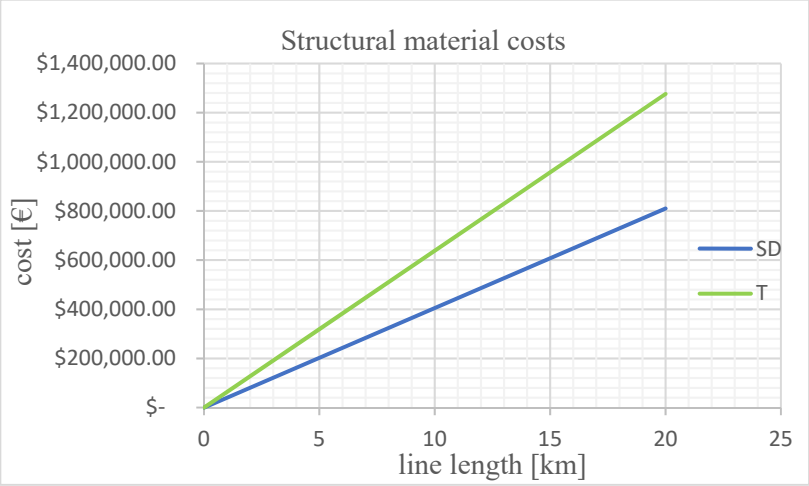


Fig. 10. *Structural material costs*

5.2. Equipment costs

The graph presents the following costs: conductors costs, insulator costs and protective wire costs.
Comment: The costs for 1km line length are estimated for five towers

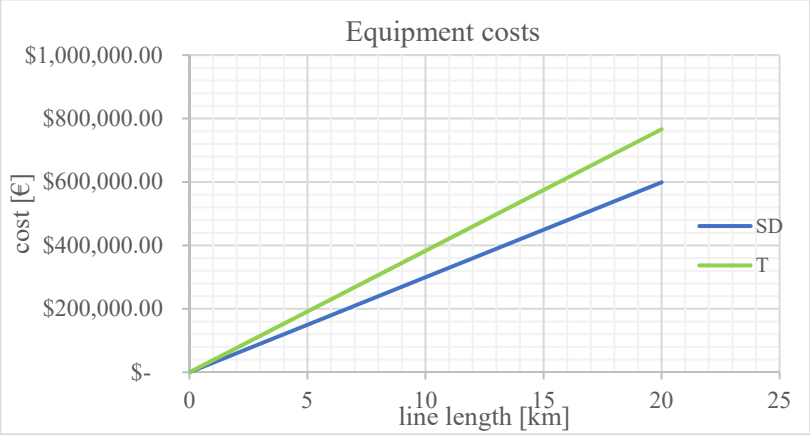


Fig. 11. Equipment *costs*

5.3. Installation costs

Comment: The costs for 1km line length are estimated for five towers

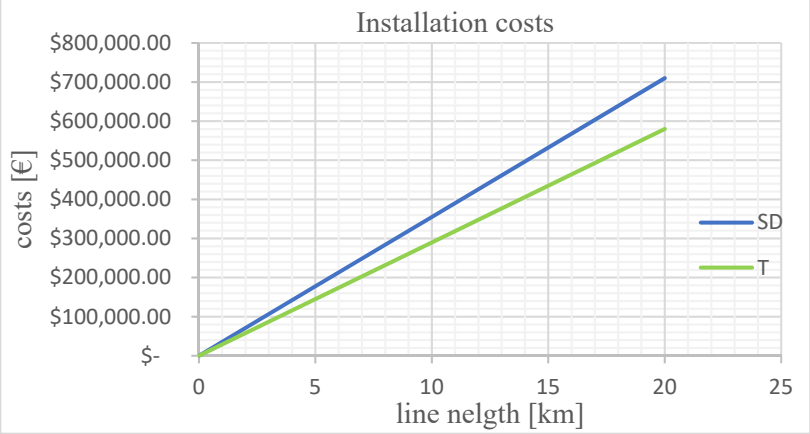


Fig. 12. Installation *costs*

5.4. Installation speed

Comment: The costs for 1km line length are estimated for five towers
The graph presents the installation speed capacity of one team

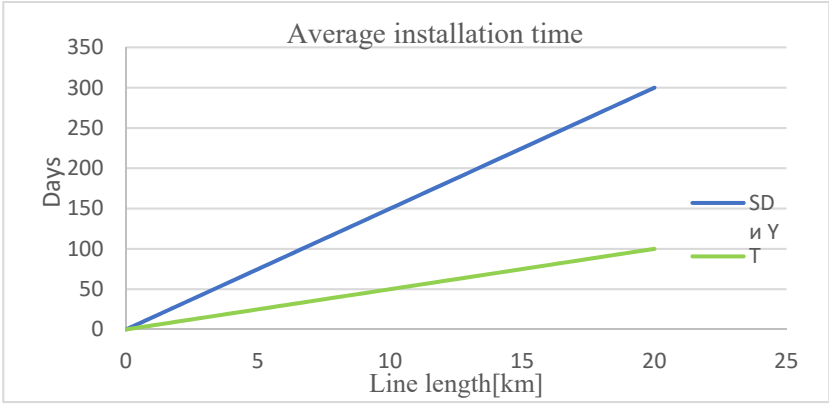


Fig. 13. Average installation time

6. CONCLUSION

- Functionality and size of the structure

The lattice towers offer an easy concept to manipulate in terms of functionality requirements and size, it has a small width between the conductors, followed from their height positioning and the design is easy to adapt to the surrounding. While the tubular tower has a quite width positioning of the conductors and in high voltage systems these width increase and the tower is hard to adapt to the surrounding, while in terms of manipulation to fulfill the functionality requirements the concept of the design is quite good.

- Mechanical characteristics

In terms of mechanical characteristics both of the tower can handle quite big loading situations, regarding the material saving, the lattice tower offers better performances so usually for the same load situations the material costs for the tubular towers are higher.

- Stability characteristics

In terms of stability the lattice tower offers a good structural design, easy to manipulate and able to handle quite high loading situations, while the stability characteristics for the tubular tower are not so good, so in terms of stability the lattice tower is quite better than the tubular tower.

- Installation speed

In terms of installation speed for the same design requirements of the towers, the tubular tower offers a much smaller amount of structural segments and quite easy details for their attachment, so the installation procedure goes really quick without any unpredicted problems. Regarding the graph in heading 5 we can visually see the average time difference in the installation speed between the two structural designs, so in terms of installation speed the tubular tower is better.

- Cost – effectiveness

In terms of cost – effectiveness, regarding the material and the equipment costs the tubular tower is much pricier, in terms of installation usually the lattice tower has a higher price, but with no significant difference. As conclusion the overall costs are much bigger for the tubular tower, but the earnings with the fast release of the system, regarding the installation speed differences can be significant and most of the time the earning are bigger than the saving with the costs of the towers, so in some situation the tubular tower present a better cost – effective solution.

REFERENCES

[1] Paskalovski Gj. (2019), Comparative analysis of structural designs for double circuit transmission towers (master thesis)

[2] Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings

[3] Eurocode 3:Design of steel structures - 1-6: General rules – Strength and stability of shell structures.

[4] Eurocode 3: Design of steel structures – Part 3-1: Tower, mast and chimneys – Tower and masts

[5] Eurocode 3: Design of steel structures – Part 3-1: Tower, mast and chimneys – Chimneys

[6] Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-8: Design of joints

[7] J.G.S.da Silva, P.C.G. da S.Vellasco, S.A.L.de Andrade, M.I.R.de Oliveira (2005), Structural assessment of current steel design models for transmission and telecommunication towers

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

SS - 16

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

RING FLANGE CONNECTION - DESIGN PRINCIPLES AND INFLUENCE OF IMPERFECTIONS

Svetislav POPOVIĆ[1], Marina RAKOČEVIĆ[2]

ABSTRACT

Ring and blank circular flange connections are used in all cases where tubular parts are to be connected with each other. They represent an alternative if welds are not suitable due to the technical or economic criteria. In this paper, the advantages and the disadvantages of the various ring-flange designs will be presented.

Although many analytical models are known, Petersen´s model is usually used in Europe, especially on the territory of Germany. In this paper, a comparative analysis of this analytical ring-flange model with the numerical simulations will be provided. A flange of a steel tower will be used as an example. Results of the provided example suggest that with the proper assumptions regarding the shape of the clamped solid, the analytical model of Petersen can be used as a safe-guided design approach. This approach however does not allow for the investigation of the stress at the geometrical level of the weld (hot-spot stress) or at the level of the weld notch and is thus sometimes insufficient in the fatigue analysis. Additionally, this method is limited to the perfect geometry. Due to this, use of numerical models represents a valid alternative. Numerical FE-models suggest that the complete flange model behaves more elastic compared to the segmental model which essentially influences the size of the gap and the stress state in the shell.

In this paper, the comments regarding the influence of imperfections to the behavior of the connection are provided. Results of the analysis point to the conclusion that the imperfection affects the behavior of the connection. It was concluded that a planned negative flange-sided tolerance reduces the size of the gap in some amount, and up to some level of load. However, a biggest disadvantage in terms of resistance is the consequential increase of the stress in the steel shell. These additional stresses are to be treated as unfavorable residual stresses which give rise to the reduction of a fatigue resistance of the connection. Due to this, implementation of a flange sided imperfection in the design should be a topic of future research.

Keywords: *Ring-flange; Petersen's model; Segmental approach; FE-Simulation, Imperfections;*

[1] MSc, Ingenieurbüro Stengel, Munich, Germany, svelepopovic@gmail.com

[2] Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University of Montenegro, Podgorica, Montenegro, marinara@ucg.ac.me

1. TYPES OF RING FLANGE CONNECTION

The tubular steel elements for the support of cantilever-like vertical structures like poles, masts, towers, ski-lifts, roller-coaster and amusement ride towers, as well as wind converters, are widely used. Towers are fabricated in welded segments, complying with the traffic requirements for transportation and assembled at the building site. The adequate connection between the segments is achieved by the use of pre-stressed bolts. Although the use of a T-section ring flange with the two rows of bolts (one at the outer pitch circle and one inside the tubular structure) is possible, the use of a single-sided L-shaped ring-flange can be regarded as the state of the art principle, mostly due to the influence of the economical criteria. This connection is however accompanied by some practical disadvantages, primarily influenced by the necessity of special provisions in the production in terms of the flatness of the contact surfaces. As an addition, the mechanical disadvantages in terms of gapping effect, bending of the bolts and the introduction of a local stress in the shell due to the eccentricity of the fasteners to the tubular section define the limits and application boundaries of this connection [1], [2].

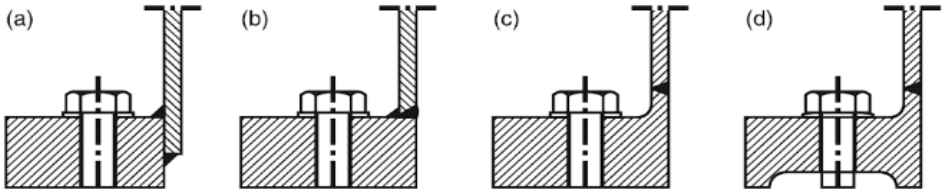


Fig. 1. Scheme of different model types of conventional ring-flange connections: (a) slip-on flange, (b) welding-on flange, (c) welding-neck flange and (d) welding-neck flange with defined contact area, [1]

Four typical geometry variations of the ring flange are commonly used, as displayed on Fig. 1. The use of a particular solution is influenced by the available production procedures, as well as the necessary mechanical- or fatigue resistances which need to be ensured.

For the flange in Fig. 1.a, which is commonly referred to as slip-on flange, positive aspects are related to the low production costs, high lamellar-tearing safety due to geometry and residual stress pattern in flanges, lack of a need for the joint preparation, possibility to use the weld inspections by commonly used surface inspection techniques and the allowable and statistically evaluated analytical design methods. Negative aspects, however, are mostly related to the low fatigue safety with the maximum detail category of 40 according to EN 1993-1-9 [3] (see detail 12 in Table 8.5) and possible difficulties related to the welding of elements with wide difference in material thickness, which might influence an uneven and uncontrollable penetration of the flange-sided weld.

The design in Fig. 1.b is usually referred to as the welding-on flange. This design is very economically attractive due to the low production costs. In case of an adequate welding procedures, small eccentricity of fasteners and availability of post-welding treatment, the fatigue detail category of 71 can be assured. Only wide available and no cost-intensive provisions regarding preparation of the surfaces are necessary. However, negative aspects are mainly related to the high risk of small penetration of the flange-sided weld which might give rise to the flaws of the weld root which are very hard to detect. Additionally, a proper Z-quality needs to be provided acc. to [4]. Some of these practical problems can be solved by using the design displayed on Fig. 1.c – welding neck flange. This connection is easy to weld. Equal material thickness of tower shell and flange-neck lead to equal weld penetration on both sides. Additionally, it is easier to inspect this weld for the inner and outer flaws by using allowable techniques. However, compared to the welding-on flange, this design is economically less effective.

In recent years, a design presented on Fig. 1.d was used very often. It represents an extension of a welding-neck flange. Theoretically, this connection behaves better in terms of the bolt-load function compared to the conventional flanges with full contact surface. However, negative aspects are mainly related to the local bending of the plate which requires the use of very thick plates, local bending of the bolt, lack of wide available analytical calculation model which is proved in practice, necessity to

use numerical calculation methods which should be calibrated with the tests, possibility of water retention inside the groove in case of gap opening, difficulties with the corrosion resistance and significantly higher costs of flange production due to machining of the flange compared to the solutions (a), (b) and (c). Due to that, the proof of the practicality of this design remains to be further investigated in the future.

2. INFLUENCE OF IMPERFECTIONS

In many cases, imperfections due to uncertainties out of manufacturing such as lack of flatness or inclinations cannot be avoided. These imperfections can significantly influence the actual loads in the bolts in the region affected and thus the performance of the entire connection. Fig. 2 shows the qualitative shape of the clamp solid after preloading of the bolt for different types of imperfection.

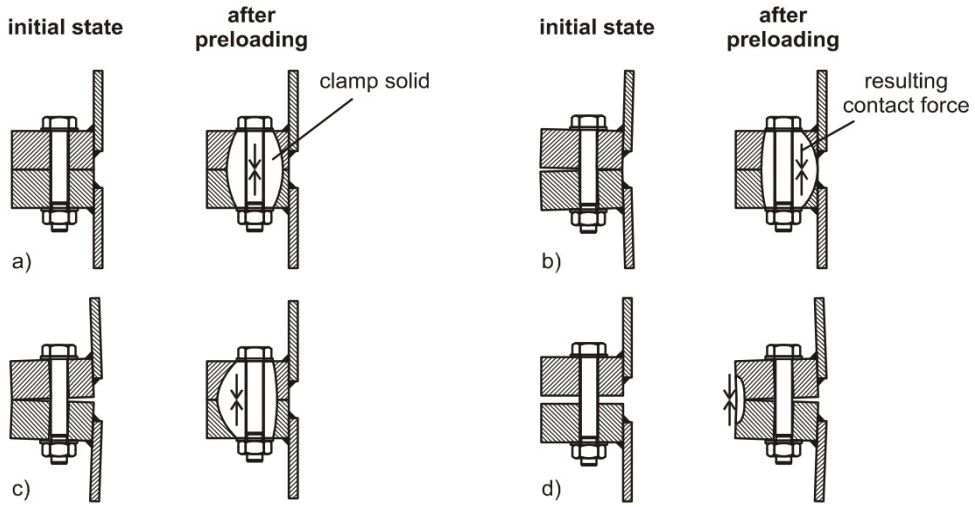


Fig. 2. Position of clamp solid in L-flange in a perfect (a) and different imperfect connections (b), (c), (d), qualitative shape acc. to [6]

Jakubowski [5] indicates the following three types of imperfection, which can occur in any combination: 1) rotation symmetric or local taper with flange sided gap, case (b); 2) rotation symmetric or local taper with tube sided gap, case (c); 3) Local parallel gap, case (d).

As stated in [5] and [6], local taper and parallel gap imperfections have the most detrimental impact on ultimate as well as fatigue resistance of the flange connection. However, regarding the influence of the arbitrary type of the imperfection and the repercussions on the final design, a significant difference of opinion in the scientific community can be observed. In [7] it is stated that for all quantitatively described imperfections, following conclusions can be summarized: 1) Flange sided gaps have no negative influence on the endurance of the connection; 2) Tube-sided gaps (in the area of the tower wall) have a significant negative influence on the resistance of the structure, especially if they extend over only part of the circumference. At the same gap size, the shorter the gapping in the circumferential direction, the greater the negative influence; 3) Local or rotation symmetric parallel taper has a negative influence on the resistance of the connection.

Veljkovic et. al [6] have also investigated this effect. It was concluded from the flange-connection test that the imperfections in form of a flange sided taper or parallel gap can be retrofitted using lining plates. No special observations regarding the practicability of imperfections were given and it was commented that the lining plates can be used for retrofitting of imperfect flanges with flange-sided gaps.

The experience of the authors points out to the confusion in the civil industry regarding the practicability of a flange sided imperfection, which gives rise to the potential unreasonable requests in the process of definition of special, customer-based requirements of individual projects. For one project of new generation of compact high-voltage towers, these observations from the scientific community were taken into account, by explicitly requiring the flange sided imperfection in order to

provide a more favorable bolt-load function. It seems that this problem was also known to the authors at the beginning of '90s, since in [8] it was commented that the flange-sided type of imperfection should not be systematically adopted in the design due to the consequential and highly detrimental bending effect in the bolts. The pointless of this principle is illustrated with an example of the flange with stiffening ribs for which the damage cases have been reported.

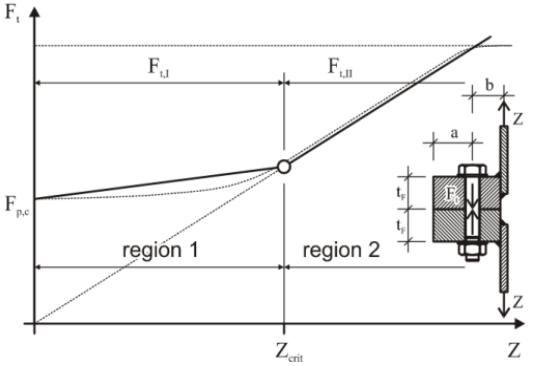
It can be understood that the underlying reason for the introduction of the flange-sided imperfection is the concern with regard to the durability and service life of structure. However, the kinematics of connection in case of mentioned imperfection only partially supports the claim of improvement. Namely, in the case of a flange-sided imperfection, the compressed body (clamp solid) is formed predominantly on the outside of the flange. In the case of tensile stress in the tower wall, this contact pressure must first be displaced to the inside of the flange before the pronounced rise of the stress in the bolts is reached. Although this is obvious, the two biggest disadvantages are also evident – unnecessary bending of the bolt occurs, followed by the unsymmetrical contact pressure between the washer and the ring-flange. Additionally, at the first sight not evident additional bending of the steel shell is also present. The same leads to the unnecessary residual stresses, which are usually located at the position of the weld in case of all the design principles from Fig. 1. Finally, this influences detrimentally the fatigue resistance of the connection. Only benefit of this approach can be the closure of outside gap in some amount accompanied by a very small reduction of the axial stress in the bolt due to the explained effect.

3. METHODS FOR THE ANALYSIS OF L-FLANGE CONNECTION

In general, methods for the calculation and design check of L-flange can be divided into analytical and numerical approaches. There does not seem to be a clear guideline or a normative regulation which defines an approach that should be used in a particular case, so some comments might prove to be useful in this regard.

3.1. Analytical methods

All analytical methods for the determination of bolt-load functions have in common that two spring stiffnesses are to be determined as input parameters, the bolt stiffness C_S and the equivalent clamp solid stiffness C_D. The exact calculation procedures for the determination of these two parameters in case of Petersen´s model can be found in [8]. In this method, a of bolt load is taken into account in the simplified manner, by applying bilinear model, as given in Fig. 3. Compared to a real bolt-load function, this assumption is conservative and safe sided in the range of the first slope, but may become unsafe in the case of imperfect ring-flanges when reaching the second slope, as ideal elastic and pure edge-bearing behavior of a perfect connection is assumed. Furthermore, the method does not consider the occurring bending stresses in the bolt.



$$p = \frac{C_S}{C_S + C_D}, \quad q = \frac{C_D}{C_S + C_D}$$

$$\lambda = \frac{a+b}{a}, \quad Z_{krit} = \frac{F_{p,C}}{\lambda \cdot q}$$

$$F_{t,I} = F_{p,C} + p \cdot \lambda \cdot Z$$

$$F_{t,II} = \lambda \cdot Z$$

Fig. 3. Scheme of bolt-load function acc. to Petersen model [6]

Although other models are known, Petersen´s model is usually used on the territory of Germany. Some alternative methods are acc. to e.g. Schmidt/Neuper [9], Faulhaber and Thomala [10] and Seidel [11].

The eccentricity of the L-shaped flange connections causes additional axial bolt forces, which in simple terms depend on the leverage between compressed flange area, bolt load and the tower shell tension force. It is evident that the kinematics of this connection requires opening of the gap at some level of the load in the steel shell in order to activate the tensile carrying capacity of bolts. However, the bigger the gap, the more negative impact on the fatigue resistance of the joint can be observed due to the introduction of the additional moment at the flange-tube junction (ger. *Krempelmoment*). Thus, the flange connection should be design so no significant gap opening under service- and fatigue relevant load conditions (e.g. vortex induced vibrations) appears.

3.2. Numerical methods

Contrary to the analytical methods which are usually based on the analysis of a segment and analogy with a beam system, numerical methods also offer the possibility to investigate the complete flange geometry. If a complete flange or a segment will be investigated depends on the required accuracy, type of the load and geometric conditions. The most common approach is based on the use of Finite Element Method.

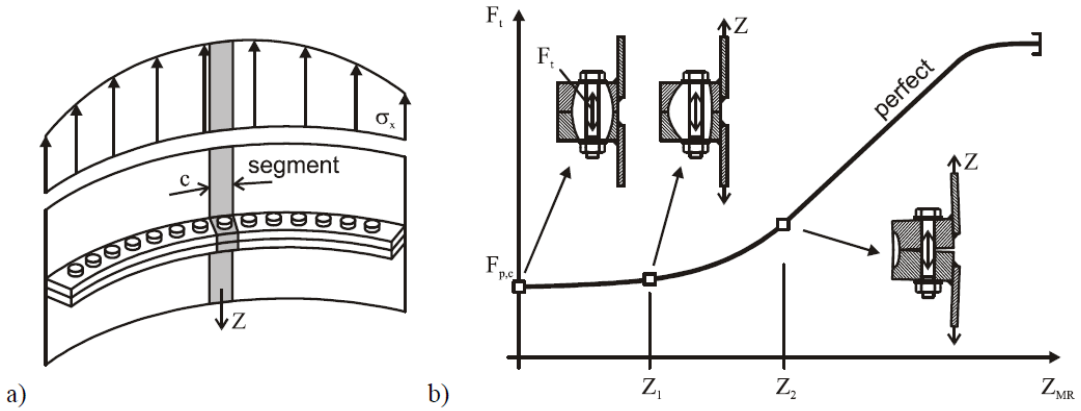


Fig. 4. Display of the segmental approach (left) with the bolt load function (right), [6]

For the segmental approach, tension stresses acting in the tower shell are integrated into a concentrated load Z. For any given gap occurrence, the bolt force increases compared to the initial prestressed state. If one would compare the bolt force of the total flange to the force from the segmental model, the bolt force in the case of a complete flange would be lower. This behavior is understandable because the parts of the flange which are gapping have a lower stiffness than the parts that are still in contact. However, some discrepancy in the results might occur, due to the high dependency of the gap size to the applied contact conditions. Practice shows that the wrong assumptions may lead to the unfavorable or unrealistic results. Regarding the stress in the shell, the opening of flanges also causes some redistribution of stresses in the case of a complete flange geometry.

The choice of the type of bolt idealization also highly influences the results. If one does not need to investigate the bending in the bolts, a bolt discretization technique by means of a beam element is sufficiently accurate to capture the global behavior of the connection. Besides bending of the bolt, only parameter which cannot be evaluated without a bigger discrepancy is the local stress from the contact induced pressure between the washer and the ring-flange. The alternative is use of the solid 3D-model of the bolt which increases computational time.

It should be stated that the numerical approach represents the most adequate way to treat the fatigue problems of the connecting weld at the tube-flange junction. In this manner, the IIW guideline [12] provides a calculation approach based on the local effects which either covers the macro-geometry (Hot-Spot (HS) stress method), or micro-geometry at the level of the notch (Effective Notch Stress (ENS) method). Hot-spot stress method is limited to the check of the weld toe. The effective notch stress method is more comprehensive, since it allows the weld root to be investigated. The most common way of capturing the singularity-free notch stresses is based on the application of 1 mm radius at the weld toe and root – R1MS.

4. NUMERICAL EXAMPLE

The circular ring flange from Fig. 5 is subjected to the two load states.

The values of the axial load N and bending moment M_{yz} at these two load states are:

SLS – N= -106,7 kN; M_{yz}=2655 kNm;

ULS - N= -121,2 kN; M_{yz}= 3399 kNm

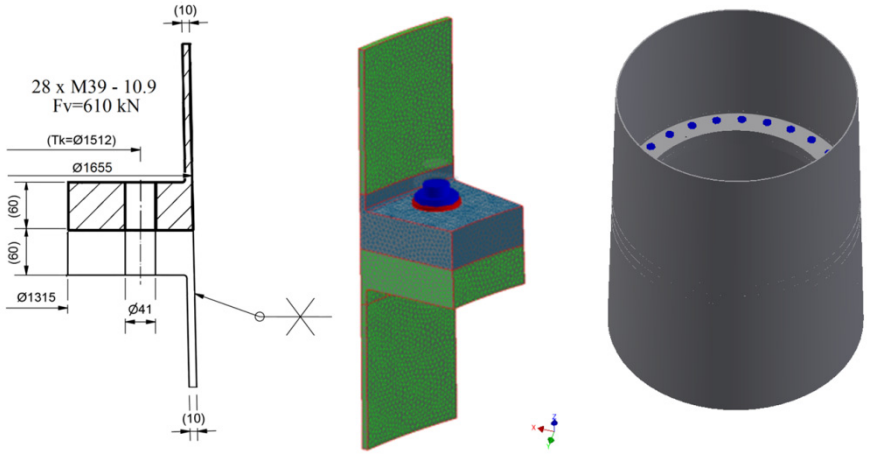


Fig. 5. Left- Flange geometry, middle – display of the segmental model, right – display of the complete model

Results of the analysis are displayed in Fig. 6 and

Table 1.

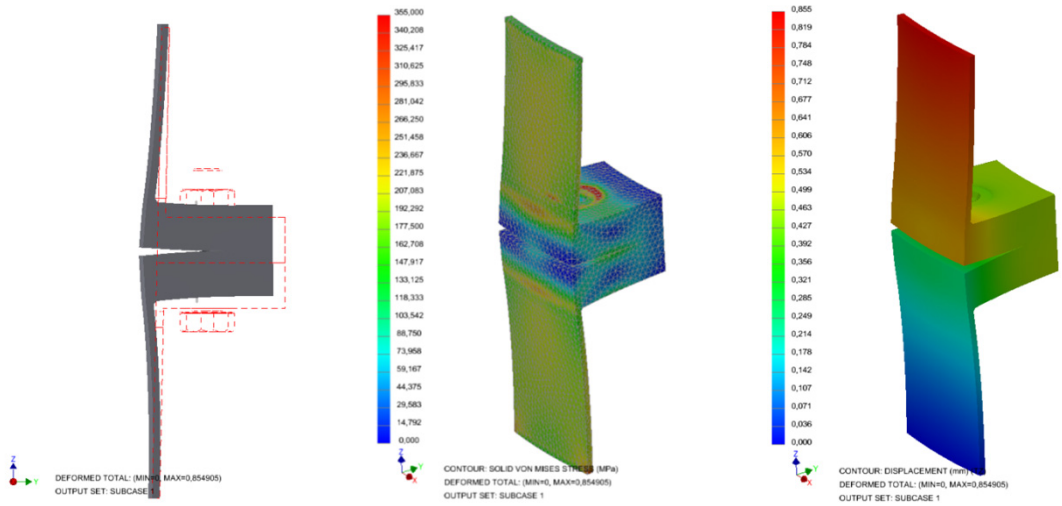


Fig. 6. Results of the segment model – ULS load state: left) display of the deformed model; middle) von Mises stress in the segment; right) displacement of the model

Table 1. Comparison of results

Load	Bolt force [kN]			Gap size [mm]		
	Analytic	FEA Segment	FEA Complete	Analytic	FEA Segment	FEA Complete
SLS	714,477	707,253	694,582	-	0,1355	0,1035

ULS	743,978	735,279	732,581	-	0,2601	0,1759

As can be seen from

Table 1, results of the analytical calculation regarding the tensile force in the bolt are in agreement with the segmental model. Regarding the size of the gap, the same cannot be investigated analytically, due to the occurrence of a contact non-linearity which is not covered by the theory. However, some conclusion can be drawn, since in SLS load case the loss of compression in the clamped solid amounts to -46.83%, while in the ULS load case it amounts to -60.05%. This is comparable with the numerically obtained contact pressure, see Fig. **7**. The results of the numerical analysis indicate that a complete flange predicts smaller gap than the segmental model. This is also accompanied by the smaller stress in the steel shell. This is understandable, since the segmental model assumes the use of a frictionless constraint as a symmetry condition, which makes the part stiffer than in reality.

It should also be noted, that the application of a pretension might lead to the local separation of faces on the pressure side of the section, as displayed on Fig. **7**. This is unrealistic, but in particular case does not influence the result significantly. The use of weak springs or a predefined permanent edge contact in the zones where contact is secured might prove to be a useful procedure to deal with this obstacle in the numerical analysis.

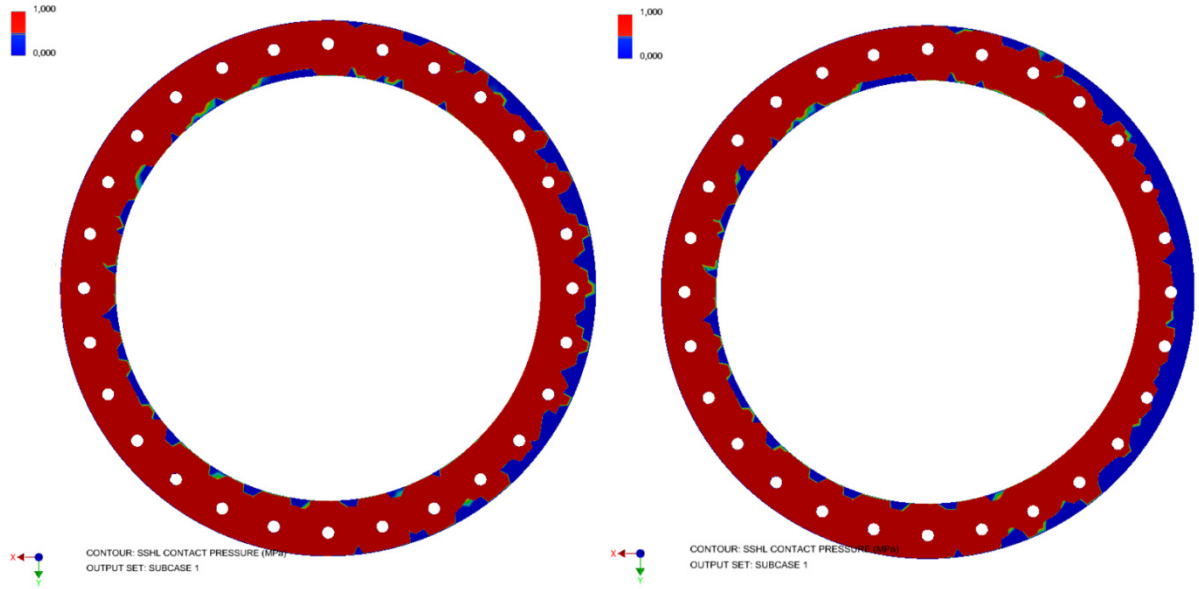


Fig. 7. Contact pressure – (red – compression, blue – gap occurrence): left – SLS, right – ULS

4.1. Influence of imperfections

In order to investigate the influence of symmetric flange-sided imperfection, additional model was created, as presented on Fig. 8 .

The rotationally-symmetrical gap in the amount of 0,4 mm was investigated. Simulation was conducted for the SLS load case in order to provide a realistic simulation of a frequent event.

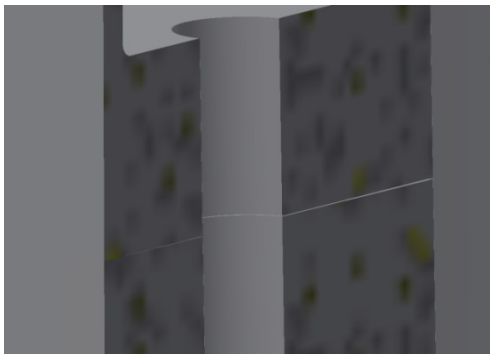


Fig. 8. Flange-sided rotationally-symmetrical gap in the amount of 0,4 mm

The simulation indicates that the imperfection of this type has a positive influence on the closure of the gap. Additionally, tensile force in the bolt is approximately 3% smaller compared to the perfect flange. The cause for this is probably the fact that the clamp solid is formed predominantly on the outside of the flange, so that this compressed body must first be displaced towards the inside edge before any pronounced rise of the stress in the bolts is to be expected.

However, a series of additional byproducts of this approach were observed. The same can be summarized as follows:

a) Bending moment in the bolt is significantly increased compared to the perfect flange. However, due to the simplified modeling of the bolt with the beam element, the magnitude of increase in bending is to be further investigated;

b) Equivalent von Mises stress on the tension side of the steel shell is increased in the amount of ca. 40% compared to the perfect flange – see Fig. 9;

c) Equivalent von Mises stress on the compression side of the steel shell is increased in the amount of ca. 25% compared to the perfect flange.

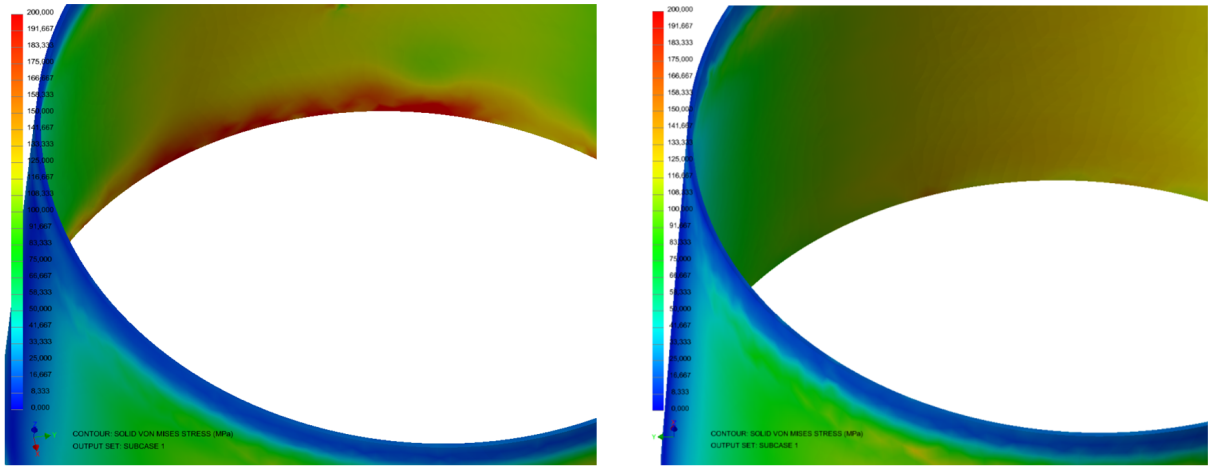


Fig. 9. Solid von Mises surface stress at the tension side of the upper shell segment at the location of the butt-weld, SLS load: left - imperfect flange, right – perfect flange

5. CONCLUSION

In this paper, the analysis of a steel circular ring-flange connection was conducted. It was shown that with the proper assumptions regarding the shape of clamped solid, the analytical model of Petersen can be used as a safe-guided design approach. The same is however limited to the perfect geometry. Numerical FE-models suggest that the complete flange behaves more elastic compared to the segmental model which essentially influences the size of the gap and the stress state in the shell.

It was shown that the imperfection affects the behavior of the connection. It was concluded that a planned negative flange-sided tolerance might compensate the problem of a gap occurrence in some

amount, and up to some level of the load. However, the dependency of results to the contact definition points to the lack of practicality of this approach – a small variation of contact conditions yields the results within the margins of +-30%. The biggest disadvantage of flange sided imperfection is the consequential increase of the stress in the steel shell. These additional stresses are to be treated as unfavorable residual stresses which give rise to the reduction of the fatigue resistance of the connection. Due to this, implementation of a flange sided imperfection as a design rule should be a topic of future research.

REFERENCES

[1] Sørensen J.D., Sørensen J.N. (2010). Wind Energy Systems; Optimizing Design and Construction for Safe and Reliable Operation, Elsevier

[2] Schaumann P., Seidel M. (2001). Zur FE-Modellierung von zugbeanspruchten Schraubenverbindungen, Stahlbau, Volume 70, Issue 2, Pages 73-84, Ernst & Sohn, Berlin

[3] EN 1993-1-9: Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-9: Fatigue; German version EN 1993-1-9:2005 + AC:2009, 2010-1

[4] EN 1993-1-10: Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-10: Material toughness and through-thickness properties; German version EN 1993-1-10:2005 + AC:2009, 2010-12

[5] Jakubowski, A. (2003). Ermüdungssichere Bemessung geschraubter Ringflanschstöße in turmartigen Stahlbauten unter besonderer Berücksichtigung von Flanschimperfektionen, doctoral thesis, Cuvilier Verlag Göttingen, Germany.

[6] Veljkovic M. et al. (2012). High-strength tower in steel for wind turbines (HISTWIN), Final report, European Commission, Research Fund for Coal and Steel

[7] Jakubowski, A.; Schmidt, H. (2004). Numerische Untersuchungen zur Ermüdungsbeanspruchung vorgespannter Ringflanschstöße mit Imperfektionen, Stahlbau; 73, 7; 517-524; Stahlbau

[8] Petersen C. (2013). Stahlbau - Grundlagen der Berechnung und baulichen Ausbildung von Stahlbauten, 4., Auflage. Springer

[9] Schmidt, H., Neuper, M. (1997). Zum elastostatischen Tragverhalten exzentrisch gezogener L-Stöße mit vorgespannten Schrauben, Stahlbau, vol. 66, no. 3, Pages 163 – 168, Ernst & Sohn, Berlin

[10] Faulhaber, A., Thomala, W (1986). Erläuterungen zur Richtlinie VDI 2230 Blatt 1 (1986): Der nichtlineare Berechnungsansatz, VDI-Z – Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure, vol. 129, no. 9, Pages 79 - 84.

[11] Seidel, M (2001). Zur Bemessung geschraubter Ringflanschverbindungen von Windenergieanlagen, doctoral thesis, Hannover University, Germany.

[12] Hobbacher, A. F. (2016). Recommendations for Fatigue Design of Welded Joints and Components, IIW Guideline, International Institute of welding, Springer International Publishing

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

SS - 17

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

ПАРКИНГ НА КАТ СО НЕПРАВИЛНА ОСНОВА

Елена ПОПОВСКА[1], Денис ПОПОВСКИ [2] Владимир ДАМЈАНОВСКИ [3]

АПСТРАКТ

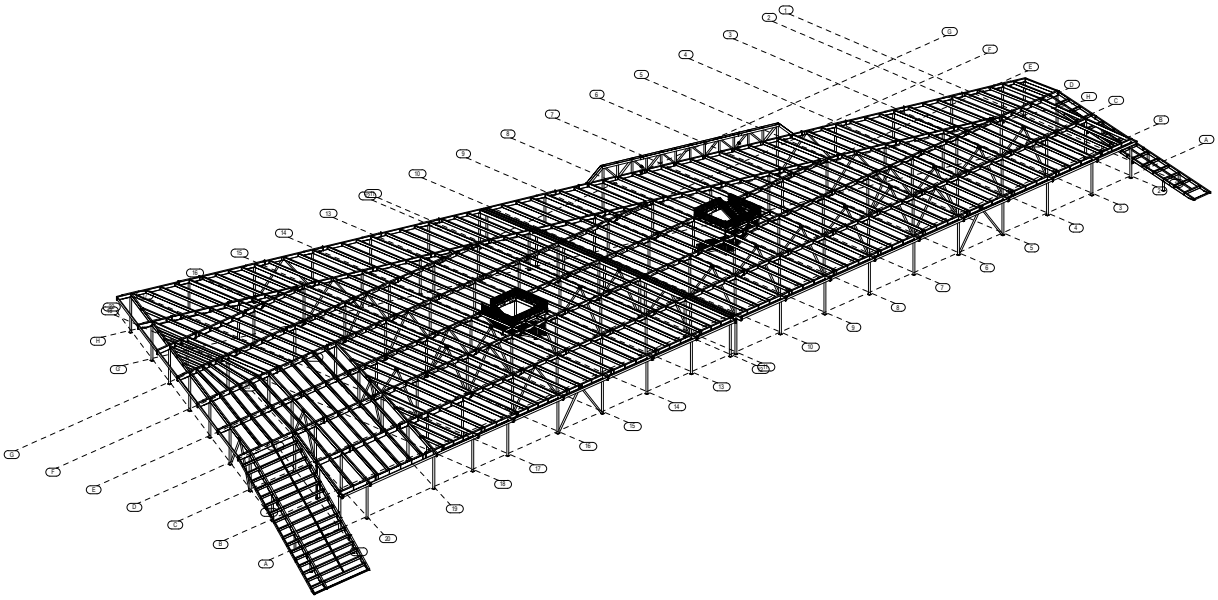
Во понатамошниот текст е опишана челична конструкција паркинг, изработена според барање на инвеститор и дадена архитектура. Локацијата е градско подрачје, па со цел добро да се искористи просторот, паркирањето е решено на кат со што под конструкцијата остануваат веќе постоечки објекти кои треба да се премостат. Од ова и произлегува диспозицијата на столбовите кои се распоредени на највозможен правилен начин. Просторот под конструкцијата е планиран како прооден од што е одлучен распоредот и типот на главните вертикални спрегови. За побрза и полесна изведба сите составни елементи се дел од монтажни целини кои се спојуваат со врски со завртки. Меѓукатната конструкција е спрегнати челични носачи со бетонска плоча на лим, што овозможува полесни носачи, полесен транспорт и изведба и поголем слободен простор под конструкцијата. Целата конструкција, освен темелењето е изработена од материјал челик S235JR (C.0361) и има вкупна килажа од 398951kg, односно 63.56kg/m^2. Темелењето е систем темели самци поврзани со врзни греди и вкупна количина 633m^3, бетон класа C25/30 (MB30), а армирани се со арматура RA400/500-2 со вкупна количина 31633kg.

Направена е глобална анализа на однесување на системот, но контролирана е и локална носивост за елементи каде е потребно. Контролирани се сите врски. Иако барањата на просторот диктираа неправилна конструкција, добрата диспозиција и точно одбраниот конструктивен систем овозможија во сите анализи правилно да се однесува.

Клучни зборови: *Инженерски објекти; Спрегнати конструкции; Монтажни врски;*

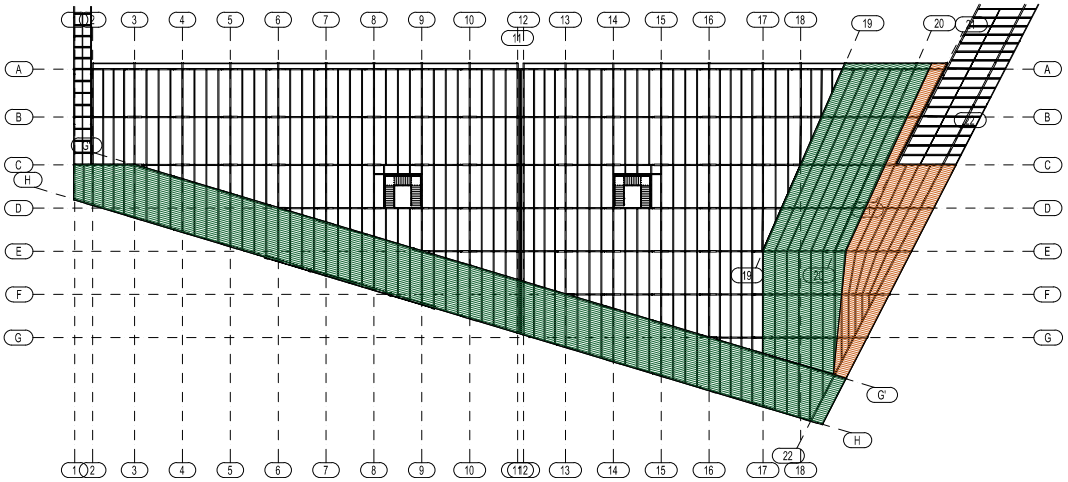
[1] Дипл. град. инж., ДГТ Жикол Струмица, Скопје, Република Северна Македонија, e-popovska@hotmail.com
[2] Проф. д-р, Градежен факултет, Универзитет "Св. Кирил и Методиј", Скопје, Република Северна Македонија, popovski@gf.ukim.edu.mk
[3] Асис. м-р, Градежен факултет, Универзитет "Св. Кирил и Методиј", Скопје, Република Северна Македонија, damjanovski@gf.ukim.edu.mk

1. ОПШТИ ПОДАТОЦИ ЗА ОБЈЕКТОТ



Сл. 1. Приказ на објектот

Според дадена проектна програма и архитектура проектиран е паркинг кој е подигнат на меѓукатна спрегната конструкција на висина од 5.0m. Поради големиот габарит поделен на две целини со дилатација која е изведена со дуплирање на столбови и греди, така што должината на едниот дел е 74m, а 86.14m другиот дел. Диспозицијата на столбовите во основа произлегува од потребата да се прескокнат веќе постоечки објекти под меѓукатната конструкција, но и да се премости конструкцијата над простори кои се предвидени да останат слободни од други архитектонски причини. Крутоста на објектот се постигнува со столбови со кутијаст пресек, главен вертикален k-спрег во два правци и со крута меѓукатна конструкција. Бетонската плоча се бетонира преку лим за спрегање, а носачите се спрегнати со плочата со средства за спрегање, чеп можданици. Меѓукатната конструкција е предвидена од IPE профили. Сите врски се предвидени монтажни со обични завртки квалитет (8.8). Столбовите се анкеруваат во темел со челични анкери, а објектот се темели на темели самци кои меѓусебно се вкрутени со врзни греди. За пристап до паркингот се предвидени две рампи за автомобили и трокраки скали за луѓе. Сите делови на објектот освен темелењето се изработени од материјал челик S253JR, додека темелната конструкција е пресметана со бетон класа C25/30. Одводнувањето е решено со 1% до 1.5% пад на меѓукатната конструкција, водата се спроведува до хоризонтални и вертикални олуци.



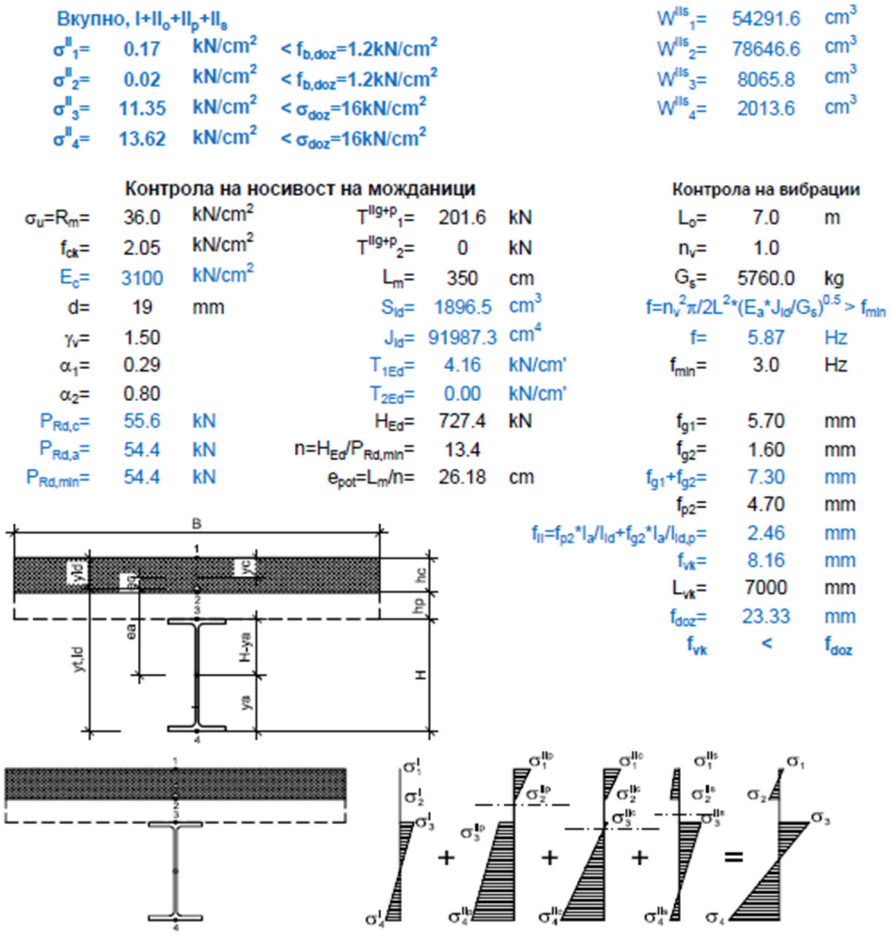
Сл. 2. Дел под конструкцијата кој се премостува заради постоење на објекти обележан со зелена боја и дел составен од содржини со кои треба да се избегне колизија со столбови обележан со портокалова боја

2. АНАЛИЗА НА КОНСТРУКЦИЈАТА

За потребите на анализа е изработен тридимензионален линиски математички модел, за двете дилатациони целини. Од анализата во програма се добиени потребните статички големини за сите елементи, додека контролата е извршена со рачна пресметка.

Објектот е товарен со предвидени постојани товари на меѓукатната конструкција, а како најнеповолен корисен товар се јавува товар од навала на луѓе. Земено е во предвид и дејство од температурна промена од кое изнесува $\Delta=\pm 30°C$ за челични конструкции. Според сеизмичка карта објектот се наоѓа на локација со IX степен земјотрес, а силите за товарните случаи сеизмика се добиени со спектрална анализа. Објектот е предвиден отворен од сите страни и затоа не се јавува дејство од ветер.

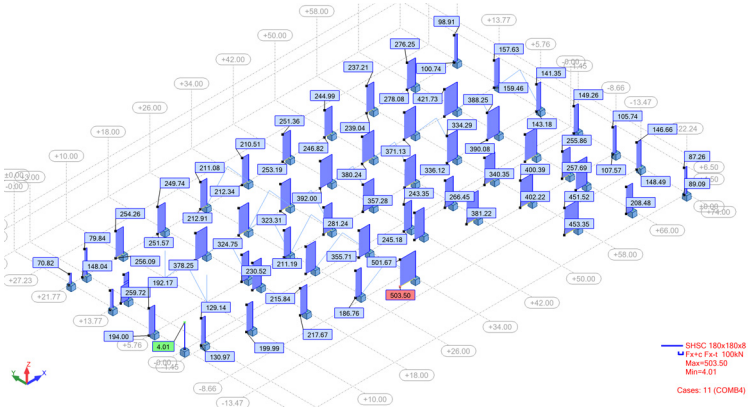
Носачите од меѓукатната конструкција во поле се пресметани како спрегнати носачи товарени во две фази, прва фаза постојани товари кои се јавуваат кога бетонот нема носивост и втора фаза спрегнат пресек. Во потпора по потреба носачите се појачани со појасни лимови. За сите носачи е извршена контрола на напрегања, контрола на деформации и контрола на фреквенција со што се исполните условите за носивост деформабилност и употребливост. Напрегањата се пресметуваат во секоја карактеристична точка по висина на пресекот. Главните носачи се континуирано поставени преку столбови во двата правци, а секундарците се еластично вклештени во главниот носач. Добиен е и потребен број на средства за спрегање, чиј вкупен број во цел објект изнесува 19564.



Сл. 3. Контрола на носивост на спрегната греда

Столбовите се анализирани како вклештени во лежиште и зглобно потпрени за главниот носач, контролирани се на напрегања при што е земена во предвид извивање поради дејство на сила на притисок и момент и контролирана е деформацијата на целиот систем од столбови и спрегови од товарна комбинација со постојани товари и сеизмичка сила. По ист принцип се контролирани

и вертикалнните главни спрегови, со таа разлика што тие работат како аксијално притиснати елементи и како такви се моделирани.



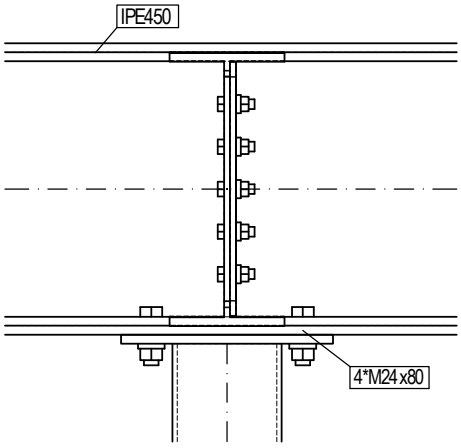
Сл. 4. Контрола на носивост на столбови, приказ на дијаграми

Од анализата се добиени доволно резултати за да се направат сите потребни контроли на глобалниот систем. Како дополнително од математичкиот модел се извлечени статички големини кои служат за пресметување на врските.

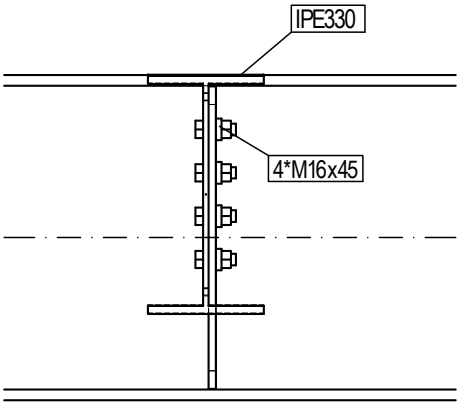
3. ПРЕСМЕТКА НА ВРСКИ

Елементите се спојуваат со врски чиј тип и капацитет е диктиран од тоа како се предвидени во математичкиот модел. Бидејќи се работи за монтажна конструкција, поделена е во добро пресметани монтажни целини според потребите за транспорт или изведба при што во конструкција се појавуваат врски за спојување на два различни елемента како што се врска греда со столб, врска секундарен со главен носач, врска спрег со греда и слично, но и врски за континуирање на носачи.

Столбовите за греда се фаќаат со помош на заварени лимови за столбот и гредата и четири завртки кои работат на смолкнување.



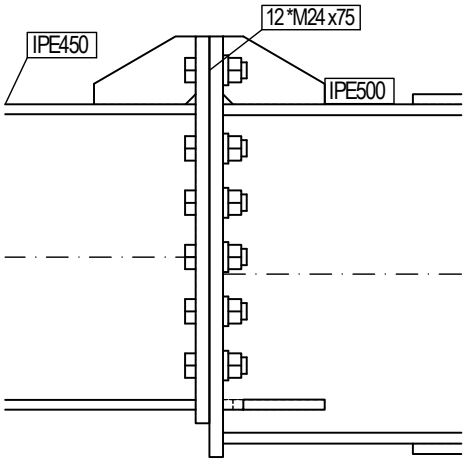
Сл. 5. Врска греда столб



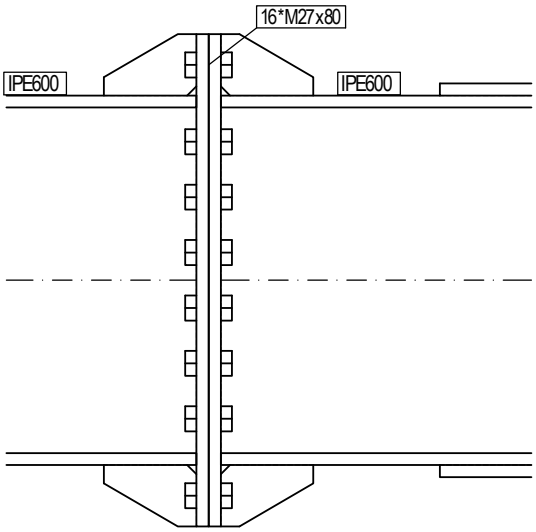
Сл. 6. Зглобна врска секундарен со главен носач

Секундарните греди се фаќаат за заварен лим по реброто на главниот носач со едноредни завртки по висина на реброто. Направена е контрола на носивост на аголен завар II категорија по висина на лимот, носивост во ослабен пресек заради отворите за завртки и контрола на најоптоварена завртка.

Главните носачи се предвидени како континуирани за таа цел се наставуваат со монтажна врска за наставување на места со приближно нулти момент. Врските за континуитет се со челно наставување, контролиран е аголен завар II категорија во сите карактеристични точки по висина на носачот и напрегањата во завртките во крајниот ред.



Сл. 7. Наставување на два различни профили



Сл. 8. Врска на континуирање на профил

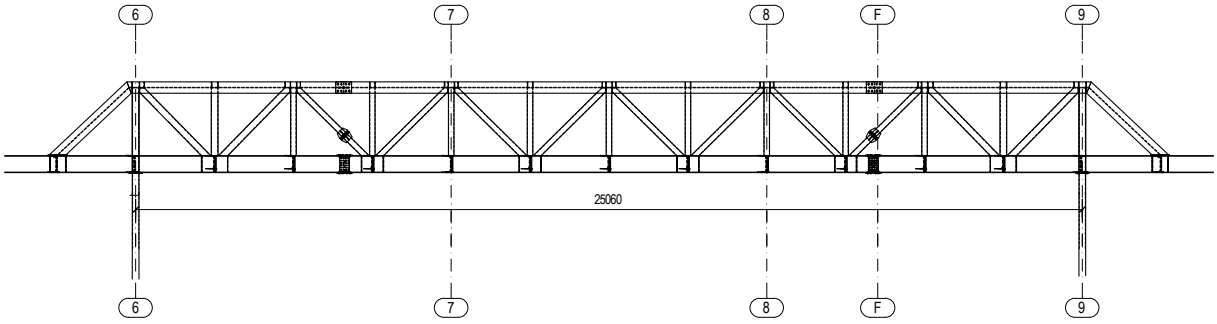
Врска столб со лежиште е предвидена со челични анкери поставени на доволно растојание за да прифаќаат момент на свиткување во два правци. Столбовите дополнително се вкрутени со крилни лимови поставени во два правци на сите sидови од кутијата. Контролирани се заварите по висина на крилните лимови, заварите на контакт столб и крилни лимови со анкерна плочка и контрола на сила на затегање во анкер.

Дополнително по потреба се поставени вкрутувања на ребро на IPE профилите.

Вкупно во цел објект искористени 6461 завртки со дијаметри 16, 24 или 27.

4. РЕШЕТКА

За потребите на премостување на поголем распон од конструкција е изработена решетка со паралелни појаси така што долен појас е елемент од меѓукатна конструкција, горниот појас е HEA профил, а исполната е од кутијасти профили, вертикали и дијагонали распоредени напоредно притисната затегната. Решетката е со распон од 25.06m и висина од 2.0m. Поделена е во три монтажни целини во кои има наставување на појас и на дијагонала. Контролирана е на деформации и напрегања како и пресметани се капацитет на врските. Решетката е добро интегрирана во системот за да има непрекинат тек на силите.

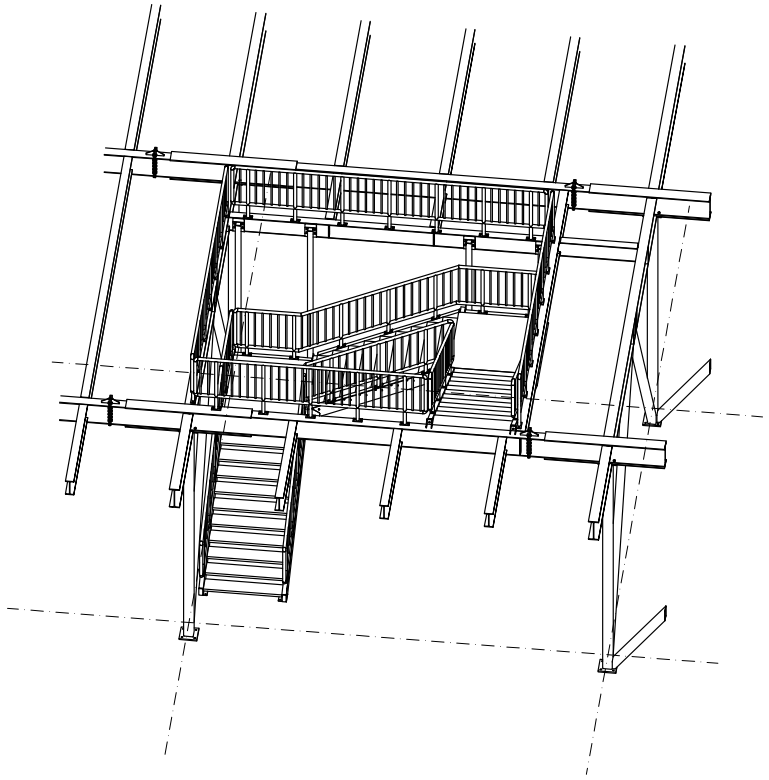


Сл. 9. Главен носач решетка за премостување распон од 25.06m

5. ВЕРТИКАЛНА КОМУНИКАЦИЈА

За пристап до објектот се предвидени две рампи кои се спротивни страни од објектот, односно по една во секоја дилатациона целина и трокраки скали исто така во секоја целина. Рампите се со ширина која овозможува да се разминат две возила. Едната рампа е систем од главни спрегнати носачи за кои се фаќаат спрегнати секундарни носачи систем проста греда, додека кај поголемата рампа секундарците се конзолно испуштени. Наклонот на рампите е околу 16%. Скалите се потпрени на земја и анкерувани со FAZ II анкери, кај вториот крак носачите се

обесени на висулки кои се фатени за греда, и последниот крак е вклештен во гредата на катот. Главните носачи се од UPN профил за кој се монтажно фатени со врска со завртки скалила од свиткан лим. Поврзувањето на столбовите и висулките со главните носачи е со зглобни врски со завртки. Скалите се обезбедени со ограда која е со завртки фатена за појасот од носачот, а целиот дел е планирано да се покрие со бетон.



Сл. 10. Трокраки скали составени од UPN главен носач

ЛИТЕРАТУРА

[1] Печатени предавања по предметот "Спрегнати конструкции" кој се држи на додипломските студии при Градежниот факултет – Скопје, (2012) од авторот Проф. д-р. Петар Цветановски дипл. град. инж.

[2] Печатени предавања по предметот "Челични конструкции во високоградба" кој се држи на додипломските студии при Градежниот факултет – Скопје, (2007) од авторот Проф. д-р. Петар Цветановски дипл. град. инж.

[3] Основи на челични конструкции, Проф. д-р. Атанас Филиповски, Скопје 2004 год.

[4] Celicni konstrukcije u gradjevinarstvu, dr. inz Branko Zaric, dr. inz. Dragan Budevac, mr. inz. Bratislav Stipanic, Beograd 1995 god.

[5] Metalne konstrukcije, Dr. Dragan Budevac dipl. inz. grad., Mr Zlatko Markovic dipl. inz. grad., Mr Dragana Bogavac dipl. inz. grad., Mr Dragoslav Tosic dipl. inz. grad., Beograd 1997 god.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

SS - 18

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

WIND LOADS ON TRANSMISSION LINE TOWER COMPARISON ACCORDING TO EUROPEAN AND NATIONAL REGULATIONS

Nikola RAJIC[1], Djordje LADJINOVIC[2], Vladimir ZIVALJEVIC[3]

ABSTRACT

This paper discusses wind load assessment for transmission line lattice tower according to two regulations, European and Serbian national regulations. European regulations cover wind loads on transmissions line lattice towers in CEN EN 1993-3-1: Eurocode 3 – Design of steel structures – Part 3-1: Towers, masts and chimneys – Towers and masts [1] and EN 50341-1:2012: Overhead electrical lines exceeding AC 1kV – part 1: General requirements – Common specifications [3]. Serbian national regulations cover this topic in Regulation on technical standard for construction of overhead transmission lines voltage 1kV to 400 kV [2]. Wind load analysis per European regulation is more complex compared to National regulations as it takes a lot of more input parameters into account. Wind load is based on the fundamental basic wind velocity $v_{b,0}$. Wind distribution along height is not constant as per National regulations. Significant wind loads and combined wind and ice loads can lead to structural damage of overhead transmission line support structures if not correctly assessed [4]. Wind load analysis is performed according to European and National regulations on existing single-circuit three-phase 35 kV supporting type overhead transmission line lattice tower. Lattice tower is 34.6 m high and it is rectangular in plan. Lattice tower leg members and bracings have L profile cross-sections. In order to compare results between two sets of regulations, equivalence is made between value of wind pressure, p, according to National regulations and corresponding value of fundamental basic wind velocity $v_{b,0}$ according to European regulations. Those two values are main input parameters for wind load analysis and most intuitive indicators of magnitude of wind actions on certain location according to these two sets of regulations. Equivalent value of $v_{b,0}$ that generates wind forces such that bending moment of wind load according to European standards is equal to bending moment of wind load according to National regulations at the base of the lattice tower is calculated. Also drag factor per European regulation and wind pressure coefficient per National regulation is compared and its influence on the resulting wind load.

Keywords: *Wind load; Lattice structure; Eurocodes; National regulations;*

[1] Teaching Assistant MSc, Faculty of Technical Sciences, University Novi Sad, Novi Sad, Republic of Serbia, rajic.nikola@uns.ac.rs
[2] Full Prof. PhD, Faculty of Technical Sciences, University Novi Sad, Novi Sad, Republic of Serbia, ladjin@uns.ac.rs
[3] Teaching Assistant MSc, Faculty of Technical Sciences, University Novi Sad, Novi Sad, Republic of Serbia, zivaljevic.vladimir@uns.ac.rs

1. INTRODUCTION

Overhead transmission line lattice towers play important role in power distribution system. They are relatively complex structures often subject to various weather conditions. Overhead transmission line often spreads over hundreds of kilometers long distances and probability of extreme weather conditions is greater than in discrete based structures. Significant wind loads and combined wind and ice loads can lead to structural damage of overhead transmission line support structures if not correctly assessed. Structural damage of overhead transmission line support can lead to interruption of electrical supply and it requires higher costs and long period of time to be repaired especially in the remote parts.

Map of damages from region shows significant number of damaged overhead transmission line lattice towers. Damages were classified as knocked down or heavily damaged which needed replacement, medium damaged tower which needed major repair and slightly damaged tower mainly on cross arms and/or top. Overhead transmission line lattice towers were mainly damaged from wind, ice and combined wind and ice actions. Research [4] shows that most of damaged (>87%) supporting type transmission towers were damaged due to wind or combined wind and ice loads. While significantly smaller number of tension type transmission towers (>6%) are damaged due to wind or combined wind and ice actions. Analyzed supporting structures were designed according to National regulations [3].

Since 1949. national regulations for overhead transmission lines have changed several times. Most recent change is the adoption of Regulation on technical standards for construction of overhead transmission lines voltage 1 kV to 400 kV in 1988 [3]. Wind load analysis is very simple. Load distribution along the height is constant. Regulation gives 5 different constant load values depending on wind speed.

European standards for overhead transmission lines design EN 50341-1 [2] and lattice tower design EN 1993-3-1 [1] are adopted in Serbia in the process of joining the European Union under the name SRPS EN 50341-1:2015 [5] and SRPS EN 1993-3-1:2012 [6]. National normative is necessary for use of EN 50341-1 and it is not finished yet. Wind load analysis is more complex compared to National regulations as it takes a lot of more input parameters into account. Wind load is based on the fundamental basic wind velocity $v_{b,0}$. Wind distribution along height is not constant.

This paper covers comparative analysis of wind load action according to European and National regulations on existing single-circuit three-phase 35 kV supporting type overhead transmission line lattice tower. Lattice tower is 34.6 m high and it is rectangular in plan. Lattice tower leg members and bracings have L profile cross-sections.

In order to compare results between two sets of regulations, equivalence is made between value of wind pressure, p, according to National regulations and corresponding value of fundamental basic wind velocity $v_{b,0}$ according to European regulations. Those two values are main input parameters for wind load analysis and most intuitive indicators of magnitude of wind actions on certain location according to these two sets of regulations.

Goal was to find equivalent value of $v_{b,0}$ that generates wind forces such that bending moment resulting from wind load according to European standards is equal to bending moment resulting from wind load according to National regulations at the base of the lattice tower.

Goal seek analysis resulted in the pairs of "equivalent" values of wind pressure, p, according to National regulations and fundamental basic wind velocity $v_{b,0}$ according to European regulations based on the equivalent moment at the base of the lattice tower that wind loads generate.

Also drag factor per European regulation and wind pressure coefficient per National regulation is compared and its influence on the resulting wind load.

2. WIND LOAD ANALYSIS THEORETICAL BACKGROUND

2.1. Wind load according to National regulations [3]

According to National regulations wind force, Q_w, is calculated as product of effective area, A_{eff}, wind pressure, p, wind pressure coefficient, C_e, and sinus of wind direction angle, $\sin\varphi$.

$$Q_w = A_{eff} \cdot p \cdot C_e \cdot \sin\varphi \quad (1)$$

Wind pressure, p, calculated according to Eq.2 depends on maximum wind speed that occurs on average every five years that is obtained from the Meteorological Service for the relevant region, v. Most often value of wind speed, v, is not known so the value of wind pressure, p, is given according to other available data.

$$p = v^2/16 \quad (2)$$

Calculated wind pressure is rounded up to the first of the following values defining wind load levels, 0.60, 0.75, 0.90, 1.3 kN/m^2. It is taken constant and used for segments from 0 to 40 m from ground and it shall not be less than 0.5 kN/m^2.

Wind pressure coefficient is given depending on structural configuration and for rectangular plan structure with angular section legs as for analyzed model wind pressure coefficient is equal to 2.6.

Lattice tower is divided into a series of sections, where a section comprises several identical or nearly identical panels. Exposed area is calculated for every section as a sum of area of lattice members and plates. Thus, the wind force can be obtained for every segment.

2.2. Wind load according to European regulations [1][2]

European regulations [2] calculate wind loads based on basic wind velocity, v_b, calculated as product of directional and season factor and fundamental value of basic wind velocity, $v_{b,0}$, according to Eq. 3. Fundamental basic wind velocity is the characteristic 10 minutes mean wind velocity, irrespective of wind direction and time of year, at 10 m above ground level in open country with low vegetation as per EN 1991-1-4 [7].

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{seasson} \cdot v_{b,0} \quad (3)$$

Mean wind velocity at a height z above terrain, $v_m(z)$, calculated according to Eq. 4 depends on the terrain roughness and orography and the basic wind velocity. Roughness and orography factors vary with height z and depend on terrain category and terrain parameters. It is assumed that analyzed transmission tower is in terrain category II (area with low vegetation as grass and isolated obstacles) and that terrain orography does not have significant influence on wind velocities. Mean wind pressure variation with height calculated according to Eq. 5 depends on mean wind velocity variation and air density.

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b \quad (4)$$

$$q_m = \frac{1}{2}\rho \cdot v_m^2(h) \quad (5)$$

The turbulence intensity, $I_v(z)$, at height z is defined as the standard deviation of the turbulence divided by the mean wind velocity and can be calculated according to Eq.6.

$$I_v(z) = \frac{k_l}{c_0(z)\cdot\ln(z/z_0)} \quad (6)$$

Peak velocity pressure, $q_p(z)$, which includes mean and short-term velocity fluctuations is determined from Eq. 7.

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)]\frac{1}{2}\rho \cdot v_m^2(h) = c_e(z) \cdot q_b \quad (7)$$

Wind forces on lattice towers result from forces transferred from conductors and insulators as well as wind pressures directly on the tower itself.

Wind forces on lattice tower itself are calculated using method 1. The tower is divided in sections. Wind is acting in direction defined by angle φ as show in Fig. 1. Wind force is acting at the center of gravity of each tower section. The force component, $Q_{w,t}$, acting in the wind direction is given by the following equation Eq. 8. The force component transverse to the wing direction may be neglected.

$$Q_{wt} = q_p(z) \cdot G_t \cdot (1 + 0.2 \sin^2 2\varphi)(C_{t1}A_{t1}\, cos^2\, \varphi + C_{t2}A_{t2}\, sin^2\, \varphi) \quad (8)$$

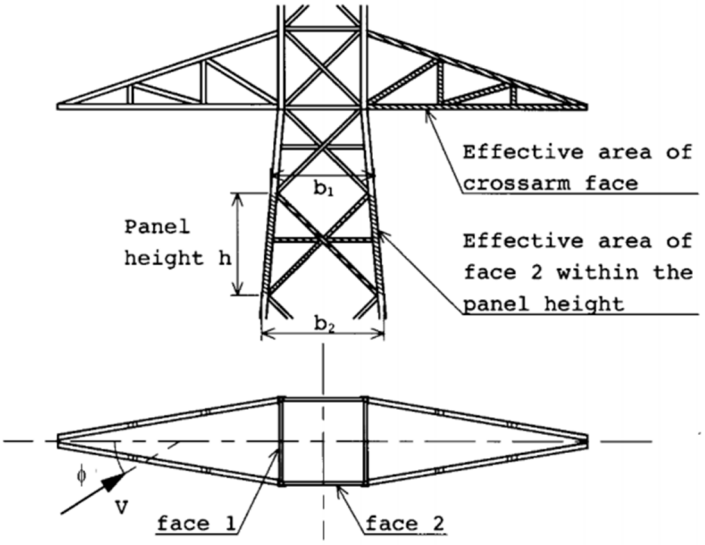


Fig. 1. Tower panel face and cross-arm panel definition [2].

Structural factor is calculated according to formulas based on EN 1991-1-4:2005 [7], Annex C.

For lattice cross-arms, the wind forces are calculated from Eq.9.

$$Q_{wtc} = q_p(z) \cdot G_{tc} \cdot A_{tc} \cdot (\sin \varphi + 0.4 \cos \varphi) \quad (8)$$

The drag factor C_t is determined according to solidity ratio, χ, and by expressions from EN 1993-3-1 [1], repeated in EN 50341-1 [2], Eq. 9, or using diagram shown in Fig. 2. Solidity ratio is defined as effective area of panel face divided by panel area.

$$C_{t1}(\text{respectively } C_{t2} \text{ and } C_{tc}) = 3.96 \cdot (1 - 1.5 \cdot \chi + \chi^2) \quad (9)$$

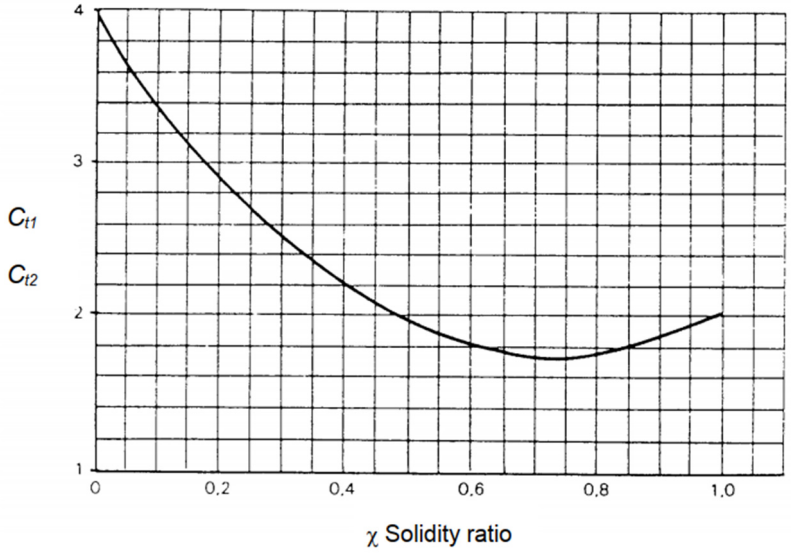
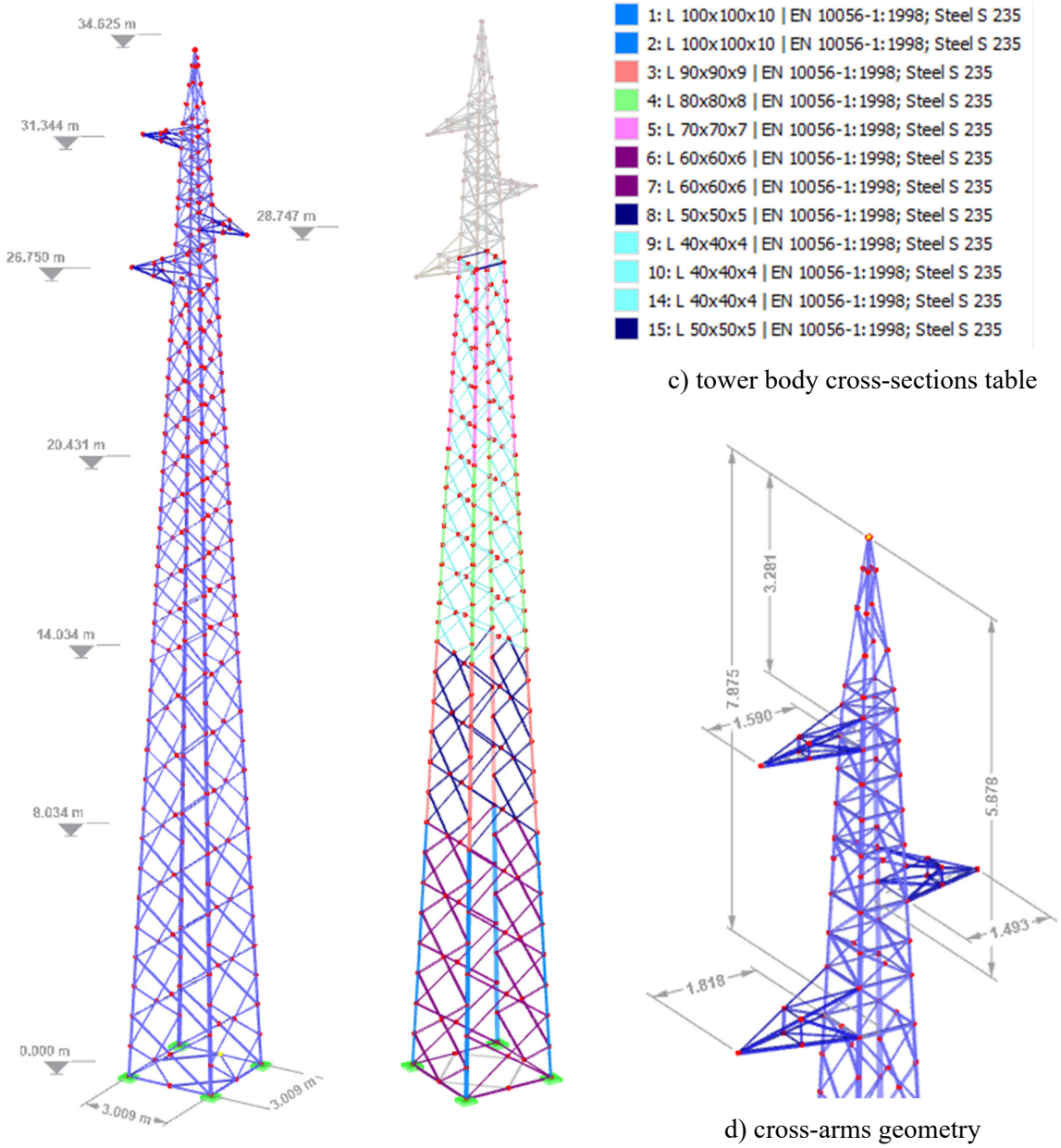


Fig. 2. Drag factor for a rectangular tower composed of flat sided members [2].

3. COMPARATIVE NUMERICAL ANALYSIS

Analyzed structure is 34.6 m high existing single-circuit three-phase 35 kV supporting type overhead transmission line lattice tower shown in Fig. 3a. Lattice tower is square shape in plan with base dimensions 3.0 m.

Structural material is steel S235. Lattice tower leg members and bracings have L profile cross-sections as shown in Fig. 3c and graphically differentiated by color in Fig. 3b. Leg cross-sections vary from L100x100x10 at base to L70x70x7 below cross-arms. Bracings cross-sections vary from L60x60x6 at base to L50x50x5 below cross-arms. Three cross-arms geometry is shown in Fig. 3d.



a) isometric view

b) tower body cross-sections by color

c) tower body cross-sections table

d) cross-arms geometry

Fig. 3. Analyzed lattice tower structure: a) isometric view, b) cross-sections by color, c) cross-sections table and d) cross-arms geometry

Tower top leg members have L60x60x6 cross-section and bracings have L40x40x4 cross-section. Cross-arms legs have L50x50x5 cross-section and bracings have L40x40x4 cross-section.

In this paper only wind direction in the direction of cross-arms is considered.

Lattice tower is divided in 31 segments along height so that wind load can be correctly analyzed. Effective area, A_{eff}, is calculated summarizing member and gusset plates projected areas and solidity ratio, χ, is calculated as an effective area divided by the area enclosed by the boundaries of the face projected normal to the face according to 7.11 (2) of [7] and shown in Fig. 4.

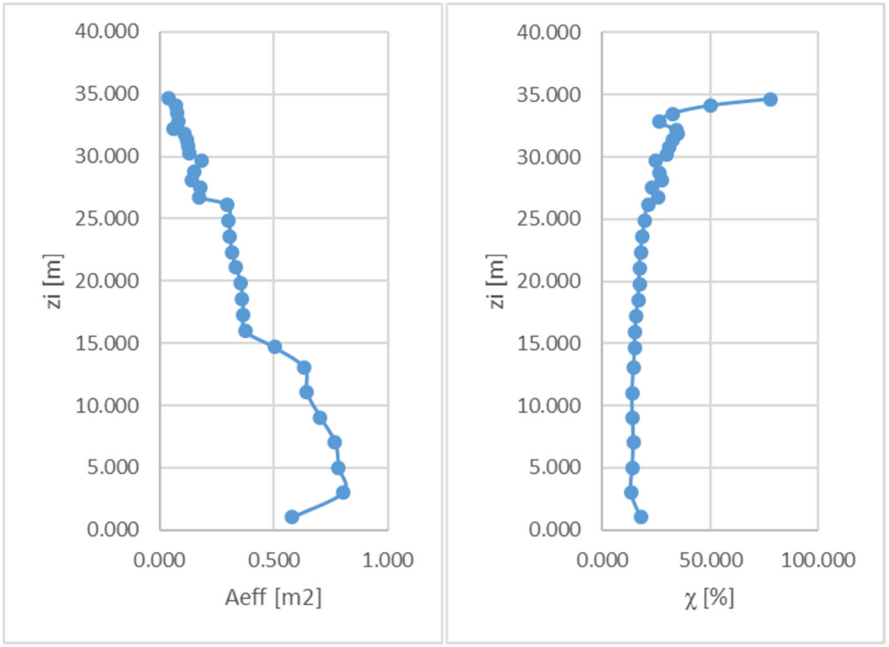


Fig. 4. Calculated effective area, A_{eff}, and solidity ratio, χ, for each segment at height z_i

3.1. WIND LOAD ANALYSIS ACCORDING TO NATIONAL REGULATIONS

Wind forces, Q_w, are calculated according to Eq. 1 for each segment and for four different wind pressures, 0.60, 0.75, 0.90 and 1.30 kN/m^2. Wind pressure coefficient is taken equal to 2.6 according to [3]. Wind forces act in the centroid of the segment.

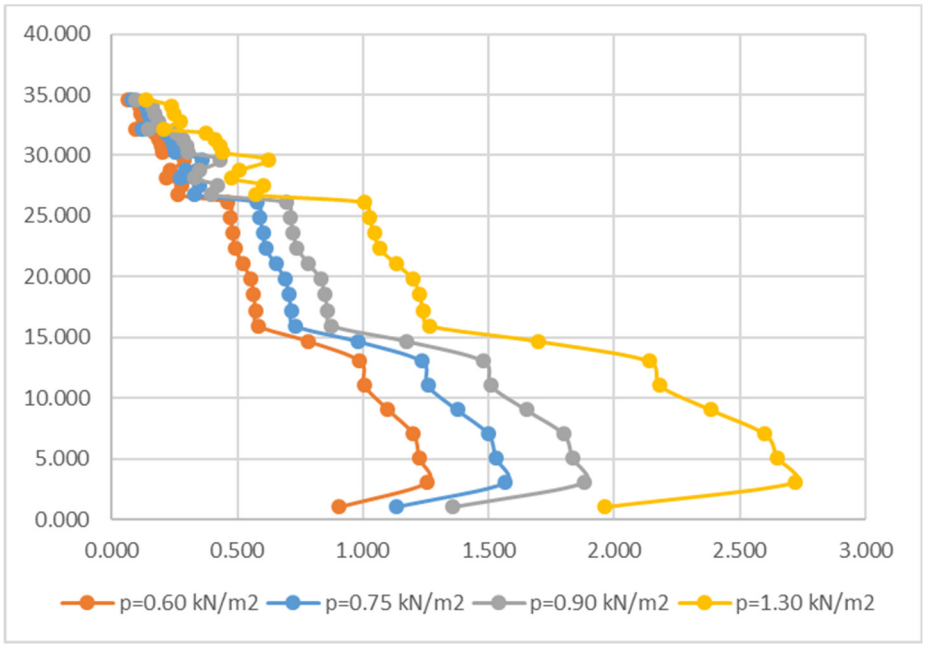


Fig. 5. Wind forces, Q_w, calculated for each segment acting at the centroid of each segment at height z_i minus half the height of each segment

Based on data from Fig. 5 magnitude of resultant of all wind forces calculated for each segment and position of the resultant force can be evaluated. Since that wind pressure is constant along the height, position of resultant force is fixed, but not at half of the lattice tower height because area used to calculate wind forces (A_{eff}) is not constant along the height (see Fig.4). Wind load moment at the base of the lattice tower, M_{R}, is simply calculated as a product of wind load resultant and wind load resultant position. These values are summarized in Table 1.

Table 1. Wind load resultant, R, resultant positions from lattice tower base, z_R, and wind load moment at the base of lattice tower, M_{R}.

Wind load level		**1**	**2**	**3**	**4**
National regulations	p [kN/m^2]	0.60	0.75	0.90	1.3
	R^{NR} [kN/m]	15.728	19.660	23.592	34.077
	z_R^{NR} [m]	14.485	14.485	14.485	14.485
	M_R^{NR} [kNm]	227.833	284.792	341.750	493.639

3.2. WIND LOAD ANALYSIS ACCORDING TO EUROPEAN REGULATIONS

Since it is independent of fundamental basic wind velocity $v_{\text{b,0}}$ drag factor, C_{t}, is calculated first according to Eq. 9 for each tower segment and shown in Fig.5.

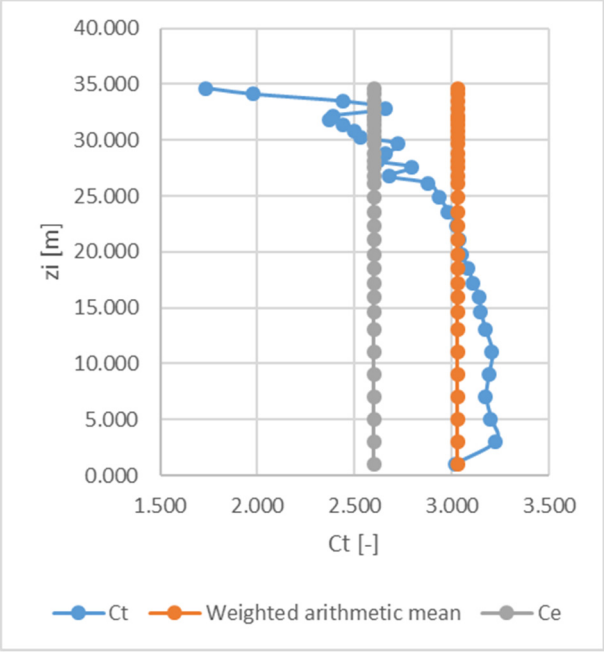


Fig. 5. Drag factor, C_{t}, of each segment at height z_{i} per [2], effective area weighted arithmetic mean of drag factor C_{t}, and wind pressure coefficient, C_{e}, per [3]

Arithmetic mean value of drag factor weighted by effective area is equal to 3.028 which is 16% higher than wind pressure coefficient which is equal to 2.6 according to National regulations [3].

In order to compare results between two sets of regulations, equivalence is made between value of wind pressure, p, according to National regulations calculated per Eq. 2 and corresponding value of fundamental basic wind velocity $v_{\text{b,0}}$ according to European regulations. Those two values are main input parameters for wind load analysis and most intuitive indicators of magnitude of wind actions on certain location according to these two sets of regulations.

Goal was to find equivalent value of $v_{b,0}$ that generates wind forces such that bending moment of wind load according to European standards is equal to bending moment of wind load according to National regulations at the base of the lattice tower.

Goal seek analysis resulted in the pairs of "equivalent" values of wind pressure, p, according to National regulations and fundamental basic wind velocity $v_{b,0}$ according to European regulations shown in Table 2.

Table 2. Equivalent values of p and $v_{b,0}$ based on equal moment values at the base of lattice tower

Wind load level		**1**	**2**	**3**	**4**
National regulations	p [kN/m^2]	0.60	0.75	0.90	1.3
European regulations	$v_{b,0}^{equivalent}$ [m/sec]	18.36	20.476	22.384	26.790
	R^{ER} [kN]	14.144	17.680	21.215	30.641
	z_R^{ER} [m]	16.107	16.108	16.109	16.110
	M_R^{ER} [kNm]	227.830	284.781	341.750	493.638

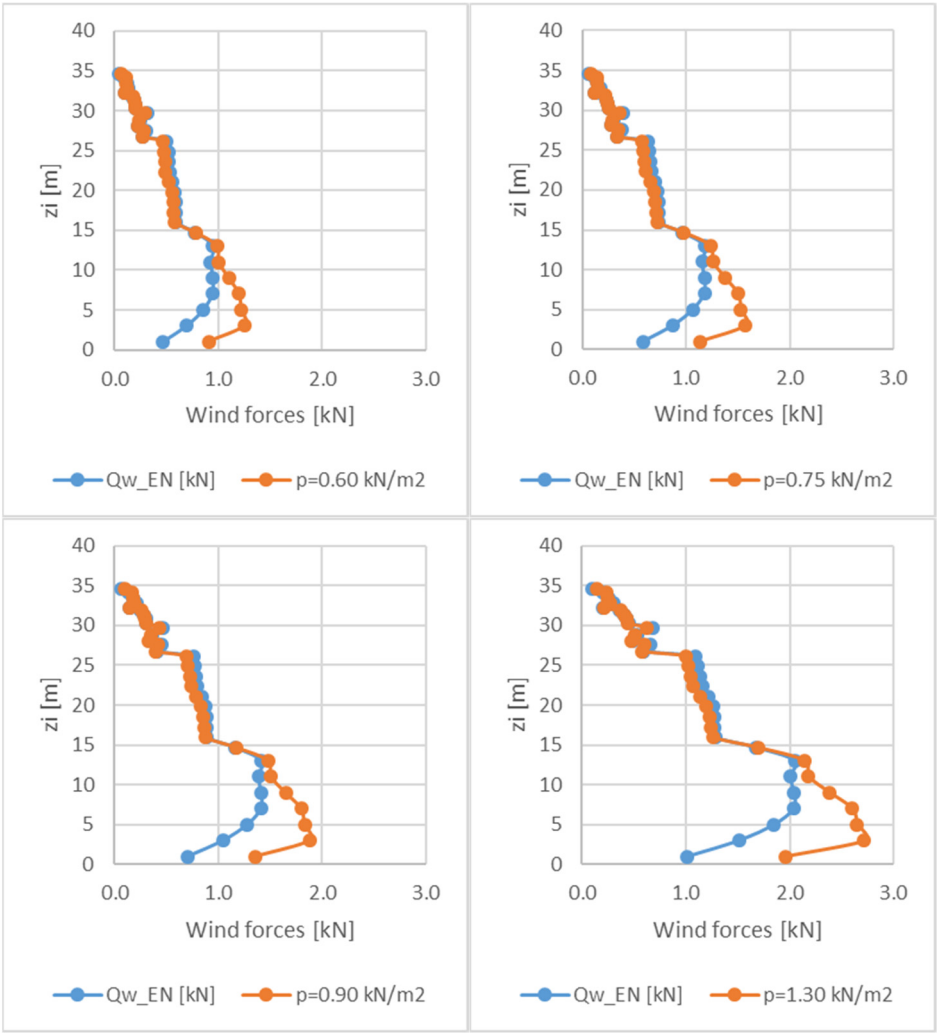


Fig. 6. Wind forces according to National regulations for four different wind load levels and corresponding wind forces according to European regulations that generate equal moment at the base of the lattice tower.

Wind forces acting in the centroid of each tower section along the height for "equivalent" wind loads according to National and European regulations that generate equal moment at the base of the lattice tower are shown in Fig.6 for four different wind load levels according to National regulations.

Structural factor is calculated according to formulas based on EN 1991-1-4:2005 [7], Annex C and is equal to, 0.922, 0.926, 0.930 and 0.938, respectively for 1., 2., 3. and 4. wind load level. Reduction factor for damping, ψ_λ, calculation is equal to 0.969.

4. CONCLUSION

Wind load analysis is performed according to European and National regulations on existing single-circuit three-phase 35 kV supporting type overhead transmission line lattice tower. In order to compare results between two sets of regulations, equivalence is made between value of wind pressure, p, according to National regulations calculated per Eq.2 and corresponding value of fundamental basic wind velocity $v_{b,0}$ according to European regulations. Those two values are main input parameters for wind load analysis and most intuitive indicators of magnitude of wind actions on certain location according to these two sets of regulations. Equivalent value of $v_{b,0}$ that generates wind forces such that bending moment of wind load according to European standards is equal to bending moment of wind load according to National regulations at the base of the lattice tower is calculated and summarized in Table 2 and shown in Fig. 6.

National regulations with constant values of wind pressure of 0.6, 0.75, 0.9 and 1.3 kN/m^2 cover ranges between cca. 18 and 27 m/sec fundamental basic wind velocity $v_{b,0}$ according to European regulations Table 2. Fundamental basic wind velocity ranges from 12 to 32 m/s in Serbia [8]. That means in some regions with fundamental basic wind velocity less than 18 m/sec lattice tower analyzed in this paper designed according to National regulations overestimate wind actions compared to European regulations, while in regions with fundamental basic wind velocity above 27 m/s (minor part of Serbia, Kopaonik and Vrsac region) wind actions according to National regulations are underestimated compared to European regulations.

Arithmetic mean value of drag factor weighted by effective area is equal to 3.028 which is 16% higher than wind pressure coefficient which is equal to 2.6 according to National regulations, but value of wind load according to European regulation is multiplied with structural factor equal to cca. 0.930 and reduction factor, ψ_λ, equal to 0.969, which diminishes difference between drag factor and wind pressure coefficient. Note that reductions via structural and reduction factors are not mandatory European regulation [1], [2].

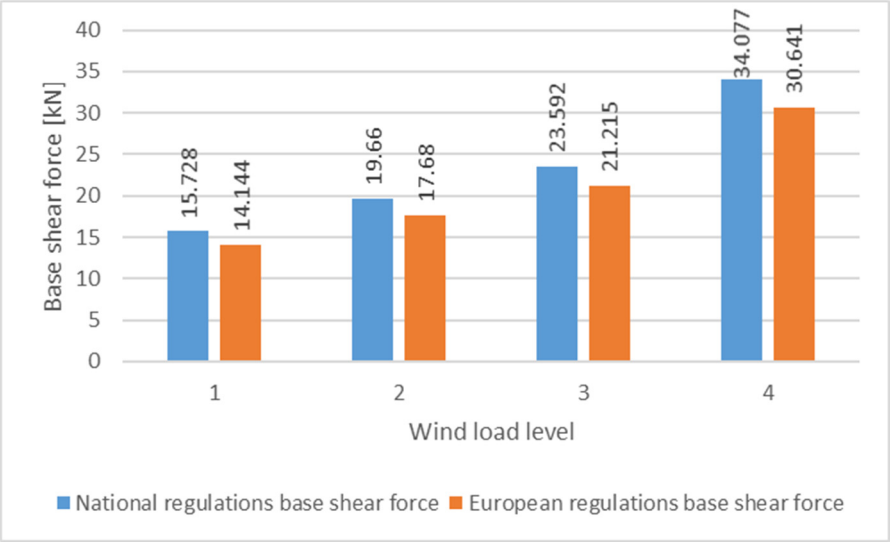


Fig. 7. Base shear force per National and European regulations for four different equivalent load levels

Comparative analysis is based on equal values of moments that wind loads calculated according to two sets of regulation generate at the base of the tower. But, due to different distributions of wind loads along the height of the lattice tower according to European and National regulations base shear force is

different. Fig. 7 shows base shear force resulting from wind loads according to National and European regulations for four different equivalent load levels. Base shear force according to National regulations is cca. 11 % higher that base shear force according to European regulations for all wind load levels.

For further analysis comparison on lattice towers with different structural configurations may be analyzed since exposed area distribution along the height has influence on the ratio of the base shear forces and moments at the base for two sets of regulations due to different wind pressure and peak wind velocity pressure. Different heights of tower may influence ratio of the base shear forces and moments at the base ratio for two sets of regulations because National regulations increase wind pressure for parts of lattice tower that are 40 m above the ground level. Presence of ice load might be analyzed as well since it may alter drag factor calculation and further alter the ratio of the base shear forces and moments at the base for two sets of regulations.

ACKNOWLEDGEMENTS

The work has been done within the scientific research project TR 36043 "Development and application of a comprehensive approach to the design of new and safety assessment of existing structures for seismic risk reduction in Serbia", which is funded by the Ministry of Science of Serbia.

REFERENCES

[1] European Committee for Standardization - CEN EN 1993-3-1: Eurocode 3 – Design of steel structures – Part 3-1: Towers, masts and chimneys – Towers and masts

[2] European Committee for Standardization - CEN EN 50341-1:2012: Overhead electrical lines exceeding AC 1kV – part 1: General requirements – Common specifications

[3] Službeni list SRJ: Regulation on technical standard for construction of overhead transmission lines voltage 1kV to 400 kV, 1988.

[4] Komorski A., Skejić D., Dujmović D. (2013). Reliability assessment of overhead transmission line towers in the Republic of Croatia. Technical Gazette vol. 20, pp. 381-390

[5] Institut za standardizaciju Srbije - SRPS EN 50341-1:2015: Nadzemni električni vodovi naizmenične struje iznad 1 kV — Deo 1: Opšti zahtevi — Zajedničke specifikacije

[6] Institut za standardizaciju Srbije - SRPS EN 1993-3-1:2012: Evrokod 3 — Projektovanje čeličnih konstrukcija — Deo 3-1: Tornjevi, jarboli i dimnjaci — Tornjevi i jarboli

[7] European Committee for Standardization – CEN EN 1991-1-4: Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-4: General actions - Wind actions

[8] Institut za standardizaciju Srbije - SRPS EN 1991-1-4/NA:2017: Evrokod 1 — Dejstva na konstrukcije — Deo 1-4: Opšta dejstva — Dejstva vetra — Nacionalni prilog

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

SS - 19

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

THE INFLUENCE OF GLOBAL IMPERFECTIONS ACCORDING TO EN 1993-1-1 ON DESIGN OF STEEL FRAMES

Petar SUBOTIĆ[1], Duško LUČIĆ[2]

ABSTRACT

EN 1993-1-1 defines imperfections that should be taken into account when designing steel structures. These imperfections are classified as global and local imperfections. Global imperfections are geometric imperfections whereas local imperfections include both geometric and material imperfections.

The aim of this paper is to investigate the influence of global imperfections on the values for internal forces and moments. Global imperfections are determined according to EN 1993-1-1. In EN 1993-1-1 global imperfections are defined as equivalent sway imperfections. In this paper sway imperfections are analysed using equivalent horizontal forces.

Two numerical examples are investigated, a sway and a non sway one storey frame. For non sway frame first order analysis is used whereas method for assessing second order effects was used for sway frames. The method used was equivalent lateral force.

An increase of values for internal forces and moments when taking into account global imperfections was noted. This increase is significantly larger for sway frames in comparison to non sway frames. For non sway frames, on the basis on the obtained results, it is safe to say that global imperfections could be neglected. However, for sway frames this is not the case.

Keywords: *Global imperfections; Equivalent sway imperfection; Sway frame; Non sway frame;*

[1] Teaching assistant, Faculty of Civil Engineering, University of Montenegro, Podgorica, Montenegro, petarsub@ucg.ac.me
[2] Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University of Montenegro, Podgorica, Montenegro, dlucic@ucg.ac.me

1. INTRODUCTION

In steel structures imperfections are inevitable. These imperfections include geometrical imperfections such as lack of verticality, lack of straightness, lack of flatness, lack of fit, eccentricities and material imperfections such as residual stresses, variation of yield strength etc. In EN 1993-1-1 [1] these imperfections are classified into two groups:

- global imperfections,
- local imperfections.

Global imperfections are geometric imperfections (lack of verticality) whereas local imperfections include both geometric and material imperfections using equivalent geometric imperfections.

In EN 1993-1-1 [1] global imperfections are defined for frames and bracing systems. Local imperfections are defined in relation to buckling curve.

The aim of this paper is to investigate the influence of global imperfections based on EN 1993-1-1 on internal forces and moments in steel frames. Two examples of steel frames, sway and non sway frame, will be analysed in order to determine the influence of global imperfections.

2. GLOBAL IMPERFECTIONS ACCORDING TO EN 1993-1-1

In EN 1993-1-1 [1] global imperfections are defined as equivalent sway imperfection ϕ as shown in the following figure.

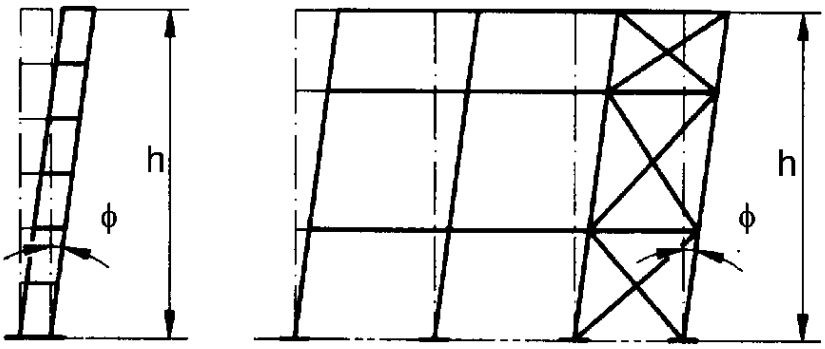


Fig. 1. Equivalent sway imperfection

The value of equivalent sway imperfection ϕ is defined in equation 5.5 in EN 1993-1-1 [1] as follows:

$$\phi = \phi_0 \alpha_h \alpha_m \tag{1}$$

where ϕ_0 is basic value for equivalent sway imperfection

α_h, α_m are factors.

Basic value for equivalent sway imperfection is defined as $\phi_0 = 1/200$. This value was obtained through mesurments of sway imperfections on existing steel buildings. In draft version of the new EN 1993-1-1 [2] two values for ϕ_0 are given, one for elastic and one for plastic analysis.

Table 1. Basic value for ϕ_0 according to draft version of new EN 1993-1-1 [2].

Type of analysis	ϕ_0
Elastic analysis	1/400
Plastic analysis	1/200

Factors α_h and α_m take two kinds of effects into account. Namely it is highly unlikely that the sway of each column is in the same direction. This effect is taken into account through factor α_m. According to EN 1993-1-1 [1] factor α_m is defined by the following equation.

$$\alpha_m = \sqrt{0,5\left(1+\frac{1}{m}\right)} \tag{2}$$

where m is the number of columns in a row including only those columns which carry a vertical load N_{Ed} not less than 50% of the average value of the column in the vertical plane considered.

As columns are not continuous thought the structure during erection it is possible to minimize lack of verticality. This effect is taken into account through factor α_h. According to EN 1993-1-1 [1] factor α_h is defined by the following equation.

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}} \text{ but } \frac{2}{3} \le \alpha_h \le 1,0 \tag{3}$$

where h is the height of the structure in meters.

In order to simplify the analysis the above mentioned equivalent sway imperfection can be replaced with equivalent horizontal forces (clause 5.3.2 (7) of EN 1993-1-1 [1]). These equivalent horizontal forces are shown in Fig. 2.

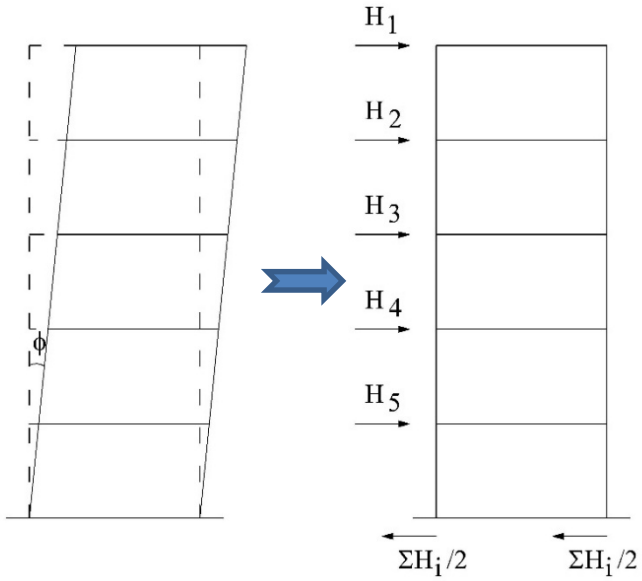


Fig. 2. Equivalent horizontal forces

Equivalent horizontal forces should be calculated for each storey and applied as shown in Fig. 2. Appropriate horizontal forces should be applied at supports in order to obtain a closed force system [3].

The magnitude of equivalent horizontal forces is derived from the condition that the bending moment at the bottom of the column as a result of the normal force in column and equivalent sway imperfection is the same as the bending moment from the equivalent horizontal force.

In EN 1993-1-1 [1] information regarding the magnitude of equivalent horizontal force is given in figure 5.4. In the case of single bay frames the magnitude of equivalent horizontal forces should be calculated according to the following equation:

$$H_i = \phi \, V_{Ed,i} \tag{4}$$

where $V_{Ed,i}$ is design vertical load of storey i,

ϕ is the value for equivalent sway imperfection.

In the case of multi bay frames the magnitude of equivalent horizontal forces calculated according to the Eq.4 should be multiplied by the number of bays.

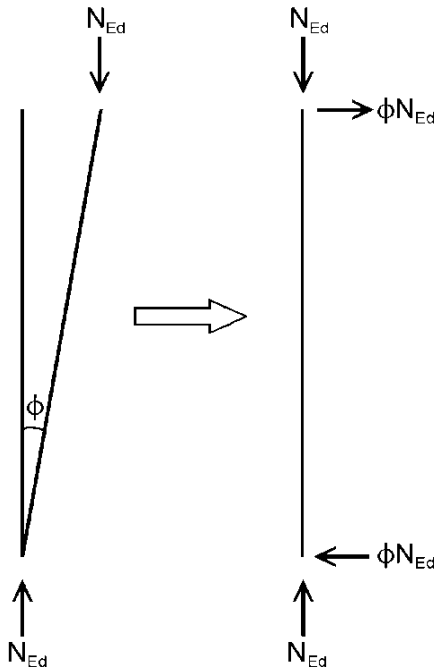


Fig. 3. Magnitude of equivalent horizontal forces according to EN 1993-1-1

If horizontal loads are significant in comparison to the vertical loads the effects of equivalent sway imperfection are negligible. According to [3] if the ratio between horizontal and vertical loads is 0,15 the difference between taking and not taking into account the equivalent sway imperfection is less than 3 %.

In EN 1993-1-1 clause 5.3.2 (4) B it is stated that sway imperfections may be neglected if the following condition is fulfilled:

$$H_{Ed} \geq 0{,}15\ V_{Ed} \tag{5}$$

where H_{Ed} is the total horizontal design force,

V_{Ed} is the total vertical design force.

The influence of global imperfections on the value of internal forces and moments will be investigated on two simple one storey frames. One frame is a non sway frame while the other is classified as a sway frame. The classification was carried out on the basis of EN 1993-1-1 [1] where it is implicitly stated. For non sway frame the influence of global imperfections on the value of internal forces and moments is assessed using first order analysis. For sway frames due to sensitivity of structure to second order effects second order analysis should be used. Second order moments are obtained using equivalent lateral force method. This is an iterative procedure based on first order analysis.

3. NUMERICAL EXAMPLES

First a non sway frame is analysed. Analysed frame is shown in Fig. 4. Columns are four meters high with HEA 240 cross sections. The beam is seven meters long with IPE 270 cross section.

The frame is loaded with vertical uniform distributed design load with the intensity of 16 kN/m and horizontal design force of 12 kN.

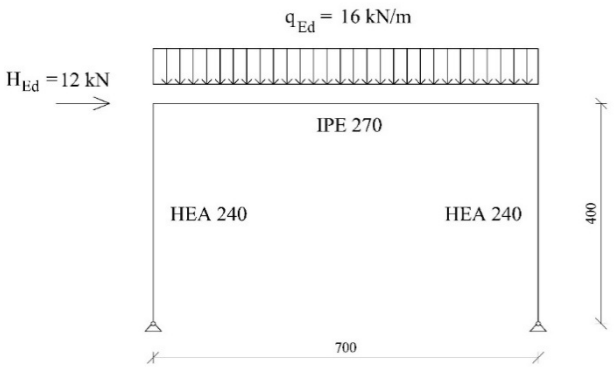


Fig. 4. Example 1

Equivalent sway imperfection is determined according to Eq.1.

$\phi_0 = 1/200$

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}} = \frac{2}{\sqrt{4}} = 1$$

$$\alpha_m = \sqrt{0{,}5\left(1+\frac{1}{m}\right)} = \sqrt{0{,}5\left(1+\frac{1}{2}\right)} = 0{,}866$$

$\rightarrow \phi = 0{,}0043$ rad

Equivalent horizontal force is determined according to Eq.4.

$V_{Ed} = 112$ kN

$H_1 = 112 \cdot 0{,}0043 = 0{,}4816$ kN

The results of analysis are shown in Fig. 5 and Fig. 6.

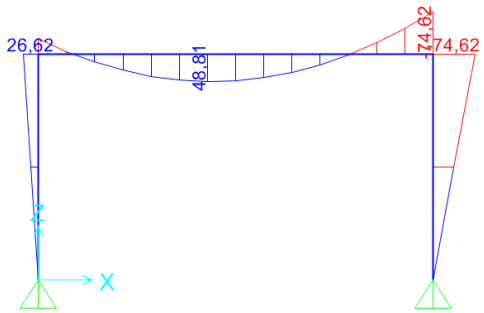


Fig. 5. Bending moment diagram (global imperfections not considered)

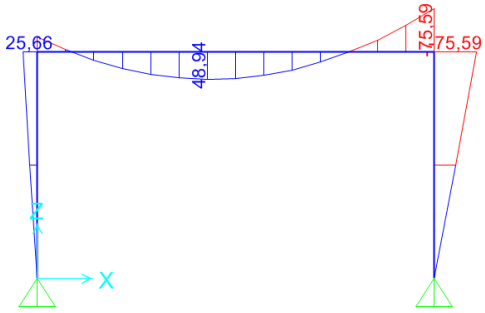


Fig. 6. Bending moment diagram (global imperfections considered)

The comparison of obtained values for bending moments and shear forces at characteristic cross sections is presented in Table 2.

Table 2. Comparison of obtained results for example 1.

Beam end	Global imperfections not considered	Global imperfections considered	Difference in %
M (kNm)	74,62	75,59	1,3
V (kN)	62,86	63,13	0,43

Analysed sway frame is shown in Fig. 7. Columns are five meters high with HEA 240 cross sections. The beam is seven meters long with IPE 270 cross section.

The frame is loaded with vertical uniform distributed design load with the intensity of 16 kN/m, vertical design forces of 60 kN at the top of the columns and horizontal design force of 12 kN.

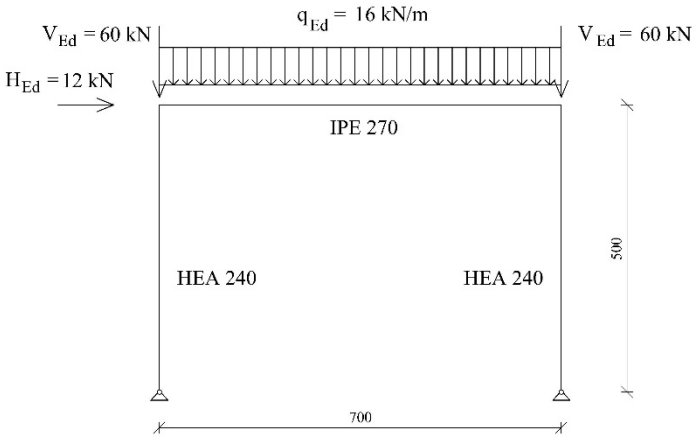


Fig. 7. Example 2

Equivalent sway imperfection is determined according to Eq.1.

$\phi_0 = 1/200$

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}} = \frac{2}{\sqrt{5}} = 0{,}894$$

$$\alpha_m = \sqrt{0{,}5\left(1+\frac{1}{m}\right)} = \sqrt{0{,}5\left(1+\frac{1}{2}\right)} = 0{,}866$$

$\rightarrow \phi = 0{,}0039$ rad

Equivalent horizontal force is determined according to Eq.4.

$V_{Ed} = 232$ kN

$H_1 = 232 \cdot 0{,}0039 = 0{,}9048$ kN

The results of analysis are shown in Fig. 8 and Fig. 9.

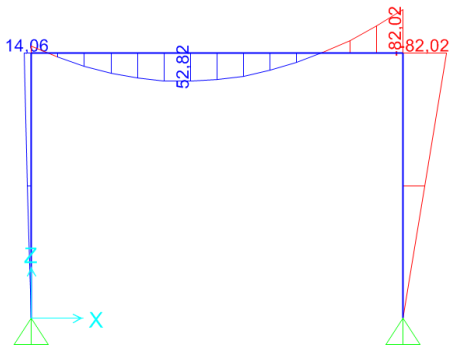


Fig. 8. Bending moment diagram (global imperfections not considered)

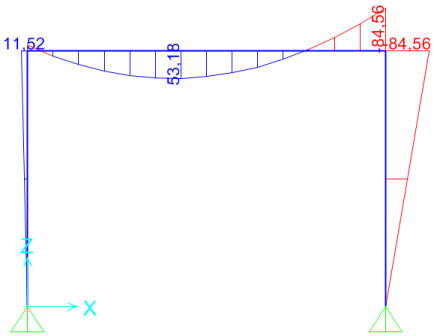


Fig. 9. Bending moment diagram (global imperfections considered)

The comparison of obtained values for bending moments and shear forces at characteristic cross sections is presented in Table 3.

Table 3. Comparison of obtained results for example 2.

Beam end	Global imperfections not considered (first order analysis)	Global imperfections not considered (second order analysis)	Global imperfections considered (second order analysis)	Difference %
M (kNm)	78,4	82,02	84,56	3,1
V (kN)	64,57	65,71	66,43	1,1

Comparing obtained results in the case analysed of non sway frame when global imperfections are not considered and when they are taken into account an increase of 1,3 % in value of bending moment at the end of the beam is noted. An increase of 0,43 % in shear force is observed too.

In the case of analysed sway frame this increase is significantly larger. An increase of 3,1 % in value for bending moment at the end of the beam is observed when taking global imperfections into account. The increase in shear force is lower and it is 1,1 %. Comparing results obtained on the basis of first order analysis (imperfections not considered, Table 3 column two) to the results obtained when second order effects and global imperfections are taken into account (Table 3 column four) a difference of 7.86% is noted which is not insignificant.

4. CONCLUSION

On the basis of analysed examples, in the case of non sway frames, it is safe to say that the global imperfections need not be taken into account. However in the case of sway frames, due to sensitivity of these frames to second order effects, global imperfections should be taken into account in order to ensure a safe design.

The influence of global imperfections on the values of internal forces and moments in sway frames is highly dependent on their sensitivity to second order effects.

Further investigation is needed for multi storey frames where it is expected that the influence of global imperfections is even higher.

REFERENCES

[1] European Committee for Standardization - CEN (2005). Eurocode 3 — Design of steel structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels, Belgium.

[2] European Committee for Standardization CEN/TC 250 (2017) prEN 1993-1-1:2015 — Design of steel structures — Part 1-1: General rules and rules for buildings.

[3] Kuhlmann U. et al. (2014). Eurocode 3, Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten. Ernst&Sohn.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

SS - 20

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

EVALUATION OF THE INSTABILITY BEHAVIOR OF THE ECCENTRICALLY COMPRESSED THIN-WALLED STEEL COLUMN

Vladimir ŽIVALJEVIĆ[1], Đorđe JOVANOVIĆ[2], Dušan KOVAČEVIĆ[3]

ABSTRACT

The behavior of structural systems consisting of cold-formed thin-walled steel members upon reaching the ultimate resistance is usually dictated by buckling effects. For a long time, a proper numerical analysis of such systems could have only been conducted by employing finite element analysis, usually with shell elements. In the past years, two similar approaches have gained significant attention, regarding the analyses of thin-walled systems. They are called Generalized Beam Theory (GBT) and Finite Strip Method (FSM). The latter is incorporated in the US design code for thin-walled members. In this paper, the FSM approach is presented and compared with the finite element analysis. The employed software for purposes of finite strip analysis (FSA) and finite element analysis (FEA) were an open source CUFSM code and ABAQUS, respectively. The analyses were performed on the single non-perforated and perforated column, which were fixed at the bottom and free at the top. The compression load was applied in the first step and remained fixed during the analysis, while the horizontal displacement of the top was gradually increased in the interest of studying the interaction of compression and major axis bending. The considered compression load was increased in each subsequent analysis. As a result, the relevance of buckling mode shapes other than global in the design process of CFS members was outlined and the m-n interaction curves were presented.

Keywords: *Thin-walled members; Buckling analysis; Local buckling; Constrained finite strip method; M-N interaction*

[1] MSc in Civil Engineering, University of Novi Sad, Faculty of Technical Sciences, Department for Civil Engineering and Geodesy, Novi Sad, Serbia, zivaljevic.vladimir@uns.ac.rs
[2] MSc in Civil Engineering, University of Novi Sad, Faculty of Technical Sciences, Department for Civil Engineering and Geodesy, Novi Sad, Serbia, djordje.jovanovic@uns.ac.rs
[3] Prof. PhD in Civil Engineering, University of Novi Sad, Faculty of Technical Sciences, Department for Civil Engineering and Geodesy, Novi Sad, Serbia, dusan@uns.ac.rs

1. INTRODUCTION

The use of cold-formed steel (CFS) structures has greatly increased in the fields of structural, mechanical and aeronautical engineering during the past decade. Reasons behind it lie in its lightweight structure, durability, cost-effective benefits over the entire construction cycle (fast manufacture and erection), sustainability, etc. [1]. Major applications in structural engineering are metal-framed buildings, industrial halls and storage rack systems [2]. Steel storage rack systems were firstly considered working equipment, and hence their design did not comply with standard building codes [3]. During the increasing usage of pallet type racks, there have been many attempts to define a uniform and accepted method of design for this type of structures. Today, there are still very different approaches adopted in design codes throughout the world (see e.g. [2]).

Two completely different design methods for cold-formed thin-walled structures are prescribed in design codes in Europe and the US: The Effective Width Method (EWM) presented in EN 1993-1-3 [4] and the Direct Strength Method (DSM) stated in AISI-S100-16 [5]. The EWM handles usual types CFS cross-sections. However, more complex geometries, such as perforated rack column sections, are not examined. These ought to be designed by testing in accordance to EN 15512 [6]. Moreover, inelastic reserves in CFS sections are excluded from [4]. The design resistance calculation in [4] incorporate axial tension and compression, bending, shear, torsion and interactions of these types of loading [2]. Theoretical background and design examples according to [4] have been published by Dubina et al [7]. Worked examples are also provided by ECCS in [8]. As for the DSM, the calculation of member strength is based on member elastic buckling solutions that employs gross cross-section properties. The member strength is determined for three limit states: global, local (including interaction with global) and distortional buckling [9]. Unlike the EWM, the DSM includes inelastic reserve strength. However, the current CFS beam-column design method ignore any nonlinear interaction in the strength between axial load and bending. Furthermore, members with holes, typical for wall studs or floor joints girders are included in the design code, but perforated rack's columns cannot yet be designed with DSM [2]. Theoretical background and design examples according to [5] have been presented by AISI in [10].

Several numerical solution methods for predicting global, local and distortional buckling modes are available nowadays: finite element method (FEM), finite strip method (FSM) and generalized beam theory (GBT). A great number of commercial FEM-based software, such as ABAQUS or ANSYS, provide shell finite elements capable of predicting the elastic buckling modes of CFS members. However, in order to achieve proper accuracy, a large number of FEs in the model is required, since their shape functions are less suitable than in FSM solutions. A somewhat simpler, cFSM (constrained finite strip method) is introduced in an open-source software CUFSM5 (Ver. 5) [11, 12], developed by the professor B. W. Schafer and his research group at Johns Hopkins University. The buckling analysis in this tool leads to the member's signature curve which provides distinctively separated global, local and distortional buckling modes. Similarly to cFSM, GBT also shares the modal nature of the analysis of the elastic buckling behavior of thin-walled members. As a generalization of the classical beam theory, GBT incorporates cross-section in- and out-of-plane by recognizing additional degrees of freedom. The recent progress in the field of GBT has been made by the research group at the Technical University of Lisbon lead by professors D. Camotim and N. Silvestre [13, 14, 15], who developed the software GBTUL (Ver. 2) and made it available for public.

Being widely used as columns in the storage rack system, perforated cold-formed steel members gained significant attention in recent years. A number of research activities have been done in this field, mainly investigating local and distortional instability effects of perforated columns subjected to compression [16, 17, 18]. Be that as it may, leading design codes do not yet include design procedures for perforated cold-formed steel sections. Furthermore, a very common case in engineering practice of combined compression and bending of perforated CFS columns have not yet attract awareness in extensive scale. Nonetheless, experimental and numerical analyses of the CFS columns subjected to combined compression and bending were done by J. Bonada et al. [19] and L. Bertocci et al. [20].

In this paper the FEM and FSM analyses of a single non-perforated and perforated column were performed. The examined columns were fixed at the bottom and free (but torsionally fixed) at the top, and were loaded with variable vertical and gradually increased horizontal load, in order to investigate

the interaction of compression and bending about major axis. The obtained interaction curves are presented and limitations of the FSM analysis for this case were outlined.

2. BRIEF OVERVIEW OF THE FSM AND cFSM

Although the cold-formed steel members are light, thin and efficient, the determination of load-carrying capacity is notably complicated, mostly because it is often dictated by the buckling phenomena. the sensitivity to imperfections and the post-buckling strength reserve have the significant effect on the buckling mode shape. Buckling modes can be grouped in the three main families:

- Global buckling: member axis deformation (e.g., flexural or lateral-torsional buckling).
- Local-plate buckling: only plate (wall) bending.
- Distortional buckling: combined wall bending and cross-section distortion.

Critical load values and corresponding buckling mode shapes can be calculated by various numerical and analytical methods. However, only two of them (cFSM and GBT) are capable to complete this task for selected isolated ("pure") or arbitrarily combined ("coupled") modes [12]. In this paper, the emphasis is put on the constrained finite strip method.

The traditional FSM is the method of semi-analytical and semi-numerical nature. It was developed to analyze prismatic plated structures, such as thin-walled members. In FSM, plates are discretized into strips (long and narrow rectangular plates), for which the longitudinal shape functions that form solutions of the problem (exact or approximate) are carefully chosen. It should be emphasized that discretization is only performed in the cross-section. The plate is considered as thin, i.e. it is assumed that the variation of displacements across the plate thickness in negligible and the plate is replaced with a plane surface corresponding to the mid-surface of the real 3D body. Furthermore, the in-plane deformations are neglected. Therefore, at each point of the mid-surface the deflection and its derivatives with respect to two in-plane coordinates x and y are enough to define the deformation state.

The plate is divided into the finite number of strips running along the y axis, while two opposite edges parallel to the x axis are simply supported. The vector of general displacement fields $u = [u\ v\ w]^T$ is approximated by the selected shape functions (N) and the displacement at the nodes (d) according to:

$$u = Nd = [N_{uv}\ N_w]\left[d_{uv}^T \mid d_{w\theta}^T\right]^T \tag{1}$$

where d may be written as $d = [u_1\ v_1\ u_2\ v_2;\ w_1\ \theta_1\ w_2\ \theta_2]^T$. In the transverse direction, the in-plane (membrane) displacements u and v are approximated by the linear shape functions. In the transverse direction, for u and v displacements, a linear shape functions are employed, while in the longitudinal direction a sine and cosine functions are introduced, respectively for u and v. For the out-of-plane displacement w, cubic polynomial function is employed for transverse and a sine function for longitudinal direction. Functions for the aforementioned in- and out-of-plane displacements u, v and w are given by Schafer and Adany in [21]. Due to the uncoupled nature of membrane (u, v) from the bending (w) behavior in an individual strip, separate elastic and geometric stiffness matrices may be derived for each:

$$k_E = \begin{bmatrix} k_{Em} & 0 \\ 0 & k_{Eb} \end{bmatrix}, k_G = \begin{bmatrix} k_{Gm} & 0 \\ 0 & k_{Gb} \end{bmatrix} \tag{2}$$

where the complete expressions for k_{Em}, k_{Eb}, k_{Gm} and k_{Gb} are given in [21].

In order to form a global elastic and geometric stiffness matrices (K_E and K_G), local stiffness matrices of each strip must be transformed and then assembled. In the global elastic and geometric matrices, membrane (in-plane) and flexural (out-of-plane) behaviors are coupled.

In order to calculate buckling modes (Φ) and buckling values (λ), the stability eigenvalue problem must be solved:

$$K_E\Phi = \lambda K_G\Phi \tag{3}$$

where $\Phi = [\varphi_1\ \varphi_2\ \varphi_3\ \dots\ \varphi_m]$ is the eigenvector matrix with corresponding buckling modes in it columns and $\lambda = \mathrm{diag}[\lambda_1\ \lambda_2\ \lambda_3\ \dots\ \lambda_m]$ is the eigenvalue matrix. With K_E and K_G being dependent of the strip length

(generally known as the half-wavelength), buckling modes and corresponding values are also a function of the strip length. Additionally, the member is always assumed to buckle as a single half sine wave along the length. Hence, such a selection of longitudinal functions suggests that the end sections of the member are pinned and free to warp [12]. The solution of the eigen problem for different half-wavelengths (the longitudinal variation of the buckled shape) provides a full picture of the buckling mode shapes (the cross-section variation of the buckled shape) and values of critical load. The exact buckling shape of a member is then:

$$\text{Member buckling shape} = \text{2D mode shape} \cdot \sin(\pi x/\text{half} - \text{wavelength}) \quad (4)$$

The results of the typical FSM analysis carried out in the CUFSM tool are shown in the form of a curve (so called "signature curve") with the minima of such curve being the critical buckling loads corresponding to particular shapes of the member. In Fig. 9. the signature curve for an axially compressed member using the CUFSM tool is shown.

Usually, two minima are recognized from the curve: local buckling, and distortional buckling minima, while lateral-torsional buckling is recognized for the longer half-wavelengths. However, a boundary between global (G), distortional (D), local (L) and other (O) deformation modes must be clearly defined. This is done by the application of three criteria: Vlasov's hypothesis, longitudinal warping and undistorted section criteria. The implementation of these criteria is accomplished by the means of constraining the general displacement field (d) to any modal deformation space (G, D, L, O or any combination) by applying:

$$d = R_M d_M \quad (5)$$

where R_M is the constraint matrix related to certain deformation space (subscript M refers to the aforementioned deformation spaces) and d_M is the resulting displacement vector in the reduced space. Details about the criteria and their implementation in FSM are given in [12] and [21].

Aside from simply supported boundary conditions (S-S), cFSM can be employed to any boundary conditions, such as clamped-clamped (C-C), simple-clamped (S-C), clamped-free (C-F) and clamped-guided (C-G) for any open, single-branched thin-walled members [22]. While the conventional FSM solutions for S-S case calculates the first buckling load for wide range of member lengths, cFSM solutions for general boundary conditions are orientated to investigation of higher modes at a specified physical length. In that manner, cFSM solutions for general boundary conditions closely resemble to FEM solutions [23].

3. NUMERICAL ANALYSIS

In order to illustrate the behavior of the cold-formed thin-walled steel column due to the horizontal displacement (drift), numerical models of the single non-perforated and perforated columns were presented and analyzed. The selection of the columns' cross-sections used in this paper was based on the experimentally tested ones, documented in [3]. The examined geometry of the non-perforated column is summarized in Fig. 1. Characteristic of the perforated one are provided in [3]. The height of the columns is 2000 mm.

The steel is modelled as an isotropic linear elastic-plastic material, with Young's modulus E = 200,000 N/mm^2, Poisson's ratio ν = 0.3, shear modulus G = 76,923 N/mm^2, yield stress f_y = 275 N/mm^2 and ultimate stress f_u = 510 N/mm^2.

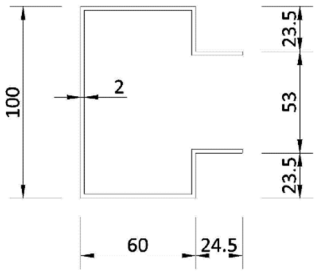


Fig. 1. Cross-section geometry of the column

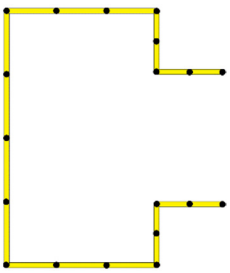


Fig. 2. FSA discretization

3.1. FEM model

To study the solutions of FEM analyses, the software ABAQUS [24] was employed. The FEM model is based on four-node S4R shell elements with reduced integration and hourglass control. The great attention was given to the selection of proper mesh density, since it affects considerably to the accuracy and efficiency of the numerical model. Capturing of the local and the distortional buckling effects, as well as the limitation of the propagation of hourglass modes can be achieved with the use of genuinely fine mesh. However, it may be proven to be inefficient in terms of the computational time and the use of rendering.

The size of finite elements used in the presented numerical simulations was 10 mm in average, which lead to the approximation amounted to 42222 DOFs in the case of non-perforated column and 109998 DOFs in the case of the perforated one. Ultimately, the mesh density applied in the numerical simulations within this paper was satisfying enough to capture the local instabilities inside the reasonable computational time. Fig. 3 shows the numerical model of the considered columns.

Rigid body constraints were introduced in the model to tie the nodes of the column's bottom and top cross-sections with its center of mass, in the interest of applying the boundary conditions in relation to center of mass of each column. While the column was fixed at the bottom, at the column's top, weak axis bending and torsion were constrained. After the application of the vertical load in the first step, the column was subjected to gradual horizontal displacement of 0.20 m at the top.

Since the problem here is of quasi-static nature that involves complex nonlinear effects, the dynamic explicit solution scheme with the time period of 4 seconds was applied. The geometrical nonlinearity which includes large deformations was taken into account. The mass of the entire model was scaled by the factor of 1e-05 in order to avoid effects of inertia.

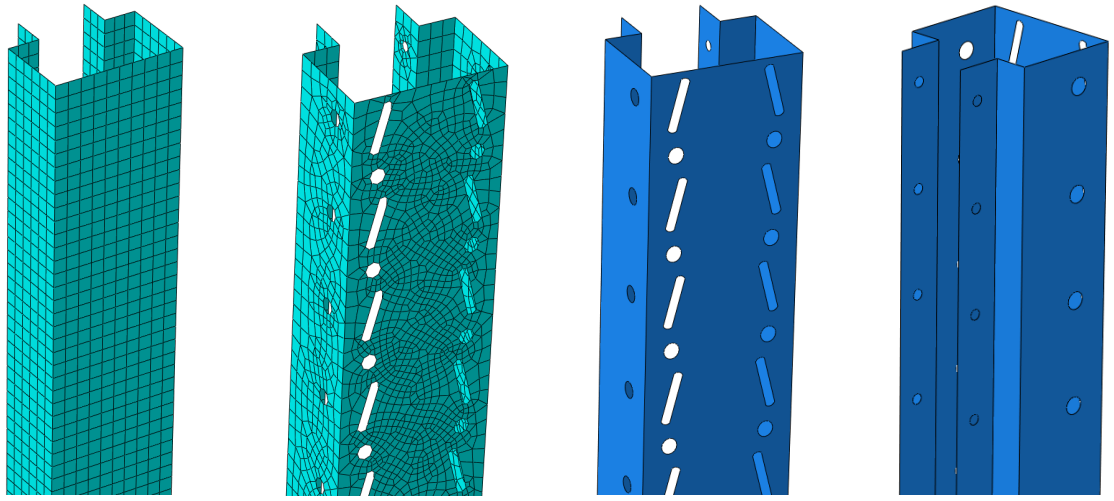


Fig. 3. Shell FE model of the cold-formed thin-walled steel column
(non-perforated and perforated)

3.2. FSM model

FSM analyses were performed for the traditional solution, as well as the general boundary condition solution type using an open-source software CUFSM5. The column was discretized with 18 finite strips, as shown in Fig. 2.

The traditional FSM analysis (for the S-S boundary conditions) was used to determine half-wavelengths for local (L_{crl}), distortional (L_{crd}) and global (L_{cre}) buckling modes. Knowing these, the number and order of longitudinal terms that should be included in buckling analysis with general boundary conditions is then familiar. This number is of interest because the large number of terms would greatly affect the computational efficiency [22].

In accordance with [22] the total number of DOFs is calculated as per following:

$$N = 4DOFs \cdot 2\frac{nodes}{strip} \cdot n_{longitudnal\ terms} \cdot n_{strips} \tag{6}$$

which for 14 longitudinal terms (discussed in Section 4.2) leads to a total of 2016 DOFs. Boundary conditions applied were S-C, since they resemble the FEM model under axial compression for the most part. The strip shape function for the longitudinal direction is given in [22], whereas for the transverse direction, it is the same as a classical beam finite element.

4. RESULTS AND DISCUSION

4.1. FEM results

The response of the cold-formed thin-walled steel column due to the simultaneous action of axial and flexural loading is examined by the use of the geometrical and material nonlinear analysis. Firstly, the critical compression force N_{max} (P_{cr}) for non-perforated and perforated cold-formed thin-walled steel column was calculated, which amounted to 170.668 kN and 132.861 kN, respectively. Fig. 4 and 5 show the relationship between the base bending moment and the top horizontal displacement for different values of axial compression force for the non-perforated and perforated column, respectively. The considered compression load was increased by 10 percent of the N_{max} in each subsequent analysis.

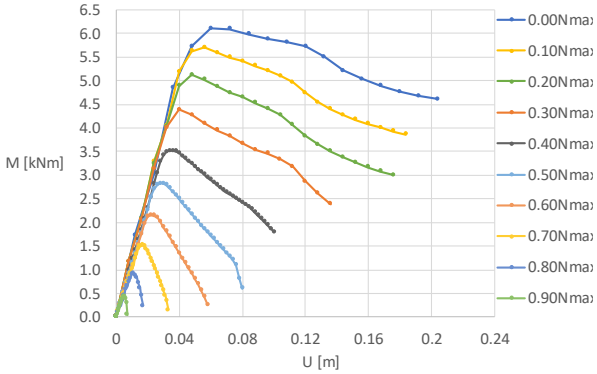


Fig. 4. The Reaction moment – horizontal displacement curve (non-perforated column)

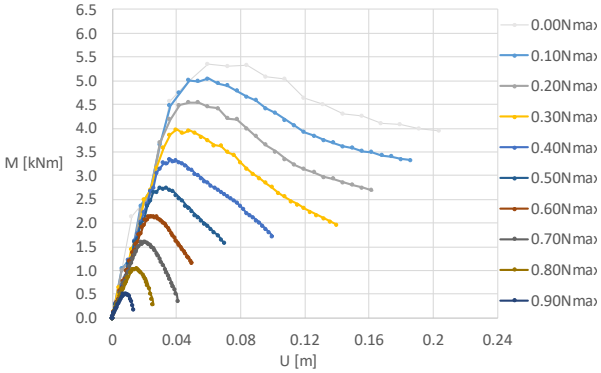


Fig. 5. The Reaction moment – horizontal displacement curve (perforated column)

As seen from the Fig. 4 and 5, the maximum bending moments are 6.095 kNm and 5.347 kNm for non-perforated and perforated column, respectively. As it can be seen from the results, the initial stiffness is equal for all models, i.e. it is independent of the axial force. Evidently, the difference between the initial stiffnesses of the non-perforated and the perforated columns exists. After the onset of the local buckling, both the non-perforated and the perforated columns are encountered short yield plateau followed by the decrease of the bearing moment. It is also notable that the higher the relative compression (N/N_{max}) is, the steeper the curve declines after the ultimate point. For small values of relative compression, even after the ultimate bending moment, column still continues to carry the significant portion of the load, and demonstrate somewhat ductile failure. Clearly, the ductility is higher for the cases of lower compression load for both types of columns.

Fig. 6 and Fig. 7 show the N-M interaction diagrams for non-perforated and perforated column, where axial compression force N and bending moment M are normalized to the ultimate compression force and ultimate bending moment (obtained for N = 0). Nearly linear n-m relation, which can be observed in Fig. 7, enables taking into account of the N-M interaction in a simple manner. [20] reported on the similar results considering N-M interaction.

The deformed shapes of the columns in a near-collapse state (N=Nmax) are presented in Fig 8 a) and c), respectively. The same near collapse states are depicted in Fig. 8 b) and d), only now for the half of the maximal compression force ($N=0.5N_{max}$). In the cases when there is only vertical load, it is evident

that the distortional buckling governs the failure. However, buckling shapes of columns due to simultaneous action of axial compression and major-axis bending are mainly of local nature.

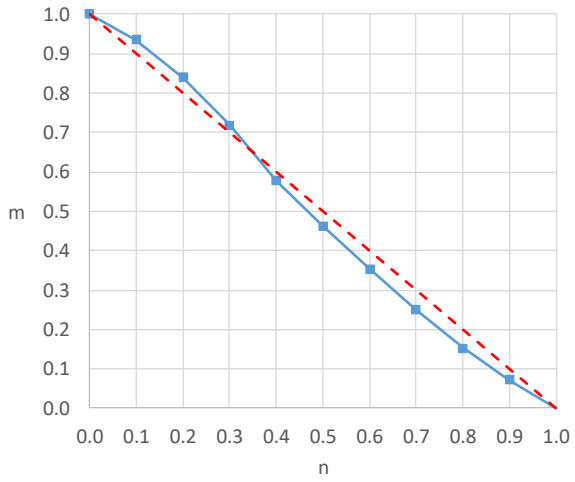


Fig. 6. N-M interaction diagram for non-perforated column

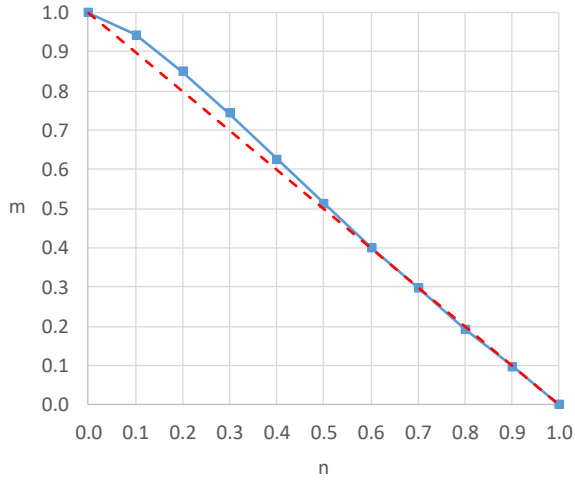


Fig. 7. N-M interaction diagram for perforated column

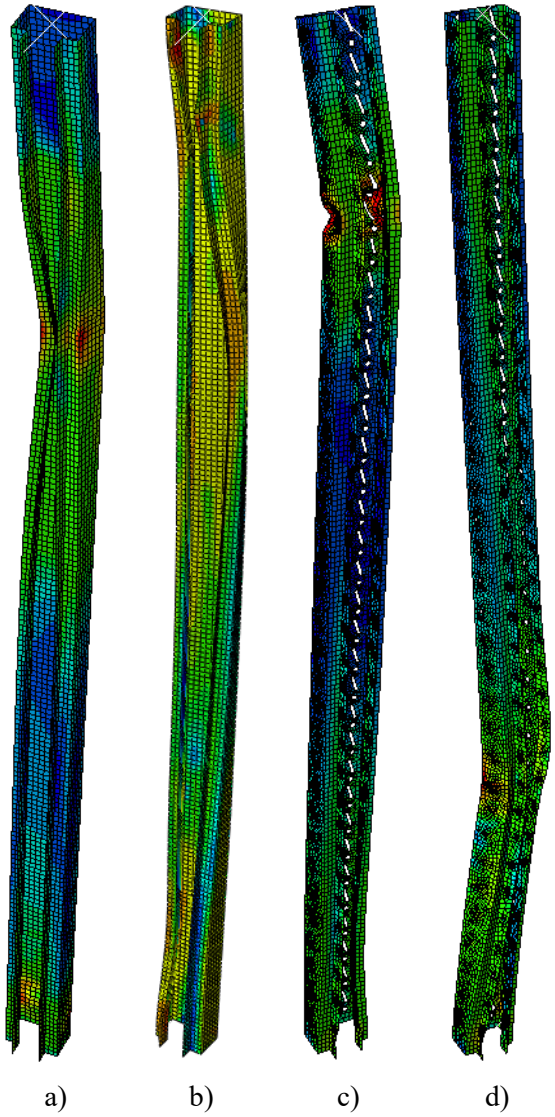


Fig. 8. Deformed shapes for the non-perforated column [a) N_{max}, b) $0.50 \cdot N_{max}$ and $\delta = 0.20$ m] and perforated column [c) N_{max}, d) $0.50 \cdot N_{max}$ and $\delta = 0.11$ m]

4.2. FSM results

The signature curve for non-perforated cold-formed cross-section was calculated and it is depicted in Fig. 9. The half-wavelength for the local buckling amounts to $L_{crl} = 77.9$ mm, while $L_{crd} = 714.0$ mm for the distortional buckling. The global buckling half-wavelength L_{cre} corresponds to the physical length of the member. Therefore, for the member of the length L = 2000 mm, a set of 14 longitudinal terms (namely, 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 23, 24, 25, 26, 27, 28, 29) were employed in the general cFSM analysis.

The cFSM analysis for general boundary conditions (in this case for the S-C boundary condition) of the member under axial compression, provided the critical load equal to 174.71 kN. Comparing this result to the critical compression force determined with the shell FE analysis (170.668 kN), leads to a 2.3% relative error.

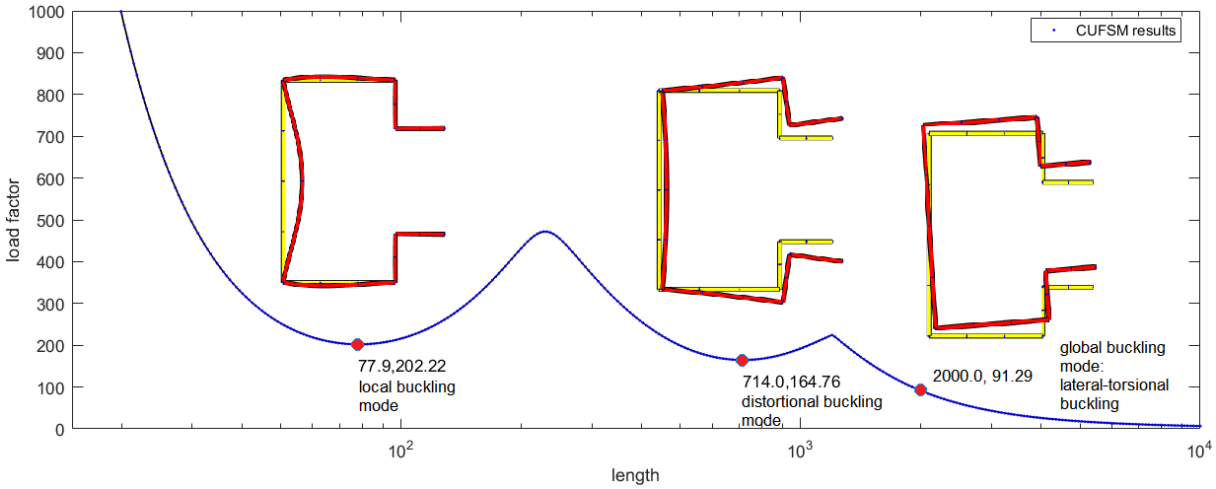


Fig. 9. Signature curve for non-perforated column

Participations of the selected longitudinal terms for the centrically loaded column are shown in Fig. 10 and the deformed cross-section shapes at equally spaced positions along the column length in Fig. 11. On the latter one, the relative position of the depicted deformed cross-section is indicated with the number below it.

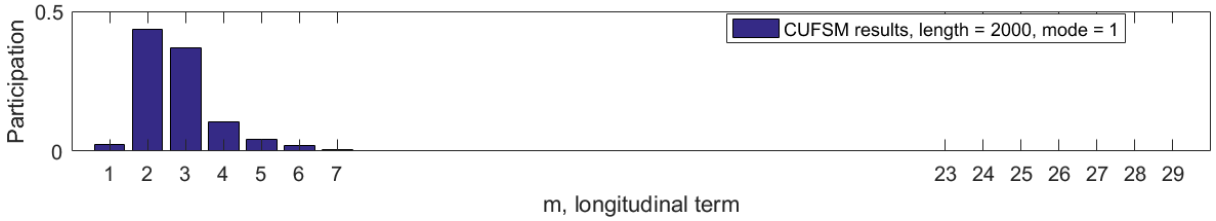


Fig. 10. Participations of half-wave numbers for the 1st mode (non-perforated column)

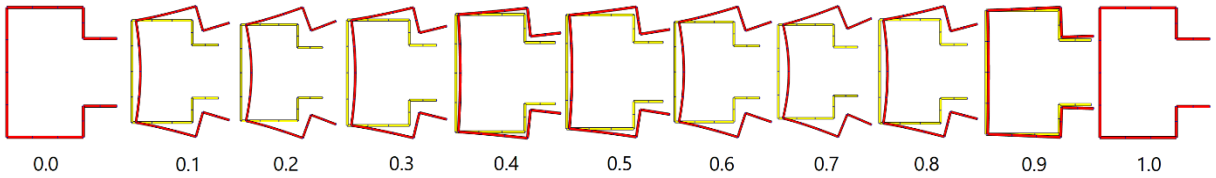


Fig. 11. Cross-section deformation of the 1st mode shape along the length

The largest participation of longitudinal terms 2 and 3 suggest that the distortional buckling mode shape is dominant in the overall mode shape, which was also observed in the FEM analysis, and shown in Fig. 8.

However, it is impossible to investigate ultimate moment for selected compression load of a member in CUFSM, since the load is introduced through stress at the cross-section stations, and the result is expressed as load factor, implying that both of the sectional forces (N and M) must be scaled simultaneously. Furthermore, authors could not obtain meaningful result for the pure major bending case, since investigated column's supports do not comply with the boundary conditions implemented in the software. For the C-F option, the ultimate moment calculated with the CUFSM was 3.862 kNm, while for the C-C condition it was 14.162 kNm. Also, the bending moment in the investigated column is linearly varying, while CUFSM considers only constant bending moment. There are possible procedures to bypass this limitations, but not without having previously known the true buckling shape.

5. CONCLUSION

Shell FE analyses of single non-perforated and perforated columns subjected to axial compression and major-axis bending, as well as to simultaneous action of both were presented in this paper. In addition, the FSM analysis of non-perforated column was performed for the comparative purpose, and it was found that the analyses differ by only 2.3% in the case of the centric compression. The number of the

shell FEs differs in the cases of the perforated and the non-perforated column model, since finer mesh is required around the perforations. Bearing in mind that the finite strip (FS) analysis utilize less than 5% of the DOFs necessary to complete a shell FE analysis (non-perforated column) of a comparable accuracy, it was found that FS analysis presents favorable alternative for CFS members design.

Moreover, the presented analyses clearly point out the importance of consideration of buckling mode shapes other than global (lateral-torsional) in the design process of CFS members. For the cases with low compression load, the buckling mode shapes are mainly of distortional character, while for the greater compression load they are predominantly of local nature. Observed m-n interaction curve, for both perforated and non-perforated columns, obtained with FE analysis, suggests that even linear interaction rule could be appropriate for these types of members. Still, such conclusion needs to be based on the reliability analyses and much bigger sample, but is nevertheless encouraging that so complicated members, such are perforated thin-walled columns, exhibit such regular behavior under the eccentric compression.

Future work includes the consideration of bending in determination of buckling behavior and critical load using FSM, examination of the influence of the imperfections on the buckling, validation of the results by the means of GBT, as well as consideration of various cross-sectional geometries and structural systems built up of CFS members.

ACKNOWLEDGEMENTS

The presented paper has been done within the scientific research project TR 36043 "Development and application of a comprehensive approach to the design of new and safety assessment of existing structures for seismic risk reduction in Serbia", which is funded by the Ministry of Science of Serbia.

REFERENCES

[1] Mojtabaie S. M. et al. (2018). Analytical and experimental study on the seismic performance of cold-formed steel frames. Journal of Constructional Steel Research, Vol. 143, pp. 18-31.

[2] Jovanović Đ. Žarković D., Dobrić J. (2018). Design and application of cold-formed thin-walled members. The 14th international and scientific conference iNDiS. Novi Sad, Serbia, pp. 125-134.

[3] Jovanović Đ., Vukobratović V., Žarković D (2017). An overview of the seismic design of steel storage racks. 8th PSU-UNS International Conference on Engineering and Technology, PS-1.18 pp: 1-5, Novi Sad, Serbia.

[4] European Committee for Standardization - CEN (2006). EN 1993-1-3: Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-3: General rules - Supplementary rules for cold-formed members and sheeting. Brussels, Belgium.

[5] American Iron and Steel Institute (2016). Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members. Washington, DC, USA.

[6] European Committee for Standardization - CEN (2009). EN 15512: Steel static storage systems - Adjustable pallet racking systems - Principles for structural design. Brussels, Belgium.

[7] Dubina D., Ungureanu V., Landolfo R. (2012). Design of cold-formed steel structures. ECCS - European Convention for Constructional Steelwork. Brussels/Berlin.

[8] ECCS Technical Committee 7 (2008). Cold-formed Steel: Worked examples according to DIN EN 1993-1-3. ECCS - European Convention for Constructional Steelwork. Brussels, Belgium.

[9] Schafer B.W. (2006). Designing Cold-Formed Steel Using the Direct Strength Method. 18th International Specialty Conference on Cold-formed Steel Structures. Orlando, FL, USA.

[10] American Iron and Steel Institute, Committee on Specifications for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members (2006). Direct Strength Method (DSM) Design Guide. Washington, DC, USA.

[11] Li Z., Schafer B.W. (2010). Buckling analysis of cold-formed steel members with general boundary conditions using CUFSM: conventional and constrained finite strip methods. 20th International Specialty Conference on Cold-formed Steel Structures. Saint Louis, Missouri, USA.

[12] Adany S. et al. (2009). GBT AND cFSM: Two modal approaches to the buckling analysis of unbranched thin-walled members. Advanced Steel Construction, Vol. 5, No. 2, pp. 195-223.

[13] Silvestre N., Camotim D. (2002). First-order generalised beam theory for arbitrary orthotropic materials. Thin-Walled Structures, Vol. 40, pp. 755-789.

[14] Abambres M., Camotim D., Silvestre N. (2014). Modal decomposition of thin-walled member collapse mechanisms. Thin-Walled Structures, Vol. 74, pp. 269-291.

[15] Bebiano R. et al. (2018). GBT buckling analysis of generally loaded thin-walled members with arbitrary flat-walled cross-sections. Thin-Walled Structures, Vol. 123, pp. 11-24.

[16] Zhao X., Ren C., Qin R. (2017). An experimental investigation into perforated and non-perforated steel storage rack uprights. Thin-Walled Structures, Vol. 112, pp. 159–172.

[17] Ren C., Wang B., Zhao X. (2019). Numerical predictions of distortional-global buckling interaction of perforated rack uprights in compression. Thin-Walled Structures, Vol. 136, pp. 292–301.

[18] Baldassino N. et al (2019). An experimental investigation on solid and perforated steel storage racks uprights. Journal of Constructional Steel Research, Vol. 155, pp. 409–425.

[19] Bonada J. et al. (2016). Distortional Influence of Pallet Rack Uprights Subject to Combined Compression and Bending. Structures, Vol. 8, pp. 275–285.

[20] Bertocci L. et al. (2017). Experimental, numerical, and regulatory P-Mx-My domains for cold-formed perforated steel uprights of pallet-racks. Thin-Walled Structures, Vol. 119, pp. 151–165.

[21] Schafer B.W., Adany S. (2006). Buckling analysis of cold-formed steel members using CUFSM: conventional and constrained finite strip methods. 18th International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures. Orlando, FL, USA.

[22] Li Z., Schafer B.W. (2009). FSM stability solutions for general boundary conditions and extension of cFSM. 12th International Conference on Civil, Structural and Environmental Engineering Computing. Funchal, Madeira, Portugal.

[23] Li Z., Schafer B.W. (2013). Constrained Finite Strip Method for Thin-Walled Members with General End Boundary Conditions. Journal of Engineering Mechanics, November 2013, pp. 1566-1576.

[24] Abaqus/CAE User's Manual, Version 6.14 (2014). Dassault Systèmes. Providence, RI, USA.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

SS - 21

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

EVALUATION OF THE INSTABILITY BEHAVIOR OF THE LATERALLY DISPLACED THIN-WALLED STEEL FRAME

Vladimir ŽIVALJEVIĆ[1], Đorđe JOVANOVIĆ[2], Vladimir VUKOBRATOVIĆ[3]

ABSTRACT

The lightweight structure and fast manufacture and erection have encouraged the use of cold-formed steel (CFS) structures, especially for storage rack systems. The cross-sections that are used are perforated and highly complex, hence, the design of such members is usually done by tests. The design codes related to CFS differ considerably and are constantly being upgraded, while on the other hand there are many existing storage rack structures that are not designed according to the applicable codes. This is especially problematic in high seismic zones and open space stores where people are exposed to risk of rack failure during an earthquake. Cold-formed thin-walled steel members usually tend to buckle at the time of reaching the ultimate resistance. Therefore, unbraced structural systems made of cold-formed steel (CFS) are sensitive to the occurrence of the soft-storey mechanism, which is most likely to appear at the ground floor. Recognizing the tendencies in modern earthquake-resistance design concepts and codes, this paper investigates drift capacity of thin-walled steel frame, as an essential input data for displacement-based approach. Even though the connections between members will have a decisive role in the frame response, the focus in this investigation is on the stability issues. The two-bay cold-formed steel frame studied within the project SEISRACKS, which experienced the soft-story collapse during the reported experiment, was studied by the application of the FEM analyses. The purposes of the analyses presented in this paper is to verify the locations of plastic hinges, and to provide an insight in the capacity of the perforated columns. The formation of plastic hinges (formed by local buckling of uprights) at the bottom and the top of each upright was investigated in correlation to uprights' axial load. The occurrence of these hinges is ultimately followed by the development of the soft story mechanism.

Keywords: *Thin-walled members; Buckling analysis; Local buckling; Storage racks; N-M interaction*

[1] MSc in Civil Engineering, University of Novi Sad, Faculty of Technical Sciences, Department for Civil Engineering and Geodesy, Novi Sad, Serbia, zivaljevic.vladimir@uns.ac.rs
[2] MSc in Civil Engineering, University of Novi Sad, Faculty of Technical Sciences, Department for Civil Engineering and Geodesy, Novi Sad, Serbia, djordje.jovanovic@uns.ac.rs
[3] Doc. PhD in Civil Engineering, University of Novi Sad, Faculty of Technical Sciences, Department for Civil Engineering and Geodesy, Novi Sad, Serbia, vladavuk@uns.ac.rs

1. INTRODUCTION

The changes in the global logistics and all-time ever-increasing peak of consumption around the world led to massive use of steel storage racks all around the world. Since these structures were considered equipment for long time [1] and their differences depend on manufacturers' tools and in-house patents [2], both design and scientific research were overdue and troublesome. Without doubt, seismic loading of steel rack structures presents the most onerous and difficult to satisfy.

Seismic design of steel rack structures is codified in [3] in Europe and [4] in USA. Nevertheless, several projects [5, 6] were carried out in order to better understand and describe the behavior of racks during the seismic event. Overview of most of them can be found in [1, 7]. Also, there are scientific researches intended to upgrade current codes [7, 8], but there are still only few full-scale experimental investigations of rack structures documented [5, 9, 10]. The most usual approach to simulate or evaluate the rack behavior during seismic loading is by application of non-linear time-history (NLTH) analysis [2, 7], but quite different approach was proposed in the FEMA [4] which is based on very simple hand calculations. This approach however does not incorporate complex behavior of cold-formed steel (CFS) members usually dictated by the coupled instabilities [11, 12, 13] and represented in design codes for CFS structures in Europe [14] and the USA [15]. This paper is the first step towards proposal of the simplified (but still PC reliant) procedure to access the rack seismic capacity without complicated and time-consuming NLTH analysis.

In the case of perforated sections, such are uprights in usual rack structures, the design by testing is required by the design codes. Even though manufacturer often perform necessary testing of the columns, as prescribed by the governing code of practice, those tests include only pure compression test and pure bending test. Not only that the interaction of the axial compression and bending moment will affect column's behavior, but also the moment diagram will influence the column resistance additionally. The major problem is that this influence cannot be accounted for by simply following the design procedure prescribed in the codes. This is especially the fact in the case of the members with perforations. Considering all the above mentioned, it is very beneficial to investigate behavior of one-floor frame consisted of perforated CFS columns. The hypothesis is that response of this system will be almost identical to the response of the whole rack structure with multiple floors. It is documented that the seismic response of rack structures is mainly influenced by the joints' stiffness. But, in order to concentrate on the influence of the column local buckling, semi-rigid connections were left out from the analysis, and all the joints are considered rigid.

2. SIMPLIFIED MODEL FOR RACKS SENSITIVE TO SOFT-STOREY OCCURENCE

It is a well-known fact that the unbraced steel storage racks, commonly manufactured and installed in the past, are sensitive to the occurrence of the soft-story mechanism at the ground floor, which is unacceptable by modern codes. Unfortunately, there is a lack of practical recommendations for the seismic assessment of existing unbraced soft-story racks, which would show whether the rack's capacity is larger than demand, and are the performance criteria fulfilled.

In general, seismic analysis of structures with soft-story can be conducted fairly straightforward, e.g. by applying the pushover-based N2 method [16, 17] on the equivalent single-degree-of-freedom system (SDOF), which is in the case of racks a simple single-story frame (see Fig. 1). However, the following specifics should be considered:

- Colored circles denote zones of plastic hinges. Blue and green circles apply to base connections and BCCs (respectively), whereas the red ones correspond to uprights formed by local buckling.
- The pallet load supported by the beams of the first floor should be applied in order to perform the pushover analysis on the deformed shape, and the rest of the pallet load should be applied via vertical concentrated forces acting in joints.
- It should be assumed that the rack is fully loaded, since such a case leads to relevant results.
- In the analysis P-Delta effects must be taken into account.
- If it is not possible to model perforated members in the applied software, appropriate property modifiers should be applied. They should be based on either detailed numerical analysis, or an engineering judgment.

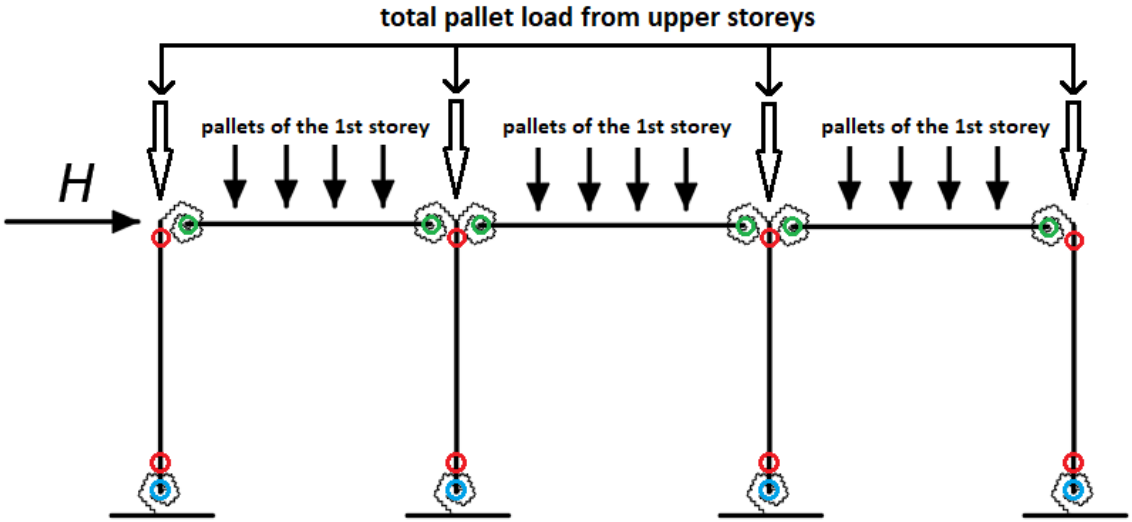


Fig. 1. Schematic representation of the simplified storage rack model

The data necessary for the modelling of "blue" and "green" plastic hinges is often available from the manufacturer, and there is a fair amount of information about it in the literature as well. On the other hand, the properties of "red" plastic hinges, which govern the soft-story mechanism occurrence, are not addressed in the literature in an appropriate amount, and this represents a serious issue in practice.

In this paper, a first-story of the rack studied within the project SEISRACKS [5, 6], which experienced the soft-story collapse during the reported experiment, is modelled in ABAQUS [18], and it represents the equivalent SDOF system described above. The purpose of the analyses presented herein is to confirm the locations of plastic hinges, and to give an insight in the capacity of the perforated columns, which can be used for the definition of "red" plastic hinges of the model presented in Fig. 1. The column capacity is shown in terms of interaction diagrams, developed for a range of input parameters.

3. NUMERICAL ANALYSIS

In order to illustrate the behavior of the cold-formed thin-walled steel frame due to the horizontal displacement (drift), numerical model of the two-bay frame is presented and analyzed. The selection of geometry of the uprights and beams in this paper was adopted according to geometry given in [5]. Fig. 2 summarize the examined geometry of cross-sections (top for the uprights, bottom for the beams) and the frame. The height and length of the frame are 2000 mm and 3600 mm respectively.

The steel is modelled as an isotropic linear elastic-plastic material, with Young's modulus E = 200,000 N/mm^2, Poisson's ratio ν = 0.3, shear modulus G = 76,923 N/mm^2, yield stress f_y = 275 N/mm^2 and ultimate stress f_u = 510 N/mm^2.

3.1. FEM model

The FEM model is consisted of three- (S3R) and four-node (S4R) shell elements with reduced integration and hourglass control used for approximation of uprights and of one-dimensional beam elements used to describe the beams. Nodes at the ends of both beams were coupled with the center of the mass of the upright's top cross-section. The great attention was given to the selection of proper mesh density, since it affects considerably to the accuracy and efficiency of the numerical model. The capturing of local and distortional buckling effects, as well as the limitation of the propagation of hourglass modes can be achieved with the use of genuinely fine mesh. However, it may prove to be inefficient in terms of computational time and use of rendering.

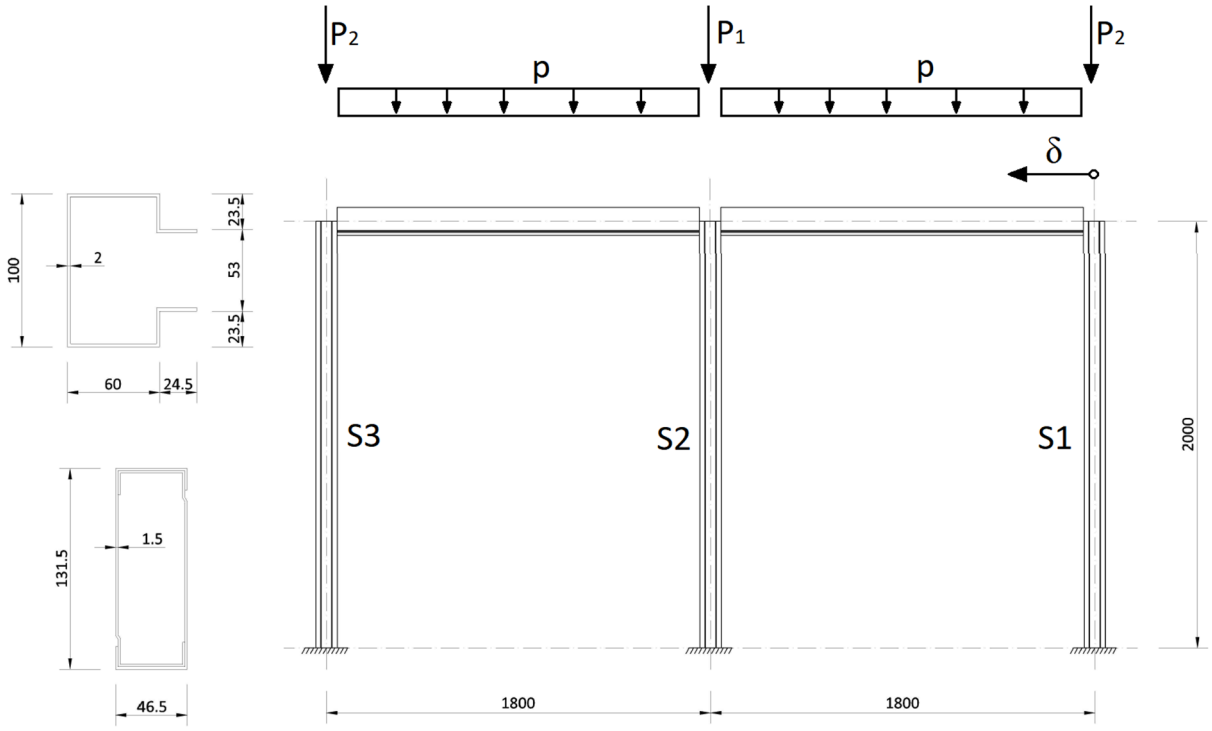


Fig. 2. Model geometry

Numerical models considered in this paper were handled with the average mesh size equal to 10 mm, which lead to the approximation amounted to 49063 elements, 50983 nodes and, therefore, 305898 DOFs. Ultimately, the mesh density applied in the numerical simulations within this paper was satisfying enough to capture the local instabilities inside the reasonable computational time.

Rigid body constraints were introduced in the model to tie the nodes of the upright's bottom and top cross-sections with its center of the mass, in the interest of applying the boundary conditions in relation to center of mass of each upright. While the columns were fixed at the bottom, at the column's top, the horizontal displacement normal to the plane of the frame and the rotation about the vertical axis were constrained. The considered vertical load (the distributed line load on the beams and the concentrated forces at the top of the uprights) was fixed during analysis, but it was set to the different value in every analysis. The value of distributed load was adopted as 24.441 kN/m and concentrated forces P_1 and P_2 equal to 88.50 kN and 44.25 kN, respectively, in $N=N_{max}$ analysis. The designation N_{max} refers to the maximal compression load of the central upright. In other cases, these loads were proportionally reduced by the factor specified in the load case name. After the application of the vertical load, the frame was subjected to gradual horizontal displacement of 0.15 m at the top.

Since the problem here is of quasi-static nature that involves complex nonlinear effects, the dynamic explicit solution scheme with the time period of 4 seconds was applied. The geometrical nonlinearity which includes large deformations was taken into account. The mass of the entire model was scaled by the factor of 1e-05 in order to avoid effects of inertia.

4. ANALYSIS RESULTS

The behavior of the cold-formed thin-walled steel frame due to the simultaneous action of axial and flexural loading is examined by the use of the geometrical and material nonlinear analysis. Firstly, the ultimate compression force N_{max} (P_{cr}) for non-perforated and perforated cold-formed thin-walled steel upright was calculated in [12]. Based on these values, the vertical loads acting on the frame were determined in order that the overall compression force in the central upright be equal to the ultimate compression force calculated in [12]. Thus, the compression forces in the side uprights correspond roughly to the one half of the central upright's compression force.

Deformed shape of the frame in near-collapse state for the case of vertical load amounted to $0.50 \cdot N_{max}$ and gradually increasing horizontal displacement δ at the top is shown in Fig. 3. Evidently, for a

sufficiently high value of horizontal displacement plastic hinges form at the bottom and the top of each upright.

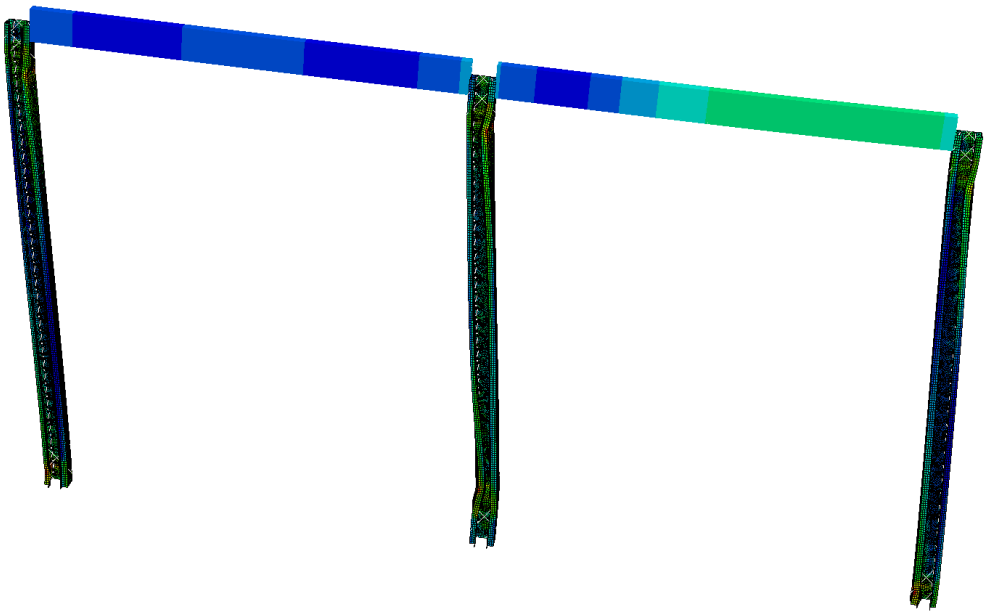


Fig. 3. Deformed shape of the frame

The deformed shapes of the uprights in the zones of the plastic hinges for different load cases and hinge locations is displayed in Fig. 4.

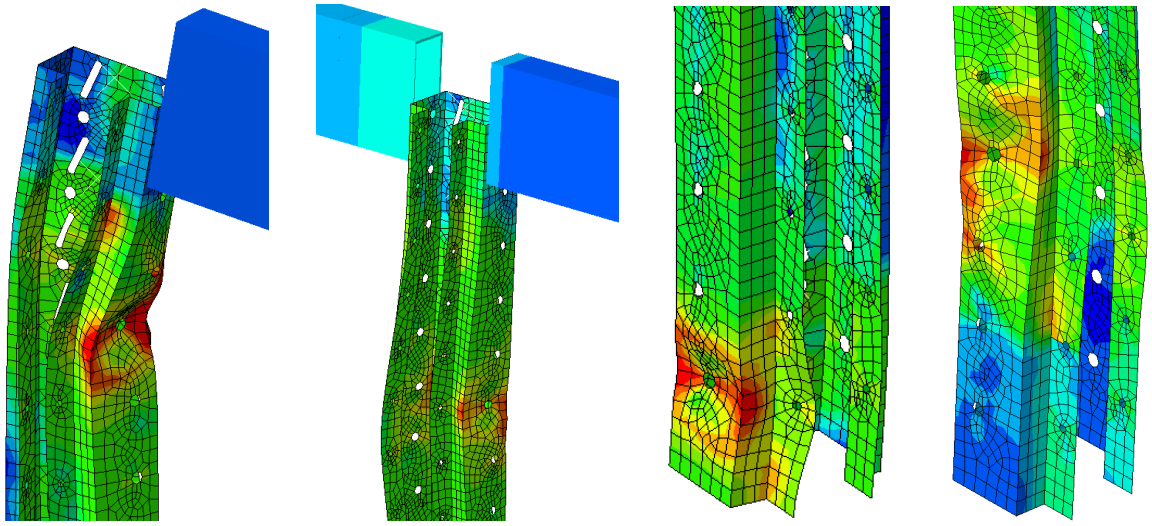
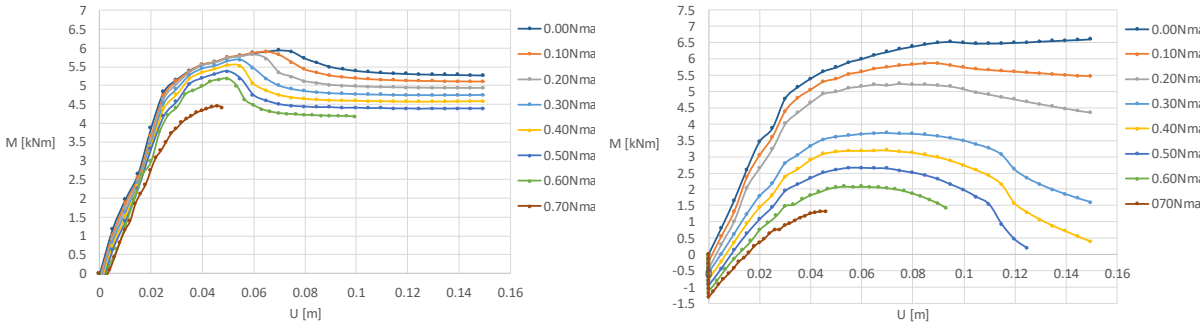


Fig. 4. Plastic hinges a) at the top of the upright S3; b) at the top of the upright S2; c) at the bottom of the upright S2; d) at the bottom of the upright S2

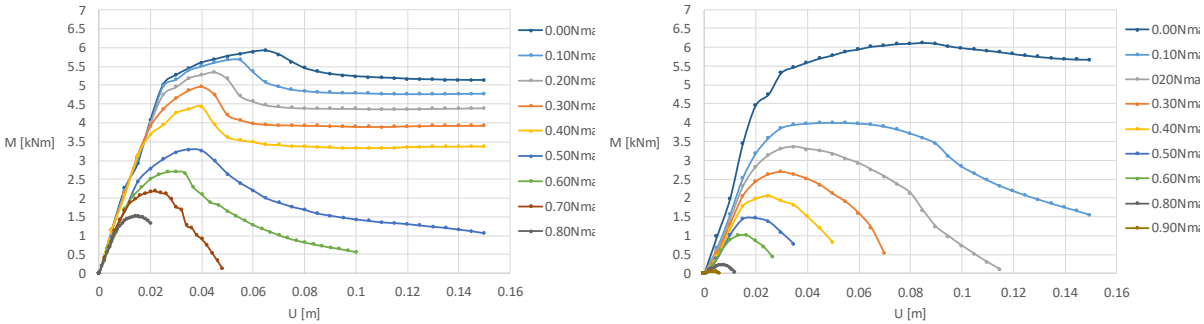
Fig. 5-7 show the relationship between the moment in the top and bottom plastic hinges and the top horizontal displacement (M_H - U), both for different values of axial compression force in the central upright, respectively.

As seen from the Figures 5-7, the behavior and the maximum bending moments differ for each upright. While for the central upright the decrease of the maximum bending moment for different values of axial force was expected, for the outer uprights it is less pronounced. Frame lateral stiffness is evidently highly influenced by the axial compression of the uprights, which is in contrast to the behavior of the single upright, as documented in [12].



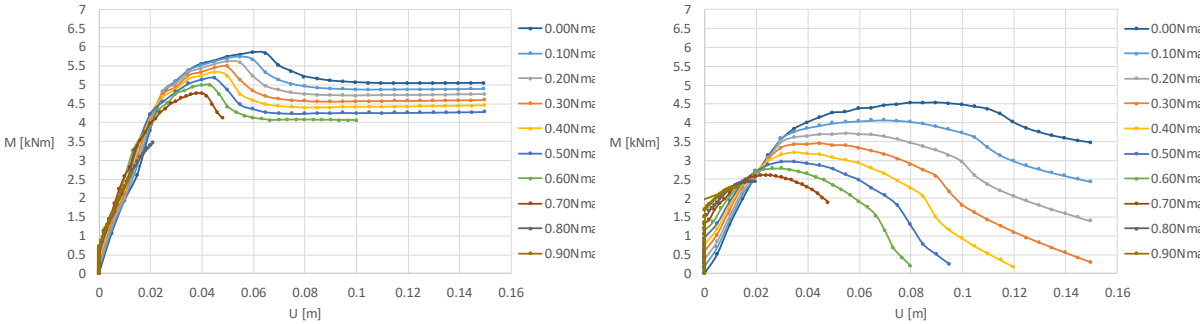
a) b)

Fig. 5. Upright S1: the bending moment – horizontal displacement curve
a) at the bottom plastic hinge; b) at the top plastic hinge



a) b)

Fig. 6. Upright S2: the bending moment – horizontal displacement curve
a) at the bottom plastic hinge; b) at the top plastic hinge;



a) b)

Fig. 7. Upright S3: the bending moment – horizontal displacement curve
a) at the bottom plastic hinge; b) at the top plastic hinge;

Fig. 8 and 9 show the N-M interaction for all three uprights, for the bottom and the top hinges, where the axial compression force N and bending moment M are normalized to their ultimate values. As it can be observed from the presented diagrams, maximal obtained axial force in the outer columns is less than half their ultimate resistance N_{max}, since they are loaded with approximately twice smaller axial force than the central column. These axial forces are altered to some degree by the frame response to the lateral loading. It can be concluded that behavior of the central column, which controls the frame resistance, is almost identical to the behavior of single column [12]. Furthermore, for the analyzed frame layout, all of the columns fail simultaneously if the normalized axial compression of the central column is less than 0.3. For higher axial (vertical) loads, central column governs the behavior of the frame. This implies that with frames similar to one investigated here, the ultimate top displacement (or deformation

capacity of the frame) can be easily found from the m-n curve of the single column, and axial loading of the central column.

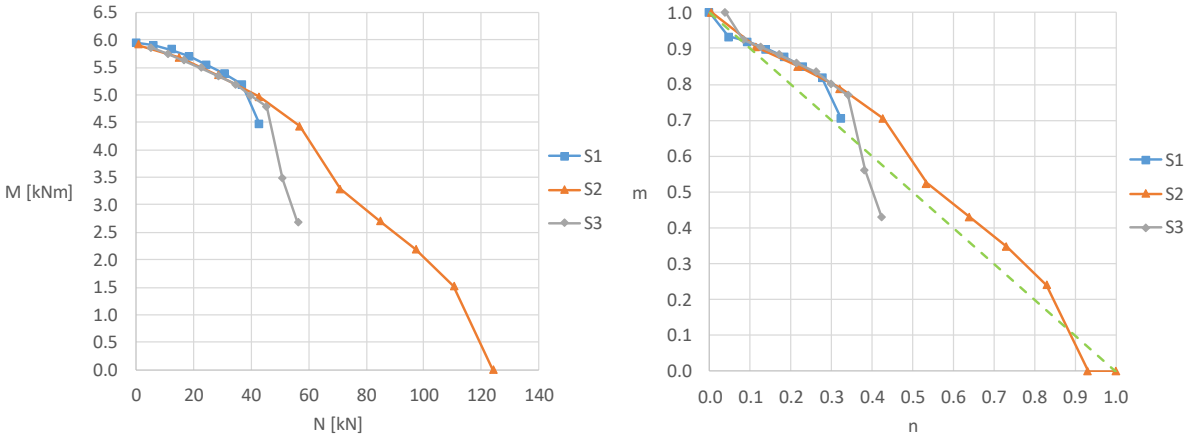


Fig. 8. N-M interaction diagrams for the bottom hinges

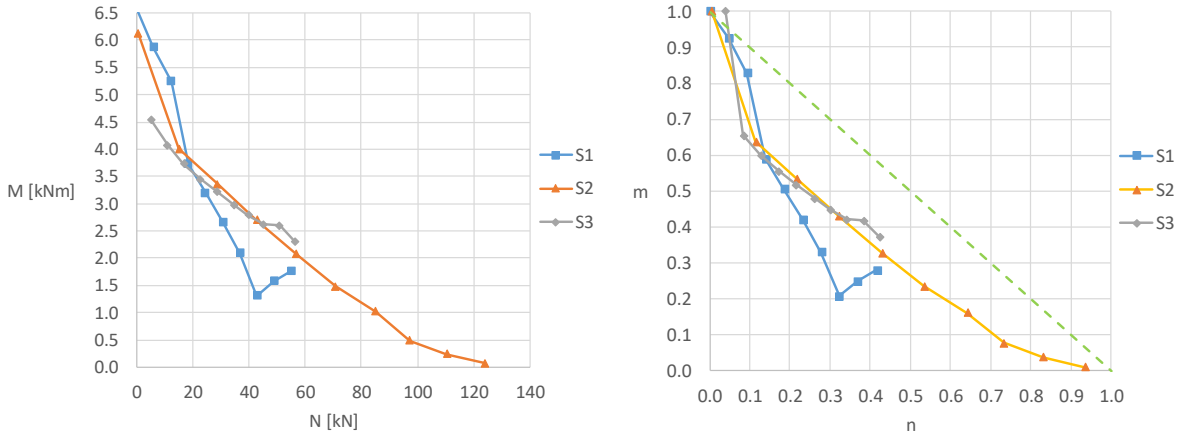


Fig. 9. N-M interaction diagrams for the top hinges

5. CONCLUSION

Shell FE analyses of a two-bay cold-formed steel frame subjected to simultaneous action of axial compression and major-axis bending were presented and illustrated in this paper. The considered compression load was increased by 10 percent of the N_{max} in each subsequent analysis.

The formation of plastic hinges (formed by local buckling of uprights) at the bottom and the top of each upright was examined in correlation to uprights' axial load. The occurrence of these hinges is ultimately followed by the development of the soft story mechanism. The variation of bending capacity of the outer uprights is not influenced by the level of axial loading to the extent it is in the case of the central column. This is however inherited property of the two-bay frame layout. But several other conclusions can be drawn. Bending moment redistribution and axial loads induced by frame behavior do not affect global response considerably. The interaction between axial load and bending moment for central upright, is represented by almost a straight line between n=1; m=0 and n=0; m=1. This was observed for a single column in the related paper [12] as well. For smaller axial loads, plastic hinges are spread more desirably, while for higher loads, central column develops hinges both at the top and bottom, and the onset of structure failure occurs immediately after.

Future work includes examination of influence of the beam-upright connection to the behavior of the frame, detailed analyses of the multi-story frames, as well as the influence of the bracings on the frame stability.

ACKNOWLEDGEMENTS

The presented paper has been done within the scientific research project TR 36043 "Development and application of a comprehensive approach to the design of new and safety assessment of existing structures for seismic risk reduction in Serbia", which is funded by the Ministry of Science of Serbia.

REFERENCES

[1] Jovanović Đ., Vukobratović V., Žarković D (2017). An overview of the seismic design of steel storage racks. 8th PSU-UNS International Conference on Engineering and Technology, PS-1.18 pp: 1-5, Novi Sad, Serbia.

[2] Jovanović Đ. et al. (2019). Hysteresis model for beam-to-column connections of steel storage racks. Thin-Walled Structures, Vol. 142, pp. 189-204.

[3] European Committee for Standardization - CEN (2016). EN 15512: Steel static storage systems - Adjustable pallet racking systems - Principles for seismic design. Brussels, Belgium.

[4] Building Seismic Safety Council for the Federal Emergency Management Agency (2005). FEMA 460: Seismic considerations for steel storage racks located in areas accessible to the public. Washington, D.C., USA.

[5] European Commission – Research Fund for Coal and Steel (2009). Storage racks in seismic areas (Seisracks1). Brussels, Belgium.

[6] European Commission – Research Fund for Coal and Steel (2014). Seismic behaviour of steel storage pallet racking systems (Seisracks2). Brussels, Belgium.

[7] Bernuzzi C., Simoncelli M. (2017). Steel storage pallet racks in seismic zones: Advanced vs. standard design strategies. Thin-Walled Structures, Vol. 116, pp. 291–306.

[8] Bernuzzi C., Simoncelli M. (2016). An advanced design procedure for the safe use of steel storage pallet racks in seismic zones. Thin-Walled Structures, Vol. 109, pp. 73–87.

[9] Kanyilmaz A. et al. (2016). Experimental assessment of the seismic behavior of unbraced steel storage pallet racks. Thin-Walled Structures, Vol. 108, pp. 391-405.

[10] Jacobsen E., Tremblay R. (2017). Shake-table testing and numerical modelling of inelastic seismic response of semi-rigid cold-formed rack moment frames. Thin-Walled Structures, Vol. 119, pp. 190–210.

[11] Jovanović Đ., Žarković D., Dobrić J. (2018). Design and application of cold-formed thin-walled members. The 14th international and scientific conference iNDiS. Novi Sad, Serbia, pp. 125-134.

[12] Živaljević V. Jovanović Đ., Kovačević D. (2019). Evaluation of instability behaviour of eccentrically compressed the thin-walled steel column. The 18th International Symposium of MASE. Ohrid, Republic of North Macedonia.

[13] Bertocci L. et al. (2017). Experimental, numerical, and regulatory P-Mx-My domains for cold-formed perforated steel uprights of pallet-racks. Thin-Walled Structures, Vol. 119, pp. 151–165.

[14] European Committee for Standardization - CEN (2006). EN 1993-1-3: Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-3: General rules - Supplementary rules for cold-formed members and sheeting. Brussels, Belgium.

[15] American Iron and Steel Institute (2016). Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members. Washington, DC, USA.

[16] Fajfar P. (1999). Capacity spectrum method based on inelastic demand spectra. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 28 (9), pp. 979–993.

[17] Fajfar P. (2000). A nonlinear analysis method for performance-based seismic design. Earthquake Spectra, Vol. 16 (3), pp. 573–592.

[18] Abaqus/CAE User's Manual, Version 6.14 (2014). Dassault Systèmes. Providence, RI, USA.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

SS - 22

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

MODELING OF SEMI-RIGID CONNECTIONS OF STEEL STRUCTURES

Srđan ŽIVKOVIĆ[1], Dragana TURNIĆ[2], Marija SPASOJEVIĆ ŠURDILOVIĆ[3], Marko MILOŠEVIĆ[4], Vladan NIKOLIĆ[5]

ABSTRACT

In general, semi-rigid joints of structural members can provide a certain degree of relative flexibility in all generalized movement directions and, in the case of linear spatial element, it means: horizontal and vertical movement and rotation. Many experiments have shown that realistic connections of steel frame structures show non-linear behavior due to gradual uneven deformation of connection elements. Non-linear connection behavior brings additional complications to the non-linear behavior of the entire structure, aside from already present geometrical and material imperfections, residual tension due to welding, tension concentration and local secondary effects such as panel deformation zone and post-critical material strengthening. Idealization of joints characteristic is particularly useful for theoretical dealing with joints analyses; thus, it is very complex to be used in everyday practice.

This paper gives detailed analysis of the behavior of joints in steel structures and joint model classification of joint types with the special focus on joints characteristics. Generally speaking, behavior of joints can be clearly defined by functional dependency of bending moments in the section of connection spot and connection rotation. Mathematical formula must be defined in such a way so as to include the behavior of a greater number of different types of joints. Apart from theoretical approach, this paper includes the classification of joint types in: analytical, mathematical and combined models.

This paper gives detailed analysis of the behavior of joints in steel constructions and joint model classification of joint types with the special focus on joints characteristics.

Keywords: *Semi-rigid joints; $M - \Phi$ joint characteristics; Steel structures;*

[1] Assistant professor, PhD, Faculty of Civil Engineering and Architecture – University of Niš, Niš, Serbia, srdjan.zivkovic@gaf.ni.ac.rs
[2] Assistant professor, PhD, Faculty of Civil Engineering and Architecture – University of Niš, Niš, Serbia, dragana.turnic@gaf.ni.ac.rs
[3] Assistant professor, PhD, Faculty of Civil Engineering and Architecture – University of Niš, Niš, Serbia, marija.spasojevic.surdilovic@gaf.ni.ac.rs
[4] PhD student, Master in Civil Engineering, Innovation Center University of Ni[, Faculty of Civil Engineering and Architecture – University of Niš, Niš, Serbia, marko.milosevic@gaf.ni.ac.rs, marko.milosevic.mat@gmail.com
[5] Assistant professor, PhD, Faculty of Civil Engineering and Architecture – University of Niš, Niš, Serbia, vladan_nikolic@yahoo.com

1. INTRODUCTION

Fig. 1 shows the types of most commonly used connections within steel framing structures. Many experiments have shown that realistic connections of steel frame structures show non-linear behavior due to gradual uneven deformation of connection elements (connection sheets, connection corners, front plates, connection agents etc.). Non-linear connection behavior brings additional complications to the non-linear behavior of the entire structure, aside from already present geometrical and material imperfections, residual tension due to welding, tension concentration and local secondary effects such as panel deformation zone and postcritical material strengthening.

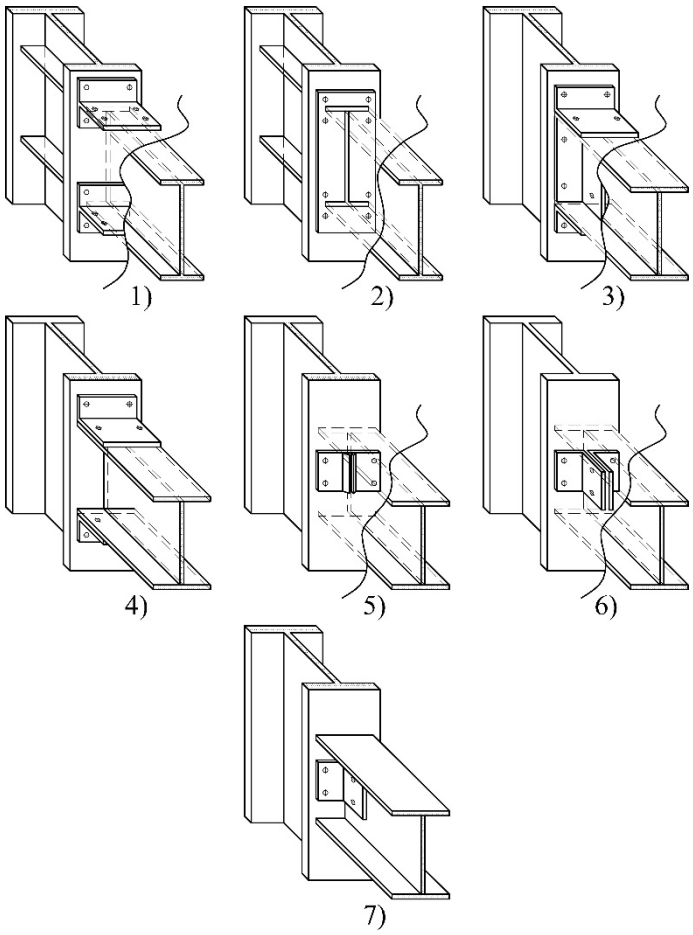


Fig. 1. Characteristic types of beam-column connections

2. THE ANALYSES OF CONNECTION BEHAVIOR

In general case, a semi-rigid connection can secure a certain level of relative shiftability in directions of all generalized shifts, which, for the linear element in plane, means longitudinal and transversal shift and rotation. Since most of the steel frame structures have both transversal and longitudinal shifts that are neglectable compared to the effect of connection rotation, in order to simplify the problem (which does not affect the accuracy of obtained results) only rotational connection behavior will be considered in further analysis (Fig. 2).

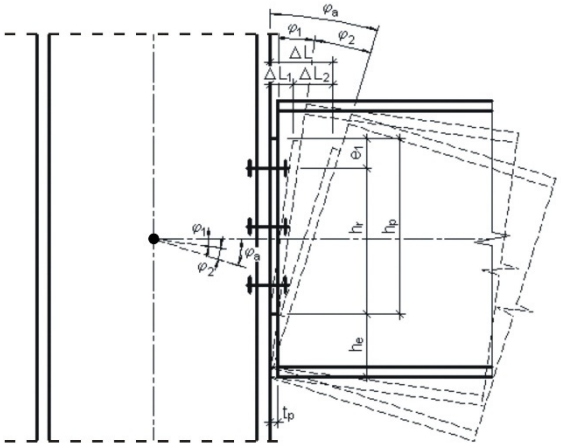


Fig. 2. Connection rotations

The relative angle of connection rotation (Figure 2) can be obtained from:

$$\Phi = \varphi_a = \varphi_1 + \varphi_2 = arctg\ \frac{\Delta L}{h_p + h_e} \tag{1}$$

where ΔLpresents totalhorizontal shift of observed spot at connection, and $(h_p + h_e)$presents vertical distance from observed spot in connection to the center of connection rotation (the radius of connection rotation).

The rotation of semi-rigid connections is carried out at the expense of local deformations which occur at the section of connection spot. Depending on the level of straining these deformations can be **elastic**, **elastic-plastic** or **plastic**. Based on experimentally obtained data, these deformations can be broken down to:

- **connection deformations**, that are the consequence of connection elements' deformations, such as front beam, connectable elements (sheet metals and corners), screw bolts, column legs, column rib at the torsion zone etc.,
- **shearing of the column rib**, which occurs due to the effect of conjugated forces of the same intensity but opposite direction, that affect the level of strained or pressed beam leg and form the field of shearing within column rib.

The connection rotation caused by connection deformation and column rib shearing can be specifically detected by precise measuring. Total rotation of connection is equal to the sum of rotations of these two components (Fig. 3). The share of each connection component in the total connection deformation, i.e. componential method can be shown by further parsing.

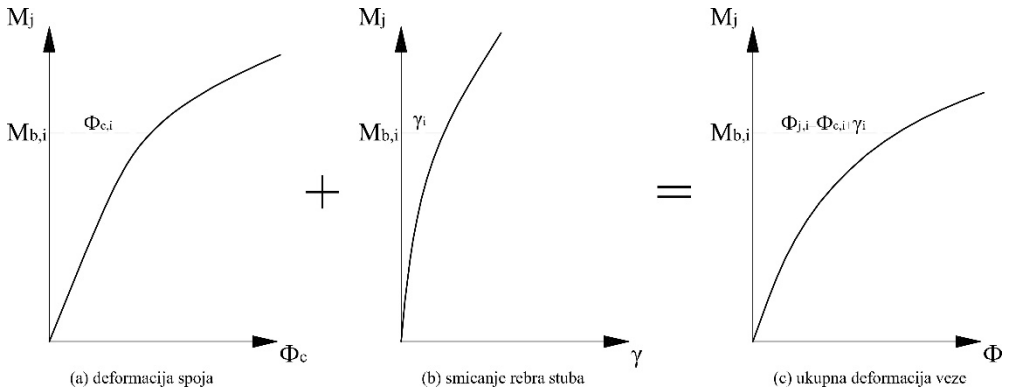


Fig. 3. Deformations of individual connection elements

2.1. M – Φ characteristic of connection

The main characteristics of connection that can be used as a basis for definition of the effect the connection has on framing structures can be obtained by the momentum-rotation curve. This curve is often referred to as $M - \Phi$ characteristic of connection in literature. It is used to describe the dependence among bending momentum which has effect at the section at connection spot (M) and rotation of the furthermost cross-section of the beam (Φ). The three main parameters used to characterize the behavior of a connection: rotational stiffness, resistance and rotational capacity, can all be obtained via this curve. Rotational stiffness of a connection is defined by the tangent slope of $M - \Phi$ curve, resistance is defined by maximum value of M at $M - \Phi$ connection characteristic, and the rotational capacity of connection is defined by limit rotation achieved at limit bearing.

It should be noted that the effect of semi-rigid connections on the behavior of structure is not dependent only on rotational stiffness, resistance and rotational capacity of connection. Namely, the connection cannot be observed sequestered from the construction but only within the adjoining elements. Results of many experiments show that one connection can have different types of effect depending on its position within construction.

The results of examination of a few characteristic connection types (Fig. 4) show that $M - \Phi$ curve is a non-linear function. Ideally rigid connections correspond to the vertical line and ideally articulated connections correspond to horizontal line within $M - \Phi$ coordinate system. If observed strictly theoretically, the connections among these two extreme cases can be classified as semi-rigid connections.

Curves shown in Fig. 4. are obtained from the results of different connection types examination. Based on these $M - \Phi$ characteristics of connections, the following can be concluded:

- all the curves are non-linear with reduction of rotational stiffness due to increase of rotation;
- different connections can have significantly different rotational stiffness and resistance;
- initial rotational stiffness that is equal to the tangent slope of $M - \Phi$ curve in the coordinate origin, can be significantly different for different connection types;
- at biaxiallysymmetrical connections due to shift of rotational direction (unloading) of connection, the rotational stiffness is approximately equal to the initial rotational stiffness;
- the momentum-rotation curve of connection can be divided in three parts (Fig. 5.):
    - the first part represents elastic connection behavior, the curve in this area can be approximated by a straight line that connects the coordinate origin with the point which marks the moment of reaching the momentum of stress field at flow threshold (M_e, Φ_e). The initial rotational stiffness(S_{ini})is numerically equal to the tangent slope at the ($M - \Phi$)curve and has a constant value until the bending momentum reaches the value of bending momentum at flow threshold at the section of connection spot;
    - the second part represents elastic-plastic connection behavior. The rotational stiffness of connection at this level of straining ($S_{red.}$) is between bending momentum of the stress field at flow threshold at the connecition spot section (M_e, Φ_e) and bending momentum of stress field at plastic area (M_p, Φ_p);
    - for bending momentums at connection spot section above the bending momentum that corresponds to stress field at full plastification, the rotational stiffness of connection drastically reduces. This area is characterized by postcritical connection behavior, i.e. strengthening of primary connection material. When bending momentum at connection spot section reaches its limit value (M_u), the rotational stiffness of connection equals zero, hence the diagram can be further approximated via horizontal line.

By knowing the bending momentumsM_e, $M_p$and$M_u$and corresponding rotationsΦ_e, $\Phi_p$and$\Phi_u$it is possible to determine the$M - \Phi$characteristic of connection. Although this idealization of $M - \Phi$connection characteristic is extremely useful in terms of theoretical deliberation and analysis of connection behavior, it is still very complex for practical use.

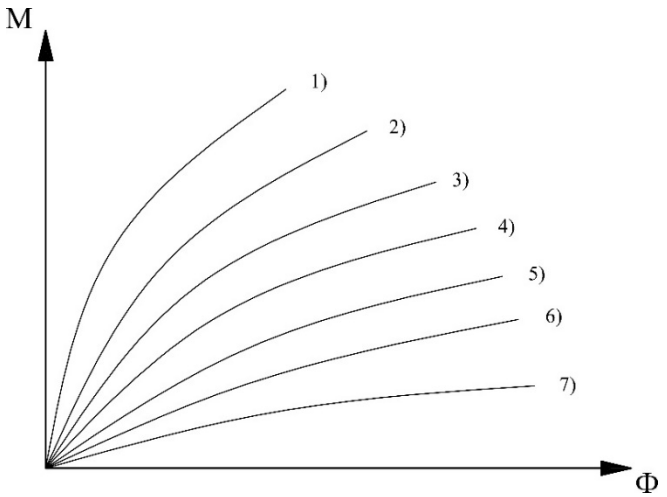


Fig. 4. Momentum-rotation curves for characteristic types of beam-column connections shown in Figure 1.

In order to conduct both quantitative and qualitative connection analysis, the momentum-rotation curves are modeled as a mathematical function. The function that describes $M-\Phi$ characteristics of a connection ought to:

- be simple, with a few parameters that can be easily determined,
- have clear physical meaning,
- be numerically stable,
- not have a negative first excerpt and
- be able to include as many different connection types as possible.

3. THE CLASSIFICATION OF CONNECTION MODELS

In general, the connection behavior can be exactly described by functional dependence among bending momentum at the section of connection spot and connection rotation, i.e.:

$$M = f_{(\Phi)} \tag{2}$$

or by dependence of connection rotation and bending momentum at the section of connection spot, i.e. inverse function of function f:

$$\Phi = f_{(M)}^{-1} \tag{3}$$

where$f$–defined mathematical function, f^{-1}–its inverse function; M–bending momentum at the section of connection spot, andΦ–angle of connection rotation at that section.

In general case, models of $M-\Phi$ characteristics of connection (momentum-rotation curves) can be obtained in three ways, as analytical, mathematical and mixed models. Analytical models have the $M-\Phi$ relation based on physical characteristics of connection. Mathematical models have this connection expressed by mathematical function whose parameters are determined by fitting curve of examination results.

Finally, mixed models present a combination of analytical and mathematical models.

3.1. Analytical models

Analytical models define the rotational stiffness of a connection based on geometrical and physical characteristics and the layout of connection components. Deformation mechanism of connection components for a certain connection type can be determined numerically, by using MKE, but only for a particular connection type. Numerical determination of connection components depending of the intensity of bending momentum of connection is determined also for the relation of momentum-rotation of the analyzed connection type. In this way, the obtained numerical data for particular geometrical and physical characteristics of connection can be analyzed further for many other geometrical-physical

connection characteristics in order to obtain values that can be used for the analysis of framing constructions. Cost and time that are needed for this kind of connection modeling are usually unacceptable for practical use. The reason for that is that every connection type or different geometrical and physical characteristics of a connection of the same type require an individual numeric analysis. Aside from that, additional mathematical procedures for obtained numerical data processing are needed in order to include them in analytical results in realistic analyses of framing constructions with deformable connections of the rods. The examples of accepting analytical models are Youessef-Agha and Aktan (1989.), for the connection type with connection corners at legs, as well as Shi (1996.), for connection type with bearing plate at columns.

3.2. Mathematical models

Current mostly used approach for determination of momentum-rotation relation of connection is fitting of the curves obtained by experimental connection analyses, with simple expressions. These expressions are called mathematical models and are given in form of function that is expressed via constant values of curve fitting and geometrical-physical connection characteristics. The constant values of curve fitting are determined from experimental data. Once these values are obtained, $M-\Phi$ relations can be explicitly expressed and directly used in analyses of framing constructions. Hence, mathematical models are much simpler compared to the already mentioned analytical ones. Examples of these models are: Richard-Abbott (1975.) model, Power model (Colson and Louveau, 1983.), exponential model (Chen-Lui, 1986.), limit line model (Al-Bermani, 1994.). Since extensive research at different connection types have been conducted in past few decades, abundance of $M-\Phi$ data is avilable for determination of required parameters or constant values of mathematical models by using curve fitting technique. Mathematical model should be simple and should require a few parameters with clear physical meaning, should always guarantee generation of a smooth curve with positive first excerpt. In addition, it is preferable for this model to cover a wide area of different connection types.

3.3. Mixed models

Mixed models present a combination of analytical and mathematical models. When formulating mathematical models, functions are expressed as constant values of curve fitting and geometrical and physical characteristics of a connection. In order to develop a general expression for all connection types with similar layout of connection components, the functions are standardized, which enables simplification of the model. The constant values of curve fitting are determined by the technique of curve fitting, while other parameters are based on the geometry of connection components. Mixed models require less parameters compared to mathematical ones. In addition, alike analytical models, these also contain geometrical parameters that refer to physical characteristics of connections. In general, these models can be used to calculate the rotational stiffness of certain connection types and to describe their non-linear behavior. The examples are polynomic model (Frye and Morris, 1975.) and model Ramberg-Osgood (Ang and Morris 1984.).

4. CONCLUSION

In order to conduct both quantitative and qualitative connection analyses, momentum-rotation curves are modeled in form of a mathematical function. This function which describes $M-\Phi$ characteristics of a connection should: be simple, with a few parameters that can be easily determined, have clear physical meaning, be numerically stable, not have a negative first excerpt and be able to include as many different connection types as possible. In general case, models of $M-\Phi$ characteristics of connections can be obtained in three ways as: analytical, mathematical and mixed models. Analytical models have $M-\Phi$ relation based on physical characteristics of a connection. Mathematical models have this connection expressed through mathematical function whose parameters are determined by fitting curve of research results. Finally, mixed models combine analytical and mathematical ones.

In this paper, a detailed display of the analyses of connection behavior within steel construction is given and the detail classification of connection models with special review on $M-\Phi$ connection characteristics is shown.

REFERENCES

[1] ANG, K. M. AND MORRIS, G. A. (1984): Analysis of tree/dimensional frames with flexible beam-column connections. Can. J. Civil Eng. 11, 245/254.

[2] BJORHOVDE, R. (1984): Effect of end-restraint on column strength-practical applications. AISC Eng. J. 20(1).

[3] KISHI, N. AND CHEN, W. F. (1987): Moment-Rotation Relation of Top-and Seat-Angle Connections, Structural Engineering Report No. CE-STR-87-4, School of Civil Engineering, Purdue Univ., West Lafayette, IN.

[4] AL-BERMANI, F. G. A., LI, B., ZHU, K. AND KITIPORNCHAI, S. (1994): Cyclic and seismic response of flexibly jointed frames. Eng. Struct. 16(4), 249-255.

[5] S. L. CHAN AND P. P. T. CHUI (2000): NON/LINEAR STATIC AND CYCLIC ANALYSIS OF STEEL FRAMES WITH SEMI-RIGID CONNECTIONS, Elsevier Science Ltd, Oxford, UK.

[6] EUROCODE 3, ENV-1993-1-1, Revised Annex J, Design of Steel Structures, CEN, European Committee for Standardization, Document CEN/TC 250/SC 3-N 419 E, Brussels, June 1994.

[7] SERICON, International Databank System for SemirigidConnections, ECCS TC10 and COST C1, Version 1.5, RWTH Aachen, Germany, 1995.

[8] ZOETEMEIJER, P., Summary of the Research on Bolted Beam To Column Connections, Report 6-85-7, University of Technology, Delft Netherlands, 1985.

[9] JASPART, J. P., Etude de la semi-rigidité des noeuds pouter-colonne et son influence sur la résistance et la stabilite des ossatures en acier, Ph-D Thesis, University of Liége, Belgium, 1991.

[10] GOLEMBIEWSKI, D.; LUTTEROTH, A.; SEDLACEK, G.; WEYNAND, K.; FELDMANN, M.: Untersuchungen zum wirtschaftlichen Einsatz hochfester Stähle im Stahlbau-Rotationsuntersuchungen an Träger-Stützenverbindungen aus STE 460, Abschluβbericht zum AIF-Projekt D 149, Leipzig/Aachen, January 1993.

[11] NETHERCOT D. A.: “Limit State Design of Structural Steelwork”, 2nd edition, Chapman and Hall, 1991.

[12] ANDERSON, D.; NAJAFI, A.: Semi-Continuous Composite Frames in Eurocode 3.ed. Bjorhovde, R., Colson, A., Haaijer, G. et al.. Connections in steel structures II. AISC, Chicago, 1992. s. 168-177.

[13] HUBER, G.: Non-Linear Calculations of Composite Sections and Semi-continuous Joints. Innsbruck, 1999. s 18-19. ISBN 3-433-01250-4

[14] JASPART, J. P.; RENKIN, S.: Design Sheets for the Design of Simple Structural Joints with Header PlJASPART, J. P.; RENKIN, S.; GUILLAUME, M. L.: European Recommendation for the Design of Simple Joints in Steel Structures. First draft of a forthcoming Design Manual, Université de Liège, 2003. s. 38-43

[15] JASPART, J. P.; RENKIN, S.; GUILLAUME, M. L.: European Recommendation for the Design of Simple Joints in Steel Structures. First draft of a forthcoming Design Manual, Université de Liège, 2003. s. 38-43

[16] SIMÕES DA SILVA; COELHO G. A.: Ductility Model for Steel Connections. Journal of Constructional Steel Research. 2000. s. 45-70.

[17] WALD, F.; VODALAN, M.: Ke kalibrování výpočetních modelů ocelových konstrukcí. Technický zpravodaj, Vítkovice, 1990 s 35-40.

[18] EUROCODE 3: Design of steel structures, Part 1.8: Design of joints, Stage 34 draft, European Prestadndard, European Committee for Standardization, Brussels, 2002.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

NA - 1
mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

TIMBER-CONCRETE COMPOSITE FLOOR WITH CONCRETE PLUG REINFORCED WITH STEEL PIPE AS CONNECTOR IN FIRE

Cvetanka CHIFLIGANEC[1], Meri CVETKOVSKA[2], Ljupco LAZAROV[3]

ABSTRACT

In the last few decades, timber-concrete composite floors have been successfully used in retrofit and refurbishment of existing timber buildings, but also in new buildings. They are gaining more and more attention in the research community, but still they aren`t commonly used in practice.

TCC floors have many advantages over timber floors and the superior fire resistance is one of them. The behavior of TCC floors in fire is investigated in several fire tests, but numerical models are developed only in some of the correlated researches. Since the crucial component of the TCC system is the connection i.e. the mechanical fastener and there is a great diversity in terms of connections of TCC systems, it is impossible to develop a universal numerical model that can accurately describe the behavior of all TCC floor systems in fire. Due to the high costs, fire tests on TCC structures aren`t often conducted and therefore the validation and verification of new numerical models for analysis of TCC floors in fire can be done using only few available experimental data.

This paper presents a 2D numerical model for analysis of TCC floors in fire, validated through comparison of the results with experimental data from a fire test of TCC floor with plug concrete reinforced with a steel pipe as connector, tested at CSTB Marne la Vallée. The numerical model proposed in this paper offers a possibility for evaluation of both thermal and structural response of the TCC floor in fire. The results from the thermal analyses are in good correlation to the thermocouples measurements from the experimental testing. In the structural analysis, the model simulated very well the behaviour of the structure in fire.

Keywords: *Timber-concrete composite (TCC) floor; Numerical model; Thermal analysis; Structural analysis; Fire resistance*

[1] Teaching Assist. MSc, Faculty of Civil Engineering, University “Ss. Cyril and Methodius”, Skopje, Republic of North Macedonia, c.chifliganec@gf.ukim.edu.mk
[2] Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University “Ss. Cyril and Methodius”, Skopje, Republic of North Macedonia, cvetkovska@gf.ukim.edu.mk
[3] Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University “Ss. Cyril and Methodius”, Skopje, Republic of North Macedonia, lazarov@gf.ukim.edu.mk

1. INTRODUCTION

Timber is a renewable and sustainable material which has been used in construction for centuries. Nowdays, not only solid timber, but a variety of engineering timber products: glued-laminated timber, cross-laminated timber, laminated veneer lumber, sawn timber etc. are widely used for load-bearing structures.

Timber-concrete composite structures use the advantages of both materials: timber and concrete. Timber is mostly intended to act in tension, while the concrete is intendet to act in compression. The crucial component of these composite systems is the connection. There are various types of connnections and each brings different degree of rigidity/flexibility to the TCC system.

The disadvantage of timber to burn when exposed to fire is also present in TCC structures. However, the fire resistance of TCC strctures is higher in comparison to pure timber structures. Estimation of the fire resistance and the behaviour of TCC structures in fire is usually done eihter with simplified analytical methods or with advanced methods based on finite elements, since large-scale fire tests are highly expensive. The accuracy of numerical models firstly needs to be verified with real fire tests so that they can be used for other parametric analyses afterwards. Up to date, there are quite few fire tests of TCC structures (mainly floors) and even fewer developed numerical models analyzing the structure`s both thermal and structural behaviour in fire.

This paper presents a 2D numerical model developed for analysis of mechanically jointed TCC floors in fire. The aim of the conducted analyses was to verify and validate the model for futher use in this field. The validation process was done by comparing the results of the analyses to the results of the TCC floor with plug concrete reinforced with a steel pipe as connector, experimentaly tested at the CSTB Marne la Vallée fire labaratories [1]. Verification of this type of numerical model was also done on another experimentaly tested TCC floor in fire, but with screwed connection in fire [2]. The 2D model presented in this paper can be used for determination of both thermal and structural behaviour of mechanically jointed TCC floors in fire. The results from the thermal analysis from the 2D models are compared to the results from the experimental tests presented in [1] and also to those from the 3D model of a part of the floor structure presented in [1]. Since the 3D model in [1] can be used only to determine the thermal and not the structural behaviour of the TCC floor, the results from the structural analysis are validated only with those from the experiment. The results of the analyses are graphicaly presented and discussed in the sections below.

2. NUMERICAL MODELLING

2.1. Description of the TCC floor and the 2D numerical model

The TCC floor in fire from [1], tetsed at CSTB Marne la Vallée under standard ISO fire is presneted in Fig. 1-left. The connector (Fig. 1-right) is a dimple/plug concrete reinforced with a steel pipe with tickness of 2 mm and outer diameter of 70 mm, placed at each 356 mm through the length of the timber beam. The strength and stiffness properties of the conector are determined with tests presented in [3].

The only given information for the materials in [1] is the concrete`s compressive strength f_c=30 MPa and the type of timber used for the beam i.e. GL 24 with moisture content of w=12%.

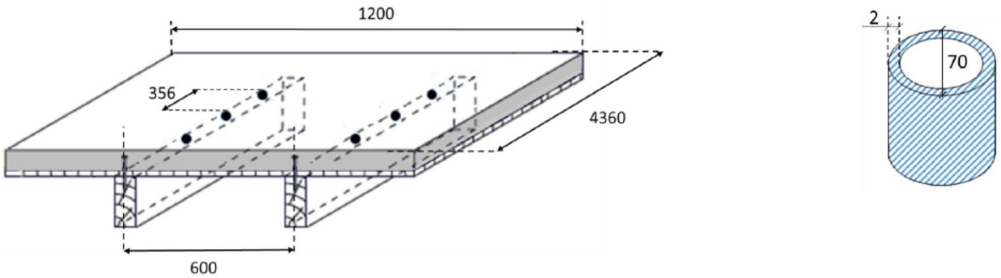


Fig. 1. TCC floor with interlayer from [1] (left) and connector (right)

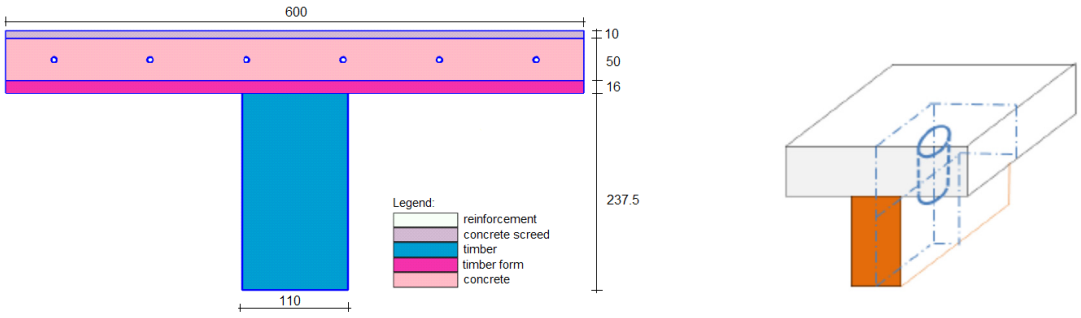


Fig. 2. Cross-section of the TCC floor from the 2D numerical models presented in this paper (left) and the 3D model from [1] (right)

The 2D model presented in this paper is used for determining both thermal and structural response of the composite floor in fire. The analyses were conducted in the computer program SAFIR. In the thermal analysis the cross-section of the TCC floor (Fig. 2-left) is modelled with SOLID elements. The ISO time-temperature curve is applied to the fire exposed surfaces in order to describe the environment around the model. For determining the structural behaviour, the TCC floor is modelled as a Vierendeel truss (using BEAM elements) where the top chord represents the concrete slab, the bottom chord represents the timber beam and the verticals represent the connectors (Fig. 3-right). The verticals in the Vierendeel truss are placed at the exact position of the connectors in the real floor and have steel circular cross-section. The connection of the steel verticals to the top and bottom chord of the Vierendeel truss is rigid. The height of the verticals corresponds to the distance from the bottom fiber of the concrete slab to the lowest point of the connector in the timber. The influence of the temperature on the material properties of the connector is taken in consideration by applying the exact temperature to the boundaries of the cross-section of the steel verticals.

In [1] only thermal modelling in SAFIR is done, using a 3D model of a part of the floor around the connector, marked with blue doth-dash line in Fig. 2–right.

The structural system and the loads applied to the structure in the fire tests and correspondingly in the structural analysis are as shown in Fig. 3.

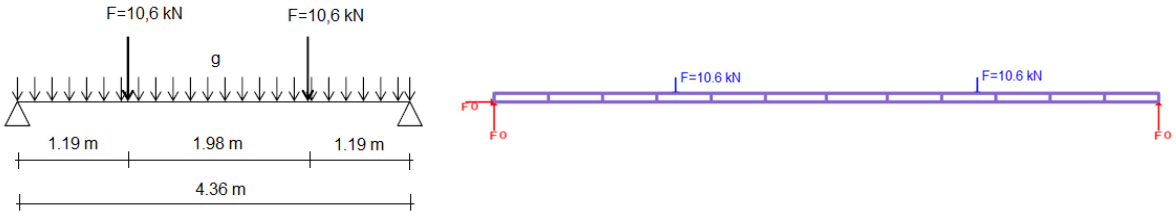


Fig. 3. Structural system of the TCC floor in the test (left) and in the 2D numerical model in Safir (right)

For the 2D numerical models presented in this paper, the following material models were used:

- for concrete - SILCON ETC [4]
- for timber - the uniaxial material model of Annex B of EN 1995-1-2 [5]
- for reinforcing steel - the material model is based on EN 1992-1-2 [6]
- for structural carbon steel - the material model is based on EN 1993-1-2 [7].

Two different models were developed: one with ρ_{timber}=450 kg/m^3 and one with ρ_{timber}=500 kg/m^3. The second model gave results which are in better agreemet with the experimental results both from the thermal and structural point of view.

In the 3D model from [1] the reinforcement is not modelled. For timber the material model from EN 1995-1-2 is used, while for concrete and steel the material models from EN 1995-1-2 [5] and EN 1994-1-2 [8] are used.

2.2. Results from the thermal analysis

During the fire tests in CSTB, the temperatures: in the timber, around the connector (at timber-concrete interface) and on the concrete surface were measured with thermocouples. Figures 4, 5, 6 and 7 show the temperatures in the timber beam measured at the x centroidal axis and at different distances from the side edge: d=20, d=30, d=40 and d=50 mm. These figures also show the calculated temperatures from the thermal analysis from [1] and from the 2D models presented in this paper.

At each distance from the fire exposed side edge of the timber beam, the temperatures calculated with both models (with ρ_{timber}=450 kg/m^3 and ρ_{timber}=500 kg/m^3) are close to the measured temperatures, except in the case for d=30 mm where higher temperatures are calculated with the 2D numerical models. The temperatures calculated with both 2D models start to differ from each other after the first 15 to 30 minutes of the fire exposure, depending of the distance d, always resulting in slightly higher values for the 2D model with lower $\rho_{timber.}$ Also, at each distance from the fire exposed edge of the timber beam, the temperatures calculated with both 2D models are a bit higher than those calculated with the 3D model from [1].

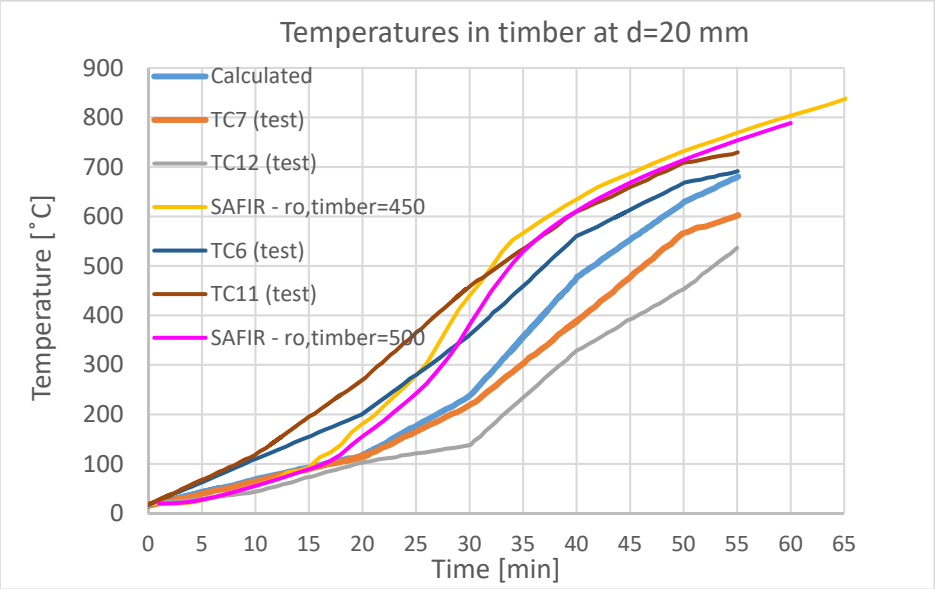


Fig. 4. Temperatures in the timber beam at distance d=20 mm from the side edge from: the test, the 3D numerical model from [1] and the 2D numerical models in Safir

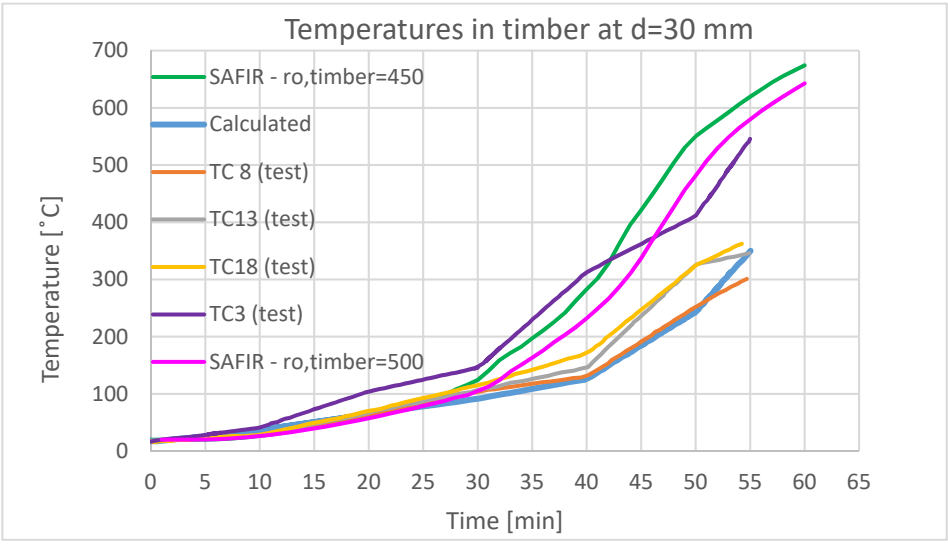


Fig. 5. Temperatures in the timber beam at distance d=30 mm from the side edge from: the test, the 3D numerical model from [1] and the 2D numerical models in Safir

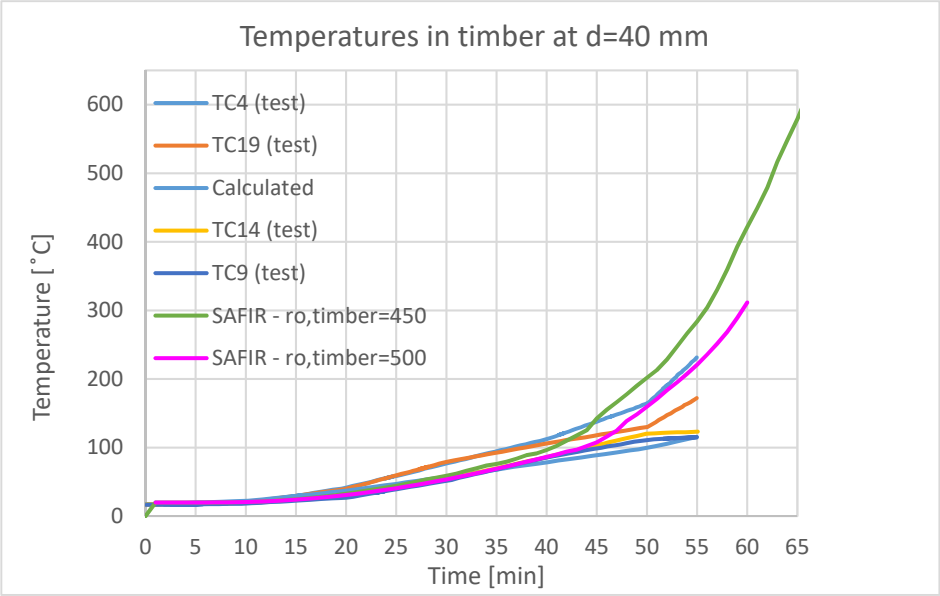


Fig. 6. Temperatures in the timber beam at distance d=40 mm from the side edge from: the test, the 3D numerical model from [1] and the 2D numerical models in Safir

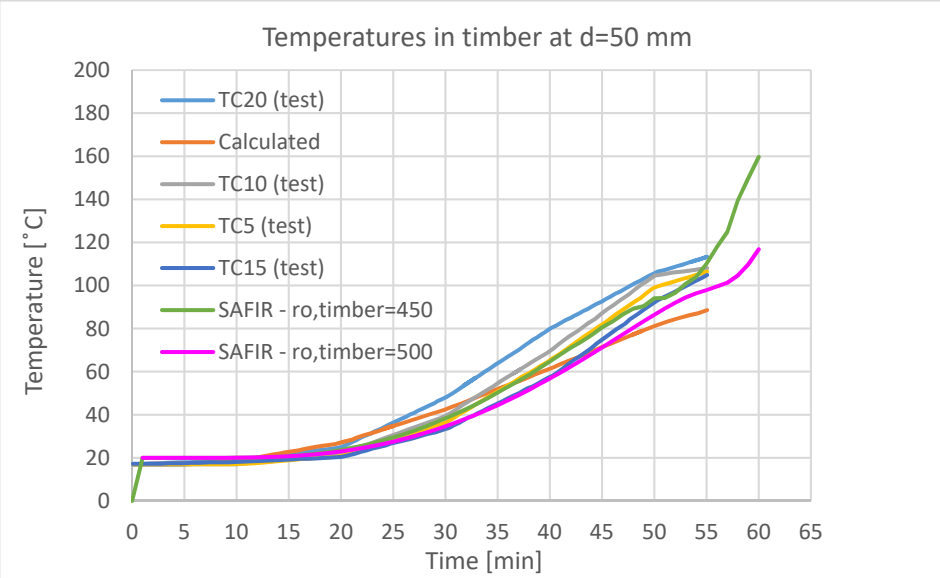


Fig. 7. Temperatures in the timber beam at distance d=50 mm from the side edge from: the test, the 3D numerical model from [1] and the 2D numerical models in Safir

In order to describe the temperature evolution around the connector, the results from the 2D model with ρ_{timber}=500 kg/m^3 are presented. Fig. 8 compares the temperatures at the lowest point of the connector in the timber, at the interface timber-timber board and at the interface timber board-concrete from the 2D model to the measured temperatures from the fire test and to those from the 3D model from [1]. As expected, around the lowest point of the connector in the timber, the temperatures are higher than at other positions along the connector`s length. The temperatures around the connector at the interface timber board-concrete from the 2D model agree very well with the temperatures registered with the thermocouples.

The 2D models presented in this paper slightly underestimates the temperatures on the concrete`s surface (Fig. 9).

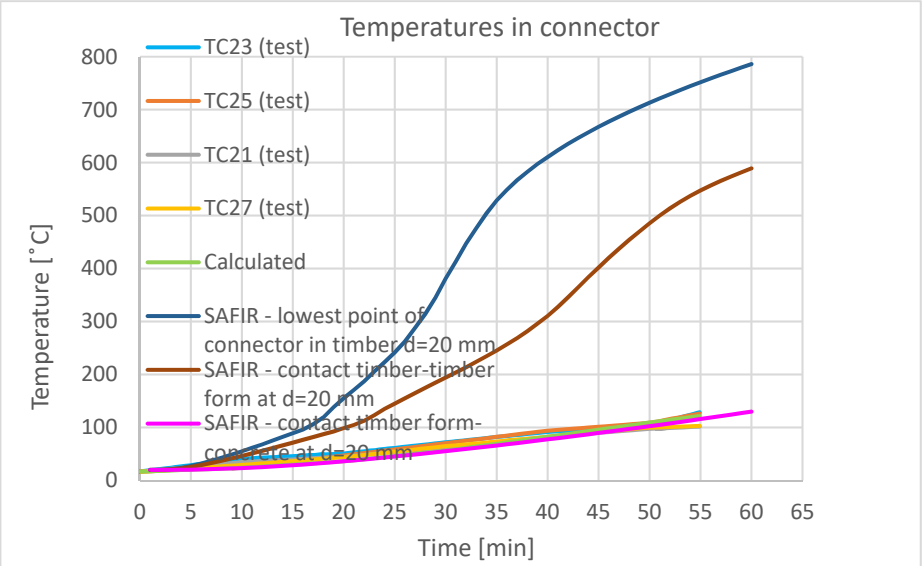


Fig. 8. Temperatures in the connector from: the test, the 3D numerical model from [1] and the 2D numerical model in Safir (for ρ_{timber}=500 kg/m^3)

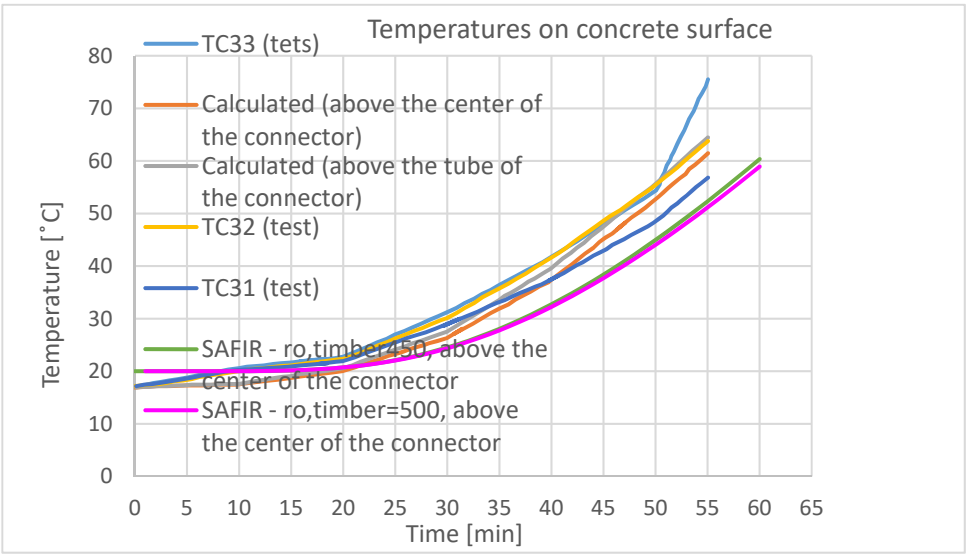


Fig. 9. Temperatures on the concrete surface from: the test, the 3D numerical model from [1] and the 2D numerical models in Safir

2.3. Results from the structural analysis

The fire resistance of the tested TCC floor is t_{fi}=55 minutes. The maximum measured deflection is Δy=34 mm.

No structural modelling was done in [1], but the deflection was calculated using the theoretical formula given in Eq. 1. This formula generates lower values for the deflection (for t_{fi} =51 min Δy=22 mm) in comparison to the measured in the fire test.

$$\Delta y = 2Pa(3\cdot 2a+b^2-4a^2)/(48EI_{eff}) + 5q(2a+b)^4/(384EI_{eff}) \quad (1)$$

In [1], there are no data for slip measurements, so the slip calculated with the 2D numerical models won`t be commented.

Fig. 10 shows the measured deflection of the floor from the fire test, the deflection calculated in [1] using the theoretical formula and the deflection calculated with the 2D numerical models in Safir presented in this paper.

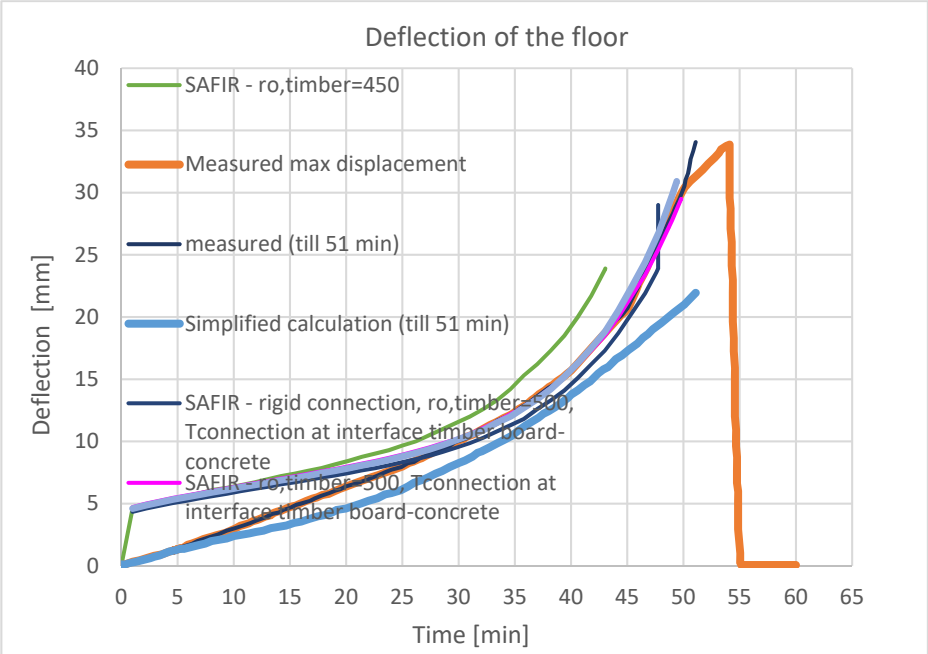


Fig. 10. Deflection of the TCC floor from: the tests, the analytical calculation from [1] and the 2D numerical models in Safir

In the case of the 2D numerical model with ρ_{timber}=450 kg/m^3, the analysis terminates earlier i.e. the calculated fire resistance is t_{fi}=43 minutes and the deflection has a bit higher values in comparison to those measured in the fire test.

In the case of the 2D numerical model with ρ_{timber}=500 kg/m^3, the calculated fire resistance is t_{fi} =49.4 minutes and the deflection before the moment of failure is Δy=30 mm. This model has high accuracy concerning the fire resistance and the deflection of the TCC floor.

Additionally, another much simpler numerical model was developed for the purpose of comparison of results. This additional model assumes a fully rigid connection between the concrete and the timber, and the influence of the connection on the system`s behaviour is not taken in consideration. The structural system in this model is a simply supported beam. Fig. 10 shows that this model, which is simpler and less time consuming, also delivers quite accurate results in terms of fire resistance and deflection (t_{fi} =48 min, Δy=24 mm). This is due to the fact that the connection in this particular TCC floor is quite stiff and the behavior of this composite system is more similar to a rigid composite system than to a flexible composite system.

3. CONCLUSION

2D thermal and structural modelling of TCC floors in fire can be successfully done in the computer program Safir. The accuracy of the results is highly influenced by the accuracy or the input data concerning the thermal and mechanical characteristics of the materials. Attention should be paid on the mesh of finite elements describing the cross-section of the floor.
The developed 2D numerical model was twice verified: with experimental results of TCC floor with screwed connection presented in [2] and with TCC floor with plug concrete reinforced with a steel pipe as connector, presented in this paper. The possibility for use of this 2D numerical model for analysis of TCC floors with other types of connectors in fire is yet to be investigated.

ACKNOWLEDGEMENTS

The first author would like to gratefully acknowledge and thank Mr. Dhionis Dhima from CSTB for providing the literature [1] from the references list.

REFERENCES

[1] Sergent, C. (2014). Modélisation du comportement au feu des planchers mixtes bois-béton**.** Bachelor thesis. Polytech' Clermont-Ferrand, Département Génie Civil.

[2] Chifliganec, C. et al. (2019). Numerical model of an experimentally tested timber-concrete composite slab exposed to fire. RILEM, International Conference on Sustainable Materials, Systems and Structures (SMSS 2019) Durability, monitoring and repair of structures, Rovinj, Croatia, pp. 486-493.

[3] Deam, B. L., Fragiacomo, M., Buchanan, A. H. (2008). Connections for composite concrete slabs and LVL flooring systems. Materials and Structures vol. 41, no 3, pp. 495-507.

[4] Gernay, T., Franssen, J-M. (2012). A formulation of the Eurocode 2 concrete model at elevated temperature that includes an explicit term for transient creep. Fire Safety Journal, 51, pp. 1-9.

[5] CEN (European Commitee for Standardization). (2004). EN 1995-1-2: Eurocode 5 – Design of timber structures - Part 1-2.

[6] CEN (European Commitee for Standardization). (2005). EN 1992-1-2: Eurocode 2 – Design of concrete structures - Part 1-2.

[7] CEN (European Commitee for Standardization). (2005). EN 1993-1-2: Eurocode 3 - Design of steel structures – Part 1–2.

[8] CEN (European Commitee for Standardization). (2005). EN 1994-1-2: Eurocode 5 – Design of composite steel and concrete structures - Part 1-2.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

NA - 2

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

КАЛИБРАЦИЈА НА МАТЕМАТИЧКИ МОДЕЛИ СО КОНЕЧНИ ЕЛЕМЕНТИ НА КОНСТРУКЦИИ ОД НЕАРМИРАНА SИДАРИЈА

Петар ЦВЕТАНОВСКИ[1], Сергеј ЧУРИЛОВ[2], Елена ДУМОВА-ЈОВАНОВСКА[3]

АПСТРАКТ

Во овој труд претставена е постапка за автоматизирана калибрација на математички модели во однос на експериментално утврдени динамички карактеристики на конструкции од неармирана sидарија. Целта на трудот е определување вредности за крутоста и масата на математичките модели со конечни елементи кои што ќе дадат приближно исти динамички карактеристики како експериментално определените. Со калибрацијата на математичките модели со конечни елементи се добиваат модели кои многу поблиску ќе ја претставуваат реалната состојба на конструкцијата, која е од големо значење за понатамошна анализа.

Како тип на објекти за калибрација во трудот избрани се три sидани конструкции од неармирана sидарија во кои се сместени јавни институции и се изведени во почетокот на 20-от век. Трите објекти се дел од проектот „СеизмоSид" и за нив се спроведени тестови со амбиентални вибрации за да се добијат динамичките карактеристики на конструкциите. Овој труд е дел од магистерската работа на првиот автор . Првиот анализиран објект е ОУ „Св. Сава" кој што се наоѓа во Охрид, вториот објект е ОУ „Димката Ангелов Габерот" во Кавадарци и третиот објект е ОСУ „Св. Климент Охридски" во Охрид.

За спроведување на автоматизирана калибрација користен е софтверот "FEMtools", кој што е меѓу единствените комерцијални софтвери на пазарот за таа намена. За пресметка на параметрите во процесот за калибрација на моделите, софтверот ја користи техниката Бајес. Ажурирањето успешно е извршено за трите објекти каде што почетната отстапка на математичките модели во споредба со експериментално определените динамички карактеристики е поголема од 70%, а по калибрацијата таа се намалува под 1%.

Клучни зборови: *Автоматизирана калибрација; Неармирана sидарија; Модел со конечни елементи, Сеизмосид*

[1] Соработник, Градежен факултет, Универзитет Св. Кирил и Методиј, Скопје, Северна Македонија, pcvetanovski@gmail.com
[2] Вон. проф. д-р, Градежен факултет, Универзитет Св. Кирил и Методиј, Скопје, Северна Македонија, curilov@gf.ukim.edu.mk
[3] Проф. д-р, Градежен факултет, Универзитет Св. Кирил и Методиј, Скопје, Северна Македонија, dumova@gf.ukim.edu.mk

1. ВОВЕД

Големата достапност на материјалите за изведба на ѕиданите објекти допринела до нивна огромна експанзија во 19-от век и првата половина од 20-от век во нашата земја. Животниот век на ѕиданите конструкции е голем и поради таа причина се почесто градежните конструктори се среќаваат со предизвик за санација и зајакнување на постарите објекти, наместо со проектирање на нови конструкции. Најчесто ова барање се јавува поради промена на градежна регулатива, пренамена на објектот, деградација на механичките својства на материјалот, штети настанати на објект кои можат да бидат од различно потекло како: нерамномерни слегања, штети од земјотрес, подземни води и слично. Денес фондот на ѕидани објекти во нашата земја кои се наоѓаат во сеизмички активен регион е се уште голем и значителен во вкупниот број на функционални објекти во кои се користат како јавни институции и семејни објекти. Затоа нивната важност не треба да се занемарува и потребно е да се истражува во таа област.

Поради овој факт Катедрата за теорија на конструкции и компјутерска анализа на градежниот факултет во Скопје го има започнато научно-истражувачкиот проект „СеизмоЅид" [1]. Крајна цел на овој проект е определување на криви на повредливост на карактеристични класи на објекти на територијата на Република С. Македонија. Во третата фаза на проектот е предвидена калибрација на сите ѕидани конструкции кои што се анализирани. Овој труд преставува дел од магистерскиот труд со наслов „Автоматизирана калибрација на математички модели со конечни елементи за објекти изведени од ѕидарија" [2] на првиот автор.

2. КАЛИБРАЦИЈА

Целта на калибрацијата на моделите е да проучат како модификациите на проектните променливи влијаат на одговорот на системот и како може да биде минимизирана функцијата на грешки која ја претставува разликата помеѓу пресметаните и измерените податоци. При калибрацијата се врши промена на параметри на моделот кои имаат влијание на одговорот на конструкцијата. Овие параметри можат да имаат различно потекло, и тие најчесто се: граничните услови на конструкцијата, модул на еластичност и специфична тежина на материјалот, врските помеѓу елементите, димензиите на елементите, улогата и начинот на претставување на меѓукатната конструкција и слично.

Развојот на калибрацијата како метод почнува од 1990 год. Според начинот на кој се спроведува калибрацијата на моделите истата може да биде мануелна или автоматизирана. При мануелна калибрација промената на параметрите се врши во чекори каде нивната промена се задава врз база на искуство и препораки и во секој чекор се врши нова анализа. Додека при автоматизираната калибрација на моделите се задава граница на промена на параметрите и анализата со нови параметри се врши автоматски се додека не се добие посакуваната цел. Според ова може да се заклучи дека мануелната калибрација претставува бавен и долг процес за добивање на посакуваните резултати, додека автоматизирана калибрација е многу побрз начин. Затоа и нејзината примена е значително поголема. Калибрацијата според техниките кои ги користи за подобрувањето на моделите може да биде [3]: не-итеративна или т.н. директна метода и итеративна т.н. сензитивна метода. Директната калибрација претставува детерминистичка метода, додека итеративната калибрација е пробабилистичка метода.

Директните методи ги калибрираат моделите со конечни елементи без никаков осврт кон промената на параметрите. Поради оваа причина, со директните методи може да се добијат модели кои ќе соодветствуваат на измерениот одговор, без разлика на конструкцијата која што се разгледува. Како последица на ова, матриците на маси и матриците на крутост имаат мало физичко значење и не можат да бидат поврзани со физичките промени на моделот со конечни елементи, во споредба со почетниот модел. Затоа, иако математичкиот модел со конечни елементи може да соодветствува на измерениот одговор, калибрираниот модел е ограничен на следниот начин:

- Може да има недостаток во поврзување на јазли – поврзувањето во јазли е феномен кој се јавува при формирање на моделот со конечни елементи за да постои сигурност дека конструкцијата е физички поврзана.
- Ажурираните матрици се полни, наместо лентовидни - состојбата дека конструктивните елементи се просто поврзани со соседните, обезбедува дека во матриците на маси и крутост доминираат дијагоналните членови со неколку заеднички членови помеѓу нив на големо растојание.
- Има потенцијал за губење на симетрија на матриците.

Кога се користат итеративни методи, физичките параметри се калибрираат се додека моделот со конечни елементи не соодветствува на измерените податоци со доволен степен на точност. Поради оваа карактеристика, со итеративните методи се добиваат модели со конечни елементи кои обезбедуваат поврзување во јазли, а матриците на маси и крутост имаат физичко значење.

3. ПРИМЕНА НА КАЛИБРАЦИЈА

Како тип на објекти за калибрација во трудот се избрани три ѕидани конструкции од неармирана ѕидарија во кои се сместени јавни институции и се изведени во почетокот на 20-от век. Трите објекти се дел од проектот „СеизмоЅид" и за нив во рамките на проектот е спроведен тест со амбиентални вибрации за да се добијат динамичките карактеристики на конструкцијата. Првиот објект е ОУ „Св. Сава" кој се наоѓа во Охрид, вториот објект е ОУ „Димката Ангелов Габерот" кој се наоѓа во Кавадарци и третиот објект е ОСУ „Св. Климент Охридски" во Охрид.

Конструктивна анализа

За формирање на математичките модели на конструкциите земени се во предвид сите носиви елементи кои се утврдени со снимањето на лице место. Во недостиг на информации во однос на вредностите на механичките карактеристики на материјалите, во анализата се земени параметрите на материјалите според препораките од Еврокод 6 за ѕидарија:

- Јакост на притисок: $f_k = K * f_b^{0.7} * f_m^{0.3} = 0.55 * 9.32^{0.7} * 2^{0.3} = 3.23MPa$
- Модул на еластичност: $200f_k \leq E \leq 2000f_k \quad 646.09 \leq E \leq 6460.9MPa$

$E = 1000 * f_k = 3232MPa$

- Модул на лизгање: $G = 1346666.7KPa$
- Волуменска тежина: $\gamma = 16.0kN/m^3$

Математички модел

Формирањето на математичките модели на објектите и анализата со методот на конечни елементи е извршена со користење на компјутерскиот програм SAP2000 v19. Дефиниран просторен математички модел со конечни елементи кој е направен врз основа на достапните податоци за геометриските и материјалните карактеристики. Главните усвоени претпоставки во моделирањето се:

- Ѕидовите се моделирани со плочести конечни елементи (со дебелина во зависност од ѕидот, 25, 38, 51, 64, 75, 77 или 90 cm) со 4 јазли и изотропни карактеристики.
- Дрвената меѓукатна конструкција е моделирана како флексибилна со користење на греден елемент со димензии 15x20 cm и 40x60 cm со карактеристики на дрво. Гредите се моделирани на секои приближно 2 метри (во зависност од густината на мрежата)
- На ниво на меѓукатната конструкција моделирани се наврзни греди од МБ30, со висина од 20cm додека ширината соодветно според ширината на ѕидот на кој налегнуваат.

- Граничните услови на конструкцијата со подлогата се моделирани во форма на вклештувања, односно се разгледува крута подлога.



Сл. 1. Уред за собирање на податоци



Сл. 2. Алцелерометар

Експериментално определување на динамичките карактеристики

Определувањето на динамичките карактеристики на објектите е спроведено со примена на недеструктивни експериментални методи. За потребите на овој елаборат извршени се динамички тестови на лице место со мерење на амбиенталните вибрации предизвикани на објектот од амбиентални услови (ветер, движење на луѓе и возила, работа на градежни машини и сл.) [4]. За проценка на динамичките карактеристики користени се резултатите од извршените мерења и применети се методи за динамичка анализа во оперативни услови. Спроведените мерења на забрзувањата се извршени со мобилна опрема, тип Digitexx PDAQ Premium portable system со физички димензии 457 x 330 x 170mm како што е прикажано на слика 1. Овој систем овозможува далечинско прибирање на податоци и далечинска анализа.

Сензорите со кои што се следат забрзувањата (акцелерометри) се триаксијални микро електро-механички капацитативни со широк динамички ранг +/- 3g, одличен опсег и ултра ниски шумови, што ги прави идеални за мониторинг на конструкциите, слика 2.

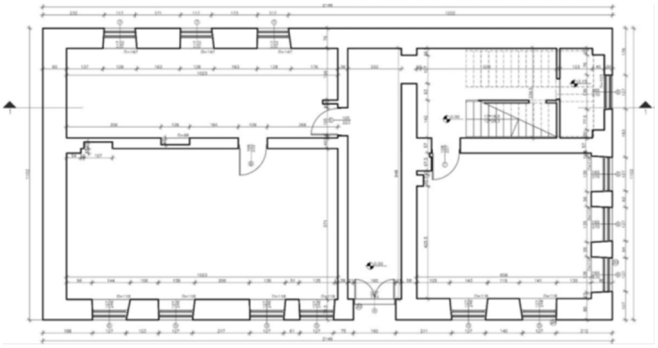
За проценка на динамички карактеристики на објектот, извршено е снимање со регистрирање на забрзувањата во 4 точки во два хоризонтални ортогонални правци (X и Y) и во вертикален правец (Z). Една од овие точки е избрана за реперна точка, на катот, означена со R (репер) која за цело времетраење на тестовите е фиксна и не ја менува својата позиција. Останатите точки се подвижни, односно се преместуваат на однапред одбрани позиции во зависност од серијата на податоци која што се снима. Изборот на точките во кои што се вршени мерењата е утврден врз основа на диспозицијата на конструктивниот систем и местоположбата на конструктивните елементи. Сите мерења во избраните точки се спроведени со помош на триаксијални мерни уреди (сензори) – акцелерометри кои за овие мерења, ги мерат забрзувањата предизвикани од побуди во околината во три ортогонални правци.

Определување на динамичките карактеристики

За определување на динамичките карактеристики: фреквенции и периоди на слободни осцилации и тоновите форми употребен е програмот ARTeMIS Modal 4.5. Обработените сигнали заедно со позициите на сензорите се внесени во програмот. Во анализата не се земени предвид вертикалните забрзувања поради тоа што за овој тип на конструктивен систем тие немаат значително влијание. Динамичките карактеристики на објектот се идентификувани со помош на методот за декомпозиција на фреквентниот домен (FDD-Frequency Domain Decomposition) кој се базира само на излезните податоци.

3.1 Објект ОУ „Св. Сава”, Охрид

Објектот претставува зграда за основно училиште. Во основа објектот има правоаголна форма со габаритни димензии од 21.49x11.02 m. Во напречен пресек објектот содржи подрум (само на еден дел од објектот), приземје и кат. Катните височини, почнувајќи од котата на под на подрумот, па нагоре се: -4.01 m, ±0.00 m, +5.05 m, +10.26 m (венец), +12.50m (слеме). Главни конструктивни елементи се ѕидови, чија дебелина е различна по катовите. Од конструктивна гледна точка објектот претставува една целина (не постојат дилатациони фуги). Основниот



Сл. 3. Основа на „Св. Сава”

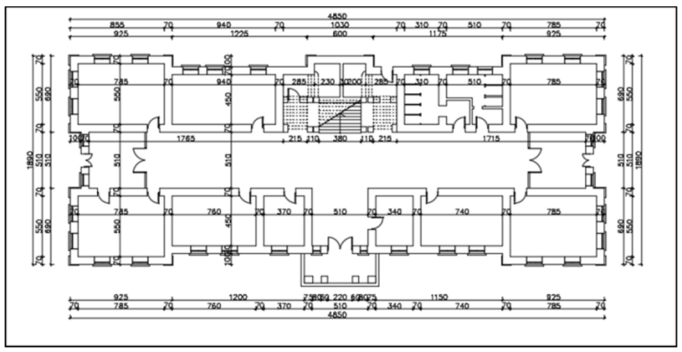


Сл. 4. Приказ на објектот

конструктивен систем на објектот е изведен од носива ѕидарија. Главни конструктивни елементи се ѕидови, чија дебелина е различна по катовите. Меѓукатната конструкција е флексибилна, составена од дрвени греди, поставени во просториите во пократкиот правец и оплата од штици. Кровната конструкција е дрвена, составена од греди, столбови и косници (раце), над која налегнуваат роговите и кровниот покривач. Кровниот покривач е ќерамида. На еден дел на западната фасада, кровот е оштетен и се забележува деградирачко дејство на дождовната вода врз ѕидот на западната фасада на катот. Слично дејство се забележува и на ѕидот на западната фасада во приземјето, веројатно предизвикано од подземни води. За темелната конструкција нема расположливи информации, но веројатно е изведена како продолжение на фасадните ѕидови во почвата на одредена кота. Се претпоставува дека истата е изведена од камена ѕидарија.

3.2 Објект ОСУ „Св. Климент Охридски” – Охрид

Објектот бил изграден во почетокот на XX век, во периодот од 1907-1910 год. Првичната намена на објектот била за училиште, а потоа турска управа, војничка касарна, општина, училиште со интернат. Габаритни димензии изнесуваат 48.50x18.90 m. Во напречен пресек објектот содржи сутерен, приземје и 1 кат. Катните височини, почнувајќи од котата на под на сутеренот, па нагоре се: -2.80 m, ±0.00 m, +3.50 m, +7.00 m, +10.50 m (основа на поткровје). Од конструктивна гледна точка објектот претставува една целина (не постојат дилатациони фуги). Основниот конструктивен систем на објектот е изведен носива ѕидарија. Главни конструктивни елементи се ѕидови, чија дебелина е различна по катовите. Почнувајќи од приземјето, па се до поткровјето на јужната фасада, на извлекувањето во средишниот дел на објектот изведена е конструкција од столбови со кружен напречен пресек и рамна плоча. Меѓукатната конструкција на катовите е крута, додека на вториот кат и поткровјето таа е флексибилна, најверојатно составена од дрвени греди и оплата од даски како подна конструкција. За темелната конструкција нема расположливи информации, но веројатно е изведена како продолжение на фасадните ѕидови во почвата на одредена кота. Се претпоставува дека истата е изведена од камена ѕидарија.



Сл. 5. Основа на “Св. Климент Охридски”



Сл. 6. Приказ на објектот

3.3 Објект ОУ „Димката Ангелов Габерот”, Кавадарци

Објектот на основното училиште „Димката Ангелов Габерот” претставува ѕидана конструкција која е изградена во почетокот на XX век. Конструкцијата на објектот е изведена од ѕидарија, со блокови од полна тула во приземјето, катот и поткровјето. Конструктивниот систем е составен од ѕидови, а објектот има правоаголна форма во основата. Објектот се состои од подрум - сутерен (на еден дел од објектот), приземје и еден кат. Во основа објектот има неправилна форма во облик на буквата „Ш“, а габаритни димензии се 41.80 x 15.50 m. Катните височини се: подрум (-4.15), приземје (0.00), кат (4.15) и кров (+8.30). Од конструктивна гледна точка објектот претставува една целина (не постојат дилатациони фуги). Меѓукатната конструкција е флексибилна, составена од дрвени греди, поставени во просториите во пократкиот правец.

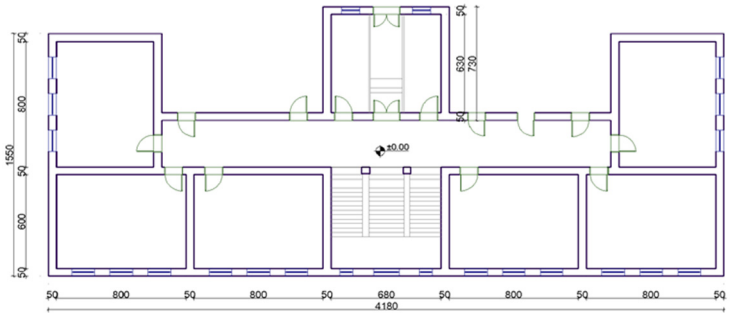
3.4 Калибрација на објектите

Калибрацијата за сите три објекти е спроведена преку софтверот FEMtools [5]. Овој софтвер е меѓу единствените комерцијализирани програми на пазарот кои нудат алатки за автоматизирана калибрација на математички модели со конечни елементи. За да може да се спроведе калибрацијата преку софтверот потребни се податоци за два модели. Првиот модел е математички модел со конечни елементи кој е апроксимација на реалната конструкција, и треба да биде формиран во софтвер кој е компатибилен со FEMtools. Поради тоа што овој модел најчесто се моделира со низа на несигурности потребно е да се изврши калибрација. Вториот модел кој е потребен за да се спроведе калибрацијата е т.н. тест модел кој всушност содржи информации за динамичките карактеристики на конструкцијата кои се определени преку тест со амбиентални вибрации. Овој модел претставува цел кон која треба да се приближи одговорот на математичкиот модел со конечни елементи.

Корелациона анализа

На сликите 7, 8 и 9 графички е прикажан критериумот MAC (Modal Assurance Criterion) помеѓу моделите со конечни елементи - FEA (Finite Element Analysis) и моделите со експериментално определени параметри - EMA (Experimental Modal Analysis).

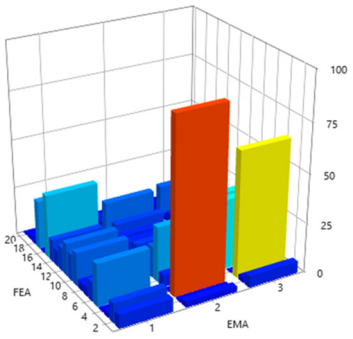
Според резултатите од корелационата анализа може да се спарат само тоновите форми каде што како критериум за анализа е одбрана минимална вредност на MAC од 60%, табела 1.



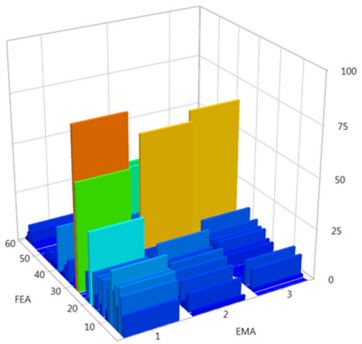
Сл. 7. Основа на „Димката Ангелов Габерот”



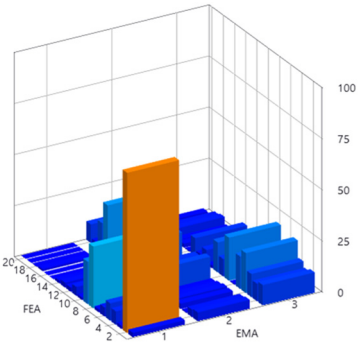
Сл. 8. Приказ на објектот



Сл. 9. MAC вредности за „Св. Сава”



Сл. 10. MAC вредности за „Св. Климент Охридски”



Сл. 11. MAC вредности за „Димката Ангелов Габерот“

Табела 1. Спарени тонови форми

Објект	Р. бр. “FEA”	Hz	Р. Бр. “EMA”	Hz	Разлика (%)	MAC (%)
„Св. Сава“	3	9.29	2	5.37	73.03	88.8
“Св. Климент Охридски“	27	5.15	1	2.54	102.72	80.1
	28	5.48	2	2.83	93.66	67.7
	36	7.65	3	3.91	95.93	66.8
„Димката Ангелов Габерот“	4	9.80	1	5.76	70.10	78.4

Анализа на чувствителност

За определување на највлијателни параметри за калибрацијата спроведена е анализа на чувствителност. За анализата на чувствителност се избрани поголем број на параметри и барана цел за да се определат параметрите кои најмногу влијаат на намалување на отстапката на одговорот на математичкиот модел. За таргетни одговори се одбрани резонантни фреквенции и вредности за MAC со автоматски вредности за расејувачот. За определување на чувствителноста на параметрите одбрани се параметри од различен тип кои имаат најголемо влијание на одговорот на конструкцијата, односно:

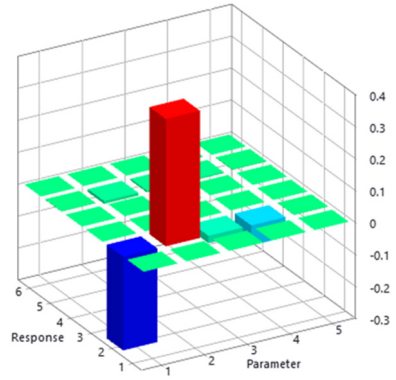
- специфична тежина на материјалот,
- модул на еластичност на материјалот,
- дебелина на ѕидовите со кои е формиран моделот,
- крутоста на меѓукатната конструкција.

На сликите 12, 13 и 14 прикажани се резултати од анализа на чувствителност за сите објекти.

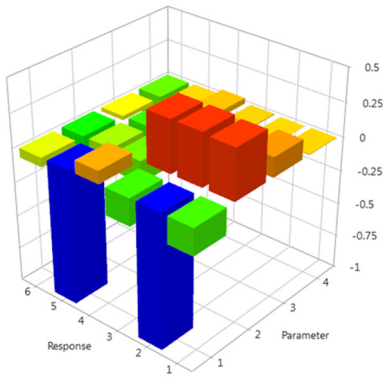
Според добиените резултати може да се види дека најголемо влијание на одбраните параметри врз бараната цел имаат првите два параметри кои претставуваат специфична тежина и модул на еластичност на материјалот.

Калибрација на моделите

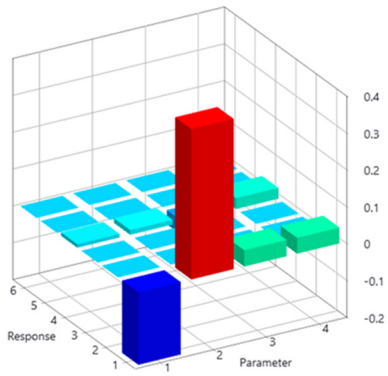
Корелационата анализа укажува дека како барана цел за почеток на калибрацијата за објектите „Св. Сава“ и „Димката Ангелов Габерот“ може да биде одбрана само една резонантна фреквенција од експериментално проценетите, додека за објектот „Св. Климент Охридски“ може да бидат обрани три резонантни фреквенции.



Сл. 12. Чувствителност на параметрите „Св. Сава”



Сл. 13. Чувствителност на параметрите „Св. Климент Охридски”



Сл. 12 Чувствителност на параметрите „Димката Ангелов Габерот“

Табела 2. Споредба на резултатите

Објект	Пред калибрација				По калибрација		
	EMA (Hz)	FEA (Hz)	MAC (%)	Разлика (%)	FEA (Hz)	MAC (%)	Разлика (%)
„Св. Сава“	5.37	9.29	88.8	73.03	5.35	90.2	-0.46
“Св. Климент Охридски“	2.54	5.15	1	102.72	2.74	87.7	7.99
	2.83	5.48	2	93.66	2.89	62.0	2.07
	3.91	7.65	3	95.93	3.9	60.1	-0.18
„Димката Ангелов Габерот“	5.76	9.80	78.4	70.1	5.78	76.6	0.45

Според анализата на чувствителност одбрани се два параметри за промена, специфична тежина на материјалот и модул на еластичност на материјалот. Границата на промена на овие параметри е определена според препорачаните вредности кои можат да се најдат во литературата за објекти од тој период на изградба.

Во табелата 2 дадена е споредба на добиените резултати пред и по спроведување на калибрацијата. За одбележување е дека пред спроведување на калибрацијата се забележуваат големи вредности на критериумот MAC, кои по спроведување на анализата и нивно подесување

во корелација со експерименталните резултати значително се намалуваат. Во табелата 3 дадени се почетните и крајните вредности за однапред одбраните параметри со кои е спроведена калибрацијата, како и процентуалната промена на истите

Табела 3. Промена на параметрите по калибрацијата

Објект	Параметар	Почетна вредност	Нова вредност	Проц. промена
„Св. Сава“	Спец. тежина	16 kN/m^3	19.01 kN/m^3	18.81%
	Модул на еластичност	3232 Mpa	1219 Mpa	-62.3%
“Св. Климент Охридски“	Спец. тежина	16 kN/m^3	19.24 kN/m^3	20.25%
	Модул на еластичност	3232 Mpa	922 Mpa	-71.47%
„Димката Ангелов Габерот“	Спец. тежина	16 kN/m^3	16.94 kN/m^3	5.88%
	Модул на еластичност	3232 Mpa	1140 Mpa	-64.71%

4. ЗАКЛУЧОК

Од спроведената калибрација на одбраните ѕидани конструкции може да се заклучи дека:

- Преку корелационата анализа за два од трите објекти, односно за објектите „Св. Сава” и ОУ „Димката Ангелов Габерот” извршено е успешно спарување само на една тонова форма, додека за ОСУ „Климент Охридски” спарени се сите три експериментално проценети тонови форми со тоновите форми на математичкиот модел со конечни елементи.
- Преку резултатите добиени од анализата на чувствителност на одбраните параметри (специфична тежина на материјалот, модул на еластичност на материјалот, дебелина на ѕидовите, крутоста на меѓукатната конструкција) најголемо влијание на промена на одговорот на математичките модели имаат специфичната тежина на материјалот и модулот на еластичност на материјалот.
- Калибрацијата на математичките модели со конечни елементи е успешно спроведена за сите три објекти. Како највлијателни параметри за промена на одговорот на конструкцијата одбрани се параметрите според резултатите од анализата на чувствителност. Разликата на одговорот на математичките модели со конечни елементи кај сите три објекти е намалена под 1% за првите два објекти, за третиот објект има разлика од 8% во фреквенцијата на една тонова форма, а за останатите две под 1%.
- Промената на специфичната тежина на трите објекти од почетната вредност 16 kN/m3 е во границите од 16.94 kN/m3 до 19.24 kN/m3.
- По калибрација може да се забележи зголемување на MAC вредностите помеѓу сите пресметани и проценетите облици на тонови форми.
- Промената на модулот на еластичност од 3230 MPa за трите објекти е во границите од 922 MPa до 1219 MPa.

БЛАГОДАРНОСТ

Авторите на овој труд изразуваат благодарност за учество во научно-истражувачкиот проект „СеизмоЅид“, како и на можноста за публикување на дел од добиените резултати во рамките на проектот.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Думова-Јованоска, Е., и др. (2017). Сеизмичка повредливост на постоечки ѕидани згради во Македонија, проект СеизмоСид. 17ти симпозиум на ДГКМ, Охрид.

[2] Цветановски П, (2019). *Автоматизирана калибрација на математички модели со конечни елементи за објекти изведени од ѕидарија*, Универзитет Св. Кирил и Методија, Градежен факултет – Скопје.

[3] Friswell, M. and Mottershead, J.E., 2013. Finite element model updating in structural dynamics (Vol. 38). Springer Science & Business Media.

[4] Churilov, S., Micevski, S., Dumova-Jovanoska, E. (2018) Ambient Vibration Testing of Public Unreinforced Masonry Buildings built in the beginning of the 20th Century. 16th European Conference on Earthquake Engineering, Thessaloniki.

[5] Dynamic Design Solutions NV (DDS), 2018, FEMtools Model Updating User's Guide, Version 4.0.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

NA - 3

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

INFLUENCE OF TENSILE STRESS SOFTENING IN NONLINEAR CONCRETE MODELLING

Igor DŽOLEV[1], Andrija RAŠETA[2], Đorđe LAĐINOVIĆ[3], Aleksandra RADUJKOVIĆ[4], Anka STARČEV-ĆURČIN[5]

ABSTRACT

Numerical instability of nonlinear reinforced concrete structural analysis models is affected by the formulation of the material models when tensile strength is exceeded and concrete cracking appears. The paper describes two nonlinear concrete material models implemented in ANSYS software. The first is based on a brittle failure, providing discrete finite element stiffness reduction, which, for some applications, where tensile strength is surpassed simultaneously in a wider physical zone, can cause major convergence issues. The second, microplane model, is based on equivalent strain energy criteria, defining damage function which can account for gradual strength reduction and the tension stress softening with crack propagation. Material input parameters are discussed and the need for model calibration based on experimental tests is emphasized.

Material models are verified based on small uniaxial numerical tests and compared in a 4 point bending test of reinforced concrete beam. Both models provided similar global response, in terms of ultimate load bearing capacity of the beam and the damage localization due to concrete cracking, as well as local response, such as stress evolution in reinforcement and the neutral axis position in the beam mid-section. Comparing to the design beam capacity according to Eurocode, numerical analysis resulted in approximately 25% higher ultimate load, for both analyzed concrete models. However, microplane model resulted in a more smooth transition of the beam stiffness after cracking, leading to a numerically more stable and favorable solution.

Keywords: *Concrete modelling; Microplane; Damage; Cracking; Stress softening*

[1] Asst. Prof. PhD, Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad, Serbia, idzolev@uns.ac.rs
[2] Asst. Prof. PhD, Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad, Serbia, araseta@uns.ac.rs
[3] Full Prof. PhD, Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad, Serbia, ladjin@uns.ac.rs
[4] Asst. Prof. PhD, Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad, Serbia, leksa@uns.ac.rs
[5] Asst. Prof. PhD, Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad, Serbia, astarcev@uns.ac.rs

1. INTRODUCTION

The challenge in modeling post-elastic behavior of reinforced concrete structures consists of providing adequate mathematical representation of the complex material behavior, as well as implementing numerical procedures in finite element (FE) codes in a stable and efficient manner. Complex concrete behavior arises from the damage that concrete exhibits after reaching its tensile strength, followed by the tensile stress softening. The decrease of stress at increasing strain is important for fracture and need to be taken into account if post-elastic predictions should be described realistically [1]. Negative stiffness slope as a result of experienced damage due to cracking in tension or crushing in compression leads to numerically unstable solution, often resulting in convergence problems and limiting the usability of numerical model. The need for more robust solutions resulted in numerous material models being proposed and implemented in FE codes. These models are often described using non-physical parameters which need to be fitted based on experimental results, which further limits their usage. Two of these concrete models, a triaxial constitutive model based on William and Warnke failure criteria [2] and a more sophisticated microplane model developed by Bažant et. al [1], [3], utilized in FE software ANSYS [4], have been used to predict the behavior of reinforced concrete (RC) beam exposed to 4 point bending mechanism.

2. DESCRIPTION OF THE MODELS

2.1. CONCR material model

The constitutive model of concrete under triaxial conditions (CONCR) is constructed based on an elastic perfectly plastic formulation which is augmented by a brittle failure condition in tension. In both cases it is assumed that the normality principle determines the direction of the inelastic deformation rates for ductile as well as brittle post failure behavior. Cracking is permitted in three orthogonal directions through modification of the stress-strain relations by introducing the plane of weakness in a direction normal to the crack face. The isotropic stiffness matrix is replaced by an orthotropic matrix upon crack formation. Stress normal to the crack direction is softened until zero value is reached. A shear transfer coefficients representing a shear strength reduction factor across the crack face are introduced through normalized coefficients β_t and β_c, representing the amount of shear force transferred through opened and closed crack, respectively, ranging from 0 (smooth crack with a total loss of shear transfer) to 1 (rough crack without any loss of shear transfer). The tensile strain softening is taken into account with the adaptive descent and can be introduced with a coefficient ranging from 0 to 1 (with a default value of 0.6), representing the sudden reduction of the tensile stress after cracking and linear decrease to zero at the strain equal to 6 times the strain value at cracking. Once cracks form, they can close and reopen, but their directions remain fixed. The crushing of material is assumed if the material fails in uniaxial, biaxial or triaxial compression, which results in a complete deterioration of the structural integrity and a degradation of strength to an extent such that the contribution to the element stiffness can be ignored. Numerical model input definition consists of determining up to nine parameters [4]:

- 1 - shear transfer coefficient of an open crack - β_t
- 2 - shear transfer coefficient of a closed crack - β_c
- 3 - uniaxial tensile cracking stress - f_t
- 4 - uniaxial crushing stress - f_c
- 5 - biaxial crushing stress - f_{cb}
- 6 - ambient hydrostatic stress state - σ_h^a
- 7 - biaxial crushing stress under the ambient hydrostatic stress state - f_1
- 8 - uniaxial crushing stress under the ambient hydrostatic stress state - f_2
- 9 - stress multiplier for cracked tensile condition - T_c

The failure surface, however, can be specified with only two constants, f_t and f_c. The other default to:

- $f_{cb} = 1.2\, f_c$
- $f_1 = 1.45\, f_c$

- $f_2 = 1.725\, f_c$

These values are valid only for stress states where $|\sigma_h| \leq f_c$. When a large hydrostatic stress component is expected, all parameters need to be defined.

The nonlinear behavior of concrete can be accounted for with the addition of plasticity model, such as multilinear isotropic hardening plasticity (MISO), which could be used to define stress-strain relations prior to crushing. The stress-strain uniaxial response is defined through a series of points, where the slope of each subsequent line consisting of two consecutive points, needs to be smaller than the previous, but has to remain positive. If crushing capability of the material model is omitted, after reaching its maximum, the compressive strength is kept constant with further straining, providing perfectly plastic response. The nonlinear definition, thus, can be defined up to the maximum compressive strength, without the capability of modelling the descending branch of the stress-strain response.

The material reference of the CONCR model [4] suggests that if cracking or crushing capabilities are present, the geometric nonlinearities, such as large strain, large deflection and stress-stiffening effects, should not be considered in the analysis. For many reinforced concrete applications, the absence of these effects would not influence the structural response, but in some cases, where deformations and stresses can lead to second order, P-D effects, the usability of this model would not be justified.

2.2. MPLANE material model

The microplane material model (MPLANE) can be used to include damage in the form of directional-dependent stiffness degradation on individual potential failure planes, leading to a macroscopic damage. The CONCR model, where cracking in three orthogonal directions is determined based on the first crack plane perpendicular to the maximum principle stress, is applicable only in situations in which the principal stress directions do not rotate during the strain-softening process. If the first normal stress causes only a partial cracking and the fracture is subsequently completed when a shear stress is superimposed, the strain-softening triaxial behavior needs to be defined under conditions of a rotating principal stress direction [1]. The MPLANE model, therefore, determines damage from 21 symmetric planes at each integration point providing better estimation of damage, more suitable for general finite element analysis, since progressive fracturing under rotating principal stress directions can be captured [3]. Unlike CONCR model, in which the failure criterion is stress based, the MPLANE model assumes energy based criteria. The damage status of a material is described by the equivalent-strain-based damage function.

Numerical model material is defined through specification of six parameters:

- 1 - damage function constant - k_0
- 2 - damage function constant - k_1
- 3 - damage function constant - k_2
- 4 - critical equivalent-strain-energy density - γ_0^{mic}
- 5 - maximum damage parameter - α^{mic}
- 6 - scale for rate of damage - β^{mic}

The equivalent strain energy [5], which characterizes the damage evolution law, is the function of the first invariant of the strain tensor and the second invariant of the deviatoric part of the strain tensor, leading to a definition of the damage function constants. The critical equivalent strain-energy density can be determined as the strain at which the concrete damage is initiated. The maximum damage parameter is the normalized value of the material degradation, ranging from 0 (no degradation) to 1 (total loss of the material strength), after damage initiation as loading continues, while the scale for rate of damage describes the rate of damage evolution after initial damage. Both of the latter parameters are problem dependent and need to be assessed based on the experimental test results.

Unlike the CONCR material model, the MPLANE model has no restrictions regarding the geometrically nonlinear effects and can be successfully applied to the problems where second order effects could significantly affect the structural response.

2.3. Finite element modelling

In ANSYS, the CONCR material model can be applied only using SOLID65 elements, an 8-node 3D element with three degrees of freedom at each node (displacements in the x, y and z direction). Besides modelling concrete, the element can also be used to model reinforcement, capable of tension and compression, but not shear. The amount of rebar is defined as the rebar volume divided by the total element volume, thus depending on the initial mesh element size. Reinforcement can be modeled using a more explicit approach, with discrete modelling of each reinforcement bar, most commonly using a uniaxial 2-node line element LINK180. To assure proper connection of the reinforcement and the surrounding concrete, mesh nodes need to coincide in order for the tie constraints to be applied.

The MPLANE material model can be implemented using 8-node 3D SOLID185 element, among others. Unlike SOLID65, which belongs to the so-called "legacy" elements [4], SOLID185 is a "current" technology element, a more robust element type supported by advanced numerical capabilities. For both concrete material models, the same reinforcement definition can be adopted, providing comparable solutions.

3. VERIFICATION OF THE MODELS BASED ON UNIAXIAL NUMERICAL TESTS

Material models are verified using small scale uniaxial numerical tests. Tests are performed on two separate cubes with an edge length of 10 cm and 20 cm. A three-plane symmetry conditions are applied analyzing only 1/8 of the cube volume with an edge length of 5 cm and 10 cm, respectively. A displacement controlled uniaxial loading is applied up to the strain values of 4‰ and 2‰ in compression and tension, respectively. Mesh dependency is tested by discretizing the edge length by 1, 2, 3 and 4 elements.

The CONCR material model is defined using the following input parameters: $\beta_t = 0.4$, $\beta_c = 0.8$, $f_t = 2.6$ MPa, $f_c = -1$ (omitting the crushing behavior, which provides perfectly plastic response after reaching maximum compressive stress). Nonlinear behavior is applied using MISO model with stress-strain data points corresponding to C25/30 concrete class according to Eurocode concrete model for nonlinear analysis, with concrete strength at compression of 33 MPa. The remaining parameters are adopted by the default values, as defined in Section 2.1.

The MPLANE material model is defined as follows: $k_0 = 0.78125$, $k_1 = 0.78125$, $k_2 = 0.13021$, $\gamma_0^{mic} = 0.86949\text{E-}04$, $\alpha^{mic} = 0.96$ and $\beta^{mic} = 800$. The modulus of elasticity and Poisson's ratio for both models are adopted as $E_c = 29902$ MPa and $\nu_c = 0.20$, respectively.

Stress-strain response in compression and tension, for both models analyzed, is presented in Fig. 1. The behavior in compression is as expected, with CONCR model providing perfectly plastic response and MPLANE model exhibiting damage after exceeding compression strength. Although strain softening for the CONCR model in tension should be recognized from Fig. 1, the response clearly shows the tension cut-off after reaching tensile strength. The sudden discrete reduction of the element stiffness when cracking occurs has proved to be the main issue with convergence problems using CONCR material models. Uniaxial response is independent on the cube and mesh element size, providing the same response regardless of the discretization scheme.

For the subsequent reinforced concrete beam analysis, steel reinforcement is modelled in the same manner, regardless of the concrete model. Reinforcement class B500B is adopted, with a yield strength $f_{yk} = 500$ MPa, modulus of elasticity $E_s = 200$ GPa and Poisson's ratio $\nu_s = 0.30$, with a bilinear kinematic hardening plasticity (BKIN) defined by the tangent modulus $E_{tan} = 10$ GPa. The steel reinforcement stress-strain response is presented in Fig. 2.

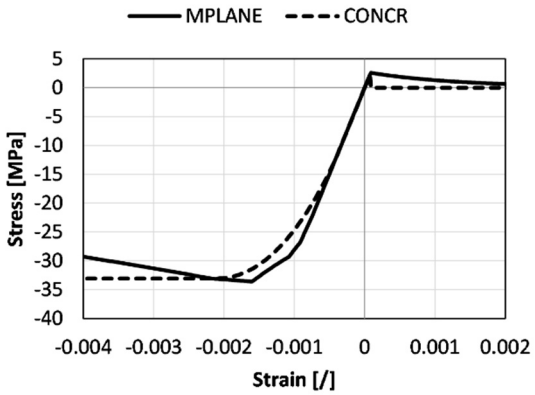


Fig. 1. Stress-strain response of concrete

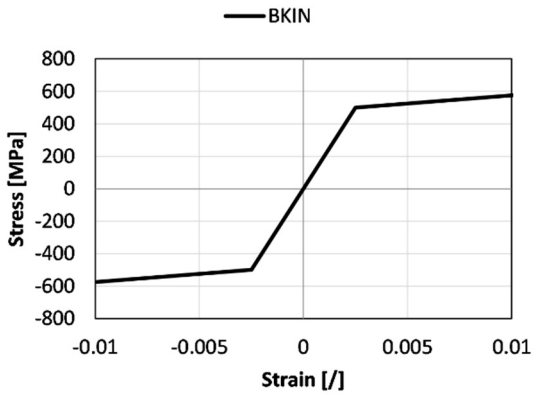


Fig. 2. Stress-strain response of steel

4. RC BEAM EXPOSED TO 4 POINT BENDING TEST

The models are further evaluated on a simply supported reinforced concrete beam, designed according to Eurocode for an ultimate limit state (ULS) load of 170 kN (Fig. 3). The beam is exposed to a gradually increasing displacement controlled loading condition. Due to a two-plane symmetry, only 1/4 of the beam is modelled with corresponding boundary conditions. The finite element mesh size is adopted as 3-5x5x5 cm, to accommodate reinforcement bars as to provide coincident nodes for concrete and steel elements (Fig. 4).

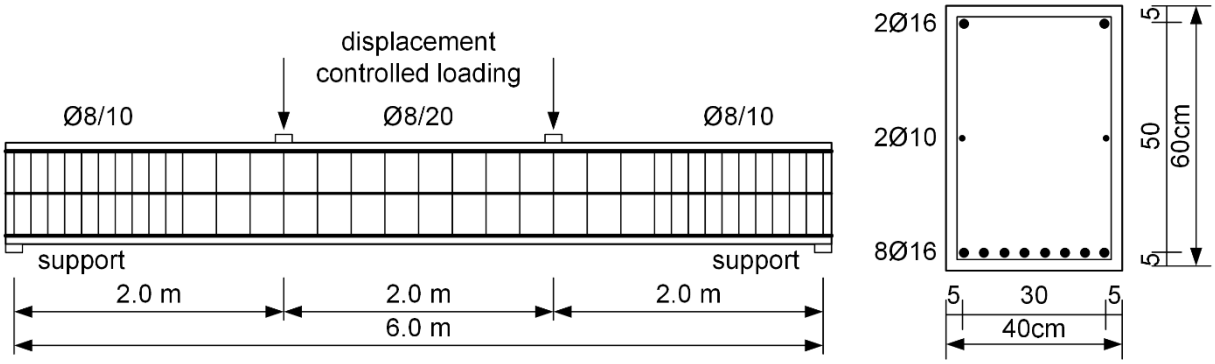


Fig. 3. Reinforced concrete beam

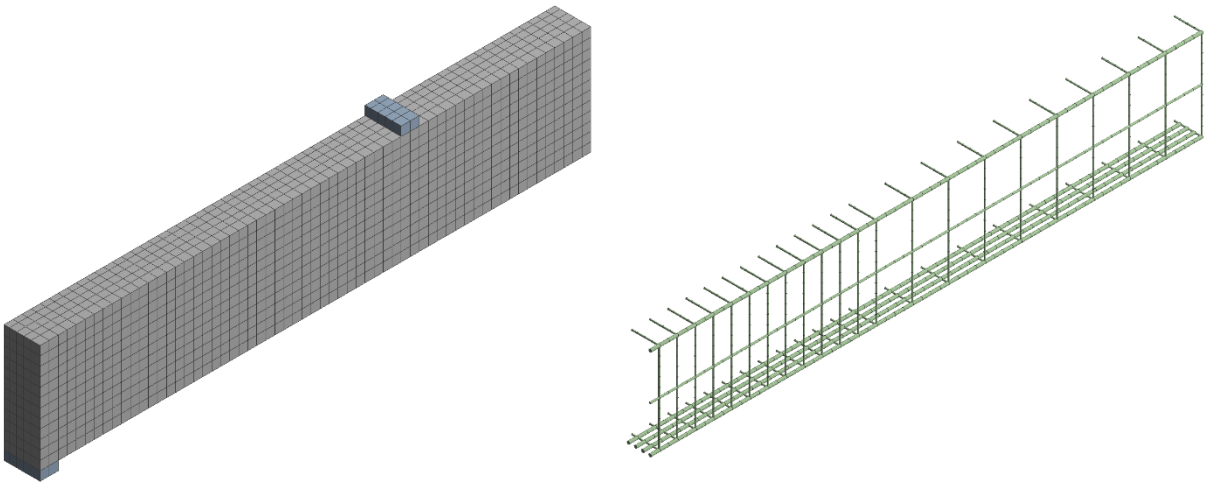


Fig. 4. Finite element mesh consisting of solid and line elements (1/4 of the beam)

Load-displacement graph of the mid-span is presented in Fig. 5. Both material models exhibit the same behavior in the linear elastic region, up to the point of tensile strength exceedance. The discrete drop of element stiffness in a wider zone constant bending moment in the middle of the beam, when CONCR model is used, results in a sudden decrease of the resulting force reaction, followed by the reduced stiffness of the cracked beam. The influence of shear transfer coefficients in the CONCR model is analyzed by changing one coefficient at the time. With monotonically increasing loading conditions, once a crack is developed, the width of the crack is essentially getting larger. Since cracks cannot be closed, modification of the β_c coefficient does not affect the overall beam stiffness, as expected. Modification of the β_t coefficient does not seem to affect the load-displacement relation either. Negligible differences in form of trembling can be observed immediately after cracking, which could be attributed to the numerical solution process.

Tensile stress softening in the MPLANE model leads to more gradual stiffness degradation when material tensile strength is exceeded. The post-elastic stiffness of the beam is influenced by the β^{mic} coefficient (rate of damage evolution), which is problem dependent and needs to be determined based on the experimental data fitting. Higher β^{mic} values result in higher beam stiffness degradation (Fig. 5).

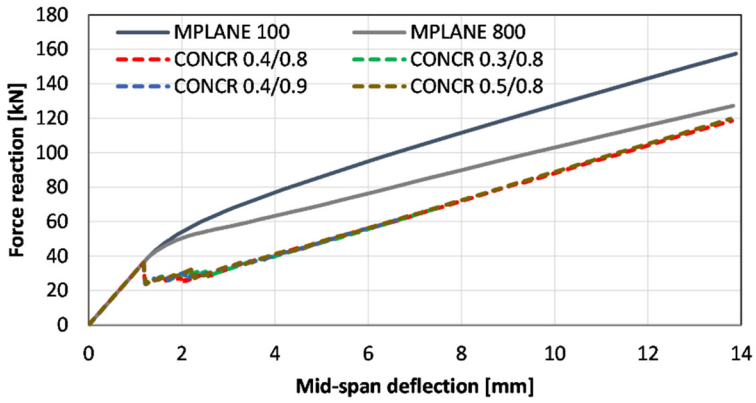


Fig. 5. Load-displacement of the beam mid-span

For the two comparative models, MPLANE 600 (β^{mic} = 600) and CONCR 0.4/0.8 (β_t = 0.4, β_c = 0.8), the beam is loaded up to the failure. Load-displacement graph is presented in Fig. 6.

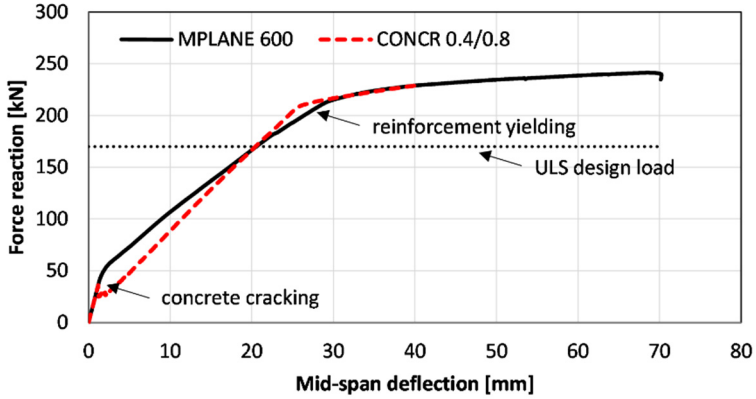


Fig. 6. Load-displacement of the beam mid-span up to failure

While the Eurocode design model does not take into account the concrete tensile strength (among other), thus remaining conservative, numerical models tend to capture the concrete behavior more realistically. For the analyzed beam, the ultimate force at reinforcement yielding is approximately 25% larger than calculated according to Eurocode. The stress evolution in corner reinforcement bars in tension and compression is presented in Fig. 7. Reinforcement yielding occurs at the deflection of

25 mm and 29 mm, using CONCR and MPLANE model, respectively. Neutral axis position measured from the top concrete surface at the beam mid-section is presented in Fig. 8. The compressed concrete part of the section gradually decreases with deflection using the MPLANE model, while the results from both models at reinforcement yielding show good agreement with the design value for ULS.

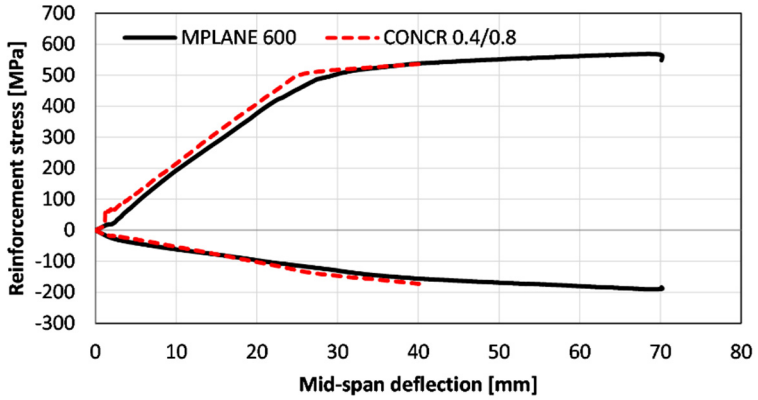


Fig. 7. Stress evolution in corner reinforcement bars

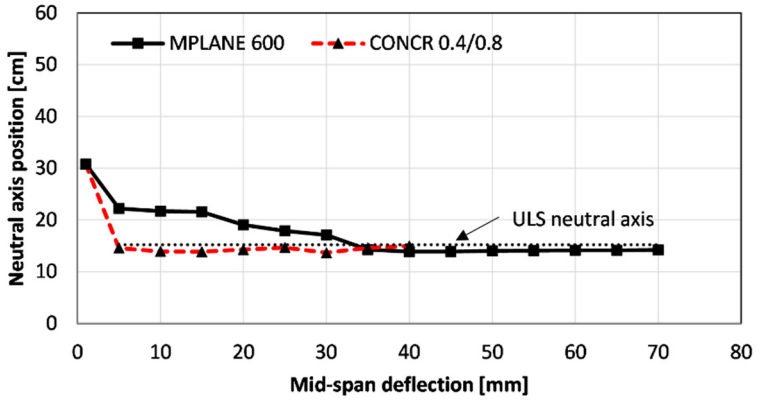
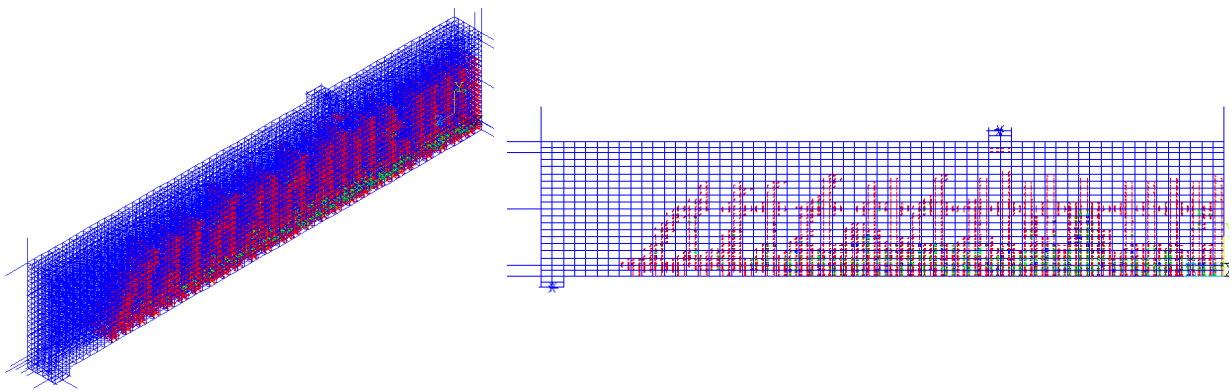
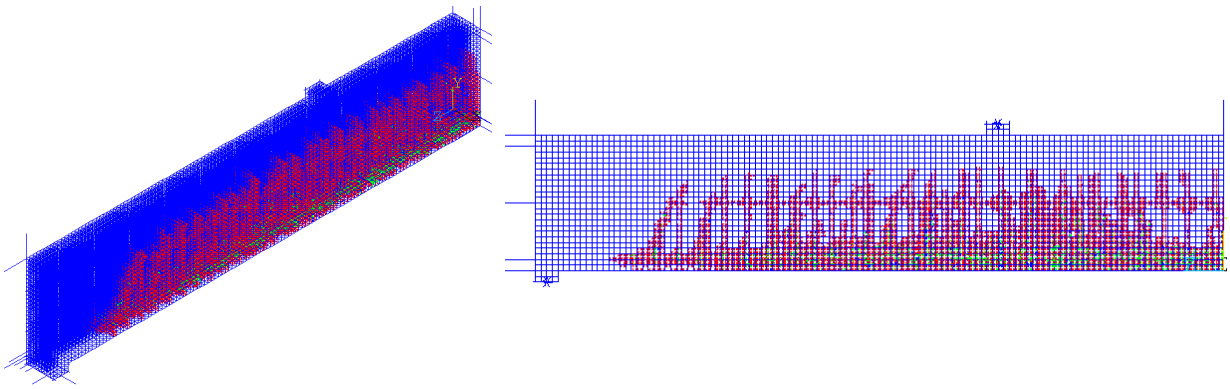


Fig. 8. Mid-span section neutral axis position

The advantage of the CONCR model is the graphical representation of the concrete crack pattern. In each integration point where the principle tensile stress has reached the tensile strength of concrete, a circle in the crack plane is formed. A mesh refinement study, with each former element edge size halved, resulting in 8 times larger total number of elements (and an increase in computational time by more than 4 times), showed consistent load-displacement response, with essentially the same crack pattern, as presented in Fig. 9, for the serviceability limit state (SLS).



a) Mesh element size 3-5x5x5 cm



b) Mesh element size 1.5-2.5x2.5x2.5 cm

Fig. 9. Crack pattern in concrete obtained using CONCR material model for the SLS

Although the cracking of the material cannot be visualized when using the MPLANE model, the material degradation can be extracted based on the damage function criteria:

$$D(\varepsilon) = k_0 I_1 + \sqrt{k_1^2 I_1^2 + k_2 J_2} - \gamma_0^{mic} > 0 \quad (1)$$

where I_1 and J_2 are the first invariant and the second deviatoric invariant of the strain tensor, respectively. The damage visualization is presented in Fig. 10.

Comparing the CONCR and MPLANE model, the material degradation shows similar pattern for both analyzed cases. In 4 point bending tests, middle part of the beam, where the bending moments are constant and shear force is equal to zero, the cracks are vertical, as expected, while in the end parts of the beam, where shearing and bending are superimposed, the occurrence of diagonal cracking is clearly visible.

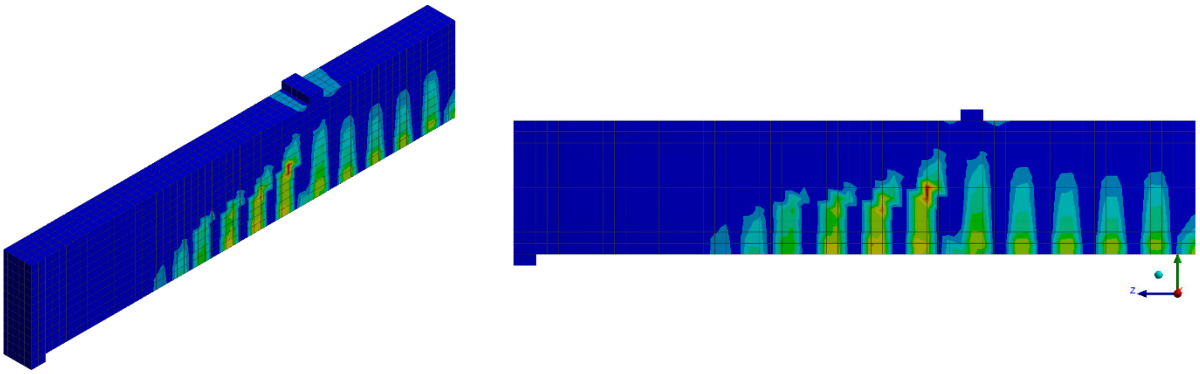


Fig. 10. Damage arrangement in the concrete obtained using MPLANE material model for the SLS

5. DISCUSSION AND CONCLUSION

Post-elastic response of reinforced concrete structures is strongly influenced by the tensile stress softening of concrete upon cracking. This paper addresses two nonlinear concrete material models incorporated in the software ANSYS, with failure criteria based on stress (CONCR model) and the equivalent strain energy density (microplane MPLANE model). The latter, besides providing computationally more robust solution, has an advantage of being able to capture gradual material degradation, both in terms of cracking in tension and crushing in compression, unlike the former, where the total degradation of material is instant after exceeding the threshold stress values. While stress-strain parameters of the material can be determined relatively simple through testing, the microplane model relies on the definition of the damage function parameters and the equivalent strain energy density, which are difficult to obtain by measurement. Nonlinear concrete models are mainly problem dependent, having certain parameters introduced, which are empirically proposed, but need to be calibrated for each specific problem settings. Consequentially, the use of these models in complex

numerical simulations is limited by their inherent complexity, requiring a database of experimental test results for the calibration and validation of the models. Nevertheless, if properly determined, they can provide a powerful and cost effective solution for determining the structural behavior at near ultimate limit states.

Comparison of the models is conducted on a material level and on a member level, using a 4 point bending test of reinforced concrete beam. While both models provided practically the same response in terms of predicting the ultimate load bearing capacity of the beam, which showed a substantial reserve compared to the Eurocode ULS design procedure (25%), the differences are mostly observed upon concrete cracking, until yielding of reinforcement. Particularly this zone of the load-displacement response could further benefit from the material model calibrations based on experimental test results.

ACKNOWLEDGEMENTS

The research has been conducted within the scientific research project TR 36043, funded by the Ministry of Science of Serbia. The authors would like to thank Faculty of Civil Engineering in Subotica, University of Novi Sad, for the ceded license for ANSYS Academic product.

REFERENCES

[1] Bažant Z.P., Oh B.H. (1985). Microplane Model for Progressive Fracture of Concrete and Rock. Journal for Engineering Mechanics Vol. 111 No. 4, pp. 559-582.

[2] Willam K.J., Warnke E.P. (1975). Constitutive Model for the Triaxial Behaviour of Concrete. Proc. of the International Association for Bridge and Structural Engineering Vol. 19, Bergamo, Italy, pp. 1-30.

[3] Bažant Z.P., Gambarova P.G. (1984). Crack Shear in Concrete: Crack Band Microplane Model. Journal of Structural Engineering Vol. 110 No. 9, pp. 2015-2036.

[4] ANSYS Academic Teaching Mechanical (2015). ANSYS Help Documentation, Release 16.0, Canonsburg: ANSYS, Inc.

[5] de Vree J.H.P., Brekelmans W.A.M., van Gils M.A.J. (1995). Comparison of Nonlocal Approaches in Continuum Damage Mechanics. Computers & Structures Vol. 55 No. 4, pp. 581-588.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanskiodredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

NA - 4

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

КАЛИБРАЦИЈА НА ПРЕСМЕТКОВНИ МОДЕЛИ СО КОНЕЧНИ ЕЛЕМЕНТИ НА ОБЈЕКТИ ОД SИДАРИЈА СО РЕЗУЛТАТИ ОД АВТ

АнгелаГУЛЕВСКА[1], Кристина МИЛКОВА[2], Елена ДУМОВА-ЈОВАНОСКА[3]

АПСТРАКТ

Комплексноста на sиданите конструкции во поглед на материјалот и начинот на градба и нивната голема застапеност во сеизмички активни подрачја прави симулацијата на нивното однесување да биде голем предизвик во инженерството. Немањето на расположливи податоци за самите објекти во поглед на геометриските карактеристики, материјалните својства, товарот кој делува на конструкцијата и типот на темелната конструкција води до тешкотии при изработката на математички модели.

Целта на овој труд е неавтоматизирана калибрацијана пресметковни модели со конечни елементи изработени во софтверот SAP2000 преку експериментално добиени динамички карактеристики на објектот од тестови со помош на амбиентални вибрации.

Истражувањето е извршено во рамките на научноистражувачкиот проект СеизмоSид, при што за анализа се одбрани пет sидани конструкции од неармирана sидарија со флексибилна меѓукатна конструкција, класифицирани како објекти од типот М5-U.

Направено е ажурирање на математичките модели за секоја од конструкциите на тој начин што мануелно се менувани параметрите во математичкиот модел и правени се нови анализи на конструкцијата се додека не се постигне задоволителна точност. Со проби е утврдено дека најголема чувствителност во резултатите покажува менувањето на Јунговиот модул на еластичност во двата правци на конструкцијата и затоа овој параметар е одбран за калибрирање на математичките модели. Со менување на параметрите во моделот, следени се динамичките карактеристики и одговорот на секој објект посебно и пресметана е релативната грешка во проценти помеѓу измерените и пресметаните периоди на тонови форми, што е табеларно прикажано во резултатите од анализите за секој објект посебно.

Клучни зборови:*калибрација; модул на еластичност; sидани конструкции; амбиентални вибрации*

[1] Магистрант, Градеженфакултет, „УКИМ“, Скопје, angela_gulevska@hotmail.com
[2] Асист. м-р, Градеженфакултет, „УКИМ“, Скопје, milkova@gf.ukim.edu.mk
[3] Проф. д-р, Градеженфакултет, „УКИМ“, Скопје, dumova@gf.ukim.edu.mk

1. ВОВЕД

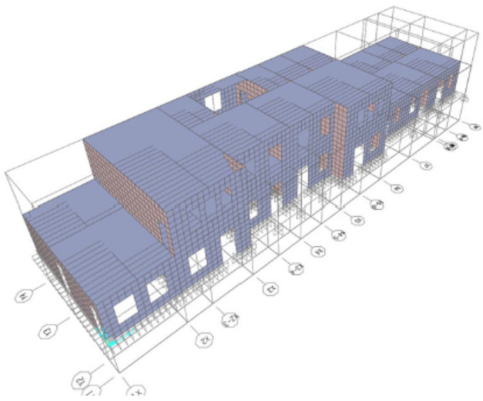
Со појавата на голем број нови материјали во градежништвото се намалила примената на ѕидаријата како материјал за изработка на градежните објекти од високоградбата. Најголем број од објектите на територијата на Р. Северна Македонија биле изградени во првата половина на минатиот век, а во употреба се до ден денес. Овие објекти покрај тоа што претставуваат културно наследство кое обележуваат еден период во минатото на овие простории, денес ги среќаваме како јавни установи. Поради овој факт ваквите објекти не смеат да се занемарат и запоставаат.

Ова истражување е извршено во рамките на научноистражувачкиот проект Сеизмичка повредливост на постоечки ѕидани конструкции [1] кој се работи на Градежниот факултет во Скопје, во кој се анализираат шеснаесет објекти од неармирана ѕидарија во кои се сместени јавни институции: детски градинки, основни и средни училишта, вискообразовни институции, министерства, локална самоуправа, судови но и културни институции; музеи, театри и др.

2. ОПИС НА ИСПИТУВАНИТЕ КОНСТРУКЦИИ

2.1. Железничка станица, Гевгелија (Објект_1)

Објектот бил изграден во периодот околу 1873година. Во средишниот дел е катност од По+Пр+1, додека на останатиот дел само со приземје. Се наоѓа на ул. “Борис Кидрич„ бр.1 во Гевгелија. Катните височини се : подрум (-3.04m), приземје (+0.45m), кат (+4.22m) и кров (+8.06m). Конструктивниот систем на објектот е времена ѕидарија од полна тула. Утврдената дебелина на ѕидовите е 25cm, 38cm, 40cm и 52cm. Меѓукатната конструкција е дрвена и флексибилна конструкција. Кровната конструкција е дрвена, составена од дрвени елементи на кои налегнуваат роговите и кровниот покривач (ќерамида). Според основите на објектот, утврдено е дека темелната конструкција е изведена со темели- самци со димензии 70/80/80cm од ѕидарија.



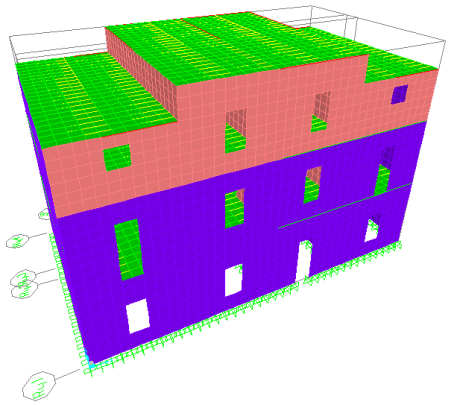
Сл.1. Приказ на математички модел



Сл.2. Изглед на објект

2.2. „Куќа на Албанската азбука“ (Објект_2)

Овој објект бил изграден во почетокот на XX век, претпоставка околку 1925 година (запис на фасадата на влезната врата) и е со катност Пр+1+Пк , а се наоѓа на ул. „Булевар 1-ви Мај“ бр.25 во Битола. За конструкцијата на објекот не постои оригинална проектна документација. Потребните информации за овој објект се превземени од проектот за конзервација, реставрација и конструктивна санација на објектот од страна на НУ Завод за заштита на спомениците на културата и музеј Битола. Со помош на овој проект и извршеното геометриско снимање на лице место изработени се графички прилози. Објектот се состоои од приземје, еден кат и поткровје. Ктните височини се приземје (+0.22m), кат (+4.35m), поткровје (+8.23m), кров (+12.38m). Во основа објектот има правоаголна форма со габаритни димензии 19.14x11.05m. Конструктивниот систем е носива ѕидарија и тоа блокови од полна тула на приземјето, катот и поткровјето. Утврдената дебелина на ѕидовите е 75cm, 55cm и 24cm.



Сл.3. Приказ на математички модел

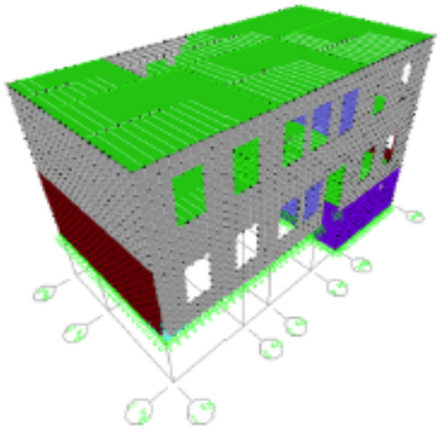


Сл.4. Изглед на објект

Меѓукатната конструкција на приземјетое изведена од челични носачи и исполна со сводови од ѕидарија од полна тула кои налегнуваат на ѕидовите и на армиранобетонската греда во делот кај скалите. На катот меѓукатната конструкција е флексибилна, составена од дрвени греди 10x18cm, каратаван и дрвен под (паркет). Кровната конструкција е дрвена составена од греди, столбови и косници, над кои налегнуваат роговите и кровниот покривач. За темелната конструкција нема расположливи информации, но се претпоставува дека истата е изведена од камена ѕидарија.

2.3. ОУ. „Св. Сава“- Охрид (Објект_3)

Објектот бил изграден во почетокот н XX век, а денес е сопственост на ГП „Гранит“ Скопје. Истиот се наоѓа на ул. „Нада Филева“ во Охрид. Објектот е со катност По+Пр+1, изведен од ѕидарија со блокови од камен во подрумот и полна тула на приземјето и катот. Во моментот објектот не се користи за намената за која бил изграден. Не постои оригинална проектна документација, па извршено е снимање на постојната состојба со цел да се изработат графички прилози. Во основа објектот е со правоаголна форма со габаритни димензии 21.49x11.02m. Само на еден дел од објектот постои подрум. Катните височи се : подрум (-4.01m), приземје (±0.00m), кат (+5.05m), венец (+10.26m) и слеме (+12.50m). Меѓукатната конструкција е флексибилна составена од дрвени греди. Кровната конструкција е дрвена составена од греди, столбови и косници. Кровниот покривач е ќерамида. Бидејќи не постои проектна документација, темелната конструкција не е утврдена, но се претпоставува дека е изведена од камена ѕидарија.



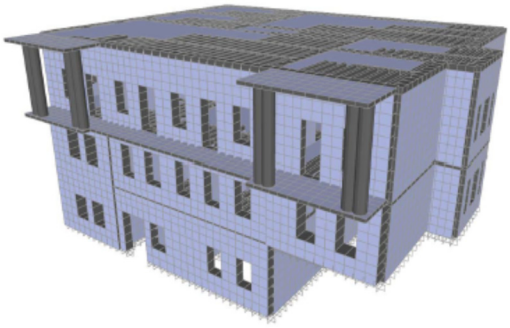
Сл. 5. Приказ на математички модел



Сл. 6. Изглед на објект

2.4. НУ Завод за заштита на спомениците на културата и Музеј-Охрид (Објект_4)

Објектот бил изграден во почетокот на XX век, претпоставка околу 1929година. Намената за која бил изграден била училиште, Женска занатска школа. Објектот е со катност Су+Пр+1, а се наоѓа на ул. „Бро Шаин“ бр.10, Охрид, Варош. Конструктивниот систем е изведен од ѕидарија, со блокови од полна тула во приземјето, катот и поткровјето. Во основа има правоаголна форма. За овој објект не постои оригинална проектна документација, а графичките прилози се изработени врз основа на геометриски мерења на постоечка состојба. Габаритните димензии изнесуваат 20.34x16.27m. Катните височини, почнувајќи од котата на под на сутеренот, па нагоре се : -2.80m, ±0.00m, +3.80m, +7.20m.



Сл.7. Приказ на математички модел

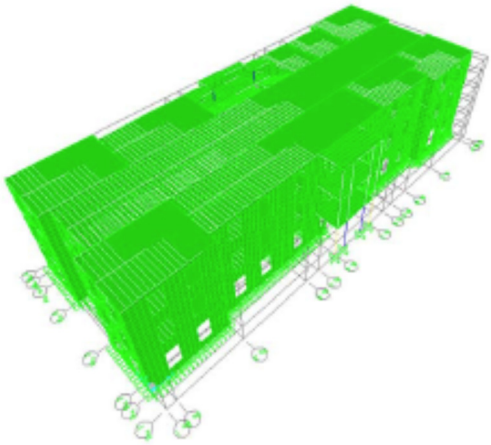


Сл.8. Изглед на објект

Од конструктивна гледна точка објектот претставува една целина (не постојат дилатациони фуги). Основниот конструктивен систем на објектот е изведен од носива ѕидарија. На првиот кат на јужна фасада, на конзолно издадена конструкција изведени се столбови со кружен напречен пресек, кои завршуваат на ниво на кровот, но не продолжуваат кон приземјето. Меѓукатната конструкција е флексибилна, се претпоставува дека е составена од дрвени греди и оплата од даски како подна конструкција. За темелната конструкција нема расположливи информации, но се претпоставува дека истата е изведена од камена ѕидарија.

2.5. ОСУ „Св. Климент Охридски“ – Охрид (Објект_5)

Објектот бил изграден во почетокот на XX век, во периодот од 1907 – 1910 година. Првичната негова намена била за училиште, а потоа турска управа, војничка касарна, општина, училиште со интернат. Објектот е со катност Су+Пр+2+Пк, а се наоѓа на ул. „Димитар Влахов“ бр.71, Охрид. Конструкцијата на објектот е изведена од ѕидарија, со блокови од полна тула во приземјето и катовите. Во основа има правоаголна форма, со мали испусти во габаритот на аглите и во средишниот дел. За анализираниот објект не постои оригинална проектна документација. Во периодот од 2005-2006година за потребите на реконструкција на покривната конструкција, односно враќање на првобитниот изглед пред пожарот што го зафатил кровот во 1937година, бил изработен архитектонски и градежен проект, чии подлоги се искористени за негова анализа. Габаритните димензии изнесуваат 48.50x18.90m, а катните височини од под на сутерен па нагоре изнесуваат: -2.80m, ±0.00m, +3.50m, +7.00m,+10.50m. Објектот претставува една целина односно не постојат дилатациони фуги. Главни конструктивни елементи се ѕидови, чија дебелина е различна на катовите. Меѓукатната конструкција на катовите е крута, додека на вториот кат и поткровјето е флексибилна. За темелната конструкција нема информации, но се претпоставува дека истата е изведена од камена ѕидарија.



Сл.9.Приказ на математички модел



Сл.10. Изглед на објект

3. УСОГЛАСУВАЊЕ НА ИЗМЕРЕНИТЕ И ПРЕСМЕТАНИТЕ ДИНАМИЧКИ КАРАКТЕРИСТИКИ

3.1. Карактеристики на материјалот

За потребата на математичките модели на конструкцијата вредностите на механичките карактеристики на материјалот се земени според препораките од Еврокод 6 за sидани конструкци:

- Јакост на притисок: $f_k = K * f_b^{0.7} * f_m^{0.3} = 0.55 * 9.32^{0.7} * 2^{0.3} = 3.23MPa$
- Модул на еластичност: $200f_k \leq E \leq 2000f_k \quad 646.09 \leq E \leq 6460.9MPa$

$E = 1000 * f_k = 3232MPa$

- Модул на лизгање: $G = 1346666.7KPa$
- Волуменска тежина: $\gamma = 16.0kN/m^3$

3.2. Математички модел

Првичните модели при анализа со метод конечни елементи се изработени на 3Д модел во софтверскиот пакет SAP2000 v19. Sидовите се моделирани како хомогени рамни површини со 4 јазли и изотропни карактеристики. Меѓукатната конструкција е моделирана како крута безтежинска плоча. Карактеристиките на почвата не се земени во предвид, при што сите објекти се разгледувани на бескрајно крута подлога. Товарите кои се нанесени во моделот се реален интензитет, како и реални геометриски карактеристики на конструктивните елементи. Сите параметри беа утврдени на лице место со експериментално истражување

3.3. Резултати од тестови со амбиентални вибрации (АВТ)

За потребите на овој труд се користени резултати од извршени експериментални испитувања [2] со кои директно се проценува крутоста на објектот преку соодветни параметри: фреквенции и периоди на слободни осцилации и тонови форми предизвикани од амбиентални услови (ветер, движење на луѓе, возила и сл.). Мерењата се извршени со мобилна опрема, со кои се врши регистрација на амбиенталните вибрации во повеќе карактеристични однапред одбрани позиции на катовите и кровот на конструкциите во двата ортогонални правци.

3.4. Симулации на пресметан одговор на конструкциите

За да се подобри корелацијата помеѓу експерименталните и аналитичките карактеристики од модалната анализа, се врши анализа на избрани параметри кои влијаат на одговорот на конструкцијата. Обично тоа се постигнува со итеративна промена на вредностите на избраните

параметри се додека не се постигне задоволувачки коефициент на корелација [3]. Автоматската калибрација има доста предности во однос на рачната бидејќи овозможува менување на неколку параметри одеднаш, додека споредбата меѓу фреквенциите се врши со контрола на грешката помеѓу измерената и пресметаната фреквенција.

Врз крутоста на објектот влијаат многу параметри како: модул на еластичност, специфичната тежина, волуменската маса, геометријата на објектот, тековна состојба на континуитет (со или без пукнатини), врските на ѕидовите, типот на темелната конструкција, подлогата и т.н. Поради големиот број на вариабилни параметри и неможноста да се утврдат вистинските вредности на параметрите, за калибрација на моделите на горенаведените објекти е избран Јунговиот модул на еластичност (во еден и два ортогонални правци). Како одговор на конструкцијата беа избрани добиените тонови форми. Ажурирањето на моделот беше извршено со рачна проба се додека избраните параметри се доближат до експериментално добиениот одговор со најмала можна грешка. Во табелите за одделните објекти се прикажани резултатите од извршеното калибрирање на сите објекти одделно, претставени со вредноста на периодите на осцилации во двата ортогонални правци. Исто така претставена е и релативната процентуална грешка од крајната калибрација. Во зависност од различните карактеристики на секој објект беа потребни различен број на калибрации. Ѕидаријата претставува композитен материјал, многу тешко е да се предвидат неговите механички карактеристики само од познавање на поедините материјали од ѕидаријата. Имајќи го во предвид овој факт, најпрво е направена промена на вредноста на модулот на еластичност во двата ортогонални правци заедно, односно иста вредност на модулот на еластичност на ѕидовите во двата правци. После неколку проби и итерации, пробата е извршена со различна вредност на модулот на еластичност во секој правец поединечно.

Табела 1. Резултати од влијанието на модулот на еластичност врз тоновите форми

- Измерени периоди : Txy=0.14sek

Објект_1	**E(x) MPa**	**E(y)MPa**	**Tx(sek)**	**Ty(sek)**	**Δ %**	**Δ %**
Модел	3232	3232	0.122	0.102	12.9	27.1
Кал. 1	2000	2000	0.14309	0.12317	2.2	12.0
Кал. 2	2500	2500	0.13304	0.11306	5.0	19.2
Кал. 3	2200	2200	0.13868	0.11877	0.9	15.2
Кал. 4	2150	2150	0.13973	0.11982	0.2	14.4
Кал. 5	2100	2100	0.14081	0.1209	0.6	13.6

Табела 2. Резултати од влијанието на модулот на еластичност врз тоновите форми

- Измерени периоди : Tx=0233sek; Ty=0.189sek

Објект_2	**E(x) MPa**	**E(y)MPa**	**Tx(sek)**	**Ty(sek)**	**Δ %**	**Δ %**
Модел	3232	3232	0.28947	0.17582	24.2	7.0
Кал. 1	2000	2000	0.32294	0.19615	38.6	3.8
Кал. 2	2500	2500	0.30511	0.18412	30.9	2.6
Кал. 3	3000	3000	0.29038	0.17597	24.6	6.9
Кал. 4	3500	3500	0.27785	0.17026	19.2	9.9
Кал. 5	4000	4000	0.26697	0.16631	14.6	12.0
Кал. 6	4500	4500	0.2574	0.16346	10.5	13.5
Кал. 7	5000	5000	0.24888	0.16122	6.8	14.7
Кал. 8	5500	5500	0.24122	0.15662	3.5	17.1
Кал. 9	6000	6000	0.23429	0.15475	0.6	18.1
Кал. 10	2500	3000	0.29377	0.17849	26.1	5.6
Кал. 11	2500	4000	0.27543	0.17269	18.2	8.6
Кал. 12	2500	5000	0.26107	0.16772	12.0	11.3
Кал. 13	2500	6000	0.24939	0.16568	7.0	12.3
Кал. 14	3000	4000	0.27198	0.17022	16.7	9.9

Кал. 15	3500	4000	0.26924	0.16812	15.6	11.0
Кал. 16	5000	4000	0.26337	0.16331	13.0	13.6
Кал. 17	6000	4000	0.26054	0.16092	11.8	14.9

Табела 3 . Резултати од влијанието на модулот на еластичност врз тоновите форми

- Измерени периоди : Tx=0.183sek; Ty=0.269sek

Објект_3	**E(x) MPa**	**E(y)MPa**	**Tx(sek)**	**Ty(sek)**	**Δ %**	**Δ %**
Модел	3232	3232	0.12612	0.17147	31.1	36.3
Кал. 1	2000	2000	0.15674	0.21471	14.3	20.2
Кал. 2	1500	1500	0.17884	0.24528	2.3	8.8
Кал. 3	1400	1400	0.1844	0.25317	0.8	5.9
Кал. 4	1300	1300	0.191	0.26184	4.4	2.7
Кал. 5	1200	1200	0.18809	0.27194	2.8	1.1
Кал. 6	1400	1300	0.18552	0.25865	1.4	3.8
Кал. 7	1400	1250	0.18702	0.26155	2.2	2.8
Кал. 8	1400	1350	0.18502	0.25585	1.1	4.9
Кал. 9	1300	1400	0.18963	0.25317	3.6	5.9
Кал. 10	1450	1200	0.18643	0.2563	1.9	4.7
Кал. 11	1500	1100	0.18425	0.26732	0.7	0.6
Кал. 12	1550	1100	0.18229	0.26591	0.4	1.1
Кал. 13	1550	1000	0.18382	0.272209	0.4	1.2
Кал. 14	1600	1000	0.18134	0.27025	0.9	0.5
Кал. 15	1560	1000	0.18343	0.27179	0.2	1.0
Кал. 16	1570	1000	0.18305	0.27135	0.0	0.9

Табела 4. Резултати од влијанието на модулот на еластичност врз тоновите форми

- Измерени периоди : Tx=209sek; Ty=0.487sek

Објект_4	**E(x) MPa**	**E(y)MPa**	**Tx(sek)**	**Ty(sek)**	**Δ %**	**Δ %**
Модел	3232	3232	0.115	0.132	45.0	72.9
Кал. 1	2000	2000	0.13604	0.15166	34.9	68.9
Кал. 2	700	700	0.20528	0.21286	1.8	56.3

Табела 5. Резултати од влијанието на модулот на еластичност врз тоновите форми

- Измерени периоди : Tx=0.256sek; Ty=0.394sek

Објект_5	**E(x) MPa**	**E(y)MPa**	**Tx(sek)**	**Ty(sek)**	**Δ %**	**Δ %**
Модел	3232	3232	0.19183	0.28693	25.1	27.2
Кал. 1	3000	3000	0.19815	0.2873	22.6	27.1
Кал. 2	1500	1500	0.20813	0.2983	18.7	24.3
Кал. 3	900	900	0.23243	0.40852	9.2	3.70
Кал. 4	650	650	0.30328	0.39421	18.5	0.10
Кал. 5	750	650	0.3	0.38428	17.2	2.50
Кал. 6	900	650	0.29771	0.37261	16.3	5.40
Кал. 7	900	1000	0.23169	0.33268	9.5	15.60

4. ЗАКЛУЧОК

Имајќи ја предвид комплексноста на ѕидаријата како материјал, исклучително тешко е да се направи математички модел со конечни елементи кој реално ќе го отсликува однесувањето на конструкцијата. Во овој труд направена е калибрација на математичките модели со усогласување на пресметаните со измерените динамички карактеристики на конструкциите и притоа можат да се изведат следните заклучоци:

- Од голема важност при анализата е изборот на параметри за калибрација и дефинирање на границите на нивните вредности. Најголемо влијание во резултатите имаат начинот на моделирање на флексибилната меѓукатна конструкција и механичките карактеристики на материјалот. Поради неможноста во тродимензионалниот модел да се варира и идеално да се симулира однесувањето на меѓукатната конструкција, одлучено е моделот на плочите на биде константен - како крута безтежинска плоча.

- Поради малата чувствителност при менувањето на останатите механички карактеристики на материјалот во однос на резултатите, како и големото комјутерско време, за калибрирање одбран е само еден параметар: модулот на еластичност на материјалот. Границите во кои се движи модулот на еластичност при калибрацијата се од 650MPa до 6000Mpa, вредности кои се вклопиуваат во препорачаните вредности во Еврокод 6.

- За усогласување со експериментално добиените вредности, кај три од конструкциите се земени и различни модули на еластичност за ѕидовите во двата хоризонтални правци на конструкцијата. Разликата помеѓу вредностите на модулите во двата правци се движи во границите од 11% до 36%.

- Постигнато е релативно големо усогласување на динамичките карактеристики: разликата со претпоставените вредности изнесува од 7% до 72%, додека со калибрација на моделите е постигната релативна грешка од 0.9%. На тој начин, пресметковните модели со конечни елементи можат со поголема сигурност да се користат во понатамошните анализи.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Dumova-Jovanoska E., Aleksovski G, Denkovska L, Churilov S, Milkova K, Bogoevska S, Micevski S, (2018), Seismic Vulnerability of Existing Masonry Structures in Republic of Macedonia –SeismoWall, 16th European Conference on Earthquake Engineering, Thessaloniki, Greece.

[2] Churilov, S., Micevski, S., Dumova-Jovanoska, E (2018). Ambient Vibration Testing of Public Unreinforced Masonry Buildings built in the beginning of the 20th Century. 16th European Conference on Earthquake Engineering, Thessaloniki, Greece.

[3] Churilov S., Milkova K., Dumova-Jovanoska E., (2016), “FE model updating of masonry buildings”, Proceedings of 16th International Brick and Block Masonry Conference, Padova, Italy.

[4] Tomaževič M. (1999). Earthquake Resistant Design of Masonry Buildings, Imperial College Press, 1999.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

NA - 5

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

EXPERIMENTAL AND NUMERICAL ANALYSIS OF THE MODAL PARAMETERS OF A TELECOMMUNICATIONS TOWER

Doron HEKIČ[1], Trajche ZAFIROV[2], Arnold GYURICZA[3], Ildikó JANCSÓ[4], Pavlos-Rafail NTOVAS[5], Emil YANEV[6], Diogo RIBEIRO[7], Volkmar ZABEL[8]

ABSTRACT

The purpose of this paper is to present the differences between experimental and numerical modal responses of the structure of an existing telecommunications tower. The experimental modal parameters were obtained from a process called Operational Modal Analysis performed with a MATLAB toolbox named MACEC using data from an ambient vibration test of the tower. Additionally, one complex numerical model in SLANG software and one simplified numerical model in SAP2000 software were developed in order to obtain the numerical modal parameters, particularly the natural frequencies and mode shapes, and compare them with the experimental ones. Furthermore, one additional numerical model derived from the simplified version was made, which considered an extreme load case comparatively to the previous models.

Keywords: *Ambient vibration test, Structural health monitoring; Numerical models; Modal Analysis.*

[1] Researcher, ZAG Slovenian National Building and Civil Engineering Institute, Ljubljana, Slovenia, doron.hekic@zag.si
[2] Researcher, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, Skopje, Republic of North Macedonia, trajce@pluto.iziis.ukim.edu.mk
[3] Student, Faculty of Civil Engineering, Budapest University of Technology and Economics, Budapest, Hungary
[4] Student, Faculty of Civil Engineering, Budapest University of Technology and Economics, Budapest, Hungary
[5] MSc Student, School of Civil Engineering, Faculty of Engineering, Aristotle University of Thessaloniki, Greece, pkntovas.civil@gmail.com
[6] Expert, Construction and Renewable Energy Directorate at Risk Engineering Ltd, Sofia, Bulgaria, emil.yanev@riskeng.bg
[7] Prof. Ph.D., IPP Department of Civil Engineering, Polytechnic Institute of Porto, Porto, Portugal, drr@isep.ipp.pt
[8] Prof. Ph.D., Faculty of Civil Engineering, Bauhaus-Universität Weimar, Weimar, Germany, volkmar.zabel@uni-weimar.de

1. INTRODUCTION

There are two main types of dynamic vibration tests [1]: forced and ambient. In forced vibration testing, it is assumed that all forces that are applied to the structure are measured. In an ambient vibration test, on the other hand, only responses (most often accelerations, sometimes also displacements, velocities or strains) at specific points of the structure need to be measured. In this project, the modal parameters are obtained from raw time data without knowing the input excitation force. For sufficiently correct identification of all vibration modes of interest, in a specific frequency range, typically a significant number of measuring points need to be instrumented. However, due to technical and economic reasons, the structural response can be measured at limited locations. Therefore, a certain number of measurement points are selected as a reference, where sensors are situated during all measurements. The remaining sensors can be installed for several measurements at different locations on the structure. The modal identification procedure must be adapted to this experimental procedure. A parameter identification technique called Stochastic Subspace Identification (SSI) was used to utilize the raw time data and conduct the experimental modal analysis. For that reason, a considered system using State Space formulation has been done. This method has been established for civil engineering applications.

2. AMBIENT VIBRATION TEST AND OPERATIONAL MODAL ANALYSIS

The Monte da Virgem telecommunication tower is located in Vila Nova de Gaia, north of Portugal. It consists of two parts: the concrete shaft with a height of 125 m, and the steel structure carrying the antennas, with a height of 52 m. The total height of the structure is 177 m. The tower was opened for use in 1995. Investigations were done by ISEP (School of Engineering of Polytechnic of Porto), where numerical modelling, as well as ambient vibration test and long-term monitoring were performed on the tower [3], [4]. The ambient vibration test was performed considering 13 measurement points. Two 2-D sensors were placed on the tower to obtain data for both X and Y directions. One of the sensors was permanently placed at a reference point, and the other one's position was changing along with the height of the tower, as shown in Fig 1. It is essential to notice that the reference point is the data acquisition centre where all the signals from the sensors are measured, processed, and converted into numerical value results, proper for computer use. Due to safety reasons, no sensors were placed on the steel part of the tower.

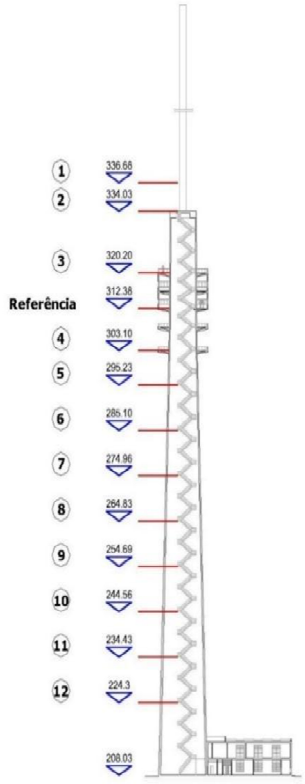


Fig 1. Positions of the sensors

2.1. Procedure with MACEC

The operational modal analysis was performed by using a MATLAB toolbox called MACEC, which was developed by KU LEUVEN [2].

2.2. Definition of geometry

Firstly, a grid file was created containing the definition of the measurement nodes meaning the position of the sensors. After creating a grid file, a beam file was created. With the beam file, the nodes were connected with lines, and a better visualization of the structure was obtained. Finally, a slave file was defined. Slaving is a procedure for the visualization of degrees of freedom that are not measured. With the slave file, the degrees of freedom of an extra node, representing the ground level, were connected with the ones of the lowest measurement node for better visualization of the whole structure. It is vital to notice that an amplification factor of zero had to be implemented because the node that represents the ground level is considered fixed.

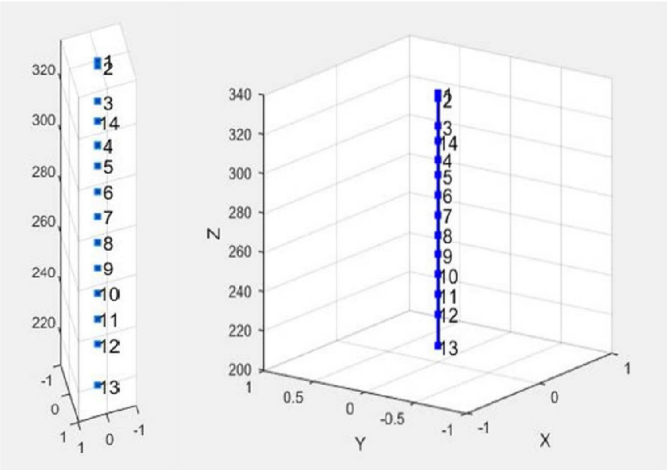


Fig 2. Definition of geometry

2.3. Processing of measured data

The measurements were available in setups. Every setup contained the data between the reference point and the position of the second sensor, respectively. Therefore, for every setup, two channels were used. In the following, the data was converted into a signal. This option was offered by MACEC automatically, and the signal was processed using Fast Fourier Transform (FFT) technique for conversion from time history to the frequency content of the signal. After that, degrees of freedom were defined and assigned to every channel, respectively to the setup that was examined, and a file referring to the degrees of freedom was created.

2.4. System identification and Modal Analysis

As previously mentioned, a Stochastic Subspace Identification (SSI) method was used. The starting point for these considerations was the equation of motion for a viscously damped system:

$$[M]\{\ddot{q}(t)\} + [C]\{\dot{q}(t)\} + [K]\{q(t)\} = \{f(t)\} \quad (1)$$

In order to determine the eigenvectors and eigenvalues of a system with general viscous damping, transfer of the system of differential equations of second order into a system of differential equations of first order had to be done. That was the first thing that the SSI method made automatically. The reason is that in the SSI method, the state-space model should be identified. This is a mathematical model of a physical system as a set of input, output and state variables related by first-order differential equations.

Finally, the stochastic excitation with the noise components was combined to take into account random disturbances. The state-space model then becomes:

$$\{x_{k+1}\} = [A]\{x_k\} + \{w_k\}$$
$$\{y_k\} = [B]\{x_k\} + \{v_k\} \quad (2)$$

Where $\{x_{k+1}\}, \{y_k\}$ - represents the input (state) vector and the response vector;

$\{w_k\}, \{v_k\}$ - represent the noise components;

$[A], [B]$ - represent the Eigen and output (DOF of measurement points) matrix.

The response was measured at l point, and then the response vector $\{y_k\}$ was defined. Combining output signals with reference signal r, covariance matrices $\left[R_i^{ref}\right] \in R^{lxr}$ were made, which can be assembled in a block matrix $\left[T_{1i}^{ref}\right]$:

$$\left[T_{1|i}^{ref}\right] = \begin{bmatrix} \left[R_i^{ref}\right] & \left[R_{i-1}^{ref}\right] & \dots & \left[R_1^{ref}\right] \\ \left[R_{i+1}^{ref}\right] & \left[R_i^{ref}\right] & \dots & \left[R_2^{ref}\right] \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \left[R_{2i-1}^{ref}\right] & \left[R_{2i-2}^{ref}\right] & \dots & \left[R_i^{ref}\right] \end{bmatrix} \quad (3)$$

To determine the rank of the matrix $\left[T_{1i}^{ref}\right]$, the Singular Value Decomposition (SVD) was applied. The rank of the matrix is equal to the number of significant singular values (S). Modal parameters were computed directly from the covariances of all measured output signals to the measured reference signal. The order of the mathematical model is equal to the number of non-zero S values.

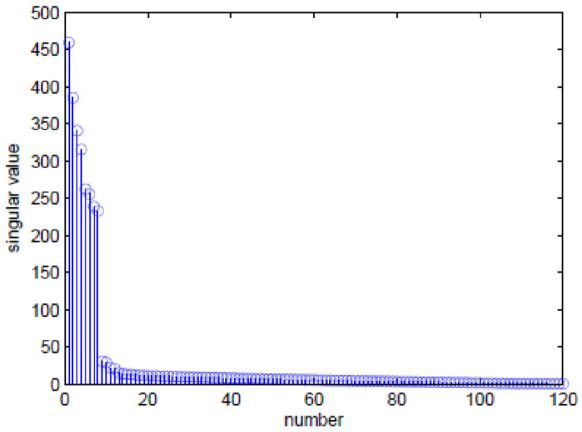


Fig 3. Data-driven SSI: singular values

The solutions for several models with increasing order were determined. Then the solutions for the model with a particular order are compared with those for the model of a previous order. If the differences between the respective natural frequencies (*fp*), damping values (ξ_p) and mode shapes (ψ_p) did not extend predefined limits (x_f, x_ξ, x_{mac}), the respective solution was considered to be stable.

$$100\%\frac{f_p - f_{p+1}}{f_p} < x_f\%$$
$$100\%\frac{\xi_p - \xi_{p+1}}{\xi_p} < x_\xi\% \quad (4)$$
$$100\%\,(1 - \mathrm{MAC}\,(\psi_p, \psi_{p+1})) < x_{MAC}\%,$$

In this way, the identification of the physical modes and extraction of the so-called stabilization diagram was made. In Fig. 4 a typical example of a stabilization diagram is shown.

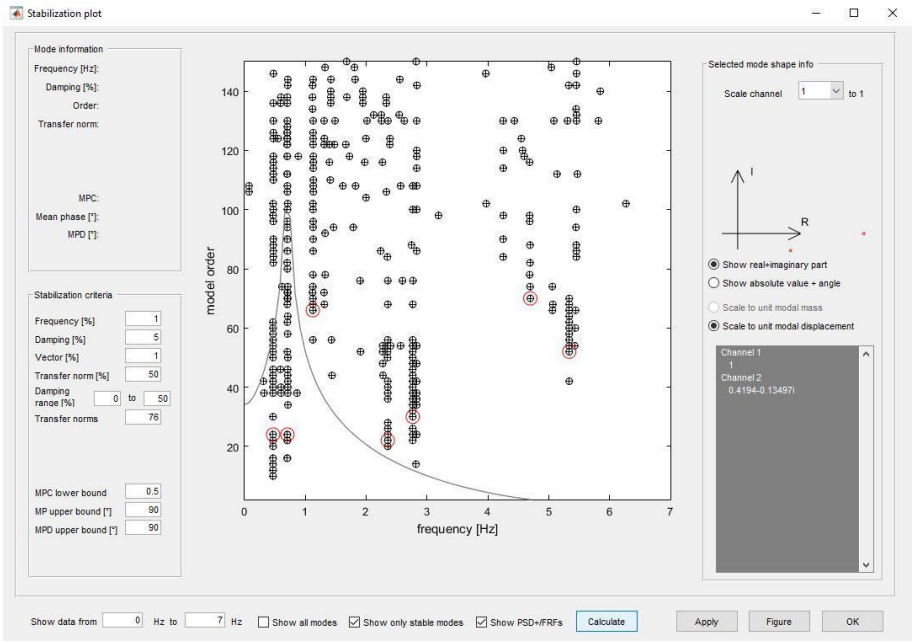


Fig 4. Stabilization diagram of the Setup 1, dir. Y

2.5. Results

The above procedure was followed for every one of the twelve available setups of the two separate directions X and Y. The results of the Operational Modal Analysis can be viewed in graphical and numerical representation.

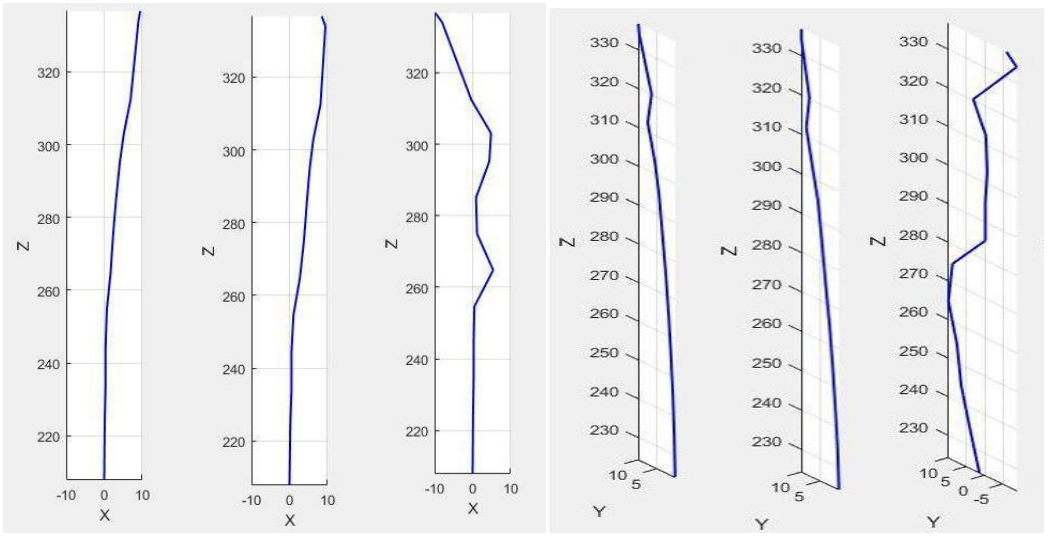


Fig 5. Mode 1, f=0,475Hz Mode 2, f=0,709Hz Mode 3, f= 2.593 Hz

3. NUMERICAL ANALYSIS

For the numerical modelling of the tower, two different models were designed. In the following: ″complex″ and ″simplified″ model. The first was a complex model in SLANG software, using shell elements for the concrete shaft and beam elements for the steel tower. The second was a simplified model in SAP2000 software using beam elements only. In both complex and simplified models geometric and material properties of concrete and steel part were based on original drawings and project documentation.

3.1. Numerical analysis using SLANG software

The complex modelling started with solving a hyperbola equation as shown in equation (5), which defines the geometry of the 125-meter high concrete shaft. Although the hyperbola equation was solved in every six meters, the points were calculated at every three meters.

$$\frac{x^2}{c^2} - \frac{y^2}{d^2} = 1 \tag{5}$$

where:

x - horizontal coordinates,

y - vertical coordinates (starting from the top),

c - the shaft`s radius at the top (permanent value),

d - permanent value.

The above procedure was necessary for creating the nine node shell elements. After the nodes were calculated in every three meters, modelling of the structure from the bottom began. A 3-D (6 DOF) node was created at the bottom of the shaft, and also in the following two levels. These three nodes were then rotated two times by 15 degrees. Due to that rotation creating of the first shell element was necessary. Nodes were carefully selected in the right sequence; otherwise, the shell could not be created. After creating the first shell, the final shape of the platform was designed with copying and rotating it by 15 degrees. The concrete`s properties are shown in Fig. 7.

The same procedure was followed on the upper levels, where only the thickness had to be changed. The same concept was used when creating platforms and walls. Creating the top shell was different from the previous ones. Some nodes had to be designed as the anchoring points of the steel structure. Some of those anchoring points were in a 15-degree division, and some of them were in a 22.5-degree division. Therefore three-node shell elements had to be created to close the surface thoroughly, as it is shown on Fig. 8.

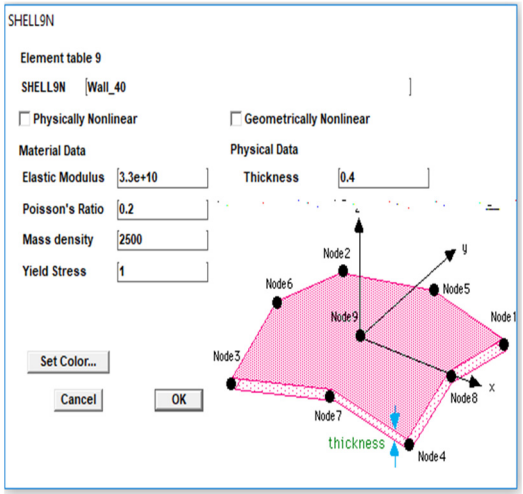


Fig. 7. A 9 node shell element

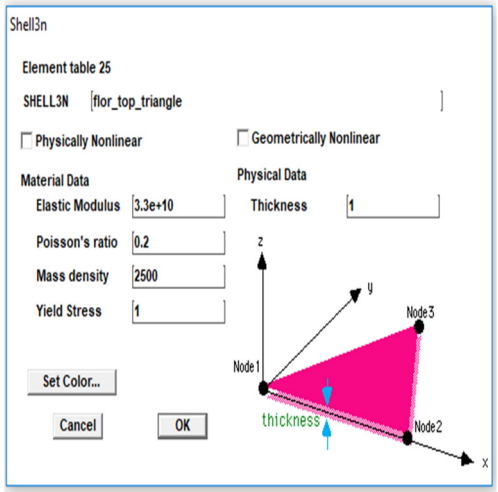


Fig. 8. A 3 node shell element

Besides the three-node shell elements, some nodes also had to be moved, because the software was able to create the nine node shell elements only if the layout of the points were similar to a square. The anchoring points were marked with yellow in Fig. 9.

For the steel tower, the same modelling strategy was applied. The nodes were edited between the bottom and the top. After editing, the definition of the beam elements between two nodes with the help of one reference node was made. This reference node defined the local coordinate system of the beam. The

properties of the steel section are shown in Fig. 10. The bracing system was defined between two of the sections. The bracing system contained UPN and L profiles.

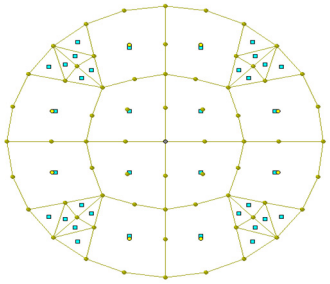


Fig. 9. Setup of the shell elements at the top of the shaft

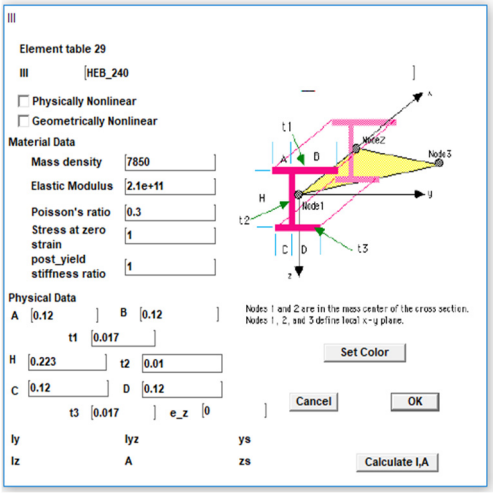


Fig. 10. Definition of steel section properties

At the end, the model contained 2896 nodes and 1856 finite elements. As all the finite elements were created for the structure, the analysis, as well as the examination of the results, were performed. Mode shapes were similar to the ISEP results [4], with some deviations at those mode shapes where only steel tower was excited. The first mode shape was combined - the concrete shaft and the steel tower were both excited. In the second and third mode shapes, only the steel tower was excited. The first three mode shapes are shown in Fig. 11. Higher modes showed local and torsional deformations in the steel tower. Because of the powerful electromagnetic field in the steel structure, no sensors were placed in the upper part of the steel tower, and therefore ISEP results did not contain the information about steel tower behaviour.



Fig. 11. Mode shapes of the Complex model I

Table 1. Values of frequencies of Complex model I and MACEC model

Model	I mode		II mode		III mode	
	ν_x [Hz]	ν_y [Hz]	ν_x [Hz]	ν_y [Hz]	ν_x [Hz]	ν_y [Hz]
MACEC model	0,475	0,475	0,708	0,688	2,593	2,672
Complex model I	0,476	0,476	0,815	0,816	2,527	2,530

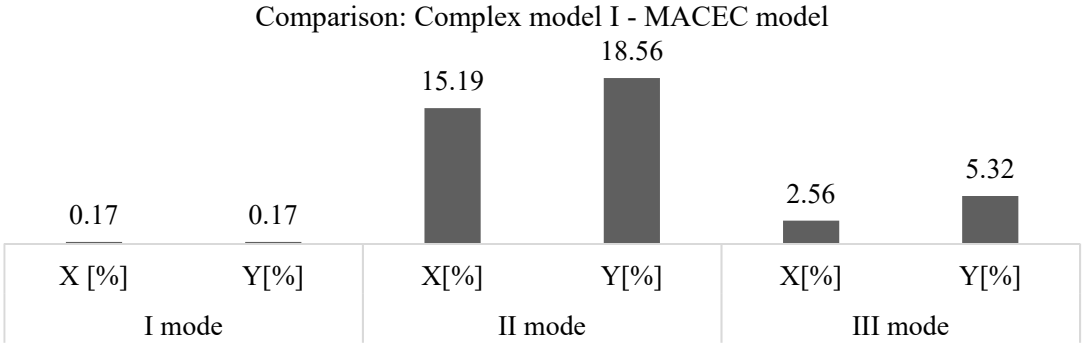


Fig. 12. Comparison: Complex model I - MACEC model

According to the results, a considerable difference in the second mode shape was observed. There are many cables, stairs, antennas and other parts on the steel tower as an additional mass which were not taken into account. To consider that, mass of the steel structure was increased by 20%.

Table 2. Values of frequencies of Complex model II and MACEC model

Model	I mode		II mode		III mode	
	ν_x [Hz]	ν_y [Hz]	ν_x [Hz]	ν_y [Hz]	ν_x [Hz]	ν_y [Hz]
MACEC model	0,475	0,475	0,708	0,688	2,593	2,672
Complex model II	0,472	0,472	0,749	0,750	2,388	2,393

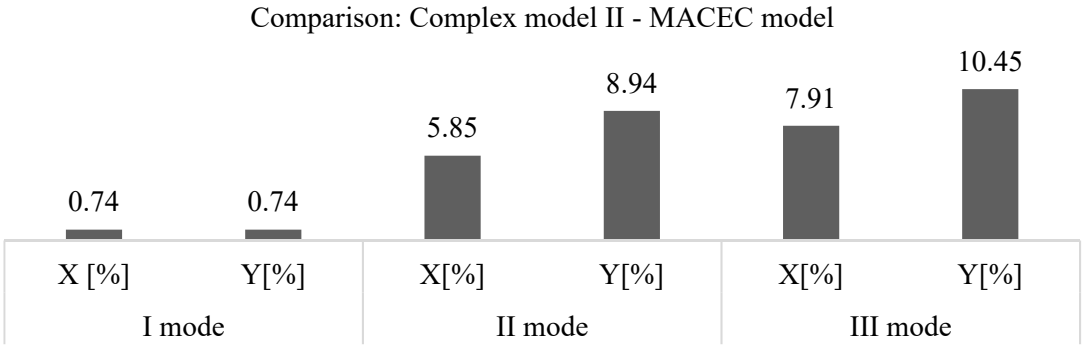


Fig. 13. Comparison: Complex model II - MACEC model

By increasing the specific weight of the steel, the frequencies in the first and third mode shape increased with comparison to the previous model. In the second mode shape, the frequency decreased. The difference between the results of the complex model and the experimental analysis with MACEC are in the range of 19 %. The reason for this deviation can be the fact that there were no measurement points on the steel tower.

3.2. Numerical analysis using SAP2000 software

The analysis of the simplified model was performed in SAP2000 software using frame elements for modelling the concrete shaft as well as the steel part of the tower.

The concrete shaft (Fig. 1) has variable sections along with the height, and to model this, 23 non-prismatic section properties were used. To consider the reinforcing of the shaft, the elastic modulus of every section was defined as a combination of the properties of the two different materials, as shown in equation 6.

$$\frac{A_{concrete}}{A_{section}} \cdot E_{concrete} + \frac{A_{rebar}}{A_{section}} \cdot E_{rebar} = E_{concrete,reinf} \quad (6)$$

The platforms in this model were taken into consideration as an additional mass on the respected levels. The steel structure was drawn in AutoCAD and then imported in SAP2000 (Fig. 14). The steel plates sections in the existing structure at level 148 m and 175 m were replaced by two steel beams at every node.

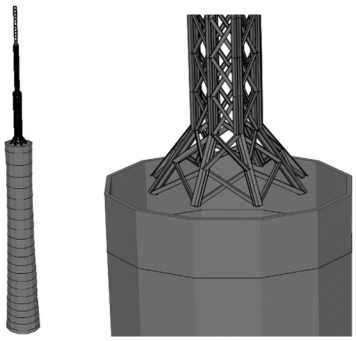


Fig. 14. View of the concrete and steel structure

For the connection between concrete part and steel part, the nodes of the elements that were used, were assigned with rigid-body constrains as shown in Fig. 15, in order to ensure the rigidity of the whole structure as one.

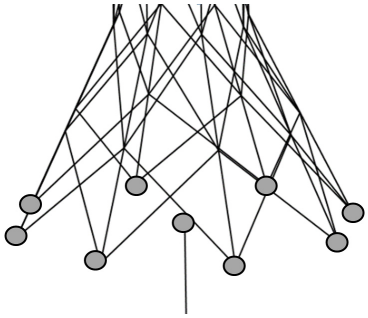


Fig. 15. Body constrains

After the modelling was done, modal analysis was performed, as shown in Fig. 16. In Table 3 and Fig. 17 the values of frequencies of the Simplified model I and MACEC model are shown. In this model, material properties of concrete and steel from the original documentation were taken into consideration. Additional mass from the stairs and cables in the steel structure was not taken into account. Therefore, the results did not match with the modal identification from the ambient response.

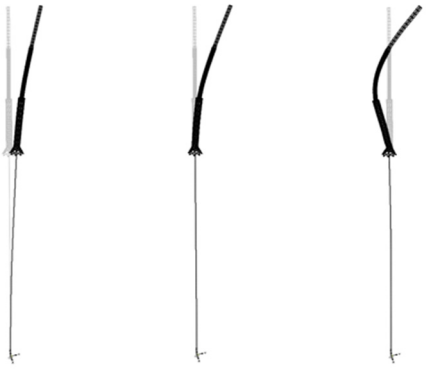


Fig. 16. Mode shapes of the Simplified model I

Table 3. Values of frequencies of Simplified model I and MACEC model

Model	I mode		II mode		III mode	
	ν_x [Hz]	ν_y [Hz]	ν_x [Hz]	ν_y [Hz]	ν_x [Hz]	ν_y [Hz]
MACEC model	0,475	0,475	0,708	0,688	2,593	2,672
Simplified model I	0,417	0,417	0,745	0,757	2,386	2,397

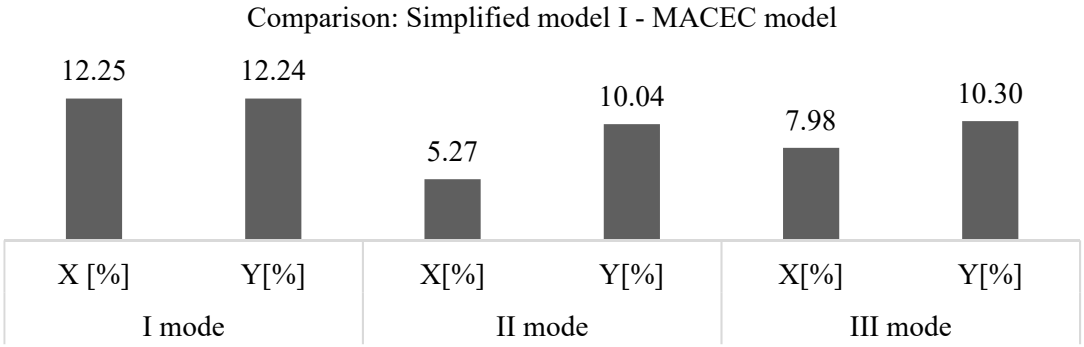


Fig. 17. Comparison: Simplified model I - MACEC model

In the Simplified model II, the additional weight of the stairs and the cables in the steel structure was taken into account by increasing the specific weight of the steel by 20%.

The values presented in Table 4 and Fig. 18 suggest that there was an improvement in the second mode but not in the first and third mode.

Table 4. Values of frequencies of Simplified model II and MACEC model

Model	I mode		II mode		III mode	
	ν_x [Hz]	ν_y [Hz]	ν_x [Hz]	ν_y [Hz]	ν_x [Hz]	ν_y [Hz]
MACEC model	0,475	0,475	0,708	0,688	2,593	2,672
Simplified model II	0,416	0,416	0,712	0,723	2,333	2,349

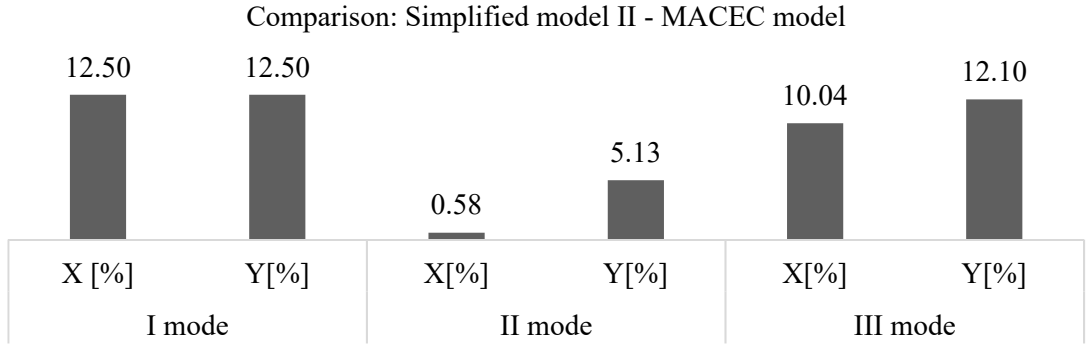


Fig. 18. Comparison: Simplified model II - MACEC model

To achieve more realistic values of the first frequencies, the rigidity of the concrete shaft in model III was increased by 20 %. The results shown in Table 5 and Fig. 19 are indicators that this model is more accurate than the other two.

Table 5. Values of frequencies of Simplified model III and MACEC model

Model	I mode		II mode		III mode	
	ν_x [Hz]	ν_y [Hz]	ν_x [Hz]	ν_y [Hz]	ν_x [Hz]	ν_y [Hz]
MACEC model	0,475	0,475	0,708	0,688	2,593	2,672
Simplified model III	0,454	0,455	0,714	0,725	2,419	2,447

Comparison: Simplified model III - MACEC model

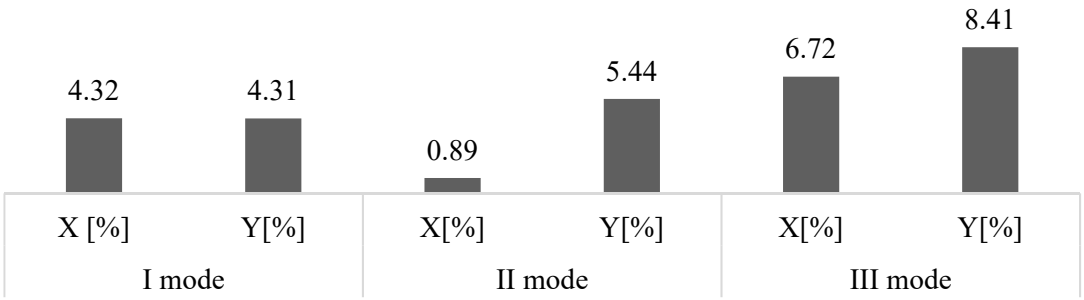


Fig. 19. Comparison: Simplified model III - MACEC model

In the last model, the extreme loading of ice on the steel structure was analysed. According to the national code of Germany [5], for structures up to 400 m above sea level, 3 cm thickness of ice with a density of 7 kN/m^3 should be considered on the steel profiles. Therefore, a new composite material was defined with the combined elastic modulus of ice and steel. The equation used for defining the new elastic modulus was the same as the equation (6). The section of the profiles was also modified in a way that the thickness of the ice was taken into account.

Table 6. Values of frequencies of Simplified model III and Simplified model with extreme loading

Model	I mode		II mode		III mode	
	ν_x [Hz]	ν_y [Hz]	ν_x [Hz]	ν_y [Hz]	ν_x [Hz]	ν_y [Hz]
Simplified model III	0,454	0,455	0,714	0,725	2,419	2,447
Simplified model with extreme loading	0,443	0,443	0,633	0,637	2,081	2,095

Comparison: Extreme load case model - Simplified model III

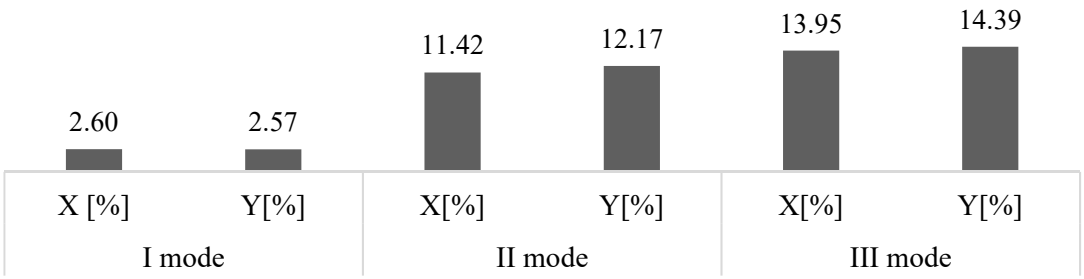


Fig. 20. Comparison: Extreme load case model - Simplified model III

4. CONCLUSIONS

From the stabilization diagrams of every setup, it was evident that the first mode was the dominant one.

In those mode shapes, where the steel structure was dominant, the difference between calculated and measured frequencies came from missing measuring points in the steel structure.

Considering geometric and material properties from original project documentation, complex numerical model with additional 20 % of mass in steel tower was a good approximation of real structure, where the difference between calculated and measured first natural frequency was less than 1 %. However, the difference between first natural frequency of simplified model, with additional 20 % of mass in steel tower, and measured first natural frequency was 12,5 %. When adjusting simplified model to complex model, an increase of 20% in stiffness (modulus of elasticity of concrete) was needed in order to reduce the difference of first natural frequency from 12,5 % to 4,3 %. Although the ratio between concrete shaft's height and average width is 11,4, it is still recommended to use shell elements instead of beam elements in order to obtain more realistic behaviour of the structure.

Considering extreme case with ice accumulating on the steel tower, structure became more flexible due to additional mass, resulting in decrease of first frequency for 2,6 %.

REFERENCES

[1] Reynders E., System identification methods for (operational) modal analysis: review and comparison. Archives of Computational Methods in Engineering, 19(1):51–124.

[2] Reynders E., Schevenels M., De Roeck, G. (2014). MACEC 3.3 a MATLAB toolbox for experimental and operational modal analysis. User's manual July 2014 report bwm-2014-06.

[3] Ribeiro D., Leite J., Pinto N., Calçada R. (2019). Continuous monitoring of the dynamic behaviour of a high-rise telecommunications tower. The Structural Design of Tall and Special Buildings, 28 (11): e1621.

[4] Ribeiro D., Leite J., de Pauli R., Alves V., Costa B., Calçada R. (2017) Calibration of the numerical model of a telecommunications tower based on genetic algorithms, Chapter 3, Genetic algorithms: Advances in research and applications, Nova Publishers, USA.

[5] DIN German Institute for Standardization, Building Standards Committee (NABau) (2011). Interpretations to DIN V 4131 "Steel antenna structures", Issue September 2008.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

NA - 6
mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

THICKNESS OF ZERO STRENGTH LAYER IN TIMBER CROSS-SECTION DURING STANDARD AND PARAMETRIC FIRES

Sabina HUČ[1], Tomaž HOZJAN[2], Robert PEČENKO[3]

ABSTRACT

The paper investigates the reduced cross-section method given by the standard EN 1995-1-2 for timber structures exposed to different fire curves. In this simple design method, fire resistance of timber elements depends on the so called zero strength layer, which accounts for thermally affected timber behind the char line. For the standard ISO fire exposure, a constant value of 7 mm is assigned. However, for the parametric fire exposure no specific values are given by the standard EN 1995-1-2, thus, the constant value of 7 mm is usually adopted. The main focus of the paper is to analyse the thickness of zero strength layer based on the advanced numerical simulations, which are performed by the recently developed advanced two-step numerical model. In the first step, a development of temperatures and charring depth is obtained, while in the second step, the mechanical response of timber beam exposed to fire is obtained. By comparison of the resistances obtained with the advanced mechanical model and the simple design method thickness of zero strength layer is determined. A simply supported solid timber beam exposed to standard ISO fire and two parametric fires is considered. It is found out that the thickness of zero strength layer varies during the duration of fire and is not constant as suggested. The prescribed constant value of 7 mm is exceeded and therefore seems to be on unfavourable side.

Keywords: *Advanced numerical modelling; Parametric fire exposure; Timber structures; Zero strength layer;*

[1] PhD, Slovenian National Building and Civil Engineering Institute, Ljubljana, Slovenia, sabina.huc@zag.si
[2] Assoc. Prof., Faculty of Civil and Geodetic Engineering, University of Ljubljana, Ljubljana, Slovenia, tomaz.hozjan@fgg.uni-lj.si
[3] Assist. Prof., Faculty of Civil and Geodetic Engineering, University of Ljubljana, Ljubljana, Slovenia, robert.pecenko@fgg.uni-lj.si

1. INTRODUCTION

All structures must be designed against accidental influences such as fire [2]. In accordance with the European standard for fire resistance of timber structures EN 1995-1-2 [3], it is necessary to ensure that timber structures have an adequate standard fire resistance, which in general depends on the category and size of the building. The fire resistance of load bearing timber elements can be determined with the use of simplified calculation procedures, advanced numerical models or by tests that are generally expensive and time consuming. Currently, in engineering practice most often simplified calculation procedures are used, which are outdated, while modern principles of performance based design with help of advanced numerical models are rarely used. These modern principles enable us also to determine the fire resistance in case of non-standard fires. Standard [3] currently gives two methods, the reduced material properties method and the reduced cross-section method to determine the standard fire resistance of timber elements. In the latter, the fire resistance of structural elements depends on effective cross-section that is residual cross-section of uncharred timber reduced additionally by so called zero strength layer. In case of standard fire exposure, the standard [3] gives fixed value of zero strength layer, $d_0 = 7$ mm, while for non-standard parametric fires no additional comments or recommendations for the zero strength layer are given. Thus, the value of 7 mm for zero strength layer is used in practice also in case of non-standard fires. The latest scientific evidence [6] suggests that proposed value of zero strength layer can be on unsafe side for standard fire exposure, and its use in the case of a parametric fire is also highly questionable, and further numerical and experimental research in this field is needed. Currently, the process of updating the Eurocode standards is ongoing in Europe, and supposedly, in future version of [3] only the effective cross-section method will remain as simplified method for determination of fire resistance of timber elements. Therefore, studies regarding the zero strength layer are required and essential for updating the future effective cross-section method. Accordingly, the purpose of the present paper is to numerically investigate the thickness of zero strength layer in case of non-standard fire.

In the present paper, firstly, a temperature, T, distribution and charring depth, d_{char}, over the timber beam cross-section is computed by an advanced coupled heat and moisture transfer model [4]. Secondly, the fire resistance of timber beam is determined in two ways. In the first case, a recently developed advanced mechanical model [5] is employed. In the second case, a simple design method based on the reduced cross-section method given in [3] is used. Several numerical analyses are carried out on a simply supported solid timber beam that is exposed to different load levels and standard ISO fire and two parametric fires.

2. CALCULATION METHODS

2.1. Coupled heat and moisture transfer model

The model for heat and moisture transfer is based on the coupled multiphase transfer of moisture (bound water and water vapour), air transfer and heat transfer over timber member. The model takes into account the following important phenomena: the sorption between bound water and water vapour, the energy released or required during sorption, the thermo-diffusion or the Soret effect and the convective heat transfer, and others. For each moving medium (bound water, water vapour and air) different transport models are applied. The bound water transfer model follows Fick's law, while the transfer of water vapour and air is described by a convective and diffusive model of transport. The convective part follows the Darcy's law whereas the Fick's law is applied for the diffusive part. The coupled problem of heat and moisture transfer is mathematically described by a system of three continuity equations, describing the conservation of each moving medium (bound water, water vapour and air) and the energy conservation equation. The continuity equations are:

bound water: $$\frac{\partial c_b}{\partial t} = -\nabla \cdot \mathbf{J}_b + \dot{c}\,, \tag{1}$$

water vapour: $$\frac{\partial \varepsilon_g \tilde{\rho}_v}{\partial t} = -\nabla \cdot \mathbf{J}_v - \dot{c}\,, \tag{2}$$

air: $$\frac{\partial \varepsilon_g \tilde{\rho}_a}{\partial t} = -\nabla \cdot \mathbf{J}_a, \tag{3}$$

energy: $$\rho c \frac{\partial T}{\partial t} = \nabla \cdot \left(k_{ij} \nabla T\right) - (\rho c v) \nabla T - \Delta H_s \dot{c}, \tag{4}$$

where t is time, c_b represents the concentration of bound water defined per unit volume of timber, while the concentrations of water vapour and air, $\tilde{\rho}_v$ and $\tilde{\rho}_a$, respectively, are defined per unit volume of gaseous mixture. These two quantities are multiplied by porosity of timber ε_g in order to operate in the same volume range. Mass fluxes of bound water, water vapour and air are denoted as $\mathbf{J}_i$ for i = b, v, a, respectively, ∇ is nabla operator and $\dot{c}$ is sorption rate, which represents coupling between bound water and water vapour. T is timber temperature, ρ is timber density, c is specific heat of timber, k_{ij} is timber thermal conductivity for different material directions, ΔH_s latent heat of sorption and $\rho c v$ is heat convection.

The system of Eqs. (1)-(4) together with the boundary conditions and constitutive relations for $\mathbf{J}_i$, i = b, v, a, is numerically solved with the finite element method where the primary unknowns are: temperature T, pore pressure P_G, concentration of water vapour $\tilde{\rho}_v$ and bound water concentration c_b. The model's formulation and constitutive laws are presented in detail in [4].

Please note that the main simplification of the model is that charring criterion is temperature dependent. The char front temperature is considered to be 300 °C, which corresponds well to the standard ISO fire curve and fire curves with similar heating regime, such is also the parametric fire curve.

2.2. Advanced mechanical model

This section introduces the advanced mechanical model to determine the behaviour of timber beam simultaneously exposed to mechanical and fire loads. The deformation of the beam is described by the Reissner's kinematically exact beam model [6] where the influence of membrane, shear and flexural deformation of the beam is considered. The calculation of stress-strain state of the beam in fire is performed by an increment-iterative method where the entire fire duration is divided in time increments $[t^{i-1}\ t^i]$.

The basic system of equations to describe the deformation of the beam is composed of kinematic, equilibrium and constitutive equations.

Kinematic equations:	Equilibrium equations:	Constitutive equations:	
$X' + u' - (1+\varepsilon)\cos\varphi - \gamma \sin\varphi = 0,$	$R_X{}' + p_X = 0,$	$N = N_c = \int_{A(x)} \sigma(D_m, T)\, dA$	(5)
$Z' + w' + (1+\varepsilon)\sin\varphi - \gamma\cos\varphi = 0,$	$R_Z{}' + p_Z = 0,$	$M = M_c = \int_{A(x)} z\sigma(D_m, T)\, dA,$	(6)
$\varphi' - \kappa = 0.$	$M_Y{}' - (1+\varepsilon)Q - \gamma N + m_Y = 0,$	$Q = Q_c = GA_s\gamma$	(7)

The kinematic equations connect strain quantities with kinematic quantities. $()'$ denotes the derivative with respect to x, while ε, γ, κ are the strain quantities, i.e., extensional strain of the reference axis, shear strain and pseudo-curvature of the reference axis, respectively. Kinematic quantities u, w, φ stand for the displacements of the centroid axis in the x and z directions and the rotation of the cross-section.

The equilibrium equations connect the equilibrium generalized internal forces with an external load, where R_X and R_Z are the components of equilibrium axial and shear force, N and Q, respectively, M_Y is the equilibrium moment, p_X, p_Z and m_Y represent the components of the conservative force and moment traction applied along the reference axis.

The constitutive equations interconnect internal forces with the strain quantities. Constitutive quantities N_c and M_c depend on the chosen material model, defined by the relationship between normal stress σ and mechanical extensional strain D_m. Bi-linear stress-strain relationship for timber in tension and compression is considered, as given in [5]. A reduction of strength and stiffness of timber at elevated temperatures is considered according to [3]. To determine constitutive shear force Q_c, simple relationship is considered, which depends on the shear modulus G and the shear section A_s.

The system of equations (5)–(7) is, together with corresponding boundary and initial conditions, solved with finite element method. A strain based finite element is used, its formulation is built on the interpolation of the strain quantities [1]. Basic equations for the finite element method are derived from the modified principle of virtual work. The system of Euler-Lagrange equations of finite element is solved with Newton increment-iterative method.

2.3. Simple design method

Bending resistance is determined with the simple design method based on the reduced cross-section method [3] where bending resistance is calculated from the effective cross-section, which is the initial cross-section reduced by the charring depth (residual cross-section) and the thickness of zero strength layer d_0. Instead of using conventional charring depths computed from charring rates given in [3], the charring depths and the corresponding residual cross-section are determined from the results of the advanced heat and moisture transfer analysis, based on the isotherm 300°C. However, due to a simplification, the residual cross-section with rounding is replaced by the rectangular residual cross-section as seen in Fig. 1. In addition, the rounding effect of charring is considered only in the height of the rectangular residual cross-section. Thus the residual rectangular cross-section width is determined as:

$$b_r = b - 2 \cdot d_{char,l} \tag{8}$$

Based on the moment of inertia $I_{y,r}$ computed from the residual cross-section with rounding, the height of the rectangular residual cross-section can be determined as:

$$h_r = \sqrt[3]{\frac{12\, I_{y,r}}{b_r}} \tag{9}$$

The bending resistance determined with the simple design method $M_{Rd,fi,S}$ is based on the assumption that only the effective cross-section contributes to the load bearing capacity. The material strength of the effective cross-section is considered equal to the strength at ambient temperature.

$$\begin{aligned} M_{Rd,fi,S} &= f_{m,k} \frac{b_{ef} h_{ef}^2}{6}, \\ b_{ef} &= b_r - 2 \cdot d_0, \\ h_{ef} &= h_r - d_0, \end{aligned} \tag{10}$$

where $f_{m,d}$ is the design bending strength at room temperature, while b_{ef} and h_{ef} represent the width and the height of the effective cross-section.

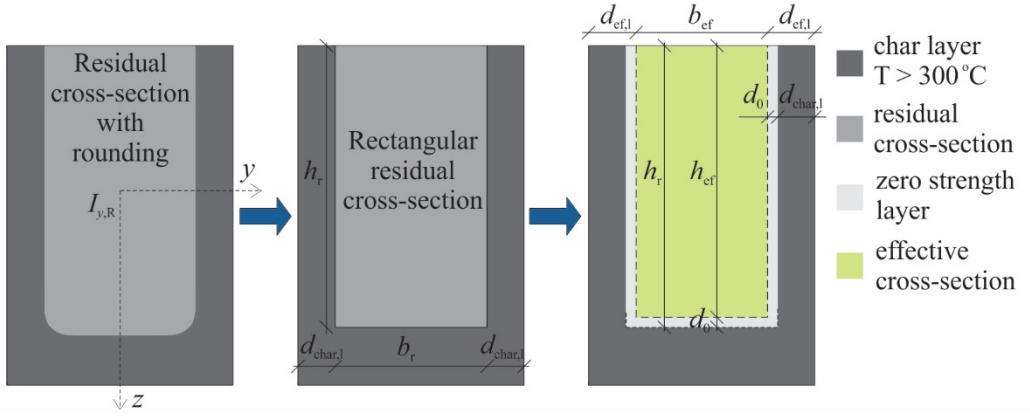


Fig. 1. Residual and effective cross-sections, zero-strength layer and the charring depths

2.4. Determination of zero strength layer

The values of zero strength layer d_0, which is the unknown in the Eq. (10), are calculated from the condition that the bending resistance determined with the simple design method is equal to the bending resistance determined with the advanced mechanical model, i.e. $M_{Rd,fi,S} = M_{Rd,fi,A}$. Since we are operating with the same bending resistances determined by the advanced mechanical model and the simple design method, we hereafter mark the bending resistance as M_{Rd}.

Note that the verification of design for the structure in case of fire requires [2]:

$$E_{d,fi} \leq R_{d,t,fi}, \tag{11}$$

where $E_{d,fi}$ is the design effect of actions for the fire situation and $R_{d,fi,t}$ is the corresponding design resistance in the fire situation. For the case of simply supported beam as analysed in the present paper and the standard fire exposure the requirement (11) means that the design bending moment M_{Ed} needs to be smaller than the bending resistance M_{Rd} for the required fire resistance period usually given in fire safety technical guidelines for buildings. Most commonly, these required times are 30, 60, 90 or 120 minutes. While in the case of natural fire, the structure must survive fire, meaning that the design bending moment M_{Ed} needs to be smaller than the minimum bending resistance M_{Rd} for the whole duration of fire.

3. CASE STUDY

A simply supported timber beam of the strength class C35 is considered where the design bending strength is $f_{m,d}$ = 35 MPa. The initial density of timber is ρ_0 = 420 kg/m^3 at ambient temperature $T_{g,0}$ = 20°C and moisture content 12%. The beam of a span L = 3.6 m and the cross-section dimensions b/h = 20/24 cm is instantly loaded with two point loads F_i and exposed to two parametric fires or the standard fire (ISO fire) from three sides as illustrated in Fig. 2.

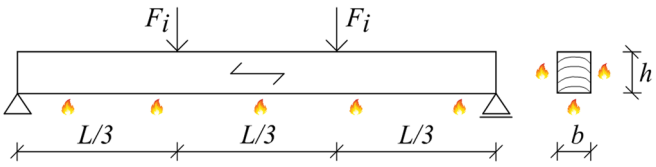


Fig. 2. Schematic of the analysed simply supported timber beam of the length L and the cross-section dimensions b/h loaded with two point loads F_i

The parametric fires and the ISO fire, i.e., gas temperature-time (T_g - t) curves, are defined in [2]**Error! Reference source not found.**. A fire compartment of dimensions 20 m × 15 m × 4 m is considered in defining parametric fires, which are described by the following parameters: the opening factor, O, the absorptivity for the total enclosure, b, the fire growth rate, t_{lim}, and the design value of the fire load density q_{fd}. In the present paper, a ventilation-controlled parametric fire (VC fire) where O = 0.04 m$^{0.5}$,

b = 1000 J/(m^2 K s$^{0.5}$) and q_{fd} = 300 MJ/m^2, and a fuel-controlled parametric fire (FC fire) where O = 0.12 m$^{0.5}$, b = 1500 J/(m^2 K s$^{0.5}$), q_{fd} = 300 MJ/m^2, and t_{lim} = 15 min are considered. Several analyses are performed for the analysed beam where the bending resistance, M_{Rd}, and the time of failure, t, are determined for the load levels $F_i = i$ 2.435 kN where i = {4.72, 4.77, 4.82, 5, 6, ..., 23} during VC fire, i = {13.6, 14, 15, ..., 23} during FC fire and i = {1, 2, 3, ..., 23} during ISO fire. Additionally, the charring depth, d_{char}, and the thickness of zero strength layer, d_0, are analysed.

For the coupled heat and moisture transfer analysis, only a half of the beam's cross-section width is considered due to the symmetry. This half of the cross-section is modelled with 2160 finite elements, with the element size of 3.3 × 3.3 mm^2. The thermal properties of timber are taken from [3]. The data for boundary conditions and initial values are as follows: initial bound water concentration $c_{b,0}$ = 81.6 kg/m^3, initial water vapour concertation $\tilde{\rho}_{v,0}$ = 9 g/m^3, ambient pressure $P_{g,0}$ = 0.1 MPa, surface emissivity ε_m = 0.8 and coefficient of heat transfer by convection α_c = 25 W/m^{2}K.

The main input data for the advanced mechanical analysis are: $f_{t,T0}$ = 2.1 kN/cm^2, $f_{c,T0}$ = 2.5 kN/cm^2, $D_{t,T0}$ = 0.0016, $D_{c,T0}$ = 0.0019, $D_{t,p}$ = 0.018, $D_{c,p}$ = 0.035, $E_{c,p,T0} = E_{t,p,T0}$ = 50 kN/cm^2. The reader is referred to [5] for the description of notations.

4. RESULTS AND DISCUSSION

Please note that empty circles in all figures present discreetly determined results for a load level F_i and the corresponding time t at which the analysed beam fails during the exposure to VC fire, FC fire and ISO fire. The lines that connect the empty circles are plotted for easier visual interpretation of the figures.

The bending resistances of the analysed timber beam over the time of fire exposure, i.e., $M_{Rd} - t$ curves are plotted together with the T_g - t curves of the considered fires, i.e., VC fire, FC fire and ISO fire in Fig. 3, Fig. 4 and Fig. 5, respectively. Fig. 3 and Fig. 4 show that the parametric fires consist of a heating phase and a cooling phase, while the standard fire consists only of a heating phase (Fig. 5). Duration of the VC fire (Fig. 3) is about 30 min and duration of the FC fire is about 100 min (Fig. 4). Duration of the ISO fire is in general not limited; however, it is plotted for the first 100 min in Fig. 5. Obviously, the maximum temperature during the ISO fire is $T_{g,max}$ = 1022°C at t = 100 min (Fig. 5), while for the VC fire $T_{g,max}$ = 887°C at t = 30.7 min and for the FC fire $T_{g,max}$ = 689°C at t = 15 min. M_{Rd} decreases with the time of fire exposure, starting from the value M_{Rd} = 67.2 kNm at t = 0 min and ending at M_{Rd} = 13.8 kNm at t = 86.2 min for the VC fire (Fig. 3) and at M_{Rd} = 39.8 kNm at t = 27.8 min for the FC fire (Fig. 4). If the design bending moment M_{Ed} is lower than 13.8 kNm and 39.8 kNm the analysed beam survives the VC fire and the FC fire, respectively. As shown in Fig. 5 for the ISO fire M_{Rd} is equal to 30.3 kNm, 14.4 kNm and 4.5 kNm at the characteristic times t = 30 min, 60 min and 90 min, respectively.

In order to compare the severity of a parametric fire to the ISO fire the equivalent time of fire exposure given in [2] can be used. The time of fire exposure is defined as the time of exposure to the standard fire that would result in the same load bearing capacity as there is the minimum load bearing capacity in a parametric fire. Thus, the equivalent time of fire exposure for the VC fire (M_{Rd} = 13.8 kNm) is 61.5 min and for the FC fire (M_{Rd} = 39.8 kNm) is 18.1 min from which it can be concluded that the FC fire is noticeably less severe than the VC fire. Similar conclusion can be drawn also from a comparison of the failure times for various loads. For instance if the beam is loaded with F = 40.32 kN, which corresponds to the design bending moment M_{Ed} = 46.75 kNm, the failure time for VC fire is 9.5 min, for FC fire 12.8 min and for ISO fire 10.3 min. And if the beam is loaded with F = 19.48 kN, which corresponds to M_{Ed} = 23.38 kNm, the beam survives the FC fire and fails for the VC and the ISO fires at 40 min and 42.7 min, respectively. This also shows that the VC fire is more and the FC fire less severe than the ISO fire.

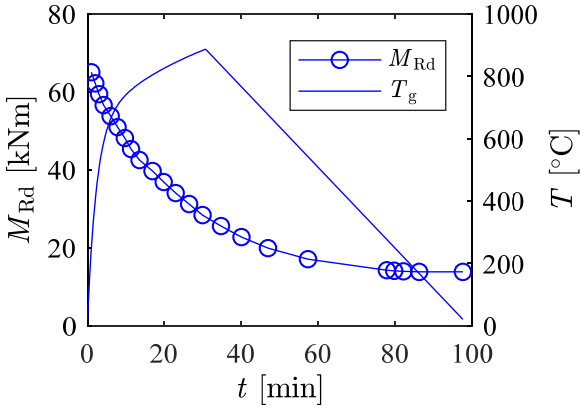


Fig. 3. The bending resistance of a timber beam, M_{Rd}, and gas temperature, T_g, over the time of VC fire exposure, t

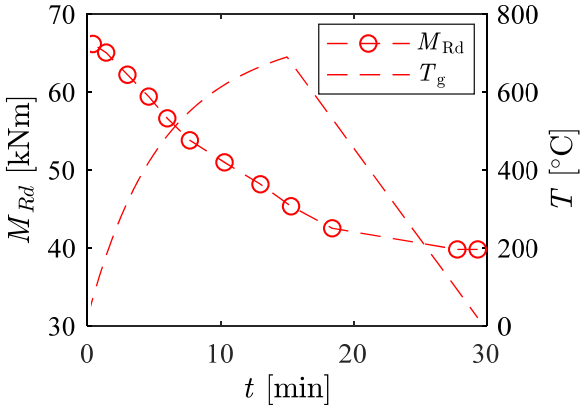


Fig. 4. The bending resistance of a timber beam, M_{Rd}, and gas temperature, T_g, over the time of FC fire exposure, t

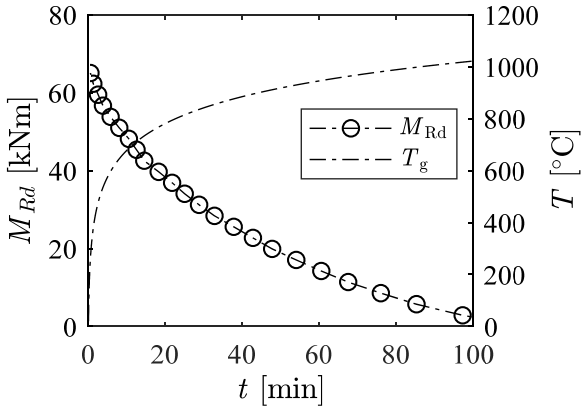


Fig. 5. The bending resistance of a timber beam, M_{Rd}, and gas temperature, T_g, over the time of ISO fire exposure, t

Fig. 6 and Fig. 7 show the charring depth along the height of the timber cross-section at $b/2$, d_{char}, in dependence on t and M_{Rd}, respectively. d_{char} almost linearly increases with time of ISO fire exposure and non-linearly increases with decreasing M_{Rd}. Similar behaviour of d_{char} can only be observed for the parametric fires until d_{char} reaches a constant value of 35.1 mm at t = 53.9 min for the VC fire and of 10.6 mm at t = 17.3 min for the FC fire, while M_{Rd} still decreases from 18.0 kNm to 13.8 kNm for the VC fire and from 43.3 kNm to 39.8 kNm for the FC fire. It can be concluded that the phenomenon of decreasing M_{Rd} after charring ends is considerable and cannot be neglected, especially at fires with longer duration and a slower cooling phase such as VC fire where M_{Rd} at the end of the fire and at the time d_{char} reaches a constant value reduces for additional 23%.

The thickness of zero strength layer, d_0, in dependence on t and M_{Rd} is shown in Fig. 8 and Fig. 9, respectively. d_0 is not constant during a fire, but it non-linearly increases with the time of fire exposure (Fig. 8) and with the decreasing levels of M_{Rd} (Fig. 9). Interestingly, d_0 significantly increases at lower levels of M_{Rd} towards the end of the parametric fires, which is not the case for the ISO fire. A reason for the significant increase in d_0 towards the end of the parametric fires lies in the fact that the thickness of zero strength layer (d_0) accounts for the stiffness and the strength reductions of thermally affected timber behind the char line. After charring of a beam's cross-section is completed, the temperatures in the uncharred part of the cross-section still increase for a certain period of time, therefore the stiffness and the strength parameters reduce and M_{Rd} determined by the advanced mechanical model decreases. Since M_{Rd} from the simple design method can only be determined until d_{char} reaches a constant value, the phenomenon of reducing M_{Rd} after charring ends (d_{char} = const.) is accounted for by d_0, which, therefore, significantly increases. On the other hand, d_0 determined for the parametric fires during charring is very

similar to d_0 determined for ISO fire. d_0 at characteristic times t = 30 min, 60 min and 90 min of exposure to ISO fire is equal to 11.8 mm, 13.7 mm and 15.9 mm, respectively, which is quite higher than the value of d_0 = 7 mm given in [3]. The highest values of d_0 are 25.1 mm and 14.7 mm for the VC fire and the FC fire, respectively, which are also much higher values that d_0 = 7 mm given in [3].

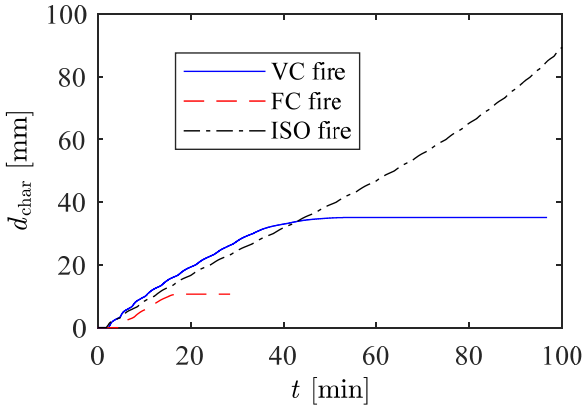


Fig. 6. A development of the charring depth along the height of the timber cross-section, d_{char}, over the time of fire exposure, t

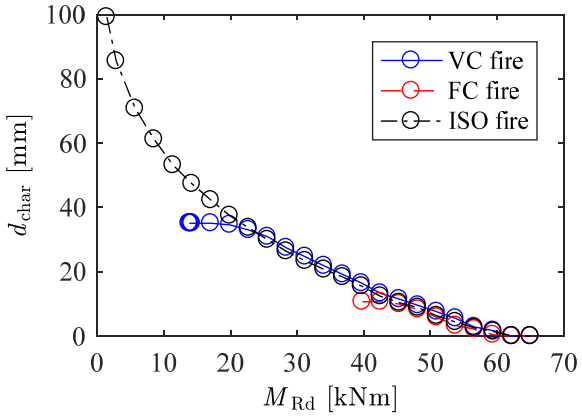


Fig. 7. A development of the charring depth along the height of the timber cross-section, d_{char}, in dependence on the bending resistance, M_{Rd}

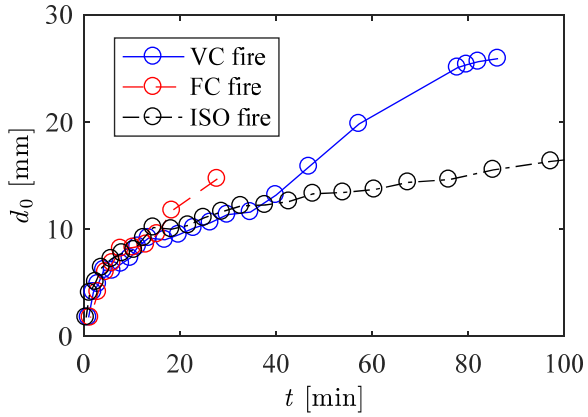


Fig. 8. The thickness of zero strength layer, d_0, over the time of fire exposure, t

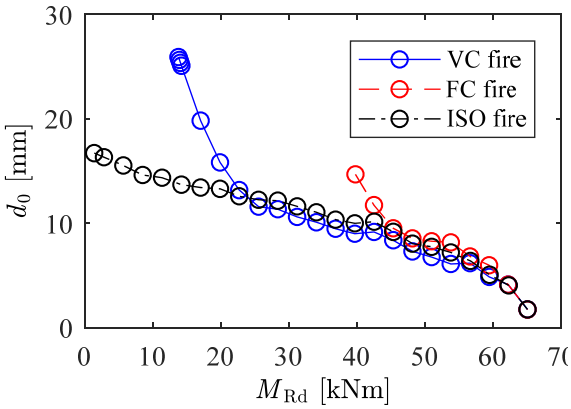


Fig. 9. The thickness of zero strength layer, d_0, over the load bearing capacity of a timber beam, M_{Rd}

To investigate a hypothetical connection between the temperature in timber and the depth for which the cross-section is reduced during a fire (d_{char} +d_0) Fig. 10.**Error! Reference source not found.** shows the temperature in timber cross-section at the width of $b/2$ and at the height of d_{char} + d_0, T, over t for the considered three fire exposures. A similar development of T over t is observed at the beginning of the considered fires (approx. t < 10 min) where T steadily increases, which is not the case at the later stages of the fires. The values of T at the end of the parametric fires are the most interesting, which are T = 125°C for the VC fire and T = 112°C for the FC fire where the lowest M_{Rd} (Fig. 3 and Fig. 4) is determined for the analysed timber beam to survive the fire. The results indicate that the reduced dimensions of the timber cross-section to survive a parametric fire exposure could potentially be determined at T ≈ 125°C; nevertheless, more analyses are needed to confirm this hypothesis.

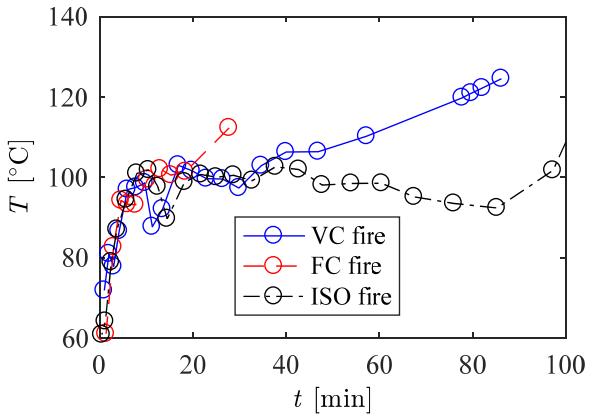


Fig. 10. The temperature in timber cross-section at the width of $b/2$ and at the height of $d_{char} + d_0$, T, over time of fire exposure, t

5. CONCLUSION

The thickness of zero strength layer, d_0, as part of the reduced cross-section method given in [3] is analysed for the simply supported timber beam loaded in bending and exposed to two parametric fires (VC and FC fires) and to the standard ISO fire. d_0 is analytically determined from equating the bending resistances M_{Rd} obtained from the advanced mechanical model and from the simple design method based on the reduced cross-section method [3] during the considered fires. The following conclusions are drawn from the obtained results:

- M_{Rd} exponentially decreases with the duration of a fire.
- The equivalent times of fire exposure used as a measure for comparing the parametric fires against the ISO fire show that the VC fire is much more severe than the FC fire.
- Comparing the failure times of the beam exposed to a particular fire at a specific value of M_{Rd} reveals that the VC fire is more severe than the ISO fire, while the FC fire is the least severe.
- Since the ISO fire has no cooling phase, d_{char} steadily increases over the time of fire exposure. A similar development of d_{char} is observed for the parametric fires only until a constant value of d_{char} is reached.
- After a constant value of d_{char} is reached M_{Rd} determined by the advanced mechanical model still decreases, since the strength and the stiffness of timber continue to decrease due to a slow decrease of temperatures in the uncharred part of the cross-section. This decrease of M_{Rd} after charring ends is accounted for in the reduced cross-section method [3] by d_0, which therefore significantly increases towards the end of the analysed parametric fires and clearly deviates from d_0 determined during the ISO fire.
- d_0 determined at the lowest value of M_{Rd} at which the timber beam survives a particular parametric fire is much higher (approx. 2- and 3.5-times) than $d_0 = 7$ mm as suggested in [3]. d_0 determined after 30 min, 60 min and 90 min of ISO fire exposure is also higher (from approx. 1.7- to 2.3-times) than the prescribed value of 7 mm in [3].
- A similar temperature of timber at the location of the maximum value of $d_{char} + d_0$ is determined for both parametric fires ($T = 125$°C and $T = 112$°C), which could indicate that the dimensions of the reduced cross-section could be simply determined on a basis of T level (approx. 120°C).

A confirmation of the latter conclusion requires further analyses of d_0 with more parametric fires included, which could also more certainly show that the prescribed value of $d_0 = 7$ mm in [3] is underestimated and potentially disables a safe design of the fire resistance of timber structures.

ACKNOWLEDGEMENTS

The work of Sabina Huč is supported by the Ministry of Education, Science and Sport of the Republic of Slovenia, and by the European Regional Development Fund, European Commission (project WOOLF, grant number 5441-2/2017/241). The work of Robert Pečenko is supported by the Slovenian Research Agency through the grant Z2-8160. The work of Tomaž Hozjan is supported by the Slovenian Research Agency through the research core funding No. P2-0260. All the financial supports are gratefully acknowledged.

REFERENCES

[1] Bratina S., Saje M., Planinc I. (2004). On materially and geometrically non-linear analysis of reinforced concrete planar frames. International Journal of Solids and Structures vol. 41 7181–7207.

[2] European Committee for Standardization - CEN (2004). Eurocode 1 — Actions on structures, Part 1-2: General actions – Actions on structures exposed to fire. Brussels, Belgium.

[3] European Committee for Standardization - CEN (2005). Eurocode 5 — Design of timber structures, Part 1-2: Structural fire design. Brussels, Belgium.

[4] Pečenko R., Svensson S., Hozjan T. (2015). Modelling heat and moisture transfer in timber exposed to fire. International Journal of Heat and Mass Transfer vol. 87, pp. 598-605.

[5] Pečenko R., Planinc I., Svensson S., Hozjan T. (2019). Implementing coupled heat and moisture transfer model in the fire analysis of timber beams. Fire Safety Journal vol. 107, pp. 170-178.

[6] Reissner E. (1972). On one-dimensional finite-strain beam theory: the plane problem, Journal of Applied Mathematics and Physics vol 23 pp. 795–804.

[7] Schmid J., Just A., Klippel M., Fragiacomo M. (2015). The Reduced Cross-Section Method for evaluation of the fire resistance of timber members: Discussion and determination of the zero-strength layer. Fire Technology vol. 51, pp. 1285-1309.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

NA - 7
mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

EVALUATION AND ANALYSIS OF CONSTRUCTION PROCESS FOR COMPLEX BUILDING CONSISTED OF SEVERAL BLOCKS

Dejan IVANOVSKI[1], Toni KITANOVSKI[2], Jordanka CHANEVA[3], Vlatko SHESHOV[4], Julijana BOJADJIEVA[5] and Kemal EDIP [6]

ABSTRACT

This paper focuses on analysis process of a multi – building complex, in terms of technical aspects and its impact on sub-foundation ground and stability of the construction pit. The multi – building complex is consisted of 16 blocks with a single communication space between them. All of the blocks have 3 underground levels and a temporary support system, with depth going up to 10.9 meters. Because of the complexity of the structure there are many different types of cross-section. For the analysis it was concluded that the widest cross – section of the construction pit will be investigated. The selected cross-section is consisted of 3 blocks placed on next to other, with width of 142 meters and height of 8.6 meters on the left side and 10.9 meters on the right side. The designed support system for both sides in this cross section represents a continuous pile wall with varying total length, depending on the height of the pit with a 65cm diameter of the piles and 3 rows of anchors with different lengths. Several scenarios are analysed by means of the timeline in the construction of the blocks, each divided into 7 phases with particular attention given to the phases when the loading from the structures is applied. The development of the displacement in the soil medium and in the construction pit are presented for characteristic phases of the construction. Also a comparison of the forces in anchors is made regarding the different scenarios in terms of the timeline of building the blocks. Modelling and analysis are simulated using the licensed software Plaxis 2D in which during the analysis several parameters are altered in order to investigate whether simultaneous construction of the three blocks is justified from a technical point of view.

Keywords: *Construction; Pit; Settlement; Displacement; Support system;*

[1] MSc candidate, Civ.Eng. UKIM-IZIIS, T. Aleksandrov, no. 165, Skopje, Republic of N. Macedonia, ivanovski@iziis.ukim.edu.mk
[2] MSc, Civ.Eng. UKIM-IZIIS, T. Aleksandrov, no. 165, Skopje, Republic of N. Macedonia, tonik@iziis.ukim.edu.mk
[3] MSc, Civ.Eng. UKIM-IZIIS, T. Aleksandrov, no. 165, Skopje, Republic of N. Macedonia, dance@iziis.ukim.edu.mk
[4] Prof. PhD ,Civ.Eng, UKIM-IZIIS, T. Aleksandrov, no.165, Skopje, Republic of N. Macedonia, vlatko@iziis.ukim.edu.mk
[5] Assist. Prof. PhD ,Civ.Eng, UKIM-IZIIS, T. Aleksandrov, no.165, Skopje, Republic of N. Macedonia,jule@iziis.ukim.edu.mk
[6] Assoc.Prof. PhD ,Civ.Eng, UKIM-IZIIS, T. Aleksandrov, no.165, Skopje, Republic of N. Macedonia, kemal@iziis.ukim.edu.mk

1. INTRODUCTION

The design of construction pit has been a challenge in the civil engineering practice. As given in the work of Krajewski [1] the support of construction pits is usually designed by limiting the deformations and using elastic/plastic models which are generally unsuitable. In the work of Bilgin [2] the construction procedures are considered in numerical analysis which result in significantly higher bending moments and wall deformations. As given in the work of Potts [3] conventional design methods use the limit equilibrium approach to simulate the behavior of construction pit. The adequate stability is ensured by introducing a factor of safety. Although there have been many studies on behavior of pile walls for excavation pit, unfortunately there is lack of studies dealing with differential settlements inside the construction pit.

In this paper the analysed construction pit belong to a multi - building complex which is consisted of 16 blocks for different purpose, like resident buildings, shopping mall, offices, etc. All of them have 3 levels underground with foundation level of -12.0m from the ground floor. The architectural project is prepared as a single communicating space between the blocks. The electrical and mechanical components are working as a single system as well. The location where this object is located is surrounded with other buildings and streets, so for that purpose a vertical excavation is needed and temporary support system for the construction pit is built. This paper is focused on the technical aspects of the construction process and its impact on sub-foundation ground and stability of the construction pit.

For this purpose, the widest cross – section of the construction pit is chosen. This cross section is has 3 blocks which are planned to be built either simultaneously of separetely. Two scenarios are analysed, i.e. combinations of the timeline of constructing the blocks. The analysis are done in Plaxis 2D [4] software program, and several parameters are observed in order to conclude whether simultaneous construction of the three blocks is better than separate construction of each block, from a technical point of view. For modelling the soil different reports have been used [5-9].

2. DESCRIPTION OF THE ANALYSED MODEL AND SCENARIOS

The finite element method is employed to perform analysis with assumption of plane strain. The analysed cross – section is the widest section of the construction pit, with width of 142 m, and height of 8.6 meters on the left side and 10.9 meters on the right side. The left side is lower because there is an existing cantilever wall near the adjacent street and the construction pit was designed almost from the bottom of it, due to economic reasons. The support system (protection of the construction pit) for both sides in this cross section is designed as continuous pile wall with varying total length, depending on the height of the pit with a 65cm diameter of the piles and 3 rows of anchors with different lengths (Fig. 1).

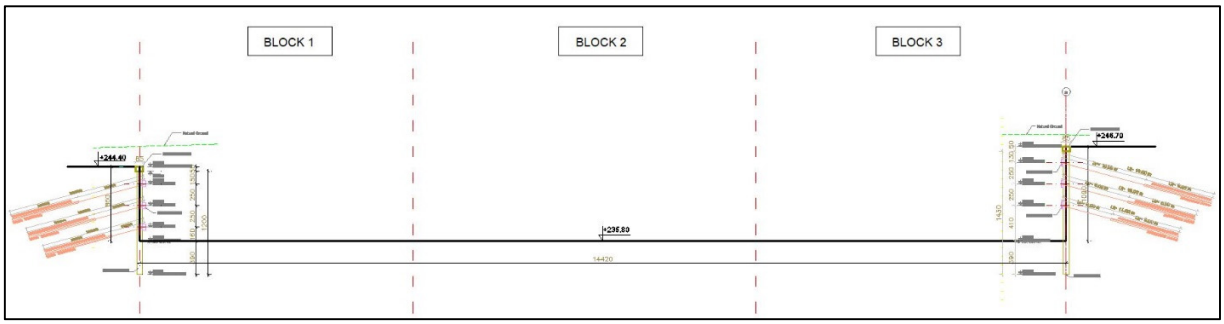


Fig. 1. The analyzed cross section of the construction pit

The loads from structures are calculated as an average stress on the ground from self-weight load case. The presumed loads per floor are taken as 12 kN/m2 and 25 kN/m2 for the foundation slab. Calculated this way, the obtained average loads per m2 are 85 kN/m2 for block 1, 103 kN/m2 for block 2 and block 3. It is important to be noted that these are loads only during the construction process, since the analysed scenarios are focused only during the construction timeline (no live loads, additional loads etc). The surcharge loads

taken in the model with a value of 15 kN/m2 take into account the traffic loads from the adjacent streets on both sides. The material characteristics of the soil layers are taken from a geomechanical report (Table 1).

Table 1. Geomechanical characteristics of soil

Identification		Clay (CL/SC)	Sand (SFs)	Gravel (GP)	Fill
Identification number		1	2	3	4
Drainage type		Drained	Drained	Drained	Drained
Colour					
Comments					
γ_{unsat}	kN/m³	19,50	20,00	21,00	18,00
γ_{sat}	kN/m³	21,00	22,00	23,00	18,00
Dilatancy cut-off		No	No	No	No
Rayleigh α		0,000	0,000	0,000	0,000
Rayleigh β		0,000	0,000	0,000	0,000
E_{50}^{ref}	kN/m²	40,00E3	50,00E3	60,00E3	20,00E3
E_{oed}^{ref}	kN/m²	40,00E3	50,00E3	60,00E3	20,00E3
E_{ur}^{ref}	kN/m²	120,0E3	150,0E3	180,0E3	60,00E3
power (m)		0,5000	0,5000	0,5000	0,5000
Use alternatives		No	No	No	No
C_c		8,625E-3	6,900E-3	5,750E-3	0,01725

There are analysed 2 different scenarios in terms of the timeline of building the blocks:

- Scenario 1: Block 1 and block 2 are constructed simultaneously, while block 3 is left to be built later.
- Scenario 2: All of the blocks are constructed in the same time (simultaneous building).

Each scenario is analysed in 7 phases:

0. Zero (initial phase): The soil profile is modeled, the excavation has not started.
1. First phase: First layer of soil is excavated and first row of anchors is activated - the highest one on the right side is activated.
2. Second phase: Second layer of soil is excavated and the first row of anchors on the left side and the second row of anchors on the right side are activated.
3. Third phase: Third layer is excavated and the second row of anchors on the left side and third row of anchors on the right side are activated.
4. Fourth phase: The excavation is completed to the foundation level, and the third row of anchors on both sides are activated.
5. Fifth phase: It is assumed that the buildings will be built in phases, so half of the total loads of the buildings are activated.
6. Sixth phase: It is assumed that half of the total loads of the buildings are activated and support (fixed displacement) to the side boundaries is simulated.
7. Seventh phase: The buildings are completely built and the other half of the loads are activated.

Particular attention is given to phases 4, 5 and 7 since these phases are controlling the development of vertical displacements (settlements) of the buildings and the horizontal displacements of the support system (protection pile wall).

3. ANALYSIS OF SETTLEMENTS.

3.1. Scenario 1 - block 1 and block 2 are constructed simultaneously.

The model of this scenario and the obtained results from the numerical simulations are presented below.

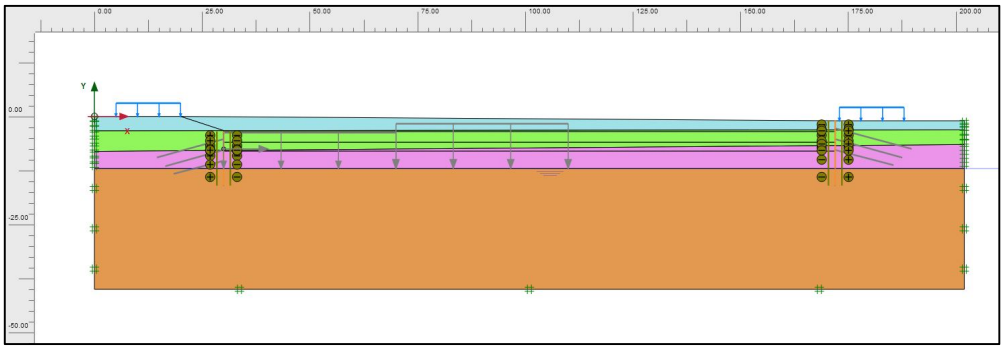


Fig. 2. Model presentation of scenario 1

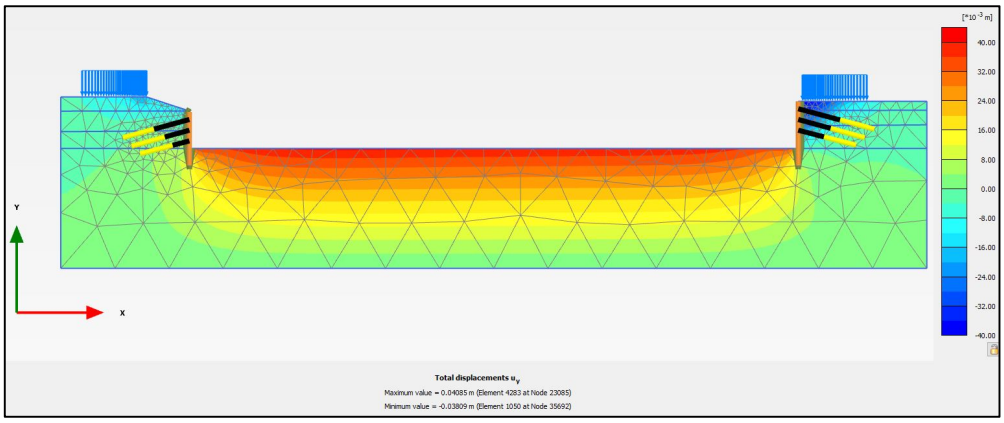


Fig. 3. Total displacement in y-direction – phase 4, s_{max}=+4.09 cm

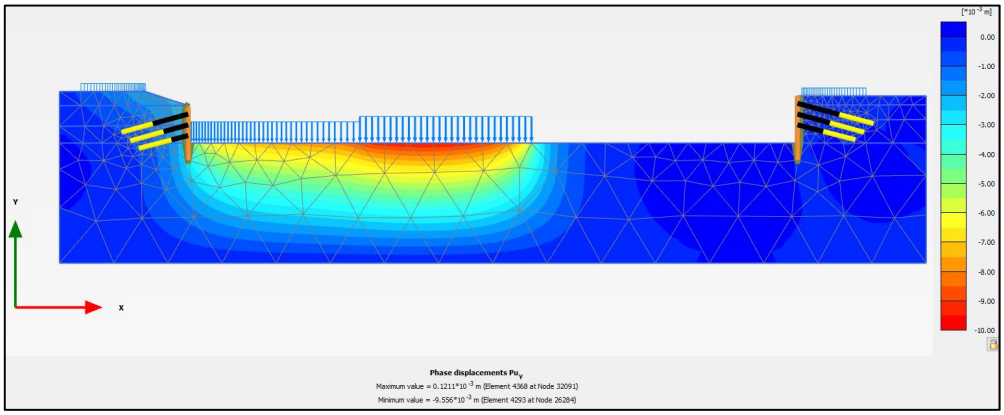


Fig. 4. Phase displacement in y-direction – phase 4, s_{min}=-9.55 mm

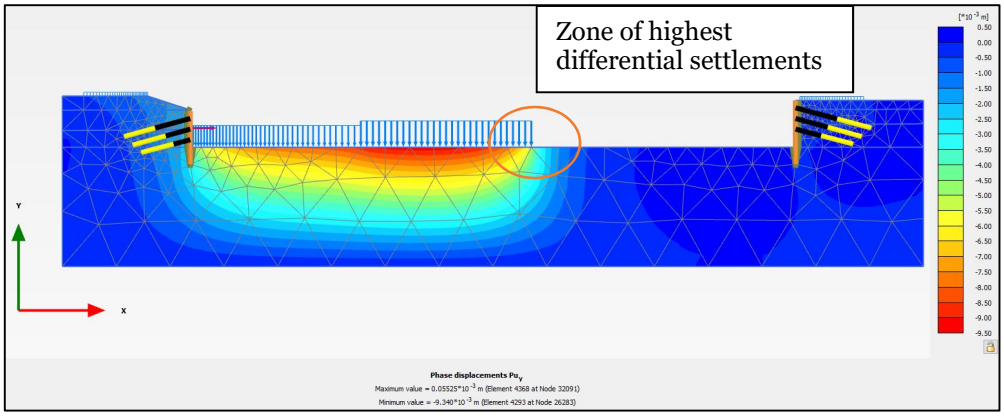


Fig. 5. Phase displacement in y-direction – phase 7, s_{min}=-9.34mm

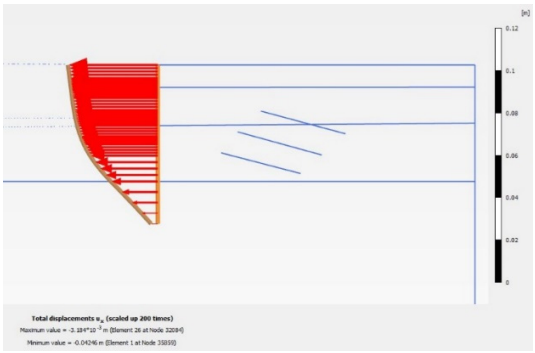


Fig. 6. Total displacement in x-direction, phase 4, ux=4.25cm in the pile structure

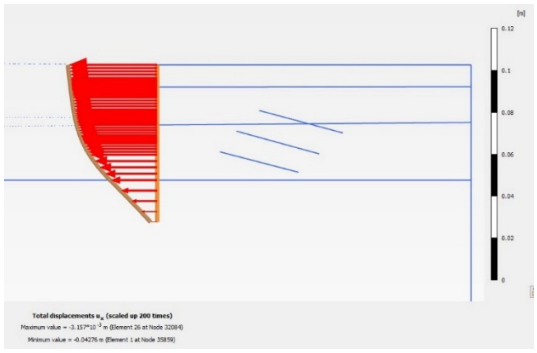


Fig. 7. Total displacement in x-direction, phase 7, ux=4.28cm in the pile structure

As can be seen from the figures above, in this scenario it is presumed that blocks 1 and 2 are constructed in the same time, while block 3 is left to be constructed after the first two blocks are completely built. It can be seen that in phase 4 i.e. when the excavation is completed without any buildings, there is uplift of the ground of 4.09 cm, and it is the same in all scenarios. The maximum obtained settlement in phase 7 is 18.90 mm (as a sum from phase displacement in phase 4 and phase 7).

At this loading scenario, fixed displacement of the support system is placed only on the left side, because on the right side there is no structure, which is one of the reasons why this case is unfavourable. The support system on the right side could stay unsecured for a long time, which is a problem because the lifetime of the temporary support systems are approximately 18-36 months. This is a problem especially in case of severe weather conditions, like heavy rainfalls which can lower the strength parameters of the soil.

2.3. Scenario 2 – simultaneous construction of the blocks

The model of this scenario deals with the structures built simultaneously. The obtained results from the numerical simulations are presented below.

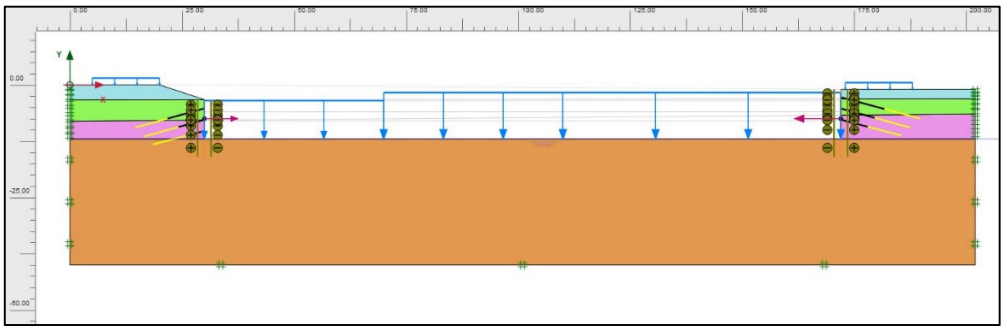


Fig. 12. Model presentation of scenario 3

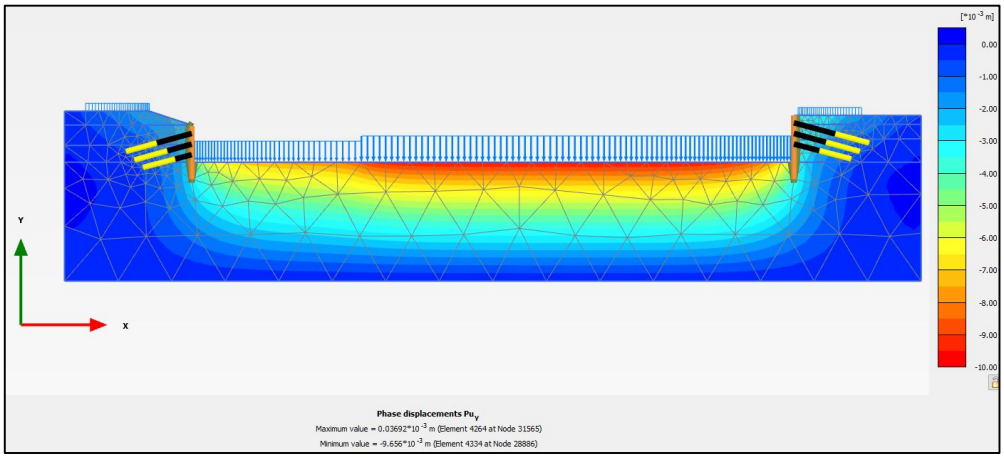


Fig. 15. Phase displacement in y-direction – phase 5, s_{min}=-9.65 mm

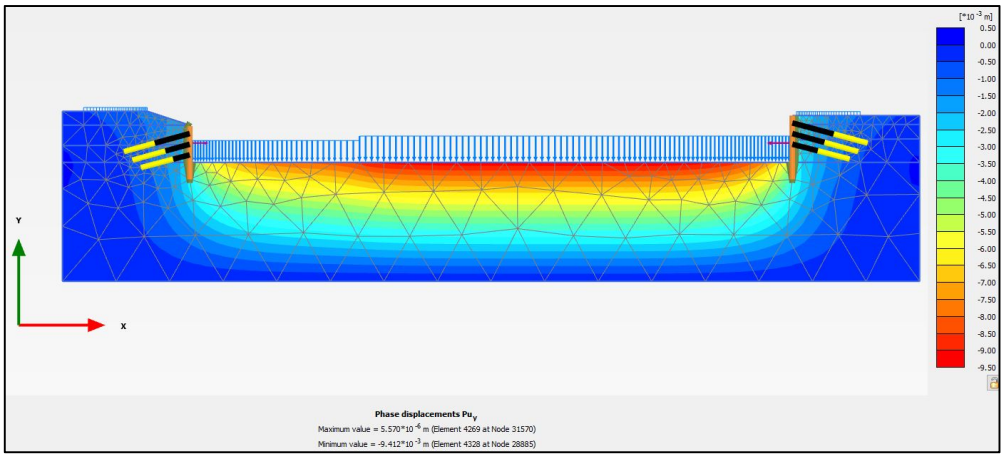


Fig. 16. Phase displacement in y-direction – phase 7, s_{min}=-9.42 mm

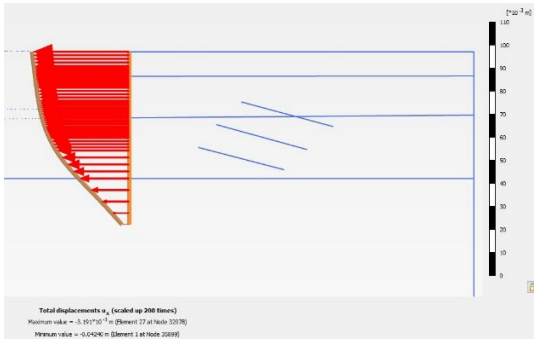


Fig. 21. Total displacement in x-direction, phase 5, ux=4.24cm in the pile structure

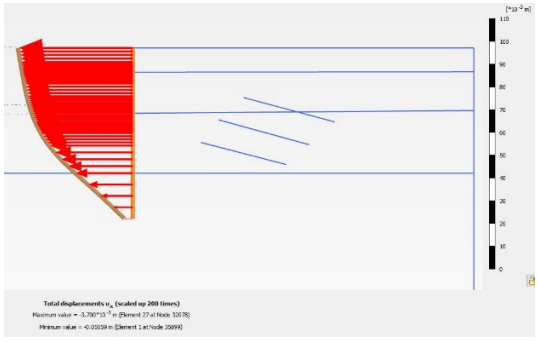


Fig. 22. Total displacement in x-direction, phase 7, ux=5.06cm in the pile structure

The maximum settlement in this scenario is is 16.69mm, but it is almost equal in the whole cross-section, so the differential settlement has negligible value, which is one of the reasons this scenario is more favourable.

Furthermore, the construction of blocks 1 and 3 is simultaneous, the construction pit which is treated as temporary system will be left 'open' for shorter period of time and the constructed buildings will serve as horizontal support for the continuous pile wall (protection system). This contributes toward overall stability of protection of construction pit.

4. COMPARISON OF THE FORCES IN ANCHORS.

In order to compare the results of the forces in anchors next in Table 2 the obtained forces in different levels of anchors are presented.

Table 2 Forces in different levels of anchors

Row of anchors	Forces in anchors [kN]		
	Phase 5	Phase 7 - unsuported	Phase 7 - with adjacent building
I	193.3	193.9	211.7
II	220.6	221.5	243.6
III	242.3	243.5	268.8

From the obtained results i.e. forces in anchors in different phases and different scenarios, it can be concluded that when there is adjacent building, the forces in the anchors are generally bigger than when the construction pit is empty. When there is pressure on the ground next to the support system, it contributes to increase the settlements (vertical deformations) but also the horizontal displacements in the protection pile wall are increased, as can also be seen from the previous shown figures for the obtained horizontal displacements.

Even though the forces in the anchors are larger when there is adjacent building, at the moment when the building reach the ground level, there is no more need of the support system, because in case of any incidental, excessive horizontal displacements, the pile wall system will just lean to the already built building. It has big horizontal stiffness, so the anchors are not anymore in function and the forces in them will relax, hence there is no risk of any failure of them and overall of whole support system.

4. CONCLUSIONS.

The problem has been simplified to give a meaningful study of the soil behavior. The soil conditions have been shown as important factors influencing the overall stability. Earth pressures, settlements, wall bending moments have been analysed using the finite element method.

Based on the results from the numerical simulations presented in previous chapters, the following conclusions can be drawn:

- The construction of all buildings (block 1, 2 and 3) simultaneously for all scenarios is the most favorable case because the deferential settlements (as one of the key parameters) are with a neglectable value, so there is no significant unfavorable effect on performance of buildings. Most of the soil deformation will be uniform.
- The construction pit is constructed as continuous pile wall system supported by anchors. From technical point of view this protection wall system is designed as temporary one, to provide the safe construction activities until the buildings reach the ground level. One of the main goals is that the construction process should be continuous since any disruption will leave the construction pit open and exposed to weather conditions for long time, which can be severe and lead to additional problems like increasing the ground water table and lowering the soil strength parameters.
- Construction of buildings have also another positive impact on stability of protection pile wall system because it will provide additional horizontal support once they reach the ground level. So any incidental, excessive deformations of the temporary pile wall system which has a lifetime of 18-36 months, can be carried by horizontal stiffness of the already constructed building and prevent any further instabilities.
- Having the above given results and conclusions, it can be recommended that the construction setup preferable be performed simultaneously since it contributes the most to the uniformity of ground deformations and also to the overall stability of the protection wall system of the construction pit.

REFERENCES

[1] Krajewski, W., L. Edelmann, and R. Plamitzer, Ability and limits of numerical methods for the design of deep construction pits. Computers and Geotechnics, 2001. 28(6): p. 425-444.

[2] Bilgin, Ö., Numerical studies of anchored sheet pile wall behavior constructed in cut and fill conditions. Computers and Geotechnics, 2010. 37(3): p. 399-407.

[3] Potts, D.M. and A.B. Fourie, The behaviour of a propped retaining wall: results of a numerical experiment. Géotechnique, 1984. 34(3): p. 383-404.

[4] Brinkgreve, R. B. J., et al. "PLAXIS 2D 2019. Plaxis bv (2019).

[5] Geomechanical investigations Report GM_138_12/13, “Report for the geotechnical investigations for the Mixed Used Complex Skopje phase II”, GEING, Skopje, July 2014.

[6] Geomechanical investigations Report GM_092_08/13, “Report for the geotechnical investigations for the Mixed Used Complex Skopje phase I”, GEING, Skopje July 2013.

[7] Excavation support system geotechnical report for the Skopje Mixed Use Center Project, PRT-DST-GEN-001, Prota Engineering, October 2017

[8] Main design project of the Skopje mixed used center Skopje, 2017.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

NA - 8
mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

FINITE ELEMENT MODELLING OF THE ROAD BURIED ARCH BRIDGE "TRI VODICI" IN BULGARIA

Konstantin KAZAKOV[1], Lena MIHOVA[2], Doncho PARTOV [3]

ABSTRACT

Alternative finite element (FE) models for the structure of a buried arch bridge and its interaction with the soil ground and the backfill material are created using Plaxis 2D (plane strain) software for geotechnical analysis.

The numerical modelling is developed on the basis of two nonlinear constitutive laws for soil materials – linear elastic-perfectly plastic Mohr-Coulomb's model and advanced elastic-plastic Hardening-Soil model. They both are adapted in Plaxis software. The Hardening-Soil model is up-to-date scientific achievement which interprets the mechanical behaviour of the soil materials with high accuracy using 15 material parameters. Also, two types of finite elements are used for modelling of the bridge structure: beam and plate elements. The soil-structure contacts are modelled by interface elements of thickness closed to zero.

Mechanical behavior of the bridge and the ground is studied by analyses of sequence of static states in construction phase and in service phase of the bridge. Traffic loads of a road situated above the bridge are approximated according to model LM1 (Eurocode 1). In addition, analyses of the soil bearing capacity for all construction and service states are performed using the shear strength reduction technique developed in Plaxis software. A characteristic feature of the ground failure mechanism is two-side mode in the state before the backfilling and one-side mode in the states after the backfilling.

Comparative analysis of the FE models shows that the numerical solutions based on the old classical concepts of the soil mechanics obtain considerably conservative results.

Keywords: *Arch structure; Soil-structure interaction; Finite element; Constitutive model; Road traffic loading;*

[1] Prof. DSc, University of Structural Engineering and Architecture, Sofia, Bulgaria, kazakov@vsu.bg
[2] Prof. PhD, University of Architecture, Civil Engineering and Geodesy, Sofia, Bulgaria, l_mihova@yahoo.com
[3] Prof. PhD, University of Structural Engineering and Architecture, Sofia, Bulgaria, partov@vsu.bg

1. INTRODUCTION

The buried arch bridge "Tri Vodici" is built in a railway-road junction situated between the villages Tri Voditsi and Novo Selo in Bulgaria. The bridge is constructed from prefabricated elements made of concrete C50/60. The bridge has a width of 15.29 m and it is composed of 8 arches consist of 24 precast reinforced C50/60 concrete elements including strip foundations, external retaining walls of thickness 0.60-0.35 m and a vault plate of thickness 0.35 m (Fig. 1).

The transport junction is maintained after the accomplishment of the backfilling outside of the bridge and the rehabilitation of the transport ways – the railway under the bridge and the road above the bridge (Figure1c). The backfill material is mixture of compacted crushed gravel and sand and has the following basic parameters: unit weight $\gamma = 18$ kN/m^3; Young's modulus $E = 50000$ kPa; Poisson's ratio $\upsilon = 0.3$; Mohr-Coulomb's strength parameters – friction angle $\varphi = 38^o$ and cohesion $c = 5$ kPa; dilatancy angle $\psi = 8^o$. The soil ground consists of clayey sand layer of thickness of 10 m. The material parameters of the clayey sand are the following [1]: unsatureted unit weight (unit weight above the water level) $\gamma_{unsat} = 18$ kN/m^3, satureted unit weight (unit weight below the water level) $\gamma_{sat} = 20$ kN/m^3, $E = 20000$ kPa , $\upsilon = 0.3$, $\varphi = 29^o$, $c = 10$ kPa, $\psi = 0^o$. The ground water level is horizontal and is specified at 4 m below the ground surface.

The footing of the bridge is realized by two strip foundations with width of 4 m and average thickness of 0.60 m. The prefabricated strips are a half of the foundations – that part which is located inside of the arch structure. The second part of the strip foundation ("in situ" done outside of the arch bridge structure) is made of concrete C35/45.

Alternative finite element (FE) models of the bridge structure are developed by using Plaxis 2D (plane strain) software for geotechnical analysis considering the soil-structure interaction in construction and service phases of the structure.

A previous analysis of the bridge structure [2] is carried out using Autodesk Robot software. In that analysis the adjoining to the structure soil is modelled using Winkler springs. The stiffness of the springs is determined using subgrade reaction moduli. The calculation of the subgrade reaction moduli is done according to the Menard theory [3].



(a) (b) (c)

Fig. 1. The bridge in construction phase (a,b) and in service phase (c)

2. FINITE ELEMENT MODELLING

Plane strain conditions are assumed that means that all used finite elements have dimension perpendicular to the plane equal to 1. Two types of finite elements are used for modelling of the bridge structure: 1D beam elements and 2D plate elements. The soil body is discretized by plate elements.

Mechanical behaviour of the bridge and the soil ground is studied as a result of the processes of backfilling and traffic loading. Different solutions are carried out taking into account the soil-structure interaction and specific conditions "in situ" and in construction and service phases of the structure.

2.1. Finite element discretization

The soil body discretization is done by using triangular 15-node finite elements with two node parameters: displacements *U*x and *U*y in *xy* plane (Fig. 2 a, b).

Two approximations are applied for finite element discretization of the bridge structure. Five-node linear beam elements with width of 1 formulated in bending moments, axial and shear forces are used as a first approximation (Fig. 2c). This approach is very convenient because the output data include forces which allow to design easily the structure according to codes. The second approximation consists in modelling of the bridge structure by 2D plane strain concrete elements.

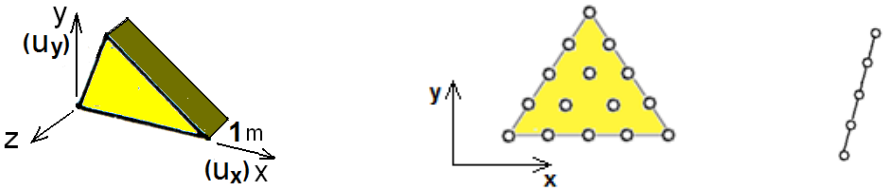


Fig. 2. 15-node plane strain finite element (a, b) and 5-node beam element (c)

The soil-structure interaction is modelled by interface elements (Fig. 3). They have thickness closed to zero and it is necessary to specify their normal and shear stiffness. The role of the interfaces is to reduce the friction in soil-structure contact compared to the friction in the soil. In Plaxis software the parameter which relates the strength of the soil to the strength in the interfaces is R_{inter} and the following equations are valid: $\text{tg}\,\varphi_{interface} = R_{inter} \cdot \text{tg}\,\varphi_{soil}$ and $c_{interface} = R_{inter} \cdot c_{soil}$.

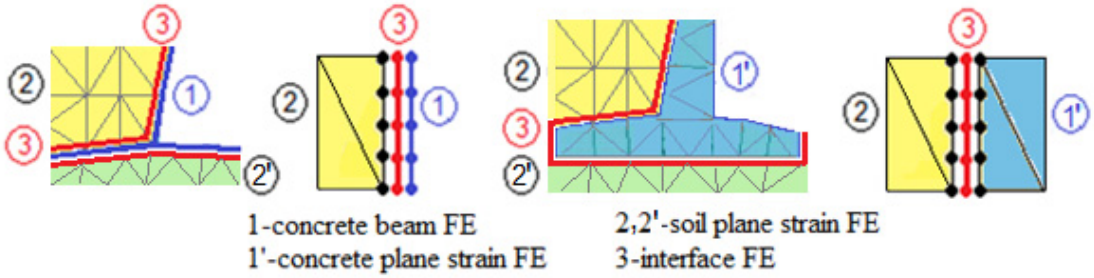


Fig. 3. Two approaches for FE modelling the soil-structure

Some alternative approximations of soil-structure interaction are suggested in references [4], [5].

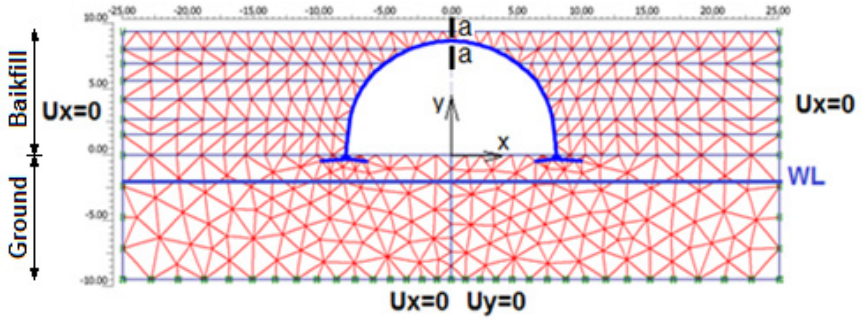


Fig. 4. FE mesh of the plane strain model with boundary conditions (U_x, U_y) and hydraulic conditions (WL)

2.2. Constitutive laws for concrete and soil

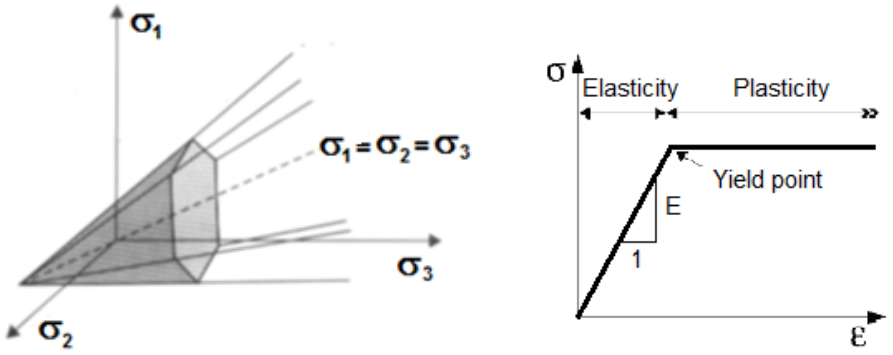
Constitutive law is mathematical description of stress-strain behaviour of the materials in response to the applied loads.

Hooke's law of linear, isotropic elasticity is used for modelling the concrete bridge structural elements. Input material parameters involved in equations of stress-strain relationship are only two – Young's modulus, E, and Poisson's ratio, υ.

For the soil materials here are used two alternative constitutive models: the linear elastic-perfectly plastic Mohr-Coulomb's model and the advanced elastic-plastic Hardening-Soil model.

- **Mohr-Coulomb's soil model (MC)**

According to MC model, the stresses are proportional to the strains until the yield point is reached. The stress state corresponding to the yield point is defined by Mohr-Coulomb's yield function, F. The latter is represented as a hexagonal cone and it is shown in Fig. 5a. The plastic strain increments are determined using the flow rule defined with a prescribed function of the effective stresses, known as plastic potential, Q. The flow rule is termed *associated flow rule* when the plastic potential is equal to the yield function, i.e. $F = Q$. This is the classical form of plasticity, introduced by Von Mises (1928), which postulates that the direction of the vector of the plastic strain increment is perpendicular to the yield surface.



(a) (b)

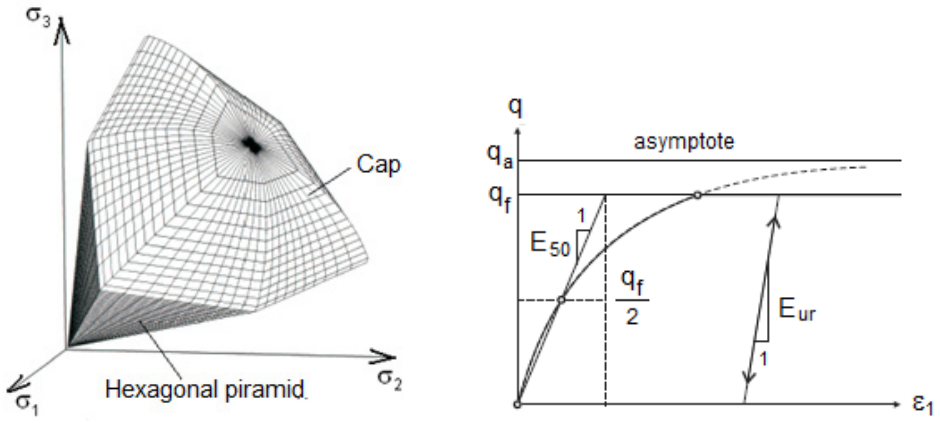
Fig. 5. Mohr-Coulomb's model: (a) Yield surface in principal stress space; (b) Stress-strain curve and definition of E-modulus

The flow rule is connected to the volume increase caused by the shearing during the plastic flow, so called dilatancy. However, the theory of associated plasticity with the Mohr-Coulomb's yield criterion predicts a dilatancy rate of the soil materials far greater than the one observed in real soil. For remediation of this inaccuracy of the model, the function of the plastic potential is chosen with the same form as the yield function, but the internal friction angle, φ, is replaced by the dilatancy angle, ψ. The dilatancy angle controls the volume change of the material undergoing plastic deformation. The dilatancy angle of the soil actually varies during the plastic deformation and it has values less than the value of the internal friction angle. The plastic volumetric strain increment is proportional to $\sin\psi$ and, consequently, is smaller than the ones predicted by the associative model. The flow rule corresponding to the case of $Q \neq F$ is known as a *nonassociated flow rule*. The plastic deformation behaviour of real soil obeys the nonassociated flow rule. A constant rate of dilation and, respectively, a constant dilatancy angle of the soil, are often assumed in practice. In absence of laboratory or field data, the dilatancy angle, ψ, value can be selected in the range $0 \leq \psi \leq \varphi/3$ [6].The MC model involves five input material parameters: E and υ for the soil elasticity, φ and c for the soil plasticity and ψ – the angle of dilatancy.

- **Hardening Soil model (HS)**

The HS model is an advanced constitutive conception simulating the behaviour of different types of soil [7]. The description of the model presented here is according to [8]. As for the Mohr-Coulomb's model, limiting states of stress are described by means of friction angle, φ, the cohesion, c, and the dilatancy angle, ψ. However, soil stiffness is defined much more accurately by involving three different input stiffnesses: the triaxial loading stiffness, $E_{50,}$ the triaxial unloading stiffness, $E_{ur,}$ and the oedometer loading stiffness, E_{oed} (Fig. 6b).

The HS model also takes into account stress-dependency of the stiffness that means that all stiffnesses increase with pressure, i.e. the soil is hardening. The yield surface is not fixed in principal stress space, but it can expand due to plastic straining. The yield surface of the HS model in principal stress space is represented in Fig. 6a. Two types of hardening are possible: shear hardening and compression hardening. The shear hardening is used to model irreversible plastic strains due to primary deviatoric loading. Compression hardening is used to model irreversible plastic strains due to primary compression in oedometer loading and in isotropic loading. Hyperbolic Duncan-Chang's relationship is assumed between the axial strain and the deviatoric stress for the standard drained triaxial test [9] (Fig. 6b).



(a) (b)

Fig. 6. Hardening Soil model: (a) Yield surface in principal stress space;
(b) Stress-strain curve for triaxial standard drained test and definition of *E*-moduli

The basic characteristics of the HS model can be generalized as follows:

1) Stress dependent stiffness;
2) Hyperbolical stress-strain relation in primary loading for triaxial standard drained test;
3) Plastic straining due to primary deviatoric loading;
4) Plastic straining due to primary compression;
5) Elastic unloading/reloading;
6) Failure according to the Mohr-Coulomb's failure criterion.

The HS model has 15 input parameters including already mentioned basic parameters. The additional parameters of the HS model for material of the bridge soil body are shown in Table 1.

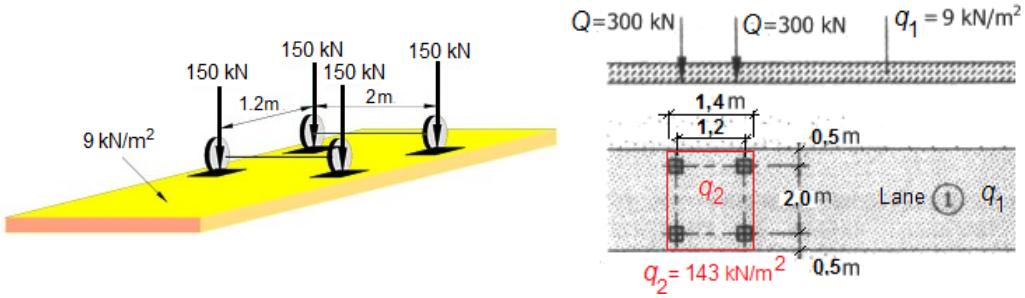
Table 1. HS model parameters of the backfill material and clayey sand ground

Parameter	Symbol	Dimension	Backfill	Clayey sand
Reference stress for stiffnesses	p_{ref}	kN/m^2	100	100
Tangent stiffness for primary oedometer loading	$E_{oed,ref}$	kN/m^2	50 000	20 000
Secant stiffness in standard drained triaxial test	$E_{50,ref}$	kN/m^2	50 000	20 000
Unloading/reloading stiffness	$E_{ur,ref}$	kN/m^2	150 000	60 000
Poisson's ratio for unloading/reloading	ν_{ur}	-	0,2	0,2
Power for stress-level dependency of stiffness	m	-	0,5	0,6
Coefficient of lateral earth pressure	K_0	-	0,384	0,515
Failure ratio	R_f	-	0,9	0,9

2.3. Approximation of the road traffic loading

The bridge structure is undergone live traffic loads from the road which is built on the backfill above the bridge. The thickness of the backfill at the top of the bridge is only 0,50 m.

The traffic loads is simulated by the model LM1 according to Eurocode 1[10] and its Bulgarian Annex. According to this model the carrigeway is divided into notional lanes. The loading of each lane is composed of concentrated loads (*Tandem System* TS) and uniformly distributed load (*System* UDL). The most unfavorable loading is located on the lane number 1 represented in Fig. 7. For the study here the concentrated loads are approximated as a distributed load q_2 and the total distributed traffic load (q_1 + q_2) is applied pseudostatic. Different states of the total traffic load are analysed (Fig. 12).



(a) (b)

Fig. 7. Model LM1 for road traffic loading: (a) TS and UDL systems;
(b) Approximation of the TS system as a distributed load q_2

3. RESULTS OF FINITE ELEMENT ANALYSES

3.1. "In situ" stress analysis

"In situ" stress analysis defines the initial stress state of the ground while the initial displacements of the ground are equal to zero. The initial stress state of the ground involves values of normal vertical and horizontal stresses due to self-weight and values of water pressure.

In the present case the ground surface is horizontal. The initial vertical effective stresses are determined by the expression $\sigma_{y,0}' = \gamma.h$, where γ is the soil unit weight, h is depth below the ground surface. The initial horizontal effective stresses are determined by the expression $\sigma_{x,0}' = K_0 \, . \, \sigma_{y,0}'$, where K_0 is coefficient of lateral pressure at rest calculated by Jaky's empirical formula $K_0 = 1 - \sin\varphi$. The water pressure is calculated by the formula $p_w = \gamma_w . h_w$, where γ_w is unit weight of water, h_w is depth below the water level.

Diagrams of the initial stresses are shown in Fig. 8.

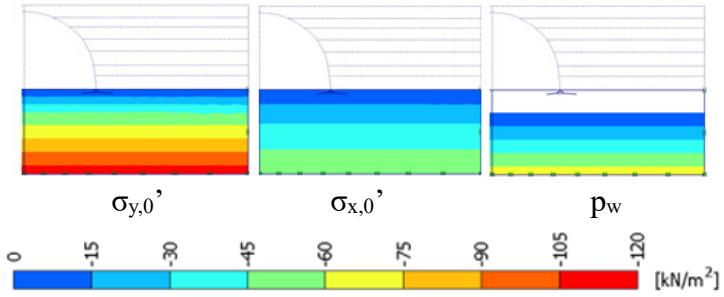


Fig. 8. Diagrams of the initial stresses

3.2. Mechanical behavior of the bridge in construction phase

The construction phase of the transport junction, part of which is the present arch bridge structure, is simulated by the following sequence of static numerical analyses (Fig. 9):

- State 1: Construction of the arch bridge structure by precast elements;

- State 2 - State 8: Backfilling;
- State 9: Construction of the road above the bridge.

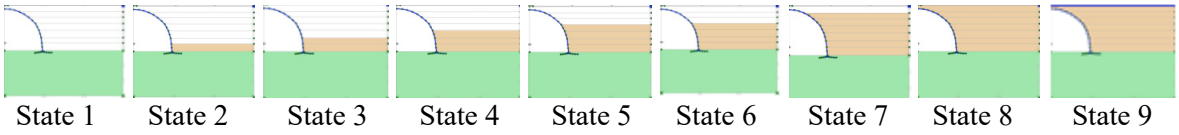


Fig. 9. States in construction period

Solutions of the mentioned stages are performed in two variants with relation to the FE modelling of the bridge structure: by plane finite elements and by beam finite elements (see Fig. 2, 3). In addition, analyses are performed using two constitutive models for soil materials: Hardening Soil model and Mohr-Coulomb's model.

The asphalt road above the bridge is modelled in stage 9 by elastic beam finite elements with the following material parameters: unit weight γ = 22 kN/m^3, Young's modulus E =150 .10^5 kN/m^2 and Poisson's ratio υ = 0.2.

Table 2 represents results of bending moment, axial force and normal stresses in the bridge structure obtained from solutions of different FE models.

Table 2. Results of FE analyses of State 9 in cross section a-a (see Fig. 2) of the bridge

Type of modelling	$M_{a\text{-}a}$ (kNm)	$N_{a\text{-}a}$ (kN)	$\sigma_{x,a\text{-}a}^{top}$ (kPa)	$\sigma_{x,a\text{-}a}^{down}$ (kPa)	$U_{y,a\text{-}a}$ (m)
Soils - HS model; Bridge - plate FE	71	-363	2419	-4497	-0.07
Soils - HS model; Bridge - beam FE	65	-338	2120	-4052	-0.08
Soils - MC model; Bridge - plate FE	27	-216	253	-1955	-0.06
Soils - MC model; Bridge - beam FE	20	-314	83	-1877	-0.07

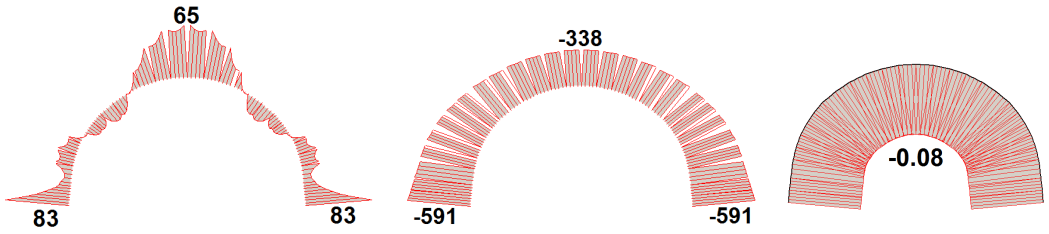


Fig. 10. Type of modelling "Soils - HS model; Bridge - beam FE": Diagrams of bending moment M, axial force N and displacement U_y(m) as a result of FE analysis of State 9

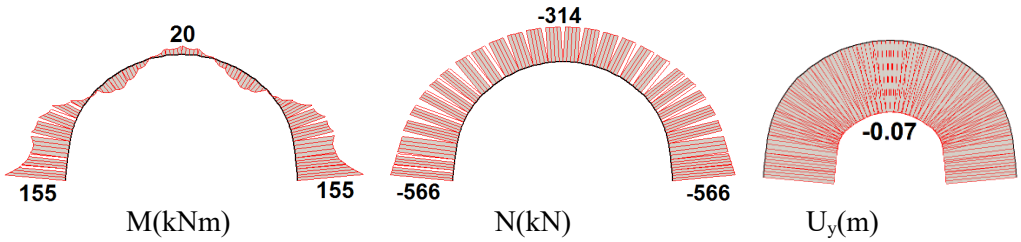
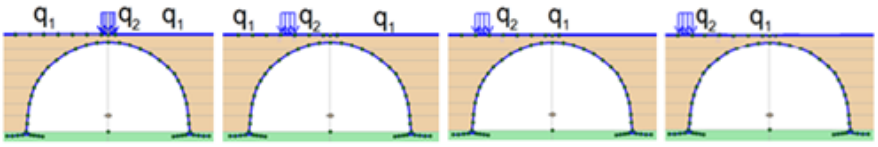


Fig. 11. Type of modelling "Soils - MC model; Bridge - beam FE": Diagrams of bending moment M, axial force N and displacement U_y as a result of FE analysis of State 9

3.3. Mechanical behavior of the bridge in service phase

The live loading of the bridge structure due to the road traffic is simulated by a consequence of states (State 10 – State 13). All states consist of continuous uniformly distributed load q_1 = -9 kN/m^2 and partial distributed load q_2 = -143 kN/m^2. Different locations of the load q_2 are accepted (Fig. 12).

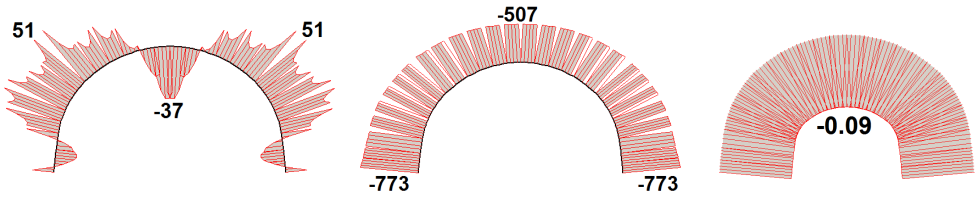


State 10 State 11 State 12 State 13

Fig. 12. Simulation of the traffic live loading of the bridge structure

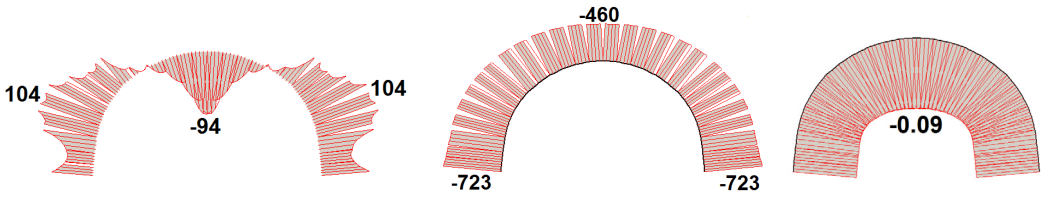
Table 3. Results of FE analyses of State 10 in cross section a-a (see Fig. 2) of the bridge

Type of FE modelling	$M_{a\text{-}a}$ (kNm)	$N_{a\text{-}a}$ (kN)	$\sigma_{x,a\text{-}a}^{top}$ (kPa)	$\sigma_{x,a\text{-}a}^{down}$ (kPa)	$U_{y,a\text{-}a}$ (m)
Soils - HS model; Bridge - plate FE	-30	-455	-2788	193	-0.08
Soils - HS model; Bridge - beam FE	-37	-507	-3265	369	-0.09
Soils - MC model; Bridge - plate FE	-92	-354	-5493	3469	-0.08
Soils - MC model; Bridge - beam FE	-94	-460	-5928	3300	-0.09



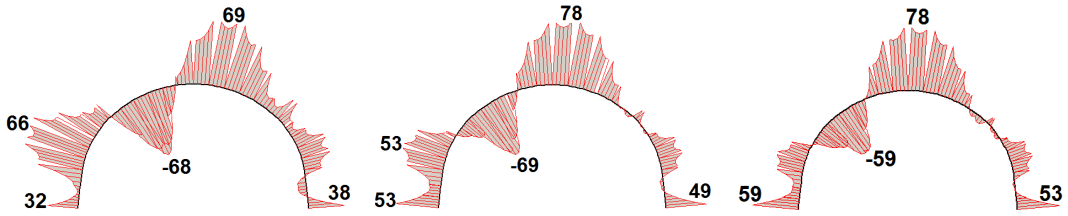
M(kNm) N(kN) U_y(m)

Fig. 13. Type of modelling "Soils - HS model; Bridge - beam FE": Diagrams of bending moment M, axial force N and displacement U_y as a result of FE analysis of State 10



M(kNm) N(kN) U_y(m)

Fig. 14. Type of modelling "Soils - MC model; Bridge - beam FE": Diagrams of bending moment M, axial force N and displacement U_y as a result of FE analysis of State 10



M(kNm) M(kNm) M(kNm)

Fig. 15. Type of modelling "Soils - HS model; Bridge - beam FE": Diagrams of bending

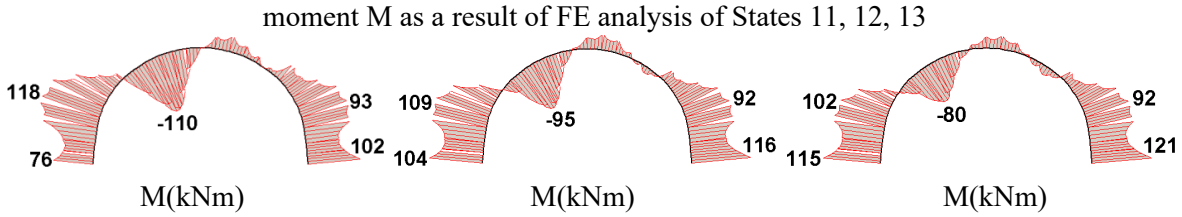


Fig.16. Type of modelling "Soils - MC model; Bridge - beam FE": Diagrams of bending moment M as a result of FE analysis of States 11, 12, 13

3.4. Bearing capacity analysis of the ground

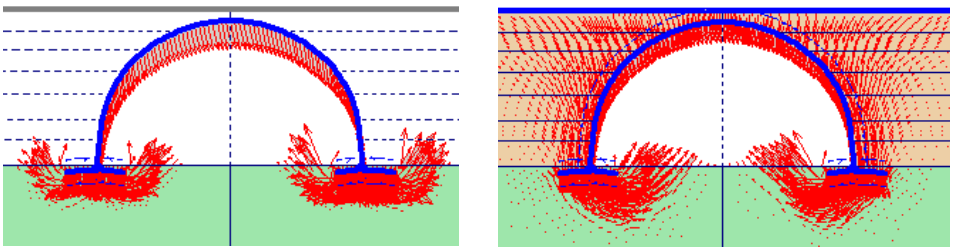
The finite element method offers some advanced computer techniques for bearing capacity analysis. The main advantage of the finite element analysis of bearing capacity is the ability to develop failure mechanism considering the deformation and the strength properties of the soil.

Here is used the shear strength reduction technique (SSR) included in Plaxis software. The soil Mohr-Coulomb's strength parameters (the friction angle, φ, and the cohesion, c) are reduced artificially and progressively until the state of soil failure is reached. The bearing capacity safety factor, F_s, is deemed the factor by which the soil strength parameters are reduced so that failure is reached [11]. This technique is very appropriate for slope stability analysis [12].

Results for the bearing capacity safety factor, F_s, obtained from solutions of the presented FE models are summarized in Table 4 and typical failure modes are shown in Fig. 17.

Table 4. Values of bearing capacity safety factor, F_s

Type of FE modelling	F_s		
	State 1	State 9	State 10
Soils - HS or MC model; Bridge - beam FE	4.0	2.4	2.4
Soils – HS or MC model; Bridge - plate FE	5.2	2.7	2.7



(a) (b)

Fig. 17. Failure modes presented by the vectors of deformation increments: (a) State 1; (b) State 9 – State 13

3.5. Comparative analysis of the results from FE solutions

All FE solutions based on the Hardening Soil constitutive model as well as on the Mohr-Coulomb's constitutive model receive similar results for axial forces and displacements of the bridge structure. The differences of the results are about 10%. In relation to the results of bending moment, the solutions based on the Hardening Soil model give twice lower values in comparison of that based on the Mohr-Coulomb's model (see Fig. 10, 11, 13-16).

Evaluation of the soil failure modes obtained in bearing capacity analyses shows significantly larger deformation increments of the ground (the layer of clayey sand) (see Fig. 17). A characteristic feature of the ground failure mechanism is two-side mode in the state before backfilling and one-side mode in

the states after backfilling.The most unfavorable case is that when the ground is loaded with self-weight of the bridge structure and self-weight of the backfilling material. Additional traffic live loads have insignificant influence on the value of the safety factor, F_s, and that is why they may be ignored in this analysis. The obtained from numerical solutions values of safety factor, F_s, are higher than 1 for all construction and service states of the bridge structure (Table 4). On the basis of these results a conclusion is made that the bearing capacity check of the soil ground is satisfied.

The results obtained using Winkler springs instead of finite element discretization of the soil body [2] are quite conservative in comparison of presented here results.

4. CONCLUSION

A new approach is applied for numerical modelling of the mechanical behaviour of an arch bridged structure. The approach consists in using plane strain finite elements for the soil body and interface elements for the soil-structure contact. The numerical modelling is developed on the basis of two nonlinear constitutive laws of the soil materials – the linear elastic-perfectly plastic Mohr-Coulomb's model and the advanced elastic-plastic Hardening-Soil model. They both are adapted in Plaxis software which is used for the accomplishment of the presented here research. The Hardening-Soil model is up-to-date scientific achievement which interprets the mechanical behaviour of the soil materials with high accuracy using 15 material parameters.

Comparative analysis of the FE models shows that the numerical solutions based on the old classical concepts of the soil mechanics obtain considerably conservative results.

It is important to mention that the advanced soil constitutive models describe more precisely mechanical behavior of the soil because they use a lot of material parameters. But the correct application of the advanced models requires performing accurate experimental procedures and sensitivity analyses for identification of the model parameters.

REFERENCES

[1] Vurbanov, R., (2013). Report of geological research of site of the project "Tri Vodici".

[2] Summary of Design&Analisis for Structure of the project "Tri Vodici", RS, (2014).

[3] Menard, L., (1975). The Menard Pressuremeter: Interpretation and Application of the Pressuremeter Test Results to Foundation Design, Sols-Soils, No. 26, Paris.

[4] Tanev, T., Kerenchev, N., Manolov, A., Dimitrov, H., (2012). Analyzing the displacements of a pile frame to determine its transverse load-bearing capacity. Proc. of the 22-nd European Young Geotechnical Engineering Conference, EYGEC2012.

[5] Kostova, S., (2017). Improvement of methods for determination of soil parameters used in soil-structure interaction models – study of anchor foundations behaviour. Dissertation for the degree of PhD, Todor Kableshkov University of Transport, Sofia, (in Bulgarian).

[6] Sloan, S. W., (2013). Geotechnical Stability Analysis. Geotechnique, Vol. 63, No. 7, pp. 531-572.

[7] Schanz, T., Vermeer, P. A., Bonnier, P. G., (1999). The hardening-soil model: Formulation and verification. In R. B. J. Brinkgreve, Beyond 2000 in Computational Geotechnics, Balkema, Rotterdam, pp. 281-290.

[8] Plaxis, Material Model Manual, (2015).

[9] Duncan, J. M., Chang, C. Y., (1970). Nonlinear analysis of stress and strain in soil. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 96, pp. 1629-1653.

[10] Eurocode 1: Actions on structures, Part 2: Traffic loads on bridges - EN 1991-2, (2003).

[11] Duncan, J. M.,(1996). State of the Art: Limit Equilibrium and Finite-Element Analysis of Slopes. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 122, No. 7, pp. 577-596.

[12] Kerenchev, N. (2015). Analysis of seismic slope stability and deformations. Dissertation for the degree of PhD, University of Architecture, Civil Engineering and Geodesy, Sofia, (in Bulgarian).

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

NA - 9
mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

EXAMPLES FOR THE INFLUENCE OF SSI EFFECTS ON THE DYNAMIC STIFFNESS OF THE FOUNDATION-SOIL-SYSTEM OF AN ONSHORE WIND TURBINE

Philipp MICHEL[1], Christoph BUTENWEG[2], Sven KLINKEL[3]

ABSTRACT

To improve the operational safety, the efficiency and the lifespan of wind turbines, dynamic investigations of the holistic system are indispensable. The holistic system includes the turbine, the tower and the soil-foundation-system and their interactions. Soil-structure-interaction (SSI) effects are one of these interactions with a high impact on the overall dynamics of the turbine. A joint research group at RWTH Aachen University consisting of mechanical and structural engineers, investigated the holistic dynamic behavior of a wind turbine including the aforementioned interaction effects.

This article focuses on the foundation-soil-system and the SSI and presents various dynamic stiffness functions. The foundation-soil-system was modelled deploying the substructure method. Dynamic stiffness functions of shallow foundations and pile grids resting on homogeneous or multi-layered compliant soils are included. These different types of foundations on varying soil conditions show various dynamic stiffness functions. These functions strongly influence the overall dynamic behavior of the wind turbine and the tower. The dynamic stiffness functions of both shallow and pile foundations are presented and compared. The corresponding SSI effects are identified, discussed and compared with findings in the literature. The type of the foundation and the soil layering show major influence on the frequency dependent dynamic stiffness functions. For the same soil conditions, the pile foundations show a higher dynamic stiffness than the shallow foundations. A higher shear modulus of the soil and rising frequencies lead to higher stiffness of the foundation-soil-system. Soil layering leads to a less monotonic stiffness functions depending on the layer thickness and the ratio of shear strength of the single soil layers. The stiffness of the foundation-soil-system shows a major influence on the tower behavior which is also reflected in the natural frequency analysis of the holistic turbine. This has a critical effect on the frequency dependent design range of the overall system, which has to be considered during construction, where proper frequency tuning has to be carried out.

Keywords: *Soil-structure-interaction; Soil dynamics; Onshore wind-turbine; Dynamic stiffness of foundations;*

[1] Research Assistant, Chair of Structural Analysis and Dynamics, RWTH Aachen University, Aachen, Germany, michel@lbb.rwth-aachen.de
[2] Univ. Prof. Dr.-Ing. habil., Chair of Structural Analysis and Dynamics, RWTH Aachen University, Aachen, Germany, klinkel@lbb.rwth-aachen.de
[3] Prof. Dr.-Ing., Center for Wind and Earthquake Engineering, RWTH Aachen University, Aachen, Germany, butenweg@cwe.rwth-aachen.de

1. INTRODUCTION

A holistic approach to analyze the overall wind turbine behavior needs to combine different engineering fields to include all components. In such a joint research project at the Center for Wind and Earthquake Engineering and the Center for Wind Power Drives at RWTH Aachen University, mechanical and structural engineers are working on the lifetime extension of turbine, tower and foundation. The group designed a reference wind turbine model [1] to compute all components and their interactions considering a three-dimensional wind-field, machine behavior, tower bending and soil-structure-interaction (SSI) as shown in Fig. **1**. A structure resting on compliant soil cannot be considered fixed, SSI effects influence the response and the eigenfrequencies of the slender structure [2], [3]. These effect vary widely depending on soil conditions and foundation type [4]. To include the SSI effects in a parametrical study considering many different sites with various conditions, frequency dependent functions of dynamic stiffness need to be considered for multiple compliant soils. These stiffness functions are to be coupled with the holistic turbine models to investigate the overall behavior for different sites and wind conditions.

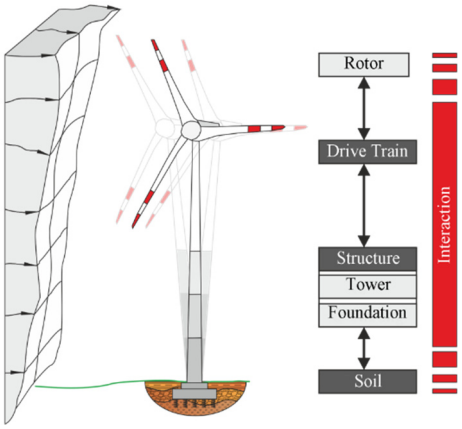


Fig. 1. Interaction of wind field, machinery, tower and soil in the joint project.

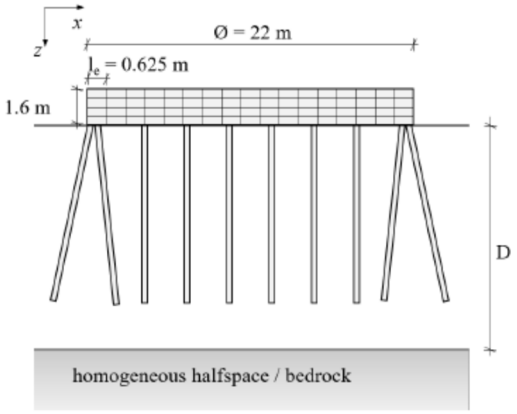


Fig. 2. Geometry of the foundation soil-system.

Lysmer introduced the dynamic impedance function in SSI analyses [5] and presents an analytical spring and dashpot model to compute the impedance of circular foundations on homogeneous soils. Early SSI investigations focus on the vibration of machine foundation on homogeneous and elastic half-space [6] delivering the impedances of circular, rectangular and strip foundations. Wong and Luco [7] present impedance tables of square foundations on layered media to be used in SSI studies without the need for extensive computer time. Other analytical models are the cone model [8] and the lumped-parameter-model (LPM) [9]. The LPM serves for the computation of shallow and deep foundations, it has to be fitted to experiments or rigorous models. The use of numerical methods allows to investigate complex structures and soil systems [10]. A widely used example is the coupling of the Boundary-Element-Method (BEM) and the Finite-Element-Method (FEM), where the BEM is used to model the infinite soil and FEM is deployed to represent realistic structures of arbitrary geometries and materials [11]. The division of the holistic system into two separate systems is called substructure method. FEM-BEM coupling was used to compute the SSI in Taddei et al. [2]. Michel et al. [4] employ FEM-BEM coupling to compute the dynamic stiffness of pile foundations.

The group at RWTH Aachen University designed a reference wind turbine model to compute all components and their interactions. Following current standards [12–14] this onshore 3.2 MW reference turbine is a slow runner designed for a nominal wind speed of 11 m/s. Table 1 contains the properties of the turbine and the tower. To include the SSI effects in a parametrical study considering many different sites with various conditions, frequency dependent functions of dynamic stiffness have been computed for multiple compliant soils. These stiffness functions are to be coupled with the highly sophisticated turbine models to investigate the overall behavior for different sites and wind conditions. Applying the substructure method, soil models are computed in advance, obtaining the frequency dependent dynamic stiffness functions for the subsequent holistic investigation. This paper contains the frequency dependent

dynamic stiffness of the foundation-soil-system in the joint project and presents a summarizing discussion of SSI effects in this stiffness functions. This article refrains from standardization of the soil parameters and the stiffness of the respective systems. The results are part of a case study to be used in the overall project to consider the holistic system.

Table 1: Turbine and tower properties of the reference turbine.

Tower height	112 m	Min. tower diameter (top)	3.0 m
Hub height	115 m	Max. wall thickness	44 mm
Machinery mass	200 t	Min. wall thickness	19 mm
Max. tower diameter (shaft)	5.5 m	Overall mass	595 t
Rotor diameter	126 m	Nominated speed	11 min-1

2. COMPUTATIONAL APPROACH

The static design of the foundation determines two important foundation parameters for the dynamic analysis. These are the foundation type - shallow or pile foundation - and the foundation diameter. Michel et al. [4] describe the pre-design of a multi pile grid as the foundation of a wind turbine on soil with poor load bearing capacity. After obtaining the information on the foundation type and the soil parameters the dynamic analysis of the system can be carried out.

The overall equation of motion of a structure in time domain yields

$$\boldsymbol{M} \cdot \ddot{\boldsymbol{u}}(t) + \boldsymbol{C} \cdot \dot{\boldsymbol{u}}(t) + \boldsymbol{K} \cdot \boldsymbol{u}(t) = \boldsymbol{P}(t) \tag{1}$$

where $\boldsymbol{u}$ is the displacement vector. $\mathbf{P}$ is the load vector and $\mathbf{M}$, $\mathbf{C}$, $\mathbf{K}$ are the matrices for mass, damping and stiffness. The equation of motion can be transformed into the frequency domain depending on the circular frequency ω. The matrices for mass, damping and stiffness can be summarized into the matrix for dynamic stiffness $\mathbf{K}_\mathrm{d}$

$$\mathbf{K}_\mathrm{d}(\omega) = (\mathbf{K}(\omega) - \mathbf{M}(\omega) \cdot \omega^2 + \mathrm{i}\mathbf{C}(\omega) \cdot \omega) \tag{2}$$

In soil dynamics the frequency dependent dynamic stiffness is also referred to as impedance function, which accordingly is defined via the ratio of loading and displacement

$$\mathbf{K}_\mathrm{d}(\omega) = \frac{\mathbf{P}(\omega)}{\mathbf{u}(\omega)} \tag{3}$$

This implies the impedance function being the reciprocal of the flexibility of the soil. The impedance function is a complex function

$$\mathbf{K}_\mathrm{d}(\omega) = \mathbf{K}_\mathrm{d}^\mathrm{R}(\omega) + \mathbf{K}_\mathrm{d}^\mathrm{I}(\omega) \tag{4}$$

Where the real part corresponds with the stiffness of the system, the imaginary part corresponds with the damping. The frequency dependent dynamic stiffness of the foundation-soil-system of the reference turbine were computed using the SSI program ACS SASSI [15]. ACS SASSI is a validated and practicable program for SSI computation which employs the substructure method. The soil is discretized in vertical direction, in horizontal direction analytical approaches are used. The amplitude of seismic movement is computed via solving the wave propagation problem at each soil layer boundary. Accordingly, the wave propagation including reflection and refraction at the layer boundaries as well as energy emission towards the infinite can be computed. ACS SASSI allows the computation of homogeneous half-spaces as well as layered half-spaces or soil layers resting on bedrock. The stiffness of the soil-system can be derived from the free-field motion of the soil. The summarized procedure of the computation is:

- Compute the free field response of the site

- Compute the dynamic stiffness of the structure
- Perform an impedance analysis of the soil system, obtain the impedance function
- Solve the equation of motion to obtain the transfer function
- Determine the structure response.

The analysis of the soil system uses the Flexible Volume Method [15], where the system is divided into three subsystems: the free field of the soil, the excavated soil and the structure. The subsystems are coupled via common nodes in the interaction horizon. The equation of motion includes all subsystems: The free field of the soil (Index I), the excavated soil(II) and the structure (III).

$$\begin{bmatrix} \mathbf{K}_{ii}^{III} - \mathbf{K}_{ii}^{II} + \mathbf{X}_{ii} & -\mathbf{K}_{iw}^{II} + \mathbf{X}_{iw} & \mathbf{K}_{is}^{III} \\ -\mathbf{K}_{wi}^{II} + \mathbf{X}_{wi} & -\mathbf{K}_{ww}^{II} + \mathbf{X}_{ww} & 0 \\ \mathbf{K}_{si}^{III} & 0 & \mathbf{K}_{ss}^{III} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{U}_i \\ \mathbf{U}_w \\ \mathbf{U}_s \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \mathbf{X}_{ii}\mathbf{U}_i' + \mathbf{X}_{iw}\mathbf{U}_w' \\ \mathbf{X}_{wi}\mathbf{U}_i' + \mathbf{X}_{ww}\mathbf{U}_w' \\ 0 \end{Bmatrix} \tag{5}$$

The lower indices identify the node as a node in the excavated soil w, the structure s or the interaction horizon *i.* The dynamic stiffness matrix of the foundation soil system is **X**. **U**' includes the free field motion of the soil.

3. ANALYSIS OF THE FOUNDATION-SOIL-SYSTEM

3.1 SSI effects

Table 2: Foundation and soil parameters.

Parameter	Values	Parameter	Values	Parameter	Values	Parameter	Values
Disk radius	22 m	Pile length	30 m	Foundation density	2.5 t/m³	Number of piles	48
Disk height	1.6 m	Pile diameter	0.61 m	Foundation damping	0.05	Soil damping	0.05

ACS SASSI is used to simulate the foundation-soil-system, deploying the FVM as described in chapter 0. The geometry and the material parameters of the foundation models are the result of standard static design for the holistic reference wind turbine during the joint project (see Fig. 2). The FE model for the dynamic analysis consists of a cylindrical disk idealized by solid elements, beams are used for the piles of the pile foundation. The properties of both the shallow and the pile foundation can be found in Table 2. The mass of the shallow foundation is 1520 t, the overall mass of slab and all piles is 5279 t. The 48 piles are divided into outer piles (inclined 10° outwards) and inner piles, which are inclined 6° in the opposite direction. The concrete strength class is C30/37 with a Young's modulus of E = 332.5 · 10^3 MN/m². The soil model theory demands the element sizes $\boldsymbol{l_e}$, as the element size has to be equal the layer thickness $\boldsymbol{l_c}$ in the soil deposit model. The layer thickness equals to

$$l_e = l_c = \frac{\lambda}{5} = \frac{v_s}{5 \cdot f_{max}} \tag{6}$$

where $\boldsymbol{\lambda}$ is the wavelength, hence the ratio of the minimum shear wave velocity $\mathbf{v_s}$ in the soil model and the maximum frequency in the current investigation. In this investigation the minimum shear wave velocity is $\mathbf{v_s}$ = 70 m/s. The maximum investigation frequency is $\mathbf{f_{max}}$ = 20 Hz , so the maximum soil layer thickness and element length are chosen to $\mathbf{l_e} = \mathbf{l_c}$ = 0.625 m. All interaction nodes of the slab are fully coupled with the interaction nodes of the soil model.

The dynamic shear modulus $\mathbf{G} = \mathbf{v_s^2} \cdot \boldsymbol{\rho}$ is a function of shear wave velocity $\mathbf{v_s}$ and the density $\boldsymbol{\rho}$ of a material. It is the leading parameter to describe the dynamic behavior of the soil. The static stiffness of a soil does not correspond with the dynamic stiffness. Also all material parameters of the soil vary widely and it is rather laborious to estimate all material parameters of a multi-layered soil to run an exact

dynamic analysis. Therefore, the dynamic shear modulus is chosen to be the most relevant variation parameter to allow target-orientated research in the following case study. For reasons of brevity and clarity the authors refrain from varying more foundation parameters such as foundation height, the number of piles, rake angels and pile lengths. The dynamic stiffness of the foundation-soil-system or impedance $\mathbf{K_d}$ will be shown depending on the frequency $\mathbf{f} = \frac{\omega}{2\pi}$ in Hertz. The presented dynamic stiffness functions in Fig. 3 are the amplitude of the complex impedance function. $\mathbf{K_d}$ contains the stiffness for vertical, horizontal, rocking and torsional stiffness and is symmetrical. For reasons of clarity, Fig. 3 only contains the horizontal impedances $\mathbf{K_{d,h}}$.

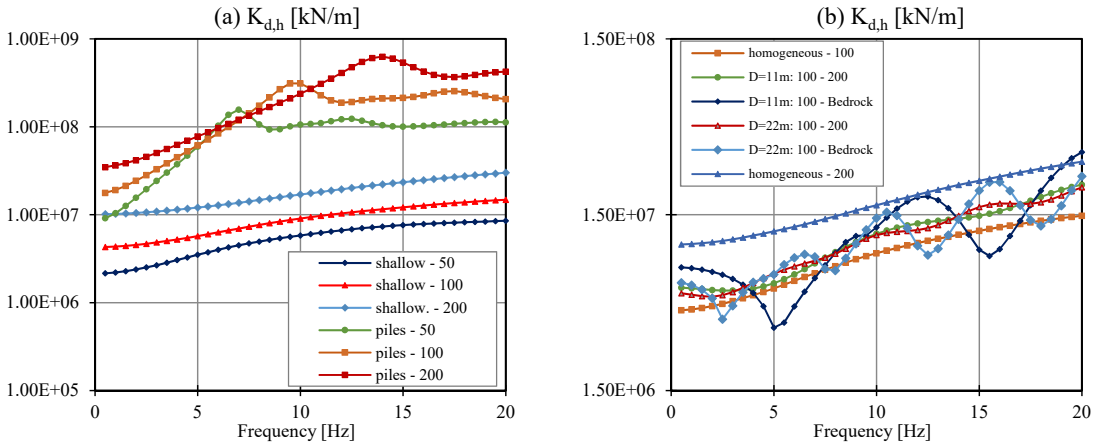


Fig. 3. Frequency dependent dynamic stiffness of shallow and pile foundations on homogeneous soil (a) and the dynamic stiffness of shallow foundations on layered soil (b) with varying shear modulus G [MN/m²] and layer thickness D.

As this investigation concentrates on the identification of different SSI effects in the foundation behavior, typical soil-foundation-configurations are chosen to visualize the SSI influence Fig. **3**.In comparison of a shallow foundation and a pile foundation, the pile foundation shows a much higher impedance function for all frequencies. While the stiffness of shallow foundations increases smoothly for rising frequencies, the stiffness of the pile-foundation-system shows a non-monotonic curve with a maximum around 10 Hz. The higher the shear modulus of the soil, the higher the dynamic stiffness of the overall system. For pile foundations, a fast increase is viewable in the lower frequency range for all soil types. This increases end in a local maximum, which afterwards is relatively constant for higher frequencies. The noticeable peak of the impedance functions moves into higher frequencies for the stiffer soils. Fig. **3** (b) shows the stiffness function of a shallow foundations on different soil configurations, consisting of a compliant soil layer with a shear modulus of G = 100 MN/m² and a thickness *D* over a compliant half-space with G = 200 MN/m² or resting on bedrock. The figure also includes the stiffness of the foundation on homogeneous half-space with G = 100 MN/m² and G = 200 MN/m². All layered soils show an impedance much smaller than the stiffer half-space. The impedance tends to decrease with growing layer thickness, especially in the lower frequency range. However, this tendency doesn't stay obvious for rising frequencies. Interaction between the two soil layers are visible in the curves. For thin layers over bedrock the soils show higher impedance values in the frequency region up to 3 Hz. After this the eigenfrequency range of the layer is met, leading to a prompt decrease in the impedance functions. This effect shows the interaction of the compliant soil layer with the bedrock. The effect decreases with growing layer thickness, showing less significant maxima and in general a more monotonic course. Altogether, the layered systems show a clear dynamic behavior. The dynamic stiffness function in vertical direction, as well as for rocking and torsion, resemble the presented functions. The discovered effects are a result of the disturbed seismic wave propagation at the interfaces of soil layers, the free surface or the bedrock and the structures, the influence of soil layering corresponds with the literature [2] [9]. Taddei et al. [2] presented the compliance of a soft layer on a harder half-space, with increasing soft layer thickness and observed increasing compliance, which is in accordance with the decreasing impedance in the current paper. The additional mass and the increased interaction area of the pile foundation alter the dynamic behavior of the foundation system, which

resembles findings in the literature [16, 2, 4]. Additional parameters such as number of piles, varying rake angels and pile length are investigated by Padron et al. [16] and Dezi et al. [17].

3.2 Case study on dynamic stiffness of multiple foundation-soil-systems

Multiple examples of foundation-soil stiffness are calculated for different soil-configurations. The following pictures show the horizontal and rocking stiffness which combined have a major influence on the behavior of the slender tower. Both shallow and pile foundations are considered, the vertical axes use the logarithmic scale. The dynamic stiffness functions are presented depending on the frequency and the soil configuration, which includes the shear modulus and the layering. This creates an impedance area, which allows to easily determine tendencies in the impedance behavior. The frequency range is 0.1 Hz to 20 Hz which covers the low range of the reference wind turbine's natural frequency as well as higher harmonics. The shear modulus of the homogeneous models varies from 50 MN/m² to 500 MN/m² as seen for example in Fig. 1. The soil configuration of the layered models in Fig. 5 consists of up to five layers with varying properties. While the top layer has a shear modulus of 50 MN/m², the underlying layers consist of stiffer soils or bedrock.

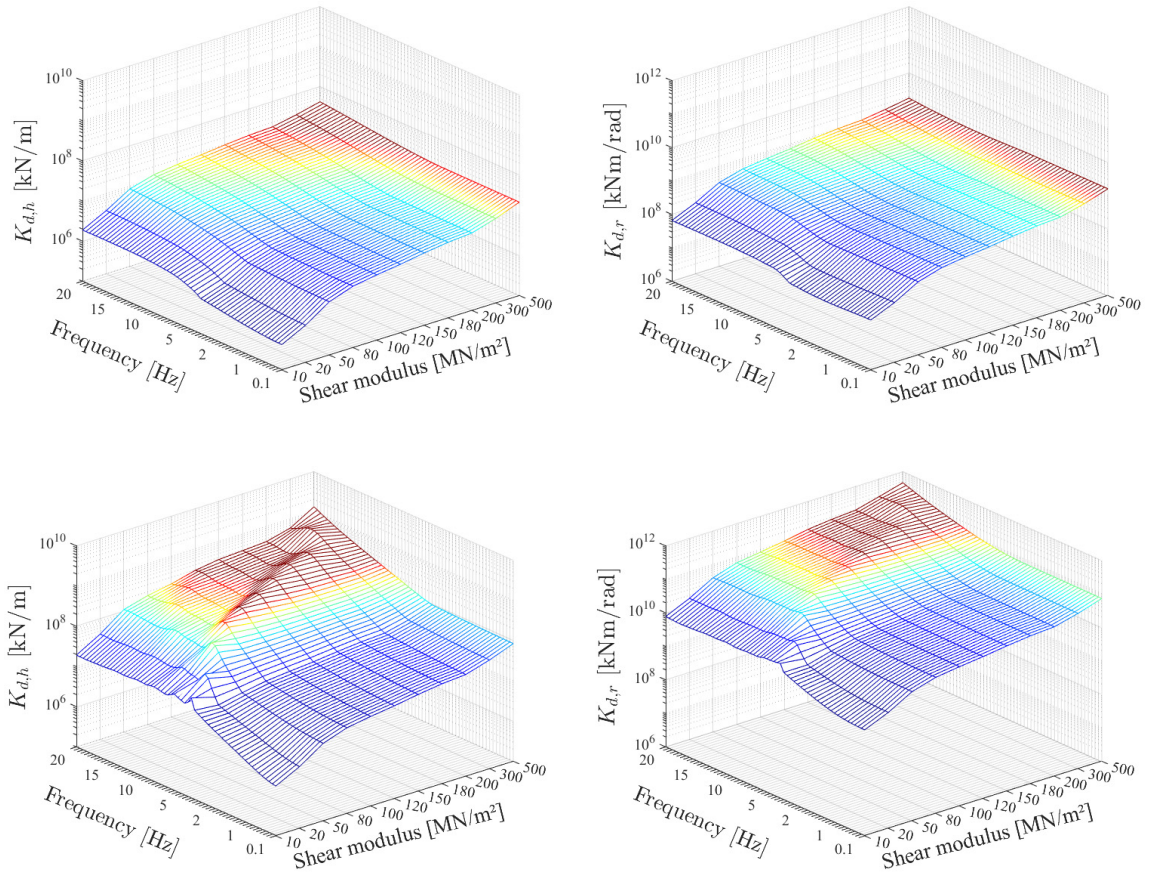


Fig. 4. Horizontal and rocking stiffness of a shallow foundation (top row) and a pile foundation (bottom row) on homogeneous half-space.

Shallow foundation on homogeneous soil

As seen in the general overview in Fig. 3 the dynamic stiffness function for shallow foundation increases monotonic for higher frequencies and rising shear modulus Fig. 4 (top row). For a very low frequency of 0.1 Hz the dynamic stiffness of a soil with a shear modulus of G=500 MN/m² is 50 times higher than for a soil with G=10 MN/m². The dynamic stiffness of the soil with G=2000 MN/m² is 200 times higher than the dynamic stiffness of the compliant soil and shows rock-like behavior. This includes

an only minor increase of the impedance function for higher frequencies. The frequency dependency is significantly higher for softer soils, where the stiffness functions show s-shaped progress.

Pile foundation on homogeneous soil

The dynamic stiffness of pile foundations on homogeneous soil also increases with rising shear modulus and frequency (Fig. 4 (bottom row)). However, the ascent is less smooth than observed for the shallow foundation, which resembles Padron et al. [16]. The local stiffness maximum moves to a higher frequency range for stiffer soils. The increase is explicit for soils with medium shear moduli and is more significant for the translational degrees of freedom. The impedances drop after this maximum for higher frequencies, corresponding with findings in the literature [16, 17, 4].

Shallow foundation on layered soil

The tendency of increasing impedance functions for higher frequencies and growing shear modulus of the supporting layers is viewable in Fig. 5 (top row). However, the system shows a more complex dynamic behavior than on homogeneous soil, including multiple local minima and maxima, resembling the findings in chapter 3.1.

Pile foundation on layered soil

The system also shows the already described tendencies, local maxima and minima are significant during the progress Fig. 5 (bottom row). In multi layered soils, stiff layers have a dominant influence on the impedance functions. The final statement is, that pile foundations on layered soils are the most complex system, which show a clear frequency dependent behavior, which is influenced by multiple parameters.

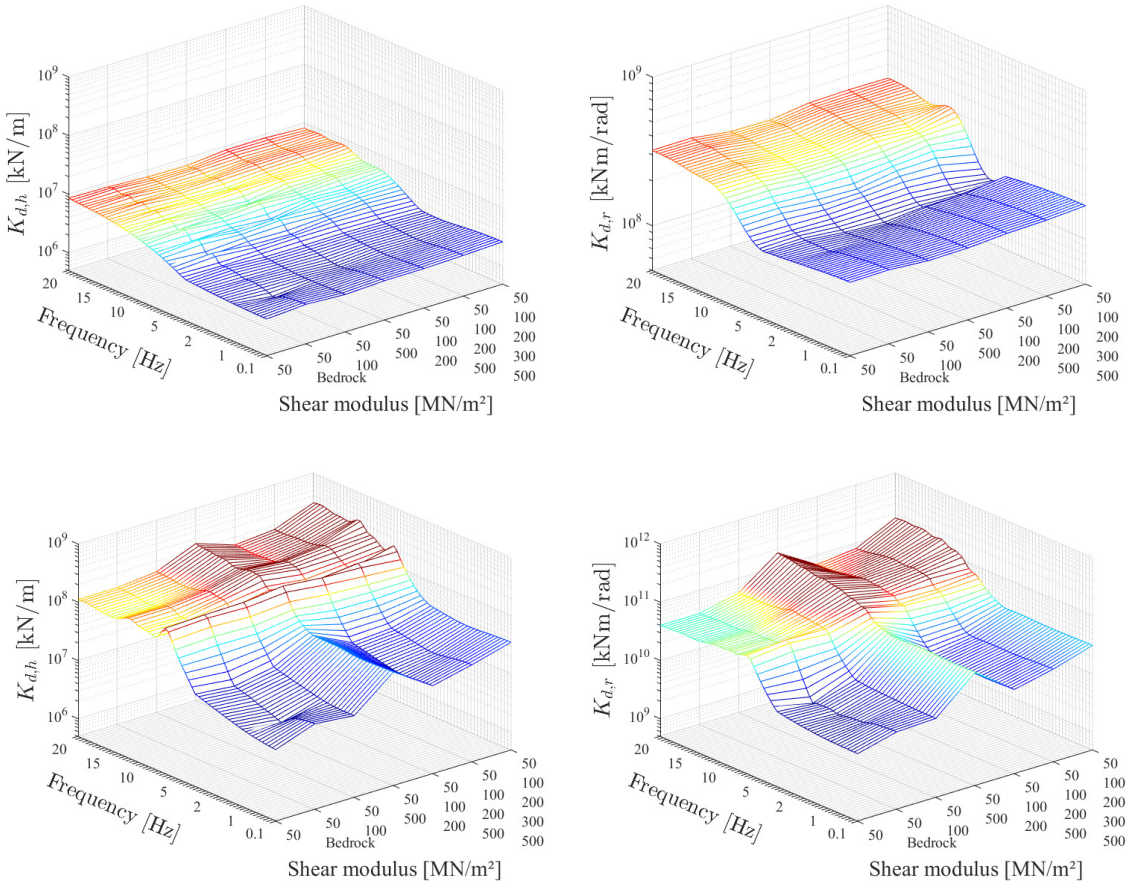


Fig. 5: Horizontal and rocking stiffness of a shallow foundation (top) and a pile foundation (bottom) on layered soil. The layered soil models consist of different soil layers with the same height and varying shear modulus which are resting on a half-space. One soil with G = 50 MN/m² is resting on bedrock.

4. CONCLUSION

A modal analysis yields the eigenfrequencies of the turbine tower for different soils. Fig. 6 (left) shows the influence of the dynamic stiffness of the foundation-soil-system on the natural frequencies of the holistic model. A FE model is deployed using the tower properties as seen in Table 1, the impedance functions are coupled via spring elements. The tower eigenfrequencies vary from $2.444 \cdot 10^{-1}$ Hz for the shallow foundation on the softest soil $\boldsymbol{G}$ = 50 MN/m² to $2.471 \cdot 10^{-1}$ Hz for the pile foundation on the stiff soil $\boldsymbol{G}$ = 200 MN/m². The eigenfrequency for the turbine with a fixed base is $2.472 \cdot 10^{-1}$ Hz. As the eigenfrequency of the holistic system is dominated by the tower bending eigenform the absolute change in the range of the frequency is not high. However, the significance of the SSI influence becomes very clear while observing the resonance behavior of the overall system. The joint project showed, that compliant soils lead to higher bending moments in the analysis of tower bending and therefore dictate a bigger geometry [1]. Fig. 6 (right) shows the suitable frequency range for the turbine, depending on the rotor revolutions per minute during normal operation and the system's vibrational frequencies [21]. The figure includes the frequencies of one blade (1 P) and all three blades of the turbine (3 P). The suitable natural frequencies for the reference turbine range from $1.8 \cdot 10^{-1}$ Hz to $2.5 \cdot 10^{-1}$ Hz. The Norske Veritas [14] demands a safety margin of ±10% between the natural frequency of the system and the rotational frequencies of the blades. This underlines the high demands on the overall turbines design and necessity of an overall approach which includes all interaction effects. Coupling of dynamic stiffness functions with highly sophisticated tower and turbine models allows extensive research of the influence of SSI on different tower and turbine components. Precise frequency tuning is an advantage in the design and construction of higher wind turbine towers and longer lasting drive train machinery.

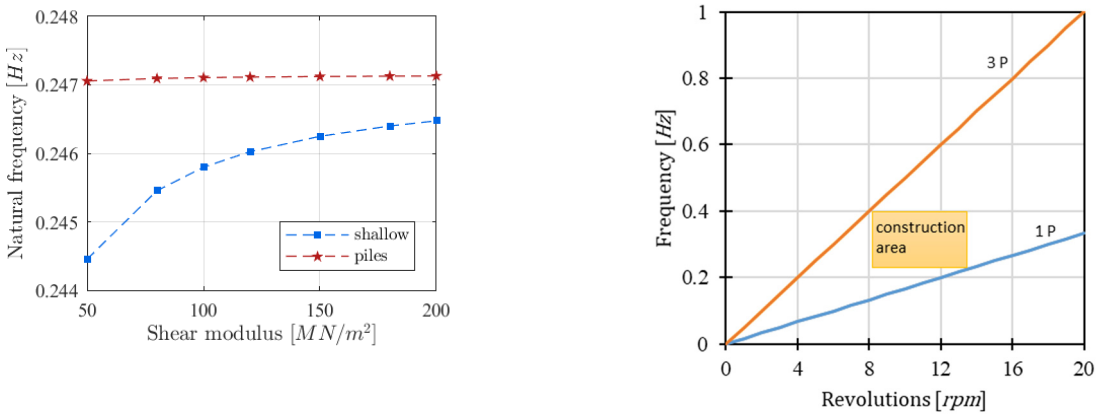


Fig. 6: (left) First natural frequencies of the tower resting on shallow or pile foundations on varying homogeneous half-space. (right) Campbell diagram of the reference turbine showing the frequency dependent design range of the overall system.

ACKNOWLEDGEMENTS

This research was financially supported by the German Federal Ministry for the Environment, Nature Conservation, Building and Nuclear Safety 0325793 "Untersuchung des Einflusses der Boden-Bauwerk-Triebstrang-Interaktion auf die Auslegung von Onshore-WEA". The authors thank all researchers contributing to this joint research project.

REFERENCES

[1] Feldmann, M.; Jakobs, G.; Klinkel, S. et al.: Boden-Bauwerk-Triebstrang-Interaktion von Windenergieanlagen – Abschlussbericht : 01.01.2015-12.31.2017. Report N.: 0325793 Ausgabe 2018.

[2] Taddei, F.; Butenweg, C.; Klinkel, S.: Parametric investigation of the soil-structure interaction effects on the dynamic behaviour of a shallow foundation supported wind turbine considering a layered soil. In: Wind Energy 18 (2015), Heft 3, S. 399-417.

[3] Zania, V.: Natural vibration frequency and damping of slender structures founded on monopiles. In: Soil Dynamics and Earthquake Engineering 59 (2014), S. 8-20.

[4] Michel, P.; Butenweg, C.; Klinkel, S.: Pile-grid foundations of onshore wind turbines considering soil-structure-interaction under seismic loading. In: Soil Dynamics and Earthquake Engineering 109 (2018), S. 299-311.

[5] Lysmer, J.: Vertical Motion of Rigid Footings.

[6] Gazetas, G.: Analysis of machine foundation vibrations: State of the art. In: International Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering 2 (1983), Heft 1, S. 2-42.

[7] Luco, E.J.: Soil-structure interaction effects on the seismic response of tall chimneys. In: Soil Dynamics and Earthquake Engineering 5 (1986), Heft 3, S. 170-177.

[8] Wolf, J.P.: Dynamic soil-structure interaction. Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N.J., 1985.

[9] Andersen, L.: Assessment of lumped-parameter models for rigid footings. In: Computers & Structures 88 (2010), 23-24, S. 1333-1347.

[10] Kausel, E.: Early history of soil–structure interaction. In: Soil Dynamics and Earthquake Engineering 30 (2010), Heft 9, S. 822-832.

[11] Lysmer, J.; Ostandan, F.; Chin, C.C.: SASSI A System for Analysis of Soil Structure Interaction. Berkeley, California; University of California, Berkeley, 1999.

[12] Deutsche Fassung EN 61400-1:2005 + A1:2010: DIN EN 61400-1. Windenergieanlagen - Teil 1: Auslegungsanforderungen. DIN EN, Ausgabe August 2011.

[13] Deutsches Institut für Bautechnik: Richtlinie für Windenergieanlagen Fassung Oktober. Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin, 2012.

[14] Det Norske Veritas: Guidelines for design of wind turbines. Det Norske Veritas; Forskningscenter Risø. Det Norske Veritas, Copenhagen, 2009.

[15] Ghiocel Predictive Technologies Inc: User Manuals - ACS SASSI Version 3.0, Pittsford, 2015.

[16] Padrón, L.A.; Aznárez, J.J.; Maeso, O. et al.: Dynamic stiffness of deep foundations with inclined piles. In: Earthquake Engineering & Structural Dynamics 23 (2010), Heft 6, n/a-n/a.

[17] Dezi, F.; Carbonari, S.; Morici, M.: A numerical model for the dynamic analysis of inclined pile groups. In: Earthquake Engineering & Structural Dynamics 45 (2016), Heft 1, S. 45-68.

[18] Harte, M.; Basu, B.; Nielsen, S.R.K.: Dynamic analysis of wind turbines including soil-structure interaction. In: Engineering Structures 45 (2012), S. 509-518.

[19] Kaynia, A.M.: Dynamic Stiffness and seismic response of pile groups. Cambridge, Massachusetts Institute of Technology, Research Report, 1982.

[20] Kaynia, A.M.; Kausel, E.: Dynamics of piles and pile groups in layered soil media. In: Soil Dynamics and Earthquake Engineering 10 (1991), Heft 8, S. 386-401.

[21] Werkmeister, A.; Jacobs, G.; Shkara, Y. et al.: Soil-Structure Drive Train Interaction of Wind Turbine, World Wind Energy Conference 2017,, Malmö, 2017.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

NA - 10

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.m

SOIL-STRUCTURE SPECTRAL COINCIDENCE FOR MULTI DEGREE OF FREEDOM, ELASTO-PLASTIC BUILDINGS

Zabedin NEZIRI[1], Pierre YVES-BARD[2], Christelle SALAMEH[3]

ABSTRACT

This work is a continuation of the work of C.Salameh (2016) on the development of simple, physically based methods, for quantifying the increase of seismic damage on soft sites, in view of an application at urban scale. The main idea is to use numerical simulation for simple but realistic models where the soil is considered a horizontally layered medium and the structure is an elasto-plastic oscillator whose damage is estimated from its peak excursion in the plastic range.

C.Salameh (2016) highlighted the key role played by the coincidence between the fundamental site and structural frequencies, in the rock to soil damage increase, even in the case of non-linear behavior for the structure and the soil. One of the limitations of these results came from the assimilation of buildings to single degree of freedom (SDOF) oscillators: this work aims at investigating the changes induced by the consideration of multi degree of freedom (MDOF) elasto-plastic oscillators.

Over 40000 simulations were performed, combining the effects of 20 accelerometric waveforms corresponding to magnitude and distance in the range [3, 7] and [10, 100 km], respectively, 36 single-layer soils with frequencies from 1 to 9Hz and impedance contrasts from 2 to 8, and 57 building types (20-2DOF, 19-5DOF and 18-8DOF) following the RISK-UE typologies. The selected damage indicator is the peak inter-story drift, and the site related damage increase is quantified via the ratio between peak drifts on soil and rock.

The results are analyzed in a statistical way**.** One of the main outcomes is that even if the existence of harmonic frequencies for MDOF somewhat modifies the results, particularly in the linear range (low PGA), the concept of spectral coincidence remains the key contribution in rock to soil damage increase.

Keywords: *Spectral coincidence; Multi degree of freedom buildings*

[1] PhD Candidate, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology (UKIM-IZIIS), University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of North Macedonia, zabedinneziri@hotmail.com
[2] Scientist, ISTerre, Université Grenoble Alpes / IFSTTAR / IRD / CNRS, Grenoble, France, pierre-yves.bard@univ-grenoble-alpes.fr
[3] PhD, ISTerre, Université Grenoble Alpes / IFSTTAR / IRD / CNRS, Grenoble, France, christelle.salameh@univ-grenoble-alpes.fr

1. INTRODUCTION

"It takes an earthquake to remind us that we walk on the crust of an unfinished earth" - Charles Kuralt.

The Earth has unique signs and ways showing us its vivacity including shakes time to time. Destructions by these earthquakes can be gargantuan. Disasters and loss of human lives owing to earthquakes in almost all possible scenarios come mainly from the collapse of manmade buildings, since people being in an open space over an earthquake would just be pushed down and not have structural elements and pieces falling over them. This leads to a major task - designing adequate constructions which will be likely to withstand the ground motion caused by an earthquake.

As if the earthquakes themselves were not harmful enough there are certain circumstances that contribute in increasing the damage and demolition of buildings. It has been shown that the surface topography and the surface (soft) layers have an impact on the intensity of the ground motion obtained at the top of the surface layer [1]. The so called seismic site effects are linked to the amplification of the seismic waves in their way in the last part of their propagation (shallow underground structures).

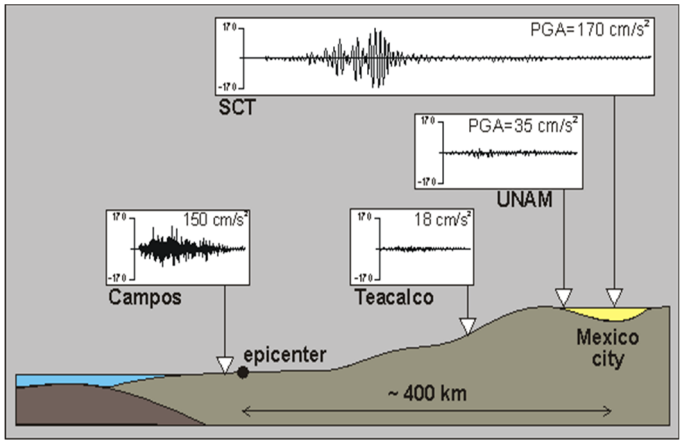


Fig.1 Amplification of the ground motion due to site effect, Mexico 1985

This phenomena has been particularly emphasized in the case of 1985 earthquake in Mexico (Fig.1). Even though the earthquake hit in the coast of Pacific ocean, hundreds kilometers far from Mexico City, the damages in the city were huge due to the amplification that occurred in Mexico City downtown which lays on an recent, very soft lacustrine deposit which traps the seismic waves [2].

Generally the frequency of a building decreases with an increase of its height.

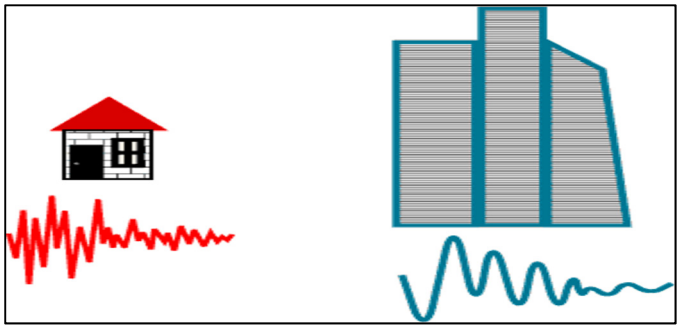


Fig.2 Small and tall buildings being vulnerable to high frequency and low frequency waves respectively

So, small buildings or commonly houses have short natural periods and they are more sensitive to high frequency seismic waves. The opposite with tall buildings, since they have longer natural periods they are more affected by low frequencies (Fig.2).

This effect is figuratively perfectly explained with the example of a swing [3]. Boosting the swing at casual time interval will stop the swinging of it, but pushing it repeatedly around its resonant period can bestow the person on it an adventurous and exiting ride. It's exactly this logic followed in real cases, explaining the fact that certain buildings answer differently to certain earthquakes. If the frequency of the ground motion coincides the natural resonance of the building, the building will incur the largest oscillations and be greatly damaged. This damaging impact has been thoroughly investigated through an extensive set of numerical simulations by C.Salameh [4] for SDOF (single degree of freedom),

perfectly elasto-plastic oscillators resting on linear or non-linear soil columns. For each (soil+structure) system a series of synthetic accelerograms imitating earthquakes with a varying magnitudes and distances (source to site) were injected at the base of the soil column and also for the case of the elasto-plastic oscillator lying directly on the outcropping bedrock. The increase of damage due to the soil column was quantified as the ratio between the maximum structural displacement on soil and on rock. The aim of the present study is to extend these investigations on the impact of the spectral coincidence for multi degree of freedom systems (MDOF). The thesis starts with a description of the signals used to excite the ground motion and the way that they have been simulated, continuing with the amplification of the signals passing through the soil columns, the description of the soil column and the parameters defining it (impedance contrast and the frequency of the soil). A brief general introduction about MDOF systems follows proceeding with the model that was used in the computations and the correlation between the model and the structure database. Over 40000 combinations of signals, buildings and soil columns were done and the results are displayed.

2. SIGNALS AND RESPONSE OF THE SOIL

2.1. Used signals, database

The signals used to excite and imitate ground motion are 20 in number. They are synthetic, realistic accelerograms provided from the method proposed by Sabetta and Pugliese [5]. 20 signals as seismic loading are used corresponding to a magnitude range [3-7] and a distance range [10-100] km. 8 ranges of Peak Ground Acceleration (PGA) on the surface of bedrock (m/s^2) were considered as: <0.0625, (0.0625-0.125), (0.125-0.25), (0.25-0.5), (0.5-1), (1-2), (2-4) and >4.

2.2. Soil columns and site response

It's known that the signal is modified when it propagates through multilayered soil profiles. This phenomena occurs because each of the layers has its own transmission and reflectivity features [6]. Our study considers only SH waves propagating in the vertical direction in a 1D medium. After getting the signals in time domain on the surface of the soil, they will be directly injected at the base of the structure, in this case MDOF oscillator, without any soil-structure interaction. We have considered here 36 different soil profiles with 9 different fundamental frequencies f_{soil} (1-9) Hz and 4 different impedance contrasts (2-8). The impedance contrast is defined as follows:

$$c = \frac{\rho_2 V_{S2}}{\rho_1 V_{S1}} \tag{1}$$

V_{s1}, V_{s2},ρ_1,ρ_2 are shear wave velocities and mass densities of the upper medium (1) and the lower medium (2). The mass density has been fixed to $\rho = 2000\ kg/m^3$ for all the cases while the bedrock shear wave velocity has also been fixed to$V_{S2} = 1000\ \mathrm{m/s}$. The 36 cases are thus obtained by fitting first the shear wave velocity to the imposed impedance contrast C (V_{s1}= V_{s2}/C) and then fitting the layer thickness H to the specified soil frequency f_{soil}:

$$H = \frac{V_{S1}}{4 * f_{soil}} = \frac{V_{S2}}{4 * c * f_{soil}} \tag{2}$$

In the Fig.4 transfer functions for 4 different impedance contrast cases on a dimensionless frequency axis (f/fsoil) are presented. It's obvious that for higher values of impedance contrast we observe higher amplification [7]. For a simple case like this, a single layered, homogenous soil column, the transfer function shows the harmonics (peaks) of the soil at odd numbers times the fundamental frequency (f_1=3f_0, f_2=5f_0, etc). Due to the damping, the highest amplification occurs at the fundamental mode.

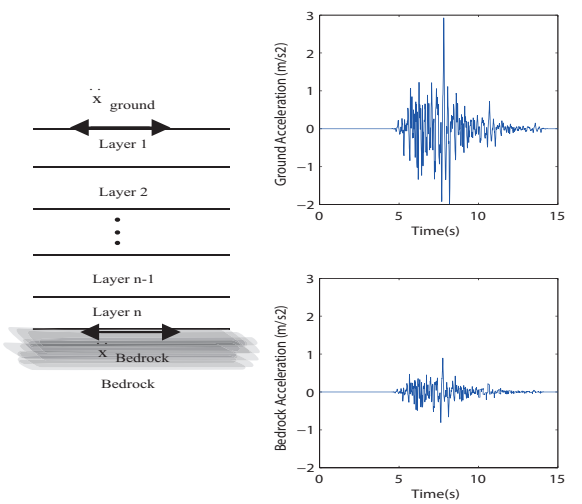


Fig.3 Amplification of the signal while propagating through a stratified medium [4]

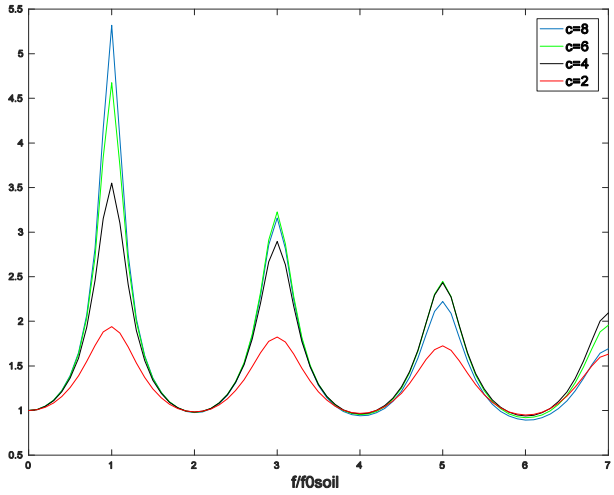


Fig.4 Transfer function of soil for different impedance contrast c=2(red), c=4(black), c=6(green), c=8(blue)

3. MDOF – USED MODEL AND DATABASE

3.1. Used model

Our model used for the computation is a multi-degree of freedom system consisting in a finite number of identical 1 degree of freedom oscillators added in series (Fig.5). Each 1DOF oscillator is a perfect elasto-plastic oscillator. Our elasto-plastic oscillator is more precisely an elasto-plastic spring with a mass at the top. So between the nodes (each mass) we defined the elements which are elasto-plastic spring elements and such like that they have no dimensions. The only two parameters defining the spring are: the small strain stiffness - k and the yield strength f_y. Like this, we have 1DOF per node, n 1DOF added in series. Soil structure interaction (SSI) was not taken into account in this study, as we want to focus mainly on the difference between SDOF and MDOF, and we consider that SSI should only marginally change the frequency of the structure + foundation system. We thus fixed the displacement at the base, assuming a perfectly rigid boundary condition.

Considering the average mass - 300 kg per cubic meter and dimensions of the building 10x10 meters and a height 3 meters per floor, the resulting (rough) mass per node was taken 90000kg [300x10x10x3]. Thus this is just an approximate mass that was used in the computation as an input value.

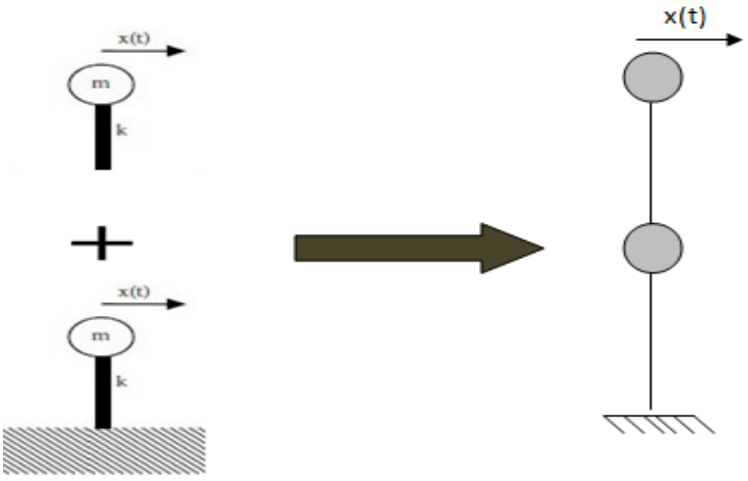


Fig.5. 2DOF system derived by adding two SDOF in series

After the modified, amplified signal arrives on top of the stratified medium, on surface, it effects the building by being injected on its base. The dynamic equation for MDOF system [8] is:

$$[\mathrm{M}]\{\ddot{\mathrm{U}}\} + [\mathrm{C}]\{\dot{\mathrm{U}}\} + [\mathrm{K}]\{\mathrm{U}\} = \{\mathrm{P(t)}\} \quad (3)$$

[M] is the mass matrix, [C] is the damping matrix, [K] is the rigidity matrix and $\{\ddot{U}\}$, $\{\dot{U}\}$, $\{U\}$ are the acceleration vector, the velocity vector, and the displacement vector respectively. $\{P(t)\}$is the force vector.

We are dealing with MDOF systems, but as mentioned above the MDOF system is derived by adding SDOF systems in series. Due to that, the equation of the motion is solved for SDOF damped oscillator under seismic excitation (Eq.3) with 5% of damping and then we correlate SDOF parameters with some key MDOF parameters used from the database [9].

$$\mathrm{m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = -m\ddot{x}_g} \quad (4)$$

In the formula (3.3) m is the mass (kg), c is the damping coefficient (Ns/m) and k is the rigidity (N/m); x is the displacement (m); $\dot{x}$ is the velocity (m/s); and $\ddot{x}$ is the acceleration (m/s^2) of the system, $\ddot{x}_g$ is the ground acceleration imitating seismic excitation.

For an undamped oscillator the natural angular frequency is [10]:

$$\omega_\mathrm{n} = \sqrt{\frac{\mathrm{k}}{\mathrm{m}}} \quad (5)$$

The natural frequency is:

$$\mathrm{f_n} = \frac{\omega_\mathrm{n}}{2\pi} = \frac{1}{2\pi}\sqrt{\frac{\mathrm{k}}{\mathrm{m}}} \quad (6)$$

For a damped oscillator (our case) the correlation between the natural angular frequencies is given with the relation [10]:

$$\omega_\mathrm{D} = \omega_\mathrm{n}\sqrt{1-\zeta^2} \quad (7)$$

If the damping ratio is 0.05 then it can easily be denoted that $\omega_D = 0.9987 * \omega_n$ so without doing huge discounts we can assume that the natural frequency of our damped MDOF oscillators can be also computed with:

$$\mathrm{f_n} = \frac{1}{2\pi}\sqrt{\frac{\mathrm{k}}{\mathrm{m}}} \quad (8)$$

In the computation as input parameters (defining the structure) we put the mass (m), the rigidity (k) and yield force (f_y). In the data base for each case we can get the period Tn and the yield displacement (dy) [9].

Knowing that:

$$\mathrm{T_{total}} = \frac{1}{\mathrm{f_{total}}} \quad (9)$$

we have the total frequency of the system (MDOF). Since the oscillators are added in series the rigidity will be:

$$\frac{1}{\mathrm{k_{total}}} = \sum_{\mathrm{i}}^{\mathrm{N}} \frac{1}{\mathrm{k_i}} \;\text{»}\; \mathrm{k_{total}} = \frac{\mathrm{k_i}}{\mathrm{Ndof}} \quad (10)$$

where Ndof is the number of degree of freedom of the MDOF.

The total mass is:

$$\mathrm{mtotal} = \mathrm{Ndof} * \mathrm{m} \tag{11}$$

So in the end the formula of the frequency gets this form:

$$\mathrm{f_{total}} = \frac{1}{2\pi}\sqrt{\frac{\mathrm{k_{total}}}{\mathrm{m_i}}} \tag{12}$$

In this equation (Eq.11) the only unknown parameter is $\mathrm{k_t}$ which represents the total rigidity of each SDOF oscillator.

The yield displacement that we get from the database is for the total system, so we have to divide it with the corresponding number of degree of freedoms.

$$\mathrm{d_{yi}} = \frac{\mathrm{d_{ytotal}}}{\mathrm{ndof}} \tag{13}$$

Now, we have all the needed input parameters for the computation: the mass-m, the rigidity-$\mathrm{k_i}$ and the yield displacement-d_{yi}.

3.2. Database

For the structures' database a SDOF elasto-plastic oscillators where used. These oscillators with their attributed features correspond to real buildings. The dataset was derived from RISK UE project [9]. They cover a big range of each parameter: elastic limit, ductility and the fundamental period. With respect to the height they are classified in: low rise, medium rise and high rise.

Table 1: Number of floors for Masonry or RC [9]

		Low rise	Medium rise	High rise
Number of floors	Masonry	1-2	3-5	≥6
	Reinforced concrete	1-3	4-7	≥8

The data base consists on buildings divided in 5 classes: 1st class - masonry, 2nd class - non-designed reinforced concrete, 3rd class - reinforced concrete with low ductility, 4th class - reinforced concrete with medium ductility and 5th class reinforced concrete with high ductility. Each one of the buildings (oscillators) is characterized by its fundamental period (T), yielding displacement (dy) and ultimate displacement (du). Since we are dealing with multi degree of freedom systems, we chose 2DOF, 5DOF and 8DOF systems, more precisely 20 2DOF, 19 5DOF and 18 8DOF, of course covering all the range that is given in the dataset itself.

The calculations were run in Matlab using a code, finite element code, derived by Stephane Grange. The code was initially made for SDOF systems and was subsequently modified and adapted to MDOF systems using the logic explained in section 3.1. As input parameters the mass-m, the rigidity-$\mathrm{k_i}$ and the yield displacement-d_{yi} are given. These parameters were obtained using the formulas in the section 3.1 and initially taking the needed parameters from the database [9] which are the period Tn and the yield displacement (dy).

4. DAMAGE ESTIMATION OF MDOF SYSTEMS AND DISCUSSION

Over 40000 combinations (cases) were tested. 2DOF, 5DOF and 8DOF systems coupled with 20 signals and 36 soil profiles (4 impedance contrasts c=2, c=4, c=6, c=8 and 1-9 soil frequencies). The results are summarized and shown below in below in Fig.6 only for 5DOF due to the restricted number of pages.

MEDIUM RISE

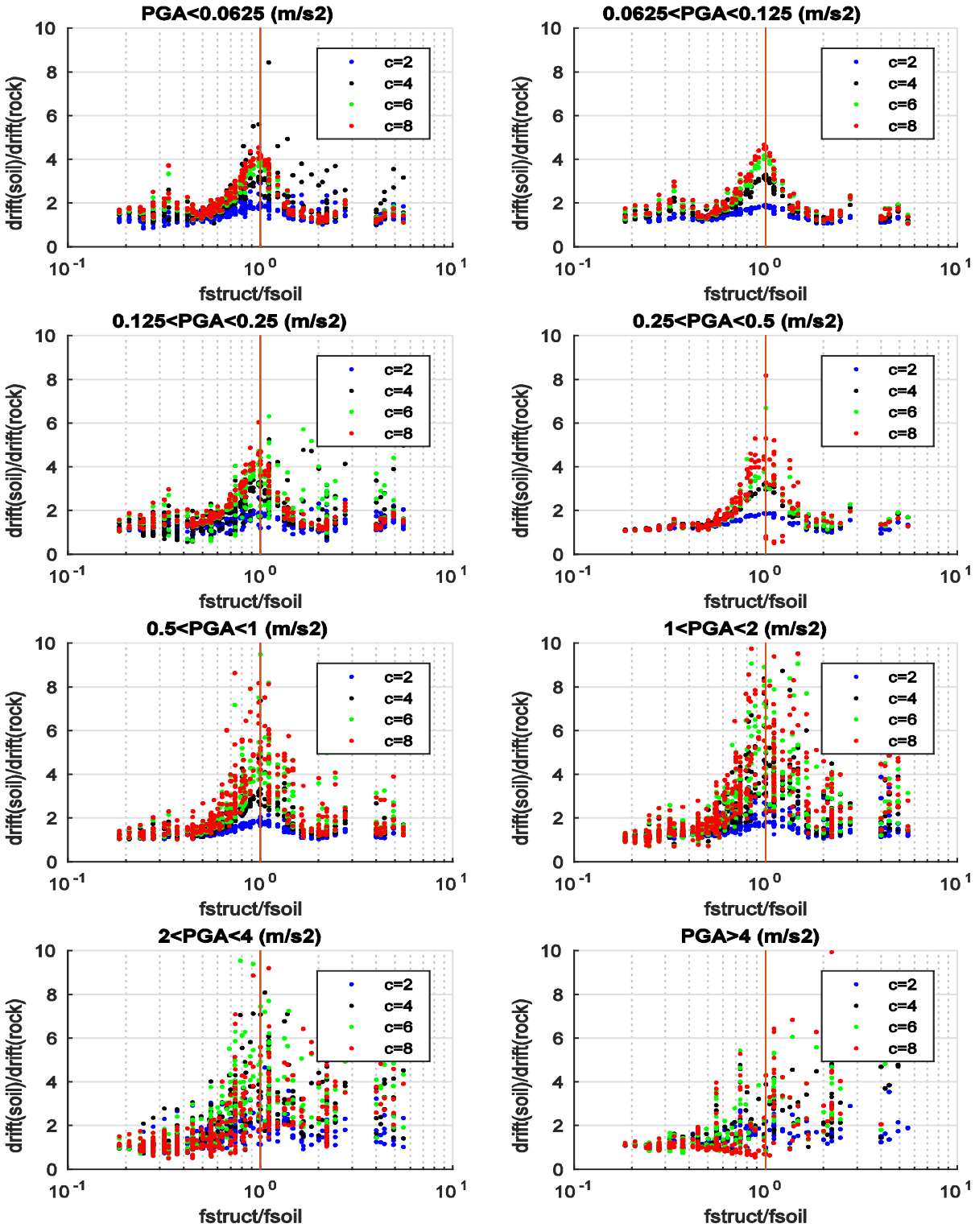


Fig.6 Overview of dependence of the peak structural drift Drift(soil)/peak structural drift(rock) as a function of fstruct/fsoil for different impedance contrasts(different colors) and different PGA ranges for medium rise buildings (5DOF)

As denoted in the plots, in the x axis we have the ratio fstruct/fsoil and in y axis is the ratio between the drifts drift(soil)/drift(rock). For the SDOF considered in Salameh's (2016) work, the damage is quantified by the maximum roof displacement which is also the oscillator's displacement; for MDOF systems considered here, the roof displacement is actually resulting from unevenly distributed drifts at every floor. Many authors indicate the most relevant damage indicator in such cases is the drift between the storeys, where the drift is defined as the difference of the displacements between the adjacent floors. It was decided here to base the comparison between soil and rock MDOF behaviors on the maximum drift, whatever the position where it occurs. However, the statistics on the position of the maximum drift for all the cases considered, (displayed in Fig.7) indicate that in most cases the peak drift occurs at the bottom level.

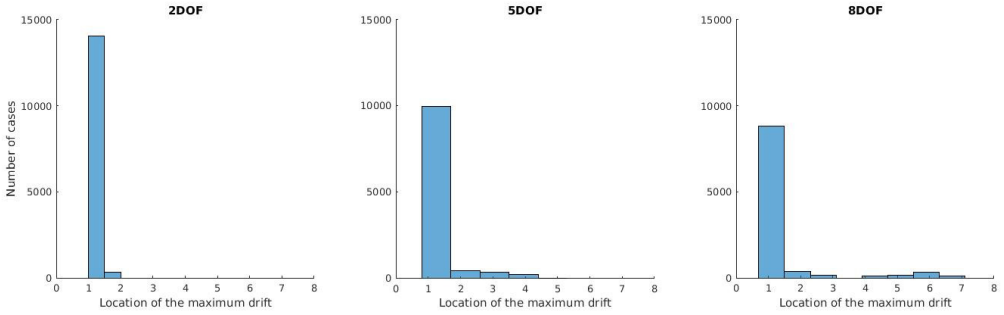


Fig.7 Histograms on the position of the floor corresponding to the maximum drift in 2DOF (left), 5DOF (middle) and 8DOF (right) cases

This showed us that the maximum drift is not on the top and taking the maximum displacement on the top as a damage indicator is not a good idea. In the ratio drift(soil)/drift(rock) the maximum drift of the building was selected. One of the basic differences between the SDOF and MDOF systems is that in the MDOF we have "multi" deflected shapes that the structure can obtain after being excited. If the MDOF is displaced in one of these shapes and then released, it will vibrate in a harmonic motion but still following the initial deflected shapes [10]. Each of these shapes is called mode of vibration. One NDOF system (N being the number of degree of freedom) has N mode shapes, the first one being the fundamental one and the N -1 the so called harmonics. So, the MDOF oscillator exhibits several modes which means that the resonance effect may not necessarily occur with the fundamental mode (the case with SDOF-because we have just the fundamental frequency of the building and not the harmonics' frequencies).

In the Fig.6 (same with the 2DOF and 8DOF cases) we can highlight several observations:

- Existence of a clear peak, sometimes reaching large values, when fstruct/fsoil=1 - this is the double resonance effect already observed by Salameh (2016) for SDOF systems.
- Existence of other - generally lower amplitude - peaks for other values of the ratio fstruct/fsoil: those peaks correspond to a coincidence between the harmonics of the soil and the fundamental mode of the structure, or vice versa between overtones of the structure and fundamental mode of the site. These peaks are more obvious in the linear cases where the PGA is not so high. In the right part of fstruct/fsoil=1 (i.e., fstruct/fsoil $\geq$1), the peaks correspond to the coincidence of the fundamental frequency of the building and the (first/higher) harmonics of the soil (defined by $fn=(2n+1)f_0$ where n is the number of the harmonic-overtone). In the left part of fstruct/foil=1 (i.e., fstruct/fsoil$\leq$1), the peaks are caused due to a coincidence of the fundamental frequency of the soil and harmonics of the structure.

- When PGA increases the ratios between peak soil and rock structural drifts get higher: the structural drift exceeds the yield one, the system enters the nonlinear domain, and the 0 tangent stiffness results in very large plastic displacements. As we did not consider here on these ratios the ultimate limits du, high values are obtained (which indeed would correspond to collapsed buildings).
- As the PGA increases, one can also observe a broadening of the spectral coincidence peaks which at some loading level merge together to become a "broad bump". This is also associated to the nonlinear behavior of structural system, which results in a shift of structural frequencies towards lower values.
- For very high PGAs the average amplitude is decreasing, as a consequence of the increase of damping because hysteresis loops well beyond the yield displacements dissipate a lot of energy, which in turn limit the peak drifts.
- The ratio drift(soil)/drift(rock) is increasing with the increase of the impedance contrast. This can be explained by the equation below showing the soil amplification factor relation with the impedance contrast:

$$A_0 = \frac{c}{1 + 0.5\pi\varepsilon c} \tag{14}$$

c is the impedance contrast between soil and rock and ε damping factor of the soil which is $5/V_s$. Increasing impedance contrast results in increasing the amplification factor so that's why for higher impedance contrasts we observe higher drifts.

5. CONCLUSIONS AND PERPECTIVES

In our study, we were interested in getting to know how multi degree of freedom elasto-plastic structures behave during an earthquake, more precisely how their damage can be quantified, and how it depends on simple parameters describing the loading, the site and the structural characteristics. These investigations were performed using waveforms corresponding to magnitude range [3, 7], distance range [10, 100 km] and PGA range [0.01-5 m/s^2], 36 single layered sites with fundamental frequencies ranging from 1 to 9 Hz, and impedance contrast (amplification) from 2 to 8, and 57 structural types corresponding to RISK-UE typologies, consisting in 20 DOF ("low rise") structures, 19 5DOF ("medium rise") structures, and 18 8DOF ("high rise") structures. The MDOF structures are modeled as a series of n elasto-plastic oscillators, and their response system was systematically compared for two different loadings: the "outcropping bedrock" loading, and the "site modified" loading including the site amplification. The ratio between peak inter-story drifts on soil and rock drift(soil)/drift(rock) was taken as the damage indicator. It proved to be a good decision as the peak drift was found to occur mostly in the first floor of all the MDOF systems, leading to larger values than the average drift derived from the roof displacement and building height. Besides the "classical" double resonance effect when the fundamental frequency of the building is equal to the fundamental frequency of the soil, other "spectral coincidence" effect may lead to increased damage when harmonics of the building coincide to soil overtones (or fundamental frequency), and vice versa. This is particularly clear for low PGA levels corresponding to linear structural response with "multi-peaked" drift ratio curves, all peaks corresponding to a coincidence between one structural frequency and one soil frequency. These peaks are significantly reduced for higher PGA values because the systems no longer behave linearly (elastic phase) but enter strongly the nonlinear domain. The increase of the impedance contrast, as expected, results in a damage increase, since the signal is more amplified on its way to the surface.

The models considered here are still very simple, especially for the site. These investigations should be extended by combining the MDOF structure with more realistic multilayered soil profiles. Another direction of improvement would be to improve the structural model, instead of the perfectly elasto-plastic one, for example the Takeda model which better takes into account the decrease in rigidity after entering in the plastic domain (cracks appearing).

ACKNOWLEDGEMENTS

I would like to express my sincere gratitude to Stephane Grange for providing us the code in Matlab, for his generous support and for always being available in helping us during the small pits along the computation road.
I would like to thank my supervisors: Prof. Pierre Yves-Bard for his constant help, positive energy, support, advices, and patience; Bertrand Guillier for his help and useful comments during the work; and last but not least a major gratitude to Christelle Salameh for her unconditional support.

REFERENCES

[1] Bard, P.-Y., J.-R., Thomas (1999). "Wave propagation in complex geological structures and their effects on strong ground motion."

[2] Singh, S. K., Lermo, J., Dominguez, T., Ordaz, M., Espinosa, J. M., Mena, E., et al. (1988). The Mexico earthquake of September 19, 1985-A study of amplification of seismic waves in the valley of Mexico with respect to a hill zone site. Earthquake spectra 4, 4, 653-673.

[3] Stein, S., Wysession, M. (2002). An Introduction to Seismology, Earthquakes, and Earth Structure, Wiley-Blackwell.

[4] Salameh, C., (2016), Vibrations ambiantes, contenu spectral et dommages sismiques: nouvelle approche adaptée à l'échelle urbaine. Application à Beyrouth, (Doctoral thesis, Université Grenoble Alpes).

[5] Sabetta, F., & Pugliese, A. (1996). Estimation of response spectra and simulation of nonstationary earthquake ground motions. Bulletin of the Seismological Society of America, 86(2), 337-352.

[6] Kennet, B. (1983). Seismic wave propagation in stratified media. . Cambridge University Press.

[7] Kramer, S. L. (1996). Geotechnical earthquake engineering. New Jersey: Prentice-Hall.

[8] Michel, C. (2007). Vulnerabilite Sismique de l'echelle du batiment a celle de la ville-Apport des techniques experimentales in situ-Application a Grenoble. Universite Joseph-Fourier-Grenoble I.

[9] Lagomarsino , S., & Giovinazzi, S. (2006). Macroseismic and mechanical models for the vulnerability and damage assessment of current buildings. Bulletin of Earthquake Engineering, 4(4), 415–443.

[10] Chopra, Anil K. (1995), Dynamics of structures: Theory and application to earthquake engineering, Englewood Cliffs, NJ.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

NA - 11
mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

THERMO-PYROLYSIS MODEL TO DETERMINE CHARRING OF TIMBER EXPOSED TO NATURAL FIRE

Robert PEČENKO[1], Tomaž HOZJAN[2]

ABSTRACT

The paper presents the use of computationally coupled thermo-pyrolysis model to determine the charring of timber elements exposed to natural fire and also standard (ISO) fire. The natural fire curves are modelled with the software Ozone. Thermal model is based on the Fourier partial differential equation, while the pyrolysis model is based on the Broido-Shafizadeh kinetic scheme, where the decomposition of wood at elevated temperatures is followed by the formation of char, tar and pyrolysis gases. The governing phenomena of pyrolysis model are described by a system of ordinary differential equations and reaction rates following Arrhenius law.

Case studies of wood specimen exposed to natural fire curves and standard (ISO) fire curve were carried out. Based on the decomposition of wood and formation of char, the criterion to determine charring of wood as well as the temperatures when charring starts (char front temperature) is proposed. As discovered, for the specimen exposed to natural fire curve with faster heating rate than the ISO curve, the char front temperature is higher than the one calculated for ISO curve. On the other hand, the char front temperature for the specimen subjected to natural fire with slower heating rate is lower compared to the char front temperature for the specimen exposed to ISO curve. Therefore, considering the same char front temperature for natural fires as determined for ISO fire is not appropriate.

Keywords: *Natural fire; Timber; Charring; Thermo-pyrolysis model; Broido-Shafizadeh model;*

[1] Assist. Prof. PhD, Faculty of Civil and Geodetic Engineering, University of Ljubljana, Ljubljana, Slovenia, robert.pecenko@fgg.uni-lj.si
[2] Assoc. Prof., Faculty of Civil and Geodetic Engineering, University of Ljubljana, Ljubljana, Slovenia, tomaz.hozjan@fgg.uni-lj.si

1. INTRODUCTION

The response of timber structures and structural timber members in fire depends mainly on the appearance and development of charring. In general, the most common way to determine the fire resistance of structural timber members is based on the simplified design methods which depend on the empirically determined charring rates usually given in mm/min. One of such simplified design method is reduced cross-section method given in [1] with the charring rates being given in the same standard. However, the main drawback is the fact that these charring rates are valid only for the standard fire exposure, or for parametric fire curves with a similar heating rate. Yet, occurrence and development of fire is highly uncertain phenomenon. Therefore, it is unlikely to describe all probable fire scenarios with only one fire curve, such as standard fire curve. This means that currently given charring rates in [1] and other similar standards are unsuitable for determining the development of the charring depth and consequently to estimate the fire resistance of a timber structures and timber structural elements in the event of a natural fire. This drawback was partially improved by introducing advanced computational models, i.e. coupled heat and moisture transfer models (e.g. [2]), where more accurate temperature distribution over the timber cross-section is obtained, while the char front temperature is assumed to be 300°C which is in accordance with [1] and was validated for standard fire exposure. The latest studies show that the char front temperature is different from 300°C in case if fire development is different from the standard fire curve ([3],[4]). Therefore, the use of these models is limited to standard fire exposures and parametric fire exposures with similar heating rates.

To precisely determine the charring and the corresponding char front temperature of timber elements exposed to a natural fire, it is essential to upgrade the current models with the correct mathematical description of the charring phenomenon, i.e. pyrolysis (thermal decomposition) of wood. For this, a thorough knowledge of the pyrolysis process and reaction, which describes thermo-chemical decomposition of wood at elevated temperatures to various products, such as charcoal, tar, gas and others, is needed. The pyrolysis reaction is a time-dependent process in which the heating rate of fire has an impact on the thermo-chemical decomposition of wood, and consequently on the charring development, as well as on the char front temperature.

In the present article a two-phase model to determine the development of charring is presented. Two-phase model combines the heat transfer model [5] and the pyrolysis model proposed by [6]. In the first phase, the development of temperatures over the cross-section of the timber element is calculated, which is then used as the input for the pyrolysis reaction in the second phase, where the decomposition of wood and the charring of timber element is determined. The presented criterion of charring and corresponding char front temperature is based on the decomposition of wood and formation of char. This way, the development of the charring and char front temperature is based on the thorough physical description of the pyrolysis reaction, thus making it more general and suitable for use in conditions of natural fire.

2. THERMO-PYROLYSIS MODEL

In presented model certain assumptions were introduced. The most important one is, that the pyrolysis reaction does not significantly affect the development of temperatures in the cross-section of the timber elements. Therefore, the method for the determination of thermo-chemical decomposition of wood can be performed in two successive phases. More precisely, the thermal analysis is followed by the pyrolysis reaction, where the char depth and char front temperatures are evaluated.

2.1. Thermal model

Thermal analysis is performed with the heat transfer model [5] which is based on the well-known Fourier partial differential equations that describes the heat transfer in solids. The influence of moisture content is considered indirectly by increasing the specific heat of the timber in the temperature range between 100 and 120°C, thus implicitly capturing the influence of evaporation of water in the wood. On the surface of the timber element, the surface heat flux is in accordance with [7] composed of convection and radiation part ($h_{cr} = h_c + h_r$). The convection surface heat flux h_c depends on the transfer coefficient α_c and on the difference between the temperature of the timber element on the surface T_m and the ambient temperature T_∞ in the vicinity of the fire exposed member, i.e. $h_c = \alpha_c (T_\infty - T_m)$. The radiant heat flux is

determined on the basis of the Stefan-Boltzmann law $h_r = \Phi\, \varepsilon_m\, \varepsilon_f\, \sigma\, (T_\infty^4 - T_m^4) h_r = \Phi\, \varepsilon_m \varepsilon_f \sigma (T_\infty^4 - T_s^4) h_r = \Phi\, \varepsilon_m \varepsilon_f \sigma (T_\infty^4 - T_s^4)$, where Φ is the configuration factor, σ is the Stefan-Boltzmann constant and ε_m the surface emissivity of the element and ε_f the emissivity of the fire. The governing equations for the heat transfer together with the boundary and initial conditions are solved numerically with Galerkin's finite element method. Implicit scheme is used for time discretization. The formulation is suitable for 2D heat transfer analysis.

2.2. Pyrolysis model

Pyrolysis is a thermo-chemical decomposition of wood to charcoal, tar, gas and other products at elevated temperatures. In the process of decomposition of wood, cellulose pyrolysis is most influential and controls the course of wood pyrolysis. Therefore, cellulose pyrolysis presents the focus of here presented study. In the past, a large number of different models in the field of thermo-chemical degradation of cellulose have been presented, ranging from simple single-stage to very complex models [8]. Mainly, models differ depending on the heating regimes. For example, pyrolysis kinetics is fundamentally different when cellulose is subjected to isothermal conditions up to 250 °C or to fire, which presents non-isothermal conditions with rapid temperature increase. Based on a number of parametric studies [8] shown that the Broido-Shafizadeh pyrolysis model (hereinafter referred as BS model) derived by [6] describes in detail the thermo-chemical degradation of cellulose under conditions of fire. In BS model cellulose undergoes transition reaction transforming to active cellulose, which is then subsequently decomposed to charcoal, gases and tar as shown in Fig. 1. For the sake of simplification, the term cellulose in BS model [6] is replaced by the term wood.

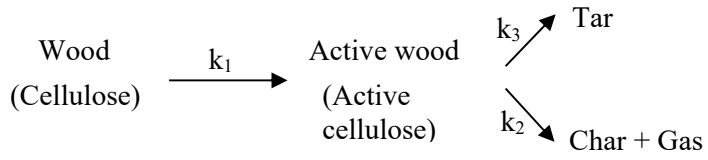


Fig. 1 Scheme of Broido-Shafizadeh pyrolysis reaction [6]. Notations k_i, $i = 1 – 3$ present reaction rates.

According to BS model, the decomposition of wood to active wood, tar and char is governed by three ordinary differential equations:

$$\frac{d\rho_w}{dt} = -k_1 \rho_w, \quad \frac{d\rho_{aw}}{dt} = k_1 \rho_w - (k_2 + k_3)\rho_{aw}, \quad \frac{d\rho_c}{dt} = 0.35 k_2 \rho_{aw}, \tag{1}$$

where ρ_w, ρ_{as} and ρ_c are densities of wood, active wood and char, respectively. Kinetic parameters, k_i follow the Arrhenius law: $k_i = A_i \exp(-E_i/RT)$, where R is universal gas constant, T is temperature, E_i is activation energy and A_i is pre-exponential factor.

The governing equations of the BS model for known initial conditions are solved with the help of Matlab's built-in implicit solver “ode15s”. The time interval is divided into time increments, and the solution within each time increment is determined iteratively by solving the governing equations of the BS model. For a detailed mathematical description of BS model and values of principal model parameters please refer to [6].

3. CASE-STUDY

This section presents the use of the two-phase heat-pyrolysis model to determine thermo-chemical decomposition of wood specimen exposed to two natural fire curves and standard ISO fire curve from one side. The natural fire curves are generated in the commercial software Ozone [9]. The considered size of fire compartment is $b \times l \times h = 10 \times 12 \times 4$ m^3. Other basic input parameters to generate natural fire curves are given in Table 1.

Table 1. Basic input data in software Ozone for fast and slow fire curve

	Fast fire	Slow fire
Openings	2 × 5 m^2 2 × 3 m^2	2 openings each size 2 × 10 m^2
Fire growth rate	Ultra fast 75 s	Medium 300 s
Fire load density	300 MJ/m^2	1000 MJ/m^2
RHRf	250 kW/m^2	250 kW/m^2
Danger of fire activation	Medium	Medium
Active fire fighting measures	Normal, $\delta_n = 1$	Normal, $\delta_n = 1$

The development of hot zone temperature with time for the natural fire curves generated in Ozone [9] are presented in Fig. 2, where also standard fire curve is given. For the fast fire, maximum temperature is 1200 °C after around 20 minutes of fire, afterwards the cooling phase initiates. For the slow fire, almost a plateau with the maximum temperature of around 600 °C is reached, which lasts for around 45 minutes (between 25 and 70 minutes of fire exposure).

For the thermal analysis, in total, three calculations are performed, each one corresponding to the given fire curve (fast fire, slow fire, ISO fire). Cross-section geometry and basic input data for the thermal analysis are presented in Fig. 3. Member with the depth of L = 150 mm and initial dry density of $\rho_{s,0}$ = 400 kg/m^3 is analyzed. Temperature dependent thermal properties (specific heat and thermal conductivity) and density reduction factor of timber are considered according to [1]. The cross-section is divided on 60 finite elements in y direction, and, due to 1D problem, on only 1 finite element in x direction. Thus, the entire cross-section is discretized on 60 finite elements, the size of each element being 2.5 × 2.5 mm^2.

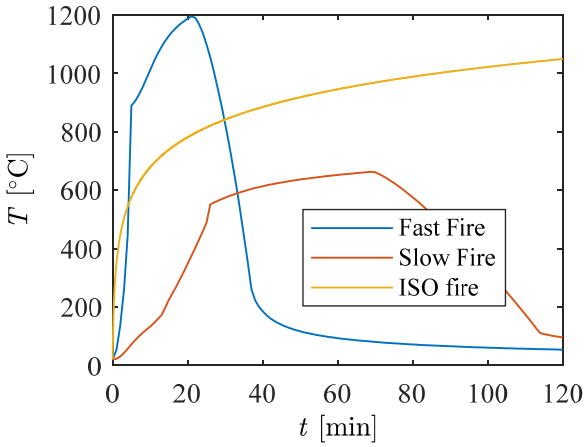


Fig. 2. The development of temperatures within the fire compartment for the corresponding fire curve

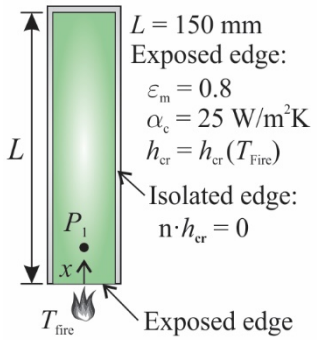


Fig. 3. Geometry and basic input data for the thermal analysis

As mentioned, after the thermal analysis the thermo-chemical decomposition of wood is performed with the Broido-Shafizadeh model. The basic parameters of the model are: E_1 = 242.6 kJ mol^{-1}, E_2 = 153.1 kJ mol^{-1}, E_3 = 197.9 kJ mol^{-1}, A_1 = 1.7 × 10^{21} s^{-1}, A_2 = 7.9 × 10^{11} s^{-1}, A_3 = 1.9 × 10^{16} s^{-1}, R = 8.314 kg·m^2·s^{-2}·K^{-1}·mol^{-1}.

3.1. Results and discussion

The results of the thermal analysis are given in Figs. 4 and 5. The development of temperature with time (*T*-*t* curves) in the chosen points of the cross-section that are from 5 to 70 mm away from the exposed edge are presented for fast fire in Fig. 4 and for slow fire in Fig. 5. In case of fast fire, the development of temperatures is much faster compared to the slow fire, which is anticipated. In addition, the cooling phase is significantly faster in case of fast fire compared to the slow fire.

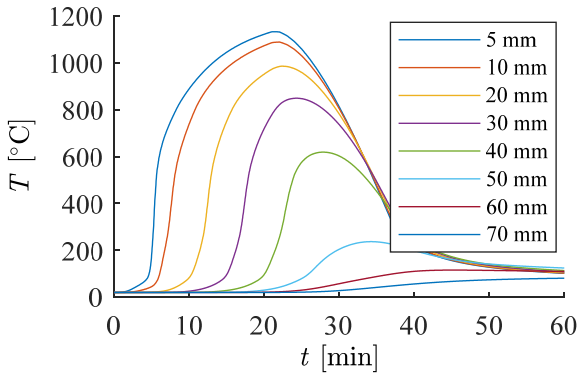


Fig. 4. The development of temperatures in the chosen point of cross-section for fast fire

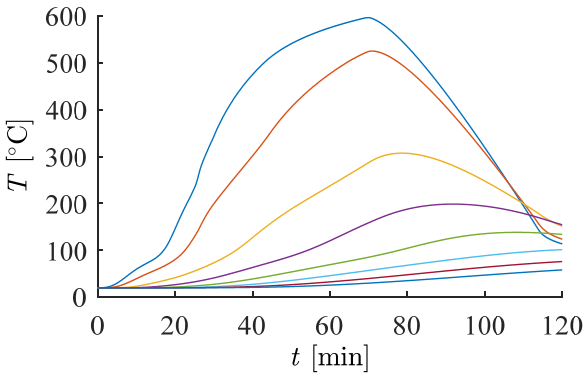


Fig. 5. The development of temperatures in the chosen point of cross-section for slow fire

Thermo-chemical decomposition of wood exposed to fast fire and slow fire is given in Figs. 6. and 7, respectively. The results are presented in the point P_1, which is 20 mm away from the exposed edge (see Fig. 3). The formation of pyrolysis gases and tar is not presented, since for the study, only the decomposition of solid part is important, further referred as solid. Solid is initially composed of wood, once the decomposition of wood starts (pyrolysis process) the solid is composed of wood, active wood and char. At the end of the decomposition process only char remains. For fast fire, the decomposition of wood starts after 11.7 minutes of fire exposure, when the temperature in this point is 235.6°C. The process of pyrolysis ends after 12.4 minutes at the temperature 382°C, this means that the process of thermo-chemical decomposition of wood is very fast since it lasts less than a minute. Completely different case is observed for slow fire. The process of pyrolysis is due to slower temperature increase much longer (21 min) since it starts after 53.5 minutes (T = 205.8°C) and ends after 74.5 minutes (T = 303.4°C) of fire exposure.

At the end of decomposition process 8.2 % of the solid for fast fire and 14.3 % of the solid for slow fire remains and represents the char, the residue decomposes on tar and gases. This means that more char is produced during slow fire, which is in accordance with basic pyrolysis phenomena, since, as known, the decomposition of wood on char and gases is the dominant reaction if the temperature increase is slower [6].

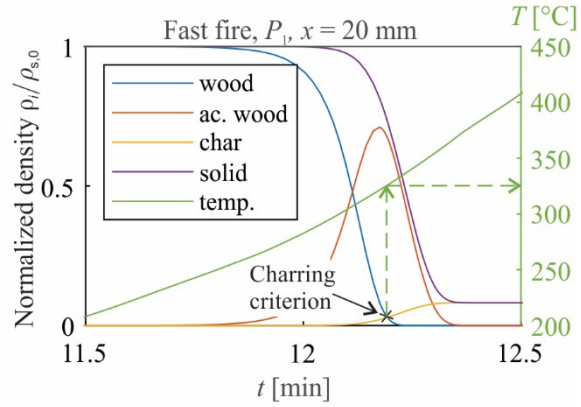


Fig. 6. The decomposition of wood on active wood and char for fast fire

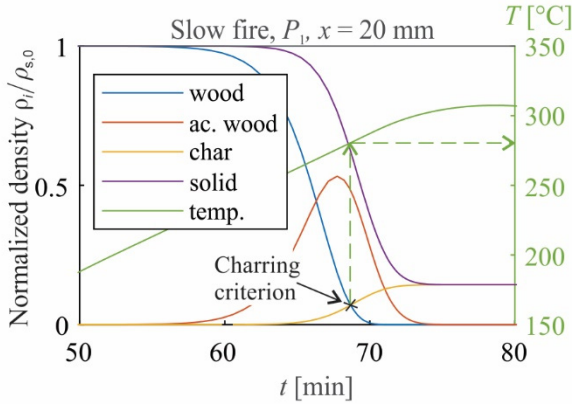


Fig. 7. The decomposition of wood on active wood and char for slow fire

For designing of timber structures exposed to fire it is especially important to know when a complete loss of mechanical properties of wood occurs. [1] defines this phenomenon by term charring, the temperature when charring occurs is considered as the char front temperature. Different criteria for the charring occurrence can be assumed. First one is to assume it with the beginning of char formation. Such criterion, however, could be somewhat conservative, since only 15.7 % (fast fire) and 10.5 % (slow fire) of wood decomposes when char starts forming, meaning that wood retains the majority of its structure and thus also mechanical properties. Second possible criterion is to consider that charring occurence at the end of pyrolysis reaction when wood totally decomposes and only char remains. However, latest research [10] suggest that the depolymerisation of wood main component, cellulose, at elevated temperatures happens before the pyrolysis reaction is fully completed. This signify that wood loses its mechanical properties before it completely decomposes. Therefore, the considered charring criterion in the paper is in between the two aforementioned criteria. It is assumed that charring occurs when the ratio of char in the composition of solid is bigger than the ratio of wood. According, to the Figs. 6. and 7, charring criterion is represented by the intersection of the curves which illustrate the decomposition of wood and formation of char. The temperature when this occurs is the corresponding char front temperature. Based on this criterion, charring for fast fire occurs at time t = 12.2 minute with char front temperature of 326°C, while for the slow fire this happens at t = 68.8 minute and char front temperature 281.6°C.

Based on this criterion, the char front temperatures for different distances from the fire exposed edge are determined and presented in Fig. 8 for fast fire, slow fire and standard ISO fire. In case of slow and ISO fire, the char temperature in general decreases with the distance from the exposed edge. Some fluctuation can be seen as a results of the model sensitivity. For fast fire, the trend of decreasing char front temperature with the distance from the exposed edge is not apparent. The reason for this lies in the fact that the pyrolysis is time and temperature dependent phenomena. It is therefore important, for how long wood is exposed to a certain temperature. For slow fire, the slopes of *T-t* curves in different point of the cross section (Fig. 4, x = 5–40 mm) are quite different, meaning that the dynamics of pyrolysis reaction also differs from point to point, which result in different char front temperature. As observed, slower temperature increase results in lower char front temperature. For fast fire, temperature increase in different points of the cross-section is quite similar (Fig. 4, x = 5–40 mm), meaning that the dynamics of pyrolysis reaction in all point is similar, resulting in comparable char front temperatures. For ISO fire, similar conclusion can be drawn as for slow fire, although the development of temperatures in the chosen point of cross-section is not presented in the paper. Note that charring for fast and slow fire occurs only up to 40 mm and 20 mm from the exposed edge, respectively, beyond that distance, the temperatures are too low for the charring to take place.

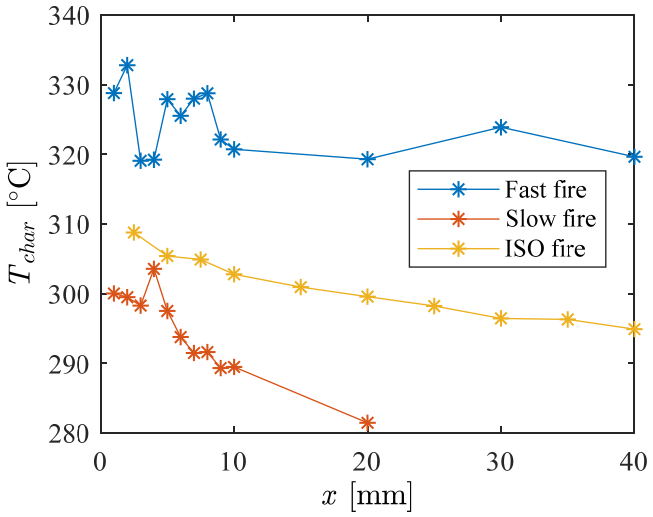


Fig. 8. Development of char front temperature with a distance from the exposed edge and for different fires

The results on Fig. 8 also demonstrates, that char front temperatures for fast fire are higher than char front temperatures for ISO fire. On the contrary, in case of slow fire, the char front temperatures are lower compared to ISO fire. This indicates, that if the heating regime is faster or slower from ISO fire curve, than the char front temperatures are higher or lower, respectively, compared to the char front temperatures evaluated for ISO curve.

The average char front temperatures for fast fire, slow fire and ISO fire are 322.1°C, 289.9°C and 299.8°C, respectively. The average char front temperature determined with thermo-pyrolysis model agree almost identically with the char front temperature 300°C given by EC5, which indicated that the charring criterion with the corresponding char front temperature is appropriate.

4. CONCLUSIONS

In the paper, a two-phase model to determine the decomposition and charring of wood is presented. The model is based on a detailed physical description of heat transfer and pyrolysis reaction. Thus, it provides a more general description of this phenomena, which enables to determine charring of wood and char front temperature in cases of natural fire.

The decomposition of wood specimen exposed to different natural fire curves (fast fire, slow fire) and ISO fire curve is analyzed. As discovered, the decomposition of wood for fast fire was much faster and less char was produced at the end of the pyrolysis reaction compared to the slow fire. Furthermore, the char front temperature for fast and slow fire determined with the two-phase model, were different from the char front temperatures for ISO curve. Namely, higher and lower values of char front temperatures were obtained for fast and slow fire, respectively, compared to the ISO fire. This indicates, that assuming the same char front temperature for natural fire as it is given for ISO fire is not appropriate.

ACKNOWLEDGEMENTS

The work of Robert Pečenko is supported by the Slovenian Research Agency through the grant Z2-8160. The work of Tomaž Hozjan is supported by the Slovenian Research Agency through the research core funding No. P2-0260. All the financial supports are gratefully acknowledged.

REFERENCES

[1] European Committee for Standardization - CEN (2005). Eurocode 5 — Design of timber structures, Part 1-2: Structural fire design. Brussels, Belgium.

[2] Pečenko R., Svensson S., Hozjan T. (2015). Modelling heat and moisture transfer in timber exposed to fire. International Journal of Heat and Mass Transfer vol. 87, pp. 598-605.

[3] Turner, I., Rousset, P., Rémond, R., Perré, P. (2010). An experimental and theoretical investigation of the thermal treatment of wood (Fagus sylvatica L.) in the range 200-260 °C. International Journal of Heat and Mass Transfer vol. 53, pp. 715–725.

[4] Lange, D., Bostroem, L., Schmid, J., Albrektsson, J. (2015). The reduced cross section method applied to glulam timber exposed to non-standard fire curves. Fire Technology vol. 51, pp. 1311-1340.

[5] Hozjan, T. (2009). Program Heat: 2-D analysis of heat transfer over solid body. Faculty of civil and geodetic engineering, University of Ljubljana.

[6] Bradbury, A. G. W., Sakai, Y., Shafizadeh, F. (1979). A Kinetic Model for Pyrolysis of Cellulose. Journal of Applied Polymer Science vol. 41, pp. 3271–3280.

[7] European Committee for Standardization - CEN (2004). Eurocode 1 − Actions on structures, Part 1-2: General actions – Actions on structures exposed to fire. Brussels, Belgium.

[8] Richter, F., Rein, G. (2017). Pyrolysis kinetics and multi-objective inverse modelling of cellulose at the microscale. Fire Safety Journal vol. 91, pp. 191–199.

[9] Cadorin, J.F., Pintea, D., Franssen, J.M. (2001). The desig fire tool OZone V2.2 – Theoretical description and validation on experimental fire testes. Universite de Liege, department M&S, Rapport interne SPEC/2001_01, pp. 1-49.

[10] Paajanen, A., Varri, J. (2017). High-temperature decompostion of the cellulose molecule: a stochastic molecular dynamics study. Cellulose vol. 24, pp. 2713–2725.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

NA - 12
mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

ПРИСТАПИ ЗА МОДЕЛИРАЊЕ НА ИСПОЛНА ОД SИДАРИЈА

Коце ТОДОРОВ[1], Љупчо ЛАЗАРОВ[2]

АПСТРАКТ

Исполната од sидарија, товарена во својата рамнина, се карактеризира со значителна крутост и јакост со што значително може да го промени одговорот на конструкциите изложени на дејство на земјотрес. Меѓутоа, поради сложените анизотропни карактеристики, недоволното познавање на карактеристиките на материјалите кои се користат за нејзина изработка, непостоењето на општо прифатени универзални правила за нејзино моделирање, како и поради отсуството на прецизни и јасни одредби во националните прописи за сеизмичко проектирање, влијанието на исполната во процесот на анализа најчесто се занемарува.

Во минатото, развиени се голем број на математички модели, кои што со помал или поголем успех можат да се искористат за моделирање на исполната од sидарија изложена на дејство на хоризонтални влијанија. Во зависност од применетите претпоставки и ефектите кои можат да ги симулираат, развиените математички модели можат да се поделат на неколку категории, и тоа: микро и макро модели, линеарни и нелинеарни модели, модели со кои може да се симулира монотоно или циклично товарење, како и модели кои ја вклучуваат или не ја вклучаваат интеракцијата помеѓу товарите во и надвор од рамнина на исполната.

Во овој труд извршена е систематизација на најчесто користените модели за математичко моделирање на исполната од sидарија и потенцирани се нивните карактеристики, предности и недостатоци. Изборот на соодветен модел во голема мерка зависи од целта на анализата, како и од познавањето на карактеристиките на применетиот модел. Микромоделите се покомплексни, со нив можат да се симулираат локалните ефекти на лом, кои може да настанат во исполната или во околната рамка, но истите се тешко применливи во глобални модели. Макромоделите се поедноставни за примена и со задоволителна точност и брзина можат да обезбедат квалитативни резултати за однесувањето на рамки со исполна од sидарија изложени на динамички влијанија.

Клучни зборови: *Исполна од sидарија; Математичко моделирање; Фундаментални модели; Феноменолошки модели*

[1] Вонр. проф. д-р, Градежен факултет, Универзитет “Св. Кирил и Методиј”, Скопје, Република Северна Македонија, todorov@gf.ukim.edu.mk
[2] Проф. д-р, Градежен факултет, Универзитет “Св. Кирил и Методиј”, Скопје, Република Северна Македонија, user@gf.ukim.edu.mk

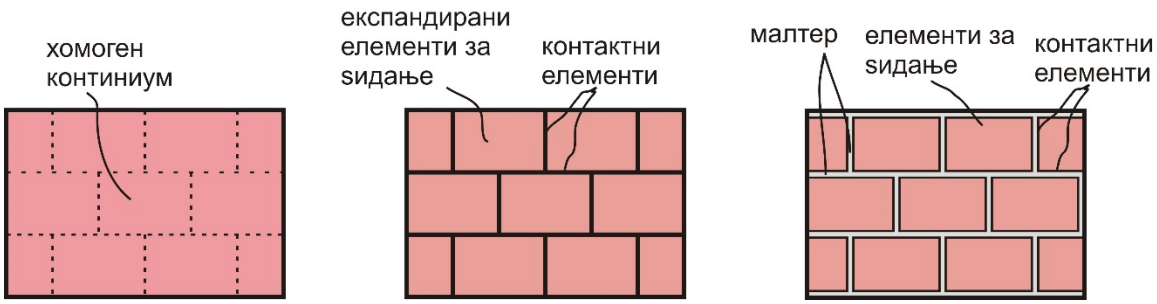
1. ВОВЕД

Спроведувањето на аналитички и параметарски истражувања за определување на сеизмичкиот одговор на рамките со исполна од ѕидарија во голема мерка е условено од изборот и примената на соодветен математички модел за моделирање на однесувањето на исполната. Според применетата техника за моделирање развиените математички модели можат да се поделат на фундаментални или модели кои ја моделираат исполната од ѕидарија со дводимензионални или тродимензионални елементи и феноменолошки или модели кои го симулираат однесувањето на исполната со еквивалентни линиски елементи, CEB (1996) [1], Crisafulli и др. (2000) [2], Asteris и др. (2002) [3], Combrescure (2006) [4], Liepold и Schwarz (2009) [5].

2. ФУНДАМЕНТАЛНИ МОДЕЛИ

Фундаменталните модели најчесто се базираат на методот на конечни елементи, и во нив симулација на однесувањето на исполната се врши преку соодветни конститутивни релации кои го дефинираат однесувањето на материјалите применети за изработка на исполната. За опишување на однесувањето при товарење во рамнина на исполната најчесто се користат дводимензионални триаголни или четириаголни конечни елементи со по два степени на слобода во јазел, иако во одредени случаи можна е примена и на тродимензионални елементи. Овие модели се карактеризираат со низа предности, како што е можноста за опишување на локалните ефекти на рушење на исполната и околната рамка поради појава на пукнатини, гмечење, пролизгување на контактите и сл. Но од друга страна, овие модели најчесто бараат големо компјутерско време за анализа и се доста осетливи на дефинирањето на влезните параметри, изборот на материјален модел, пристапот во симулирањето на контактните услови помеѓу исполната и околната рамка, степенот на дискретизација и сл. Дополнителен проблем кај моделите со површински конечни елементи претставува и симулирањето на отворање и затворање на пукнатините при дејство на циклично товарење и растоварување. Затоа овие модели најчесто се ограничени за истражувачки цели и се користат за симулирање на однесувањето на помали конструктивни модели или на издвоени еднокатни еднобродни единики.

Според пристапот на моделирање овие модели можат да се поделат на три подгрупи, Lourenco (1996) [6], и тоа: (1) хомогени или макро модели (2) модели со експандирани единици или мешо модели (3) детелни или микро модели, Сл. 1.



Сл. 1. Макро, мешо и микро фундаментални модели [6]

Кај првата група на модели исполната од ѕидарија се третира како хомеген изотропен или анизотропен континиум, при што карактеристиките на елементите за ѕидање и на малтерот се хомогенизирани во карактеристиките на континиумот. За определување на карактеристиките на хомогениот материјал се применуваат различни техники на хомогенизација, кои се базираат на компатибилност на деформации или на еквивалентна енергија. При примената на овие модели, за добивање на доверливи резултати, од особена важност е пристапот при моделирањето на контактот помеѓу исполната и околната рамка. Поради фактот што исполната не е круто врзана за околната рамка, за симулирање на контактот помеѓу исполната и рамката потребно е дефинирање на контактни елементи. Улогата на контактните елементи е да ја симулираат интеракцијата помеѓу исполната и рамката, при што истите треба да овозможат пренесување на силите на притисок, пренесување на силите на смолкнување до надминување на критичната сила

на триење и пролизгување по контактот после надминување на оваа сила, како и да овозможат дисконтинуитет помеѓу рамката и исполната, при појава на сили на затегнување. Во литературата можат да се сретнат различни пристапи за моделирање на материјалните ефекти на исполната и за дефинирање на карактеристиките на контактот исполна – рамка. Во првиот модел за моделирање на исполната со sидарија со конечни елементи, Malick и Severn (1967) [7] исполната била моделирана како линеарно еластичен континиум со примена на четириаголни конечни елементи, додека врската на исполната со околната рамка е моделирана со примена на контактни елементи. Во подоцнежните модели, Liauw and Kwan (1984) [8], Dhanasekar and Page (1986) [9], Mehrabi и Shing (1997) [10], Asteris (2008) [11], нелинеарните ефекти во исполната биле симулирани преку воспоставување на некои од познатите круитериуми за течење според теоријата на пластичност, или преку дефинирање на зависноста напрегање – дилатација при едноаксијално или биаксијално товарење.

Кај моделите со експандирани единици елементите за sидање се моделираат како континуални единици, додека карактеристиките на малтерот се моделираат преку контактни елементи. Карактеристиките на контактните елементи се избираат така да можат да го симулираат однесувањето на контактот малтер-елементи за sидање, како и да ги земат во предвид еластичните и пластичните деформации кои се јавуваат во малтерските слоеви. Во првите модели со експандирани единици, се претпоставува линеарно однесување на блоковите за sидање, додека нелинеарните ефекти се сконцентрирани само на ниво на контактните елементи. Во подоцнежните модели, преку дополнителна дискретизација на ниво на елементи за sидање, или преку воведување на дополнителни критериуми, нелинеарните ефекти, како што се појавата на пукнатини или рушење поради притисок се вклучени и на ниво на елементите за sидање.

Кај деталните или микро модели, исполната од sидарија се моделира преку поединечна дискретизација на елементите за sидање и на малтерот. Овие модели вообичаено се карактеризираат со голем број на елементи за дискретизација и со потреба од дефинирање на поединечни материјални законитости за малтерот и за елементите за sидање. Врската малтер-елементи за sидање се остварува преку контактни елементи со кои може да се симулира нарушување на врската поради смолкнување или затегнување. Иако овие модели се најблиску до реалното однесување на рамките со исполна и можат да ги симулираат различните облици на рушење на исполната и околната рамка, сепак примената на овие модели е доста ограничена поради огромното потребно време за анализа.

Независно од пристапот при моделирањето на исполната од sидарија, како хомоген или како двокомпонентен материјал, за добивање на доверливи резултати од особено важност е начинот на кој се симулира појавата и развојот на пукнатините во исполната. Во литературата можат да се сретнат два различни пристапи за симулирање на појавата на пукнатини и тоа: модели со распределени пукнатини и модели со дискретни пукнатини.

Кај моделите со распределени пукнатини, појавата на пукнатини се симулира со промена на материјалните карактеристики на ниво на точките на нумеричка интеграција во употребениот конечен елемент. Овие модели се доста осетливи од степенот на дискретизација и од употребениот конечен елемент и истите не даваат приказ на појавата на поединечните пукнатини, туку кај нив пукнатините се лоцирани на ниво на гаусовите точки на интеграција. Овие модели можат да го опишат однесувањето на рамките со исполна од sидарија на задоволително ниво, во случаи кога во исполната се јавуваат повеќе пукнатини и кога однесувањето на исполната не е контролирано поради појава на една пукнатина, каков што може да биде случајот на крт лом поради смолкнувањето на исполната.

Моделите со дискретни пукнатини ја симулираат појавата на пукнатини во материјалот преку раздвојување на јазлите. Кај дел од овие модели, кога напрегањата и деформациите во одредени јазли ќе достигнат одредена пропишана вредност доаѓа до физичко раздвојување на јазелот на два независни јазли со што се овозможува формирање на пукнатина и дисконтинуитет на двата соседни елементи. Моделирањето на дискретни пукнатини може да се изврши и со дефинирање на двојни јазли кои се меѓусебно поврзани со нелинеарни федери, чии што карактеристики зависат од јакостно – деформационите карактеристики на физичкиот контакт. Кај

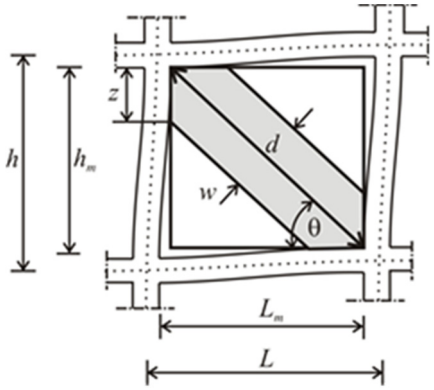
микромоделите за моделирање на исполната од ѕидарија, честопати се користи и комбинација помеѓу моделите со дискретни и распределени пукнатини, на тој начин што нелинеарноста на ниво на елементите за ѕидање се моделира со модели кои користат распределени пукнатини, додека пукнатините на контактите помеѓу елементите се моделират со дискретни модели, Stavridis and Shing (2008) [12], Koutromanos и др. (2011) [13].

3. ФЕНОМЕНОЛОШКИ МОДЕЛИ

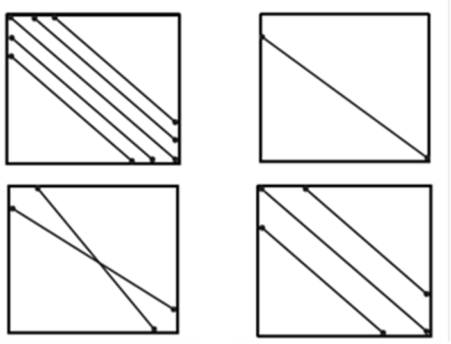
Феноменолошките модели ја користат идејата за моделирање на исполната со примена на едноставни линиски елементи изложени на аксијално дејство, т.н. еквивалентна притиснатата дијагонала, Сл.2. Овие модели се доста практични за моделирање на исполната во рамовските конструктивни системи поради нивната едноставност за примена и поради малото компјутерско време за процесирање на нивно однесување. Дефинирањето на карактеристиките на притиснатата дијагонала во голема мера зависи од видот на анализата, линеарна или нелинеарна, како и од начинот на дејствување на товарот, монотоно или циклично. За потребите на линеарната анализа доволно е дефинирање на геометриските карактеристики, изразени преку должината и површината на напречниот пресек на дијагоналата, и на материјалните карактеристики, дефинирани преку модулот на еластичност. За нелинеарно моделирање, потребно е дефинирање на анвелопната крива сила-поместување, за случај на монотоно товарење, односно дефинирање на дополнителни хистерезисни правила за однесување при товарење и растоварување, за случај на циклични или динамички влијанија.

Моделирањето на исполната со еквивалентна дијагонала е прифатливо за случаи кога јакоста на затегнување на контактот исполна – рамка е мала, со што при релативно мали хоризонтални поместувања доаѓа до одвојување на исполната од околната рамка по контактите каде се јавуваат сили на затегнување. Ова треба да се има во предвид при случаи на спроведување на линеарна анализа, кога исполната се моделира со две дијагонали, по една во двата правци. Поради неможноста на линеарната анализа да ги ограничи силите на затегнување кои се јавуваат во затегнатата дијагонала, прифатливи резултати можат да се добијат доколку се усвои двата стапасти елементи кои се протегаат во двата дијагонални правци и кои може да примаат сили на затегнување или на притисок, да се моделираат во површина еднаква на една половина од површината на еквивалентната притиснатата дијагонала. Доколку насоката на товарење е претходно дефинирана, тогаш моделирањето на исполната може да се изврши и со елементи кои ќе пренесуваат сили на притисок само во едниот дијагонален правец.

Моделирањето на исполната со една притиснатата дијагонала, која ги поврзува јазлите на спојот помеѓу гредите и столбовите во дијагоналниот правец, дава задоволителни резултати при евалуација на глобалното однесување на конструкцијата, меѓутоа не може да ги опише локалните ефекти во гредите и столбовите кои се јавуваат поради интеракцијата помеѓу исполната и околната рамка. Од тие причини во литературата можат да се сретнат различни предлози за модификација на моделот со една притиснатата дијагонала, Сл.3, преку вклучување на повеќе дијагонали, или преку поместување на контактниот јазел на дијагоналата со околната рамка.



Сл. 2. Карактеристики на еквивалентната притиснатата дијагонала



Сл. 3. Модификации на моделот со еквивалентна притиснатата дијагонала

3.1. Ширина на притисната дијагонала

Концептот за математичко моделирање на исполната од ѕидарија со еквивалентна притиснатa дијагонала за прв пат е забележан од страна на Polyakov во 1956 година, како резултат на спроведените испитувања на примероци од ѕидарија изложени на дијагонален притисок. Оваа идеја е искористена од страна на Holmes (1961) [14] кој ја заменува исполната од ѕидарија со еквивалентна зглобно поврзана притиснатa дијагонала, изработена од материјал со иста дебелина и модул на еластичност како и исполната и со ширина која е еднаква на една третина од должината на дијагоналата, равенка (1).

$$\frac{w}{d} = \frac{1}{3} \tag{1}$$

Врз база на спроведените експериментални истражувања на челични рамки со исполна, Smith (1966) [15], согледал дека ширината на дијагоналата не е константна, туку дека се движи во граници од 10% до 25% од нејзината должина и е во зависност од релативната крутост на рамката и исполната, како и од односот на страните на панелот за исполна. Врз база на спроведените истражување, Smith предлага дефинирање на бездимензионален параметар λ_h, равенка (2), за определување на должината на контактот z помеѓу рамката и исполната.

$$\lambda_h = h \cdot \sqrt[4]{\frac{E_m t \sin 2\theta}{4 E_c I_c h_m}}, \qquad z = \frac{\pi}{2\lambda_h} h \tag{2}$$

Во равенката (2), E_m претставува модул на еластичност на исполната од ѕидарија, E_cI_c е крутост на свиткување на столбовите, t е дебелина на исполната и на еквивалентната дијагонала, h_m е висина на исполната, h е висина на столбот, мерена како растојание помеѓу системските линии на гредите под и над разгледуваниот кат и θ претставува агол, чиј што тангенс е еднаков на односот на висината и ширината на панелот за исполна.

Равенката (2), предложена од Smith (1966) била појдовна релација за низа на емпириски изрази за определување на ширината на еквивалентната притиснатa дијагонала, Mainstone (1971) [16], равенка (3), Mainstone и Weeks (1970) [17], равенка (4), Liaw и Kwan (1984) [8], равенка (5).

$$w = 0.16 \lambda_h^{-0.3} d \tag{3}$$

$$w = 0.175 \lambda_h^{-0.4} d \tag{4}$$

$$w = \frac{0.95 \sin 2\theta}{2\sqrt{\lambda_h}} d \tag{5}$$

Во предложените релации широчината на еквивалентната притиснатa дијагонала е обратно пропорционална од вредноста на параметарот λ_h, без притоа да се земе во предвид влијанието на пукнатините во исполната кои се јавуваат при достигнување на одредено ниво на хоризонтални поместувања.

Тргнувајќи од фактот дека поголемата ширина на притиснатата дијагонала би значело и покрута конструкција, а со тоа потенцијално би се иницирале и поголеми сеизмички сили, Paulay и Pristley (1992) [18], вршат упростување на дефинираните изрази, при што предлагаат конзервативна вредност за широчината на еквивалентната дијагонала, равенка (6). Од извршените споредбени анализи тие препорачуваат оваа вредност на широчината на притиснатата дијагонала да се користи за ниво на попречни сили кои изнесуваат 50% од капацитетот на конструкцијата со исполна од ѕидарија.

$$w = 0.25 d \tag{6}$$

Врз база на експериментални резултати, Decanini и Fantin (1987) [19], препорачуваат два сета од равенки за определување на широчината на притиснатата дијагонала, во зависност од тоа дали во исполната работи без (7) или со пукнатини (8).

$$w = \left(0.085 + \frac{0.748}{\lambda_h}\right) d \quad \text{за} \quad \lambda_h \le 7.85, \; w = \left(0.130 + \frac{0.393}{\lambda_h}\right) d \quad \text{за} \quad \lambda_h > 7.85 \tag{7}$$

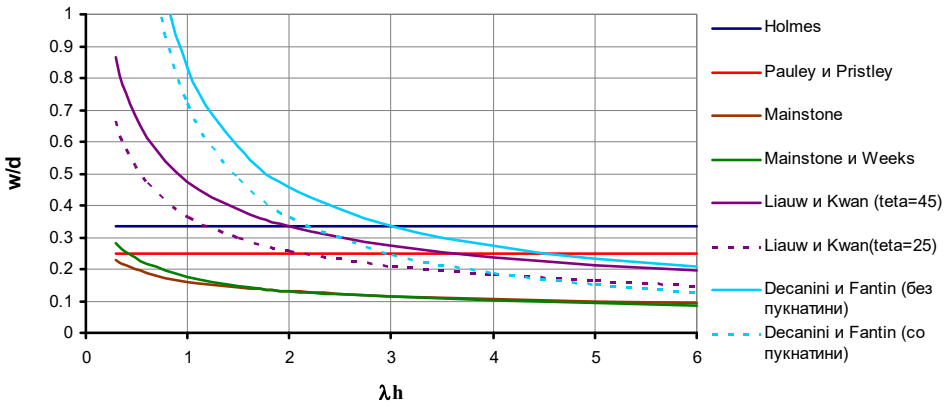
$$w = \left(0.01 + \frac{0.707}{\lambda_h}\right) d \quad \text{за} \quad \lambda_h \le 7.85, \; w = \left(0.04 + \frac{0.470}{\lambda_h}\right) d \quad \text{за} \quad \lambda_h > 7.85 \tag{8}$$

Flanagan и Bennet (1999) [20], ја дефинираат ширината на еквивалентната притисната дијагонала во зависност од спепенот на достигнати поместувања, односно од степенот на оштетувања во исполната, равенка (9).

$$w = \frac{\pi}{C \cdot \lambda_h \cos\theta} h \tag{9}$$

Во равенката (9), C претставува емпириска константа која се движи во граници од 7 до 18, и е определена со калибрирање на препорачаната равенка со експериментално добиените резултати.

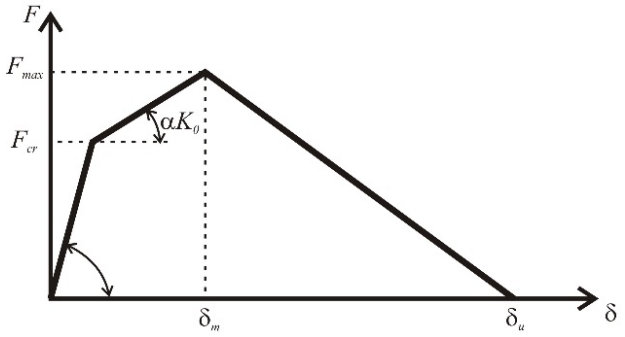
Граничните вредности на параметарот λ_h дефиниран со равенката (2), за случај на армирано бетонски рамки со исполна, можат да се определат доколку се усвојат гранични вредности на променливите од кои зависи овој параметар. За модул на еластичност на исполната во граници од 500 до 1000 од јакоста на притисок на исполната, и за вредности на јакост на притисок за исполна од керамички блокови во граници од 1 до 5 MPa, модулот на еластичност на исполната може да се движи во граници од 500 до 5000 MPa. Доколку за бетонот се усвои модул на еластичност од 25000 до 40000 MPa, односот помеѓу модулот на еластичност на исполната и модулот на еластичност на бетонот може да се движи во граници од 0.0125 до 0.2. Односот помеѓу дебелината и висината на исполната, вообичаено е ограничен од услов за губење на стабилност при товари надвор од рамнина. За високи и тенки ѕидови овој однос може да биде 1/40, додека за случај на ниски и дебели ѕидови за исполна односот дебелина наспрема висина може да биде 1/10. Аголот θ зависи од односот на страните на панелите за исполна. Вообичаените вредности на θ се движат во граници од 25° до 65°, со што за синусот од двојниот агол би се добиле вредности од 0.75 до 1. Димензиите на столбовите во рамките со исполна се во функција од катноста на објектот, и вообичаените вредност се движат од 30/30cm до 80/80cm. Доколку се изврши комбинација на претпоставените параметри според нивните минимални и максимални вредности ќе се добие дека вредноста на параметарот λ_h може да се движи во граници од 0.15h до 1.6h. За вообичаени катни висини од 3 до 4 m. параметарот λ_h би добил вредности од 0.45 до 6.4. Параметарот λ_h е право пропорционален со односот помеѓу релативните крутости на исполната и на околната рамка, а е обратно пропорционален со ширината на притиснатата дијагонала. Оттука, крутата исполна вообичаено резултира со поголеми вредности на параметарот λ_h и со помала ширина на еквивалентната дијагонала. На Сл.4 даден е графички приказ на влијанието на параметарот λ_h врз односот помеѓу ширината и должината на притиснатата дијагонала, определен според претходно дефинираните релации.



Сл. 4. Влијание на параметарот λ_h врз ширината на притиснатата дијагонала

3.2. Моделирање за нелинарна анализа – модели за монотоно товарење

За спроведување на нелинеарна анализа, како што беше споменато и претходно, потребно е дефинирање на нелинеарните карактеристики сила – поместување на еквивалентната дијагонала. Наједноставните модели го симулираат однесувањето на притиснатата дијагонала со примена на билинеарни или трилинеарни дијаграми, Сл. 5.



Сл. 5. Карактеристичен трилинеарен дијаграм сила – поместување за моделирање на исполната од sидарија

Првата гранка од трилинеарниот модел е дефинирана со почетната аксијална крутост, Ko која е производ од површината на притиснатата дијагонала и модулот на еластичност на исполната. После достигнување на силата на појава на првите пукнатини Fcr, доаѓа до намалување на ефективната површина, што резултира со намалување на аксијалната крутост на дијагоналата. Силата при појава на пукнатини се достигнува при релативни катни поместувања од 0.1% до 0.2% и вообичаено се движи од 40% до 60% од максималната носивост. Максималната сила е резултат на исцрпување на носивоста на исполната, што може да се случи поради достигнување на некој од облиците на лом. Оваа сила може да се добие како производ од површината на дијагоналата, која најчесто не е иста со почетната површина, и еквивалентната јакост на притисок во дијагонален правец на исполната од sидарија. Според Zarnic и Gostic (1997) [21] максималната сила може да се пресмета според рав. (10), каде што f_{tp} претставува јакост на затегнување добиена од тест со дијагонален притисок, додеке t_w, L_{in} и H_{in}, претставуваат дебелина, должина и висина на панелот за исполна.

$$F_{\max} = 0.818 \frac{L_{in} \cdot t_w \cdot f_{tp}}{C_I} \left(1 + \sqrt{C_I^2 + 1}\right), \quad C_I = 1.925 \frac{L_{in}}{H_{in}} \tag{10}$$

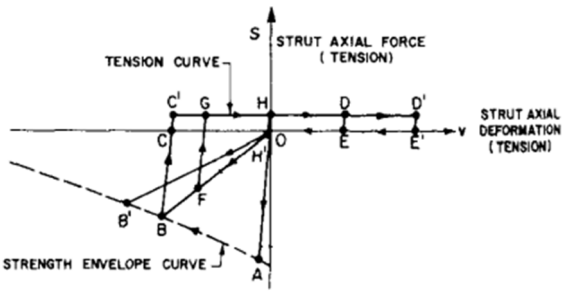
Поместувањето при максималната јакост вообичаено е 4 до 6 пати поголемо од поместувањето при појава на пукнатини, што резултира со релативни катни поместувања од 0.5 до 1% од катната висина. Третата гранка од карактеристичниот трилинеарен дијаграм сила – поместување, претставува опаѓачка гранка, која го претставува однесувањето на исполната после достигнувањето на максималната јакост. Иако во исполната се јавува рушење поради достигнување на граничните вредности на јакоста на смолкнување или притисок, во одредени случаи поради формирање на механизми на триење или прераспределба на влијанијата исполната продолжува да се спротиставува на хоризонталните деформации. Комплетната деградација на исполната може да се јави при релтивно големи поместувања кои може да изнесуваат и 5 до 20 пати од деформациите при достигнување на максималната јакоста.

3.3. Хистерезисни модели

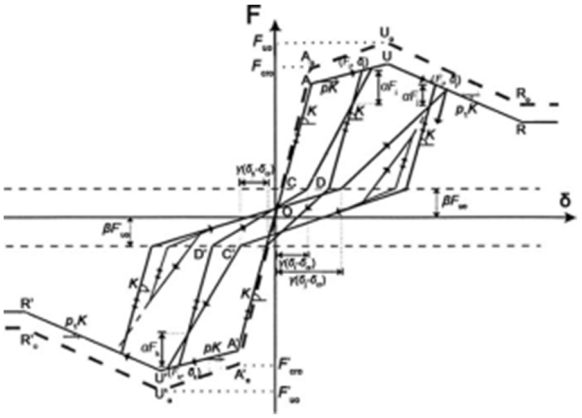
За симулирање на однесувањето на рамките со исполна од sидарија при циклични или динамички натоварувања, покрај дефинирањето на анвелопната крива, неопходно е дефинирање и на хистерезисни правила со кои се опишува однесувањето на исполната при дејство на товарење и растоварување. Имајќи во предвид дека еквивалентната притисната дијагонала спаѓа во групата на феноменолошки модели, хистерезисните правила кај овие модели се дефинираат врз база на обсервација на однесувањето на исполната, добиено од експерименталните испитувања.

Првиот хистерезисен модел на притисната дијагонала со можност да се симулира деградацијата на крутоста при циклично товарење во две насоки е предложен од Klingner и Bertero (1976) [26], Сл.6. Анвелопната крива при притисок кај овој модел е претставена преку линеарно еластична гранка, која важи се до достигнување на максималната јакост, и експоненцијална крива на деградација после тоа. Крутоста при растоварување кај овој модел е иста со еластичната крутост. При затегнување, однесувањето на дијагоналата е опишано со еластична идеално пластична зависност која започнува после достигнување на граничната сила на затегнување. При повторно товарење, во моделот усвоена е деградација на крутоста која е дефинирана со максималното поместување кое е достигнато во претходниот чекот на товарење. Со таквата формулација моделот овозможува да се симулираат низа на ефекти кои биле регистрирани при експерименталните испитувања, како што се: почетната крутост и почетната јакост, намалување на носивоста со зголемување на деформациите и деградацијата на крутоста при повторно товарење. Овој модел претставува основа за голем број на понатамошно развиените модели.

Panagiotakos and Fardis (1996) [22] го формулираат хистерезисниот модел преку формулација на однесувањето катна хоризонтална сила – релативно катно поместување, Сл.7. Скелетната крива при монотоно товарење е опишана со четири линеарни гранки дефинирани со точките кои ги опишуваат состојбата на појава на пукнатини, максималната јакост и заостанатата носивост. При циклично товарење и растоварување моделот ги зема во предвид деградацијата на крутоста и јакоста и ефектот на штипнување на хистерезисната петелка.



Сл. 6. Хистерезисна зависност аксијална сила – деформација [26]



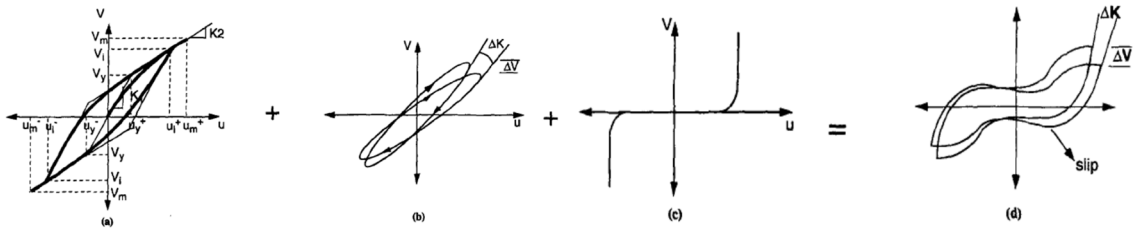
Сл. 7. Хистерезисна зависност хоризонтална сила – релативно катно поместување за рамки со исполна [22]

Rodrigues и др. (2010) [23], предлагаат модификација на концептот на еквивалентата притисната дијагонала. Тие својот модел го формулираат со четири дијагонални елементи со круто еластично однесување, кои се меѓусебе поврзани со централен елемент во кој се сконцентрирани ефектите на нелинеарност. Централниот елемент може да прима сили на притисок и на затегнување, со што се симулираат силите кои се предаваат во правецот на двете притиснати дијагонали. Анвелопната крива е дефинирана со пет линеарни сегменти, додека хистерезисното однесување ги вклучува ефектите на деградација на крутоста, јакоста и стеснувањето на хистерезисната петелка.

За разлика од претходно наведените модели кои го симулираат однесувањето на рамките со исполна преку мулти линеарни зависности, Madan и др. (1997) [24], формулираат хистерезисен модел со континуална, односно глатка зависност помеѓу силата и поместувањето. Формулацијата на моделот ја базираат на Bouc-Wen – овиот хистерезисен модел, кој го надополнуваат со дополнителни правила за земање во предвид на деградацијата на крутоста и јакоста и за модификација на хистерезисната петелка која се јавува поради феноменот на отворање и затворање на пукнатините во исполната од ѕидарија при дејство на циклично товарење и растоварување, Сл.8.

Во литературата можат да се сретнат голем број на различни варијации на претходно наведените макро модели за симулирање на однесувањето на исполната од ѕидарија при дејство на циклични

влијанија, Crisafullu (1977) [25], Asteris и др. (2011) [27]. Основната разлика помеѓу нив е во пристапот на дефинирањето на параметрите со кои се опишуваат одредени ефекти како што се: влијанието на отворите, деградацијата на крутоста и јакоста при циклично товарење, влијанието на смолкнувањето, интеракцијата помеѓу однесувањето при товарење во и надвор од рамнина на исполната и сл.



Сл. 8. Интегриран хистерезисен модел за симулирање на цикличното однесување на исполната од сидарија, Madan и др. (1997) [24]

4. ЗАКЛУЧОК

Однесувањето на исполната од сидарија за дејство на монотони и циклични попречни оптоварувања, со помал или поголем успех, може да се симулира со математички модели кои во зависност од применетите техники за моделирање можат да се поделат на фундаментални или микромодели и феноменолошки или макромодели. Микромоделите можат да ги опишат облиците на лом на исполната и околната рамка со поголема точност, меѓутоа истите бараат големо компјутерско време за анализа и се доста осетливи на дефинирањето на влезните параметри, изборот на материјален модел, пристапот во симулирањето на контактните услови помеѓу исполната и околната рамка, степенот на дискретизација и сл. Од тие причини нивната практична примена во помплексни модели е доста ограничена. Макромоделите, кои се базираат на замена на исполната од сидарија со еквивалентни линиски елементи, се доста поедноставни за нумеричка примена, и со задоволителна точност и брзина можат да обезбедат квалитативни резултати за однесувањето на исполната изложена на дејство на динамички влијанија. Точноста на решението кое го нудат овие модели во голема мерка зависи од усвоените геометриски карактеристики на еквивалентните линиски елементи, како и од избраните анвелопни криви и хистерезисните правила со кои се опишува однесувањето на исполната од сидарија при монотоно и циклично товарење.

ЛИТЕРАТУРА

[1] CEB (1996). RC Elements under Cyclic Loading. State of-the-art report, Thomas Telford Ltd., London, UK.

[2] Crisafulli F.J. at al. (2000). Analytical Modeling of Infilled Frame Structures - A General Review, Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering, Vol. 33, No. 1, pp 30-47.

[3] Asteris P.G. at al. (2002). The State-of-the-Art in Infilled Frames Numerical Models, SEWC2002, Yokohama, Japan

[4] Combescure D. (2006). Some contributions of physical and numerical modelling to the assessment of existing masonry infilled RC frames under extreme loading, In: Proceedings of the first European conference on earthquake engineering and seismology. Geneva, Switzerland.

[5] Leipold M., Schwarz J. (2009). Modeling Techniques for RC-Frame Systems with Infills, 18th International Conference on the Application of Computer Science and Mathematics in Architecture and Civil Engineering K. G¨urlebeck and C. K¨onke (eds.) Weimar, Germany.

[6] Lourenco P.B., (1996). Computational strategies for masonry structures, PhD thesis, Delft University of Technology.

[7] Mallick D.V., Severn R.T. (1967) The behaviour of infilled frames under static loading, Proc., Instn. Civ. Engrs., 38, pp. 639-656.

[8] Liauw T.C., Kwan K.H., (1984). Nonlinear behaviour of non-integral infilled frames, Comp. and Struct., 18, pp. 551-560.

[9] Dhanasekar M., Page A.W. (1986). The Influence of Brick Mansonry Infill Properties on the Behavior of Infilled Frames, Proc. Instn. Civ. Engrs, Part 2. 593-605.

[10] Mehrabi A.B., Shing P.B. (1997). Finite element modelling of masonry-infilled RC frames, Journal of Structural Engineering, ASCE, 123(5), pp. 604-613.

[11] Asteris P.G. (2008). Finite element micro-modeling of infilled frames, Electron. J. Struct. Eng., vol. 8, pp. 1–11.

[12] Stavridis A., Shing P.B. (2008). Calibration of Numerical Model for Masonry Infilled RC Frames, 14th World Conference on Earthquake Engineering.

[13] Koutromanos I. at al. (2011). Numerical modeling of masonry-infilled RC frames subjected to seismic loads. Computers & Structures 89, 1026–1037.

[14] Holmes M. (1961). Steel frames with brickwork and concrete infilling, Proceedings of the Institution of Civil Engineers 19, 473–478.

[15] Smith B.S. (1966). Behavior of Square Infilled Frames, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 92.

[16] Mainstone R.J. (1971). On the Stiffness and Strength of Infilled Frames, Proceedings of the Institution of Civil Engineers.

[17] Mainstone R.J., Weeks G.A. (1970). The influence of Bounding Frame on the Racking Stiffness and Strength of Brick Walls, Proceedings of the 2nd International Brick Masonry Conference, Building Research Establishment, Watford, England, pp.165-171.

[18] Paulay T., Priestley M.J.N. (1992). Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, John Wiley & Sons Inc., 744 p.

[19] Decanini L.D., Fantin G.E. (1987). Modelos simplificados de la mamposteria incluida en porticos. Caracteristicas de rigidez y resistencia lateral en estado limite, Jornadas Argentinas de Ingenieria Estructural, Buenos Aires, Argentina, 2, 817-836.

[20] Flanagan R.D., Bennett R.M. (1999). In-Plane Behavior of Structural Clay Tile Infilled Frames, Journal of Structural Engineering, ASCE, 125(6):590–599.

[21] Zarnic R., Gostic S. (1997). Masonry inflled frames as an effective structural sub-assemblage, Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes, Fajfar P, Krawinkler H (eds). Balkema: Rotterdam; 335–346.

[22] Panagiotakos T.B., Fardis M.N. (1996). Seismic response of infilled RC frames structures. 11th World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, México, Paper No. 225.

[23] Rodrigues H. at al. (2010). Simplified Macro-Model for Infill Masonry Panels, Journal of Earthquake Engineering, 14:3, 390-416.

[24] Madan A. at al. (1997). Modeling of masonry infill panels for structural analysis, J. Struct. Eng., 123(10), 1295–1302.

[25] Crisafulli F.G. (1997) Seismic Behaviour of Reinforced Concrete Structures with Masonry Infills, Ph.D. Thesis, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.

[26] Klingner R.E., Bertero V.V. (1976). Infilled Frames in Earthquake-resistant Construction, Report No. EERC 76-32, University of California, Berkeley.

[27] Asteris P.G at al. (2011). Mathematical macromodeling of infilled frames: state of the art, J. Struct. Eng., (ASCE), vol. 137, no. 12, pp. 1508-1517.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

NA - 13

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

ВЕРИФИКАЦИЈА НА ПАНЕЛНИОТ МОДЕЛ ЗА ИСПОЛНА ОД SИДАРИЈА ПРЕКУ НУМЕРИЧКА СИМУЛАЦИЈА НА ЕКСПЕРИМЕНТИ

Коце ТОДОРОВ[1], Љупчо ЛАЗАРОВ[2]

АПСТРАКТ

Точноста на резултатите од нумеричката анализа на конструкции товарени над границата на еластичност се дирекно зависни од изборот, карактеристиките и можностите кои што ги има применетитот математички модел. Во минатото, развиени се голем број на нумерички модели со чија што помош може да се симулира однесувањето на рамки со исполна од sидарија изложени на циклични оптоварувања.

Во овој труд, даден е детален опис и извршена е верификација на панелниот модел за исполна од sидарија предложен од Crisafuli и имплементиран во програмскиот пакет Seismostruct. Панелниот модел содржи по две паралелни дијагонали кои работат на притисок или затегнување и една дијагонала која работи на смолкнување, во двата дијагонални правци. Материјалните и геометриските карактеристики на конститутините елементи се променливи во текот на анализата, и зависат од историјата на оптоварување, како и од степенот на достигнати поместувања. Моделот дополнително содржи и поголем број на емпириски параметри, со чија што помош може да се калибрира добиената хистерезисната петелка во зависност од реалното однесување на материјалот.

Со цел да се проучи осетливоста на резултатите добиени со нумеричка анализа од влезните параметри, извршена е нумеричка симулација на два експерименти на еднобродни, еднокатни рамки, без и со исполна од sидарија. Добиените резултати покажуваат дека панелниот модел со задоволителна точност може да се искористи за нумеричка анализа на рамки со исполна од sидарија изложени на циклични оптоварувања. Точноста на добиените резултати во голема мерка зависи од изборот на геометриските, механичките и емпириските параметри со кои е опишан применетиот математички модел.

Клучни зборови: *Исполна од sидарија; Панелен модел; Верификација; Нелинеарна анализа*

[1] Вонр. проф. д-р, Градежен факултет, Универзитет “Св. Кирил и Методиј”, Скопје, Република Северна Македонија, todorov@gf.ukim.edu.mk

[2] Проф. д-р, Градежен факултет, Универзитет “Св. Кирил и Методиј”, Скопје, Република Северна Македонија, user@gf.ukim.edu.mk

1. ВОВЕД

Однесувањето на исполната од sидарија за дејство на монотони и циклични попречни оптоварувања, со помал или поголем успех, може да се симулира со математички модели кои во зависност од применетите техники за моделирање можат да се поделат на фундаментални или микромодели и феноменолошки или макромодели [1][2][3][4][5]. Микромоделите можат да ги опишат облиците на лом на исполната и околната рамка со поголема точност, меѓутоа истите бараат големо компјутерско време за анализа и се доста осетливи на дефинирањето на влезните параметри, изборот на материјален модел, пристапот во симулирањето на контактните услови помеѓу исполната и околната рамка, степенот на дискретизација и сл. Макромоделите, кои се базираат на замена на исполната од sидарија со еквивалентни линиски елементи, се доста поедноставни за нумеричка примена и со задоволителна точност и брзина можат да обезбедат квалитативни резултати за однесувањето на рамките со исполна изложени на дејство на хоризонтални товари. Точноста на решението кое го нудат овие модели во голема мерка зависи од усвоените геометриски карактеристики на еквивалентните линиски елементи, како и од избраните анвелопни криви и хистерезисните правила со кои се опишува однесувањето на исполната од sидарија при монотоно и циклично товарење.

2. ПАНЕЛЕН МАКРО МОДЕЛ ЗА ИСПОЛНА ОД SИДАРИЈА

Панелениот модел на Crisafulli (1997) [6] го користи концептот на еквивалентни дијагонали за да го симулира однесувањето на исполната од sидарија за дејство на циклични хоризонтални влијанија. Овој модел преку примената на повеќе дијагонали го комбинира цикличното однесување на исполната од sидарија изложена на нормални напрегања на притисок и затегнување со цикличното однесување поради влијанието на смолкнување.

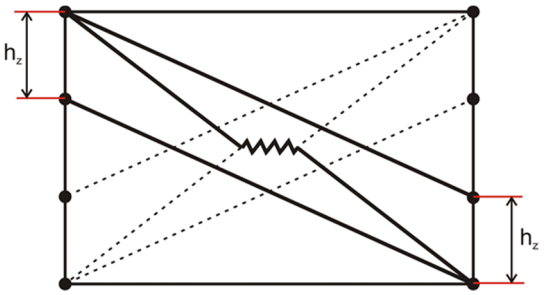
Формулацијата на панелниот модел се базира на дефинирање на еквивалентна матрица на крутост на панелот за исполна, кој преку четири надворешни јазли е поврзан со околната рамка. Секој јазел е дефиниран со по три степени на слобода, две транслации и една ротација, во рамнината на панелот. Панелниот елемент содржи по две паралелни дијагонали кои работат на притисок или затегнување и една дијагонала која работи на смолкнување, во двата дијагонални правци, Сл.1.

Крутоста на секоја од двете аксијални дијагонали K_a, и крутоста на федерот кој го симулира влијанието на смолкнувањето K_s, претставуваат процент од вкупната крутост на еквивалентната притисната дијагонала:

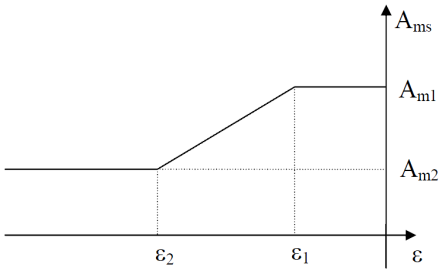
$$K_a = \frac{(1-\gamma_s)A_m E_m}{2d_m}$$
$$K_s = \gamma_s \frac{A_m E_m}{d_m}\cos^2\theta \qquad (1)$$

каде што γ_s претставува процент од вкупната крутост која отпаѓа на смолкнувањето, E_m е тангентниот модул на еластичност на исполната, A_m е површината на еквиваленатa притисната дијагонала, d_m е должината на дијагоналата и θ претставува агол кој го заклопува дијагоналата со хоризонталата.

Поради појавата на пукнатини во панелот за исполна и поради намалувањето на контактната површина помеѓу исполната и рамката, која настанува со зголемување на поместувањата, доаѓа и до намалување на површината на дијагоналата, што резултира со промена на крутостните и јакостните карактеристики на исполната. Од тие причини во моделот е претпоставено дека површината на притиснатата дијагонала се менува во зависност од достигнатите аксијални деформации, Сл.2. Притоа, дефинирани се три гранки на промена и тоа: подрачје на константна почетна површина, кое важи се до достигнување на дилатацијата ε_1, подрачје на линеарна промена на површната, на делот помеѓу дилатациите ε_1 и ε_2, и подрачје на редуцирана површина, после достигнување на дилатацијата ε_2.

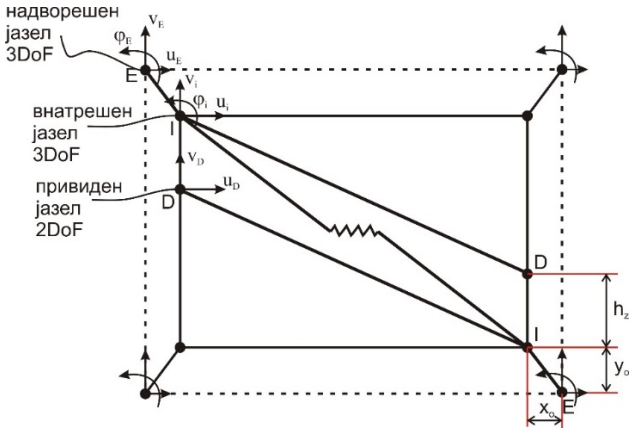


Сл. 1. Приказ на поединечните елементи во склоп на панелниот макро модел



Сл. 2. Промена на површината на еквивалентната дијагонала во зависност од достигнатите аксијални деформации

Карактеристично за моделот е тоа што дијагоналите не се директно поврзани со надворешните јазли кои ги спојуваат гредите и столбовите од рамката, туку се поврзани преку дополнителни четири внатрешни и четири т.н. лажни или привидни јазли. Позицијата на внатрешните јазли се наоѓа на контактот на панелот за исполна со внатрешната страна на гредите и столбовите. Координатите на внатрешните јазли се дефинирани со хоризонталните и вертикалните отстапувања, x_{oi} и y_{oi}, во однос на координатите на надворешните јазли. Овие отстапувања го земаат во предвид намалувањето на димензиите на панелот поради димензиите на елементите од околната рамка, Сл.3. Привидните јазли се употребени да го дефинираат отклонувањето помеѓу двете притиснати дијагонали со кои се симулира контактот на панелот за исполна и околната рамка. Овие јазли се отклонети од внатрешните јазли по вертикала за растојание h_z, кое може да се движи во граници од 1/3 до 1/2 од контактната должина помеѓу исполната и околната рамка.



Сл. 3. Позиција на надворешните и внатрешните јазли во панелниот модел на исполна

Внатрешните и надворешните јазли се дефинирани со по три степени на слобода, две транслации и една ротација, додека привидните јазли имаат по два транслациони степени на слобода. Формулацијата на матрицата на крутост на панелниот елемент по степените на слобода на надворешните јазли се добива преку крутоста на поединечните елементи со примена на матрици на трансформација, добиени од условите за рамнотежа на сили и компатибилност на деформации. За таа цел потребно е да се извршат три трансформации.

Со првата трансформација, преку проекциите во правецот на наклонот на дијагоналата, се воспоставува релација помеѓу аксијалните деформации во дијагоналите и хоризонталните и вертикалните поместувања на крајните јазли на секоја дијагонала. Втората трансформација ја дава врската помеѓу поместувањата на краевите од секоја дијагонала и поместувањата по степените на слобода на внатрешните јазли. Третата трансформација ја дава врската помеѓу поместувањата во внатрешните јазли и поместувањата на надворешните јазли. Матрицата на трансформации за овој случај е во функција од хоризонталните и вертикалните отстапувања на внатрешните јазли во однос на надворешните јазли. Имајќи во предвид дека секоја аксијална дијагонала е дефинирана со по еден внатрешен и еден привиден јазел, и притоа секој привиден јазел има влијание врз двата соседни внатрешни јазли, може да се каже дека деформациите во

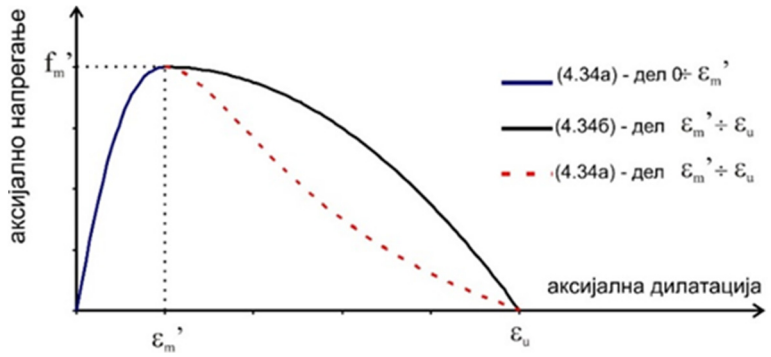
секоја дијагонала се директно поврзани со деформациите во три надворешни јазли. Трансформацијата на поместувањата од елементот кој го симулира однесувањето при смолкнување е поедноставно во споредба со трансформацијата на поместувањата од аксијалните дијагонали, поради тоа што овие елементи не се поврзани за привидните јазли, туку се директно поврзани за внатрешните јазли. Детали околу формирањето на матрицата на крутост на панелниот елемент преку трансформација на матриците на крутост на поединечните елементи може да се најде во Crisafulli и Carr (2007) [7].

3. КОНСТИТУТИВНИ МАТЕРИЈАЛНИ ЗАКОНИ

Однесувањето на аксијално напрегнатите дијагонали и на средната дијагонала која го симулира однесувањето на исполната поради смолкнување се опишани со посебни хистерезисни правила. Материјалната нелинеарност во двата случаи е дефинирана преку соодветните зависности напрегање – дилатација.

3.1. Анвелопна крива при дејство на напрегања на притисок

За дефинирање на анвелопната крива напрегање – дилатација при дејство на напрегања на притисок искористена е параболата дефинирана од Sargin, равенка (2), која е предложена за опишување на зависноста напрегање – дилатација кај бетонот. Заради подобра контрола на нумеричкото решение при циклично товарење, Crisafulli (1997) ја модифицира опаѓачката гранка на делот после достигнување на максималната јакост, за што предлага параболична зависност дефинирана со релацијата (3). Споредба на двете криви е дадена на Сл. 4.



Сл. 4. Анвелопна крива напрегање – дилатација за дејство на напрегања на притисок

$$f_m = f_m' \frac{A_1 \frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_m'} + (A_2 - 1)\left(\frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_m'}\right)^2}{1 + (A_1 - 2)\frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_m'} + A_2\left(\frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_m'}\right)^2} \tag{2}$$

$$f_m = f_m'\left[1 - \left(\frac{\varepsilon_m - \varepsilon_m'}{\varepsilon_u - \varepsilon_m'}\right)^2\right] \tag{3}$$

Коефициентите A_1 и A_2 во равенката (1) се емпириски константи кои зависат од материјалните карактеристики: почетниот модул на еластичност E_{mo}, максималната јакост f'_m и соодветната дилатација ε'_m и ултимативната дилатација ε_u, равенки (4).

$$A_1 = \frac{E_{mo} \cdot \varepsilon_m'}{f_m'}, \quad A_2 = 1 - A_1 \frac{\varepsilon_m'}{\varepsilon_u} \tag{4}$$

Опаѓачката гранка во случај на рамки со исполна од sидарија, вообичаено се разликува од однесувањето на чиста sидарија, бидејќи околната рамка на некој начин врши ограничување на

слободните деформации на исполната со пукнатини, со што се овозможува поблага деградација на носивоста.

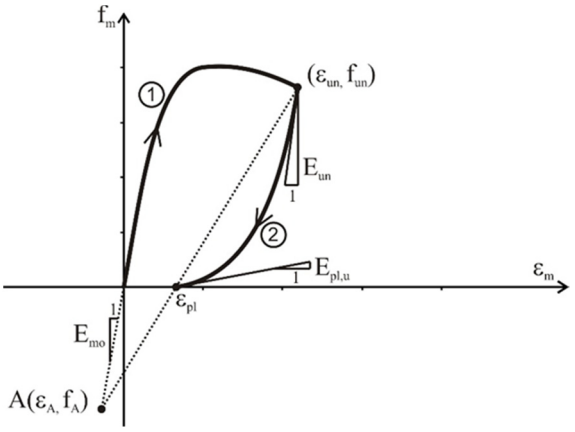
3.2. Однесување при растоварување и повторно товарење

При растоварување од анвелопната крива, зависноста напрегање – дилатација се опишува со криволиниска зависност која започнува од точката на почеток на растоварувањето и завршува со заостанати пластични деформации при комплетно растоварување, Сл.5. Обликот на кривата на растоварување зависи од степенот на достигнати дилатации и е контролирана преку тангентните модули на еластичност на почетокот и на крајот од процесот на растоварување:

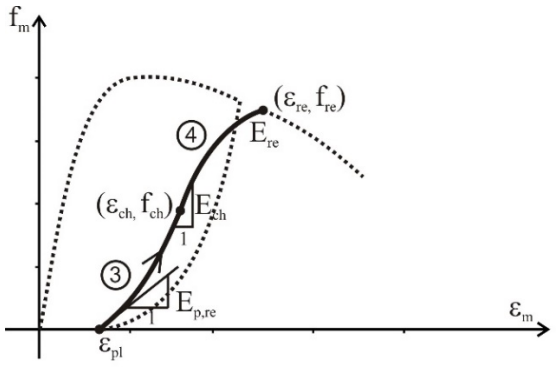
$$E_{un} = \gamma_{un} \cdot E_{mo}$$

$$E_{pl,u} = \frac{\gamma_{pl,u} \cdot E_{mo}}{\left(1 + \frac{\varepsilon_{un}}{\varepsilon_m^{'}}\right)^{e_1}} \tag{5}$$

каде што γ_{un}, $\gamma_{pl,u}$ и e_1 се емпириски константи кои го контролираат почетниот и крајниот дел од кривата на растоварување.



Сл. 5. Зависност напрегање – дилатација при растоварување



Сл. 6. Зависност напрегање – дилатација при повторно товарење

Заостанатите пластични дилатации се дефинирани како пресек на правата која ги поврзува точката на растоварување $(\varepsilon_{un}, f_{un})$ и помошната точката А, со апцисната оска, равенка (6).

$$\varepsilon_{pl} = \varepsilon_{un} - \frac{\left(\varepsilon_{un} - \frac{\beta_a \left| f_m^{'} \right|}{E_{mo}}\right)}{f_{un} - \beta_a \left| f_m^{'} \right|} \tag{6}$$

Помошната точка А е дефинирана со почетниот модул на еластичност E_{mo} и со напрегањето $f_a = \beta_a \cdot \left| f_m^{'} \right|$, каде што β_a претставува емпириска константа која преку промената на пластичните деформации влијае врз обликот на средниот дел од кривата при растоварување.

Повторното товарење во притисок започнува кога моменталните дилатации ε_m ќе ја достигнат претходната вредност на пластичните дилатации ε_{pl}. Со тоа започнува процесот на повторно товарење кој се одвива се до достигнување на анвелопната крива. Кривата на повторно товарење е дефинирана со два закони, при што првиот започнува од точката на повторно товарење $(\varepsilon_{pl}, 0)$

и важи се до превојната точка, дефинирана со парот на вредности $(\varepsilon_{ch}, f_{ch})$, додека вториот дел започнува од превојната точка и завршува со достигнување на анвелопната крива $(\varepsilon_{re}, f_{re})$, Сл.6.

3.3. Однесување при затегнување

Однесувањето на исполната од sидарија при затегнување вообичаено нема значително влијание врз глобалното однесување на рамките со исполна, поради фактот што јакоста на затегнување на sидаријата е доста мала во споредба со јакоста на притисок. Исто така при хоризонтални поместувања на рамките со исполна, скоро секогаш кога едната дијагонала е затегната, другата е притисната, при што придонесот на затегнатата дијагонала во глобалното однесување е доста мал и е ограничен на мали поместувања.

Во разгледуваниот модел на исполна се претпоставува дека аксијалните дијагонали можат да прифатат и напрегања на затегнување, се до надминување на јакоста на затегнување, при што доаѓа до крт лом и нагла деградација на носивоста. Во моделот се претпоставува линеарна промена на јакоста на затегнување во зависност од нивото на претходно достигнати дилатации на притисок. Во случај кога дијагоналата не била изложена на претходни деформации на притисок, зависноста напрегање – дилатација при затегнување е линеарно еластична се до достигнување на јакоста на затегнување. За модул на еластичност на затегнување се претпоставува истиот модул на еластичност како и при напрегања на притисок. Приказ на однесувањето на дијагоналата при затегнување во зависност од достигнатите пластични деформации е даден на Сл.7.

3.4. Однесување при смолкнување

Цикличното однесувањето на исполната од sидарија при напрегања на смолкнување е поедноставно во споредба со цикличното однесувањето при напрегања на притисок. Однесувањето при смолкнување е дефинирано преку нелинеарниот федер во средната дијагонала, која ги поврзува внатрешните јазли од два дијагонални спротивни агли и има за цел да го симулира ломот поради смолкнување кој настанува поради нарушување на контактот помеѓу елементите за sидање и малтерот.

Во случај кога јакоста на смолкнување не е достигната во моделот се претпоставува линеарно еластична зависност помеѓу напрегањата и деформациите на смолкнување, равенка (7).

$$\tau = G_m \cdot \gamma \tag{7}$$

Оваа зависност важи се до достигнување на јакоста на смолкнување, која се добива како комбинација од јакоста на чисто смолкнување и компонентата поради триење, која се јавува поради напрегањата на притисок во правец нормален на малтерскиот слој, равенки (8).

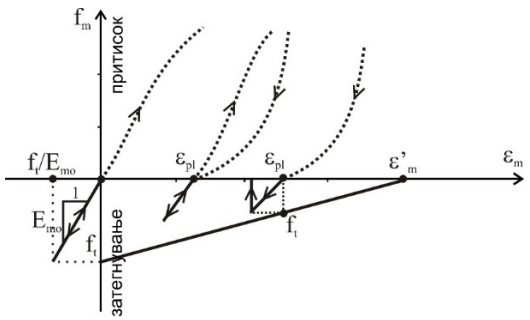
$$\begin{aligned} &\tau_m = \tau_0 + \mu\left|f_n\right| \le \tau_{\max} \quad \text{за} \quad f_n < 0 \\ &\tau_m = \tau_0 \qquad\qquad\qquad\quad\;\; f_n \ge 0 \end{aligned} \tag{8}$$

Со цел да се анулира нереалното зголемување на јакоста на смолкнување поради можното високо ниво на напрегањата на притисок, во моделот е дефинирана горната граница на јакоста на смолкнување $\tau_{\max}$. После надминување на јакоста на смолкнување доаѓа до нарушување на врската помеѓу малтерот и елементите за sидање и до пролизгување на едниот во однос на другиот дел од панелот за исполна, при што напрегањето на смолкнување е во функција само од влијанието на триењето, равенки (9).

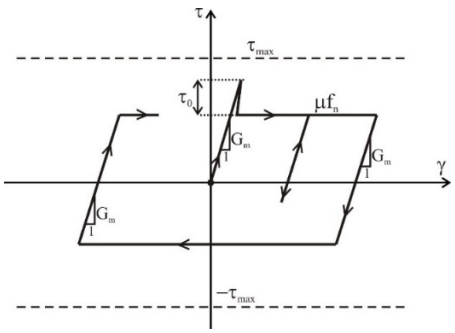
$$\begin{aligned} &\tau = \mu\left|f_n\right| \le \tau_{\max} \quad \text{за} \quad f_n < 0 \\ &\tau_m = 0 \qquad\qquad\qquad\quad\;\; f_n \ge 0 \end{aligned} \tag{9}$$

При растоварување и повторно товарење после нарушувањето на врската, во моделот се претпоставува линерна зависност помеѓу напрегањата и деформациите. Доколку при повторното

товарење напрегањата на смолкнување ја надминат јакоста на смолкнување поради триење, повторно доаѓа до пролизгување. Зависноста напрегање на смолкнување – агол на лизгање за случај на константна нормална сила е прикажана на Сл.8.



Сл. 7. Однесување при затегнување



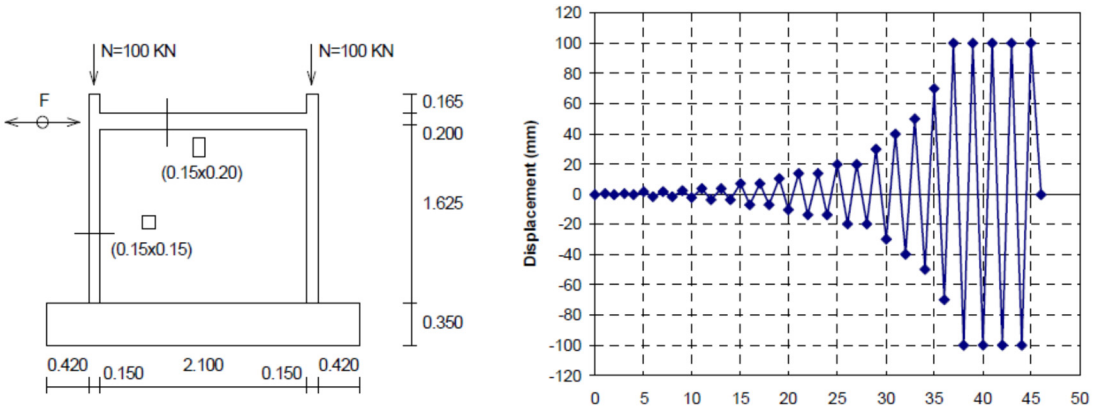
Сл. 8. Зависност напрегање на смолкнување – агол на лизгање

Дефинираниот модел развиен од страна на Crisafulli (1997) и Crisafulli и Carr (2007) е имплементиран во програмските пакети RAUMOKO и SeismoStruct. Моделот е верифициран преку споредбени нумерички и експериментални анализи на различни еднокатни и повеќекатни модели, Smyrou и др. (2011) [8]. Поради големиот број на емпириски параметри моделот овозможува симулирање на различни материјални карактеристики. Некои од параметрите имаат мало влијание врз глобалните резултати, додека дел од параметрите можат да се добијат само доколку постојат конкретни експериментални резултати.

4. ПРИМЕНА НА ПАНЕЛНИОТ МОДЕЛ ЗА СИМУЛАЦИЈА НА ЕКСПЕРИМЕНТИ

Со цел да се анализира осетливоста на параметрите со кои е дефиниран панелниот модел извршена е нумеричка симулација на експерименталните резултати добиени со испитување на две еднобродни еднокатни рамки достапни во литературата.

Првата анализирана рамка експериментално е испитувана во националната лабораторија за градежништво во Лисабон, Португалија, додека екпериментаните резултати се превземени од трудот на Braz-Cesar и др. (2008) [9]. Геометријата на рамката и историјата на поместувања искористена при испитувањето се прикажани на Сл.9.

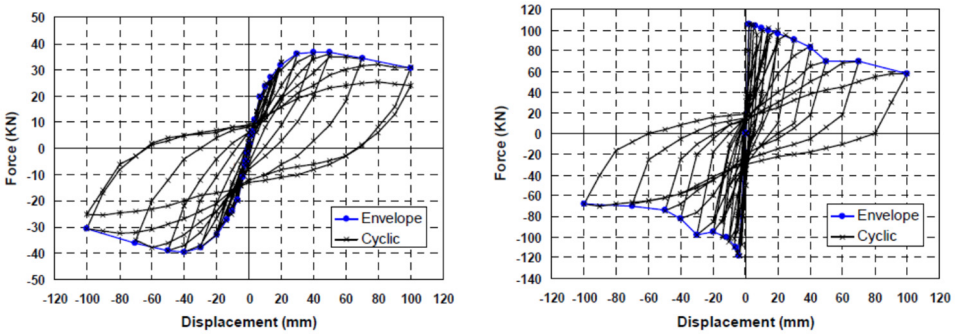


Сл. 9. Приказ на анализираната рамка и историјата на попречни поместувања [9]

Рамката е изработена од бетон со квалитет C20/25, армиран со подолжна арматура S400 и попречна арматура S500. Столбовите се армирани со 8∅8, додека гредите со по 3∅8 во долна и горна зона. За попречно армирање на армиранобетонските елементи користена е арматура ∅4/10, додека на должина на очекуваните пластични зглобови, која изнесува 30cm кај столбовите и 40cm кај гредите, попречната арматура е поставена на двојно помало растојание ∅4/5cm. За исполна се користени керамички блокови со димензии (30x20x15cm.). Останати податоци за јакостно деформационите карактеристики на употребените материјали не се достапни.

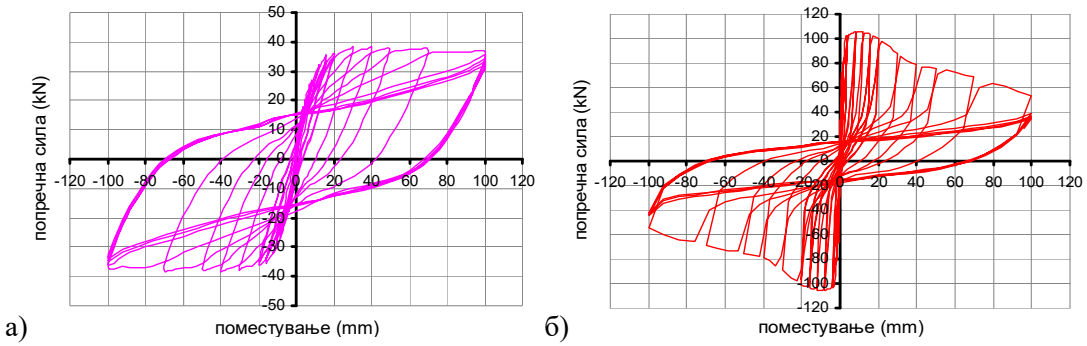
Рамката е товарена со константна вертикална сила од 100kN на краевите од двата столба и е изложена на историја на хоризонтални сили контролирани преку дефинирана историја на поместувања, прикажана на Сл. 9. Испитувањето е извршено на два различни модели и тоа: рамка без исполна и рамка со исполна. Експериментално добиените криви сила – поместување за рамки без и со исполна се прикажани на Сл.10.

Нумеричката симулација е извршена со примена на програмскиот пакет SeismoStruct. За моделирање на армиранобетонските елементи користени се линиски елементи, кај кои напречните пресеци се дискретизирани со 400 влакна. За симулирање на хистерезисните дијаграми напрегање – дилатација на поединичените влакна искористени се материјалните модели за челик на Menegotto – Pinto и за бетон на Mander. Гредите и столбовите се дополнително дискретизирани со четири поделементи со по две гаусови точки на нумеричка интеграција. Хистерезисниот дијаграм сила – поместување добиен од нумеричката анализа за чиста рамка е прикажан на Сл.11а).



Сл. 10. Хистерезисни дијаграми сила – поместување добиени од експерименталните испитувања за: а) чиста рамка и б) рамка со исполна [9]

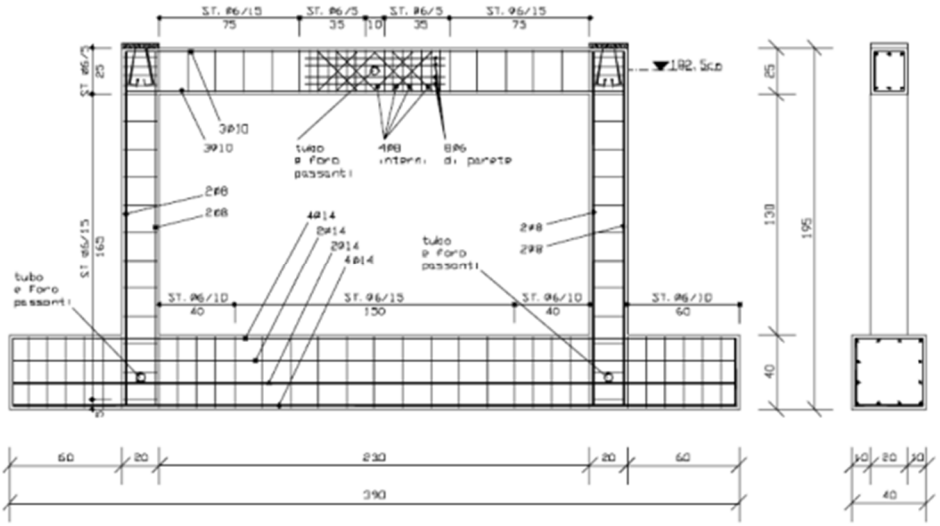
Поради отсуството на детални материјални карактеристики за исполната од ѕидарија, дефинирањето на геометриските и материјалните карактеристики на панелниот модел е извршено врз база на калибрирање на параметрите за поклопување на анвелопната крива на однесување. Еквивалентната притисната дијагонала е моделирана со ширина од 40cm, што претставува 15% од должината на дијагоналата. Во текот на анализата оваа површина дополнително се редуцира за 50%, при што редукцијата започнува при дилатација од 0.05%, а завршува при достигнување на дилатација од 1.2%, што одговара на релативно катно поместување од околу 2.4%. Оваа вредност на релативното катно поместување одговара на хоризонтално поместување од околу 40 mm, и ја претставува точката каде што се јавува прекршување на анвелопниот дијаграм прикажан на Сл.10б). За јакоста на притисок на еквивалентната притисната дијагонала е усвоена вредност од fm=1.0MPa, додека за модулот на еластичност е усвоена вредност од 1000fm. Хистерезисниот дијаграм сила – поместување за рамката со исполна добиен од нумеричката анализа е прикажан на Сл.11б).



Сл.11. Хистерезисни дијаграми сила – поместување добиени од нумеричката анализа за: а) чиста рамка и б) рамка со исполна

Втората анализирана рамка исто така претставува еднобродна еднокатна рамка скалирана во геометриски размер 1:2, Сл.12. Рамката е експериментално испитувана од Bergami (2007) [10],

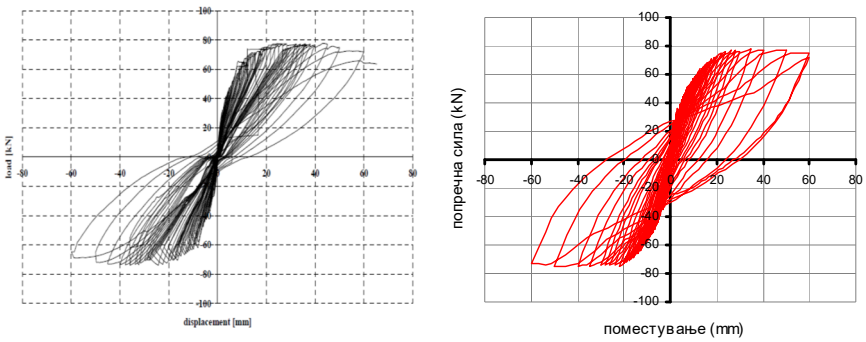
како рамка без исполна и рамка со исполна од ѕидарија. Исполната од ѕидарија е со дебелина од 12 cm и е изработена од керамички блокови со хоризонтални отвори во цементно варов малтер.



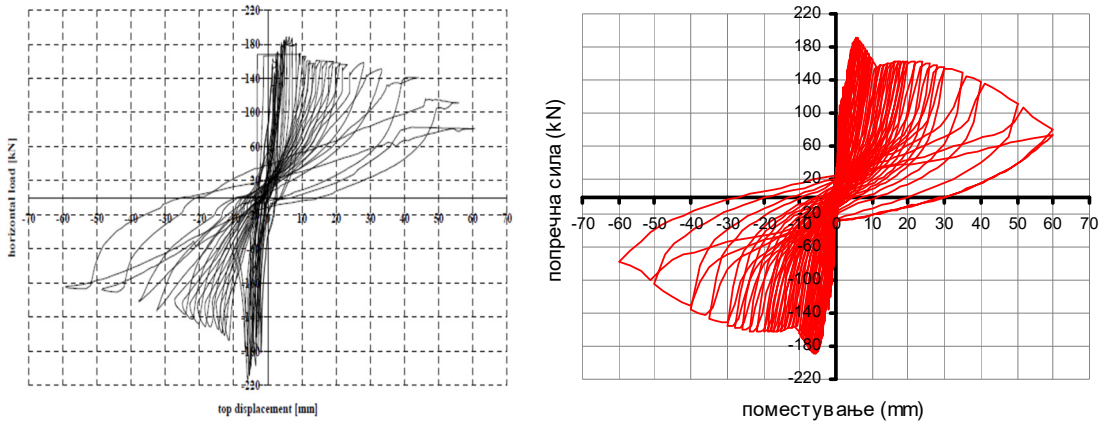
Сл.12. Геометриски карактеристики на испитуваната рамка, Bergami (2007) [10]

Испитуваните рамки се товарени со константна вертикална сила од 160KN на двата столба и се изложени на историја на циклични товари кои се нанесени на средината од должината на гредата. Историјата на нанесување на хоризонталниот товар е контролирана според достигнатите поместувања, при што амплитудата на максималното поместување во секој чекор се зголемува за 0.5mm, се до достигнување на максималната сила, односно за 1mm после тоа.

За моделирање на армиранобетонските елементи е усвоен истиот концепт како и во претходниот пример, додека при дефинирањето на карактеристиките на панелниот елемент со кој е моделирана исполната од ѕидарија, средната дијагонала која работи на смолкнување е исклучена од анализата. Ширината на еквивалентната дијагонала изнесува 60 cm. што претставува околу 23% од должината на дијагоналата. При достигнати дилатации во исполната од 0.05% површината на дијагоналата започнува да се намалува, што завршува при достигнати дилатации од 0.3% кога површината на дијагоналата изнесува 65% од почетната површина. Со понатамошно зголемување на дилатациите површината на дијагоналата останува константна, додека промената во крутоста и јакоста на дијагоналата се должи на промената на материјалните карактеристики на исполната. Вредностите за јакоста на притисок на исполната од 2.5 MPa, почетниот модул на еластичност од 4000MPa и дилатацијата при максимална јакост од 0.05% се усвоени според резултати добиени од испитувањата на примероци од ѕидарија изложени на притисок во хоризонтален правец, Bergami (2007). За ултимативната дилатација, при која настанува комплетна деградација на исполната, усвоена е вредност од 2%. Споредба на хистерезисните дијаграми сила – поместување за чистата рамка и рамката со исполна добиени од експерименталното испитување и од спроведената нумеричка анализа се прикажани на Сл.13 и Сл.14.



Хистерезисни дијаграми сила – поместување за рамка без исполна добиени со експериментално испитување и од нумеричката анализа



Хистерезисни дијаграми сила – поместување за рамка со исполна добиени со експериментално испитување и од нумеричката анализа

5. ЗАКЛУЧОК

Од споредбата на експерименталните и нумеричките резултати може да се забележи дека усвоениот пристап за моделирање и користените материјални модели можат со задоволителна точност да го симулираат однесувањето на чистите рамки и на рамките со исполна од ѕидарија при дејство на циклични товари.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Mohammad Noh N., Liberatore L., Mollaioli F., Tesfamariam S. (2017). Modelling of masonry infilled RC frames subjected to cyclic loads: State of the art review and modelling with OpenSees. Engineering Structures. 150. 599-621.

[2] Lima C., Stefano G., Martinelli E. (2014). Seismic Response of Masonry Infilled RC Frames: Practice-oriented models and open issues. Earthquakes and Structures. 6. 409-436.

[3] Asteris P.G., Antoniou S.T., Sophianopoulos D.S. and Chrysostomou C.Z. (2011) Mathematical macromodeling of infilled frames: state of the art, J. Struct. Eng., (ASCE), vol. 137, no. 12, pp. 1508-1517.

[4] Kappos A.J., Stylianidis K.C., Michailidis C.N. (1998). Analytical models for brick masonry infilled R/C frames under lateral loading, Journal of Earthquake Engineering, 2(1): 59-87.

[5] Koutromanos, I., Stavridis, A., Shing, P.B., Willam, K. (2011). Numerical modeling of masonry-infilled RC frames subjected to seismic loads. Computers & Structures 89, 1026–1037

[6] Crisafulli, F.G. (1997). Seismic Behaviour of Reinforced Concrete Structures with Masonry Infills, Ph.D. Thesis, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.

[7] Crisafulli, F.J., Carr, A.J. (2007). Proposed macro-model for the analysis of infilled frame structures. Bull NZ Soc Earthq Eng, 40(2):69–77

[8] Smyrou E., Blandon C., Antoniou S., Pinho R. and Crisafulli F. (2011). Implementation and verification of a masonry panel model for nonlinear dynamic analysis of infilled RC frames, Bulletin of Earthquake Engineering, Volume 9, Issue 5, pp 1519-1534.

[9] Braz-Cesar, M.T., Oliveira, D. and Barros, R.C. (2008). Comparison of Cyclic Response of Reinforced Concrete Infilled Frames with Experimental Results, 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China.

[10] Bergami, A.V. (2007). Implementation and experimental verification of models for nonlinear analysis of masonry infilled r.c. frames, Ph.D. Thesis, Università degli Studi Roma Tre.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

NA - 14
mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

NUMERICAL MODELLING OF END-NOTCHED GLULAM BEAMS REINFORCED WITH SCREWS

Marija TODOROVIĆ[1], Ivan GLIŠOVIĆ[2], Boško STEVANOVIĆ[3]

ABSTRACT

Load carrying capacity of solid timber and glued laminated timber (glulam) beams is significantly decreased if there are notches made at the supports. Sudden change in cross-section height (notch) results in deviation of stresses leading to concentration of tension perpendicular to grain and shear stress in a notch corner, which causes crack opening and its growth. With load increasing, uncontrollable crack growth due to low resistance in shear and tension perpendicular to grain of wood, as well as brittle failure mechanisms as a result of these actions, can lead to failure of a beam. Therefore, notches should generally be avoided, and when unavoidable, notches should be reinforced. This paper presents a finite element based numerical investigation of bending behaviour of end-notched glulam beams reinforced with traditional screws for timber. Commercial software Abaqus was used for modelling of reinforced end-notched glulam beams subjected to bending. Cohesive Zone Modelling (CZM) was employed to simulate the crack growth phenomenon. Cohesive behaviour in the fracture region was defined through appropriate traction-separation law, while failure of elements was characterized by a progressive degradation of material stiffness which is driven by a damage process. Verification of the proposed model was performed through comparison with experimental tests. Good agreement was found between numerical and experimental results, proving that the developed model is successful in predicting the behaviour of reinforced notched timber elements. The numerical modelling, as well as the experimental research, can help in better understanding of the crack initiation and crack growth phenomenon in reinforced end-notched timber beams. Also, effectiveness of screws as reinforcement od end-notched glulam beams has been proven. Initial cracking of the notch corner cannot be prevented by the reinforcement. However, by placing screws uncontrollable crack growth was limited and load-carrying capacity and deformability of beams were increased.

The presented model can be used for further parametric analyses, which would include varying the loading configuration, geometry, material properties and types and positions of reinforcement. In addition, results obtained from FEM modelling can be useful in developing appropriate analytical design models for reinforced end-notched timber elements.

Keywords: *Glulam; Beam; Notch; Screws; FEM;*

[1] Assist. PhD, Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Belgrade Serbia, todorovicm@grf.bg.ac.rs
[2] Assoc. Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Belgrade Serbia, ivang@imk.grf.bg.ac.rs
[3] Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Belgrade Serbia, bole@imk.grf.bg.ac.rs

1. INTRODUCTION

Notches made in solid timber and glued laminated timber (glulam) beams are very common in structural engineering practice, especially at the supports. Since these reductions in height represent weak spots in structures, it is advisable to avoid them altogether. However, there are various situations when beam notching is defined by architectural design of a structure and therefore necessary. Adequate reinforcement of notched beams is advisable in these cases.

The load carrying capacity of timber beams is considerably reduced as a result of stress concentration around the notch. Notches made on the tension side induce tensile stresses perpendicular to grain which, accompanied by shear stresses, can cause longitudinal splitting typically starting at the notch corner (Fig. 1). Cracks are unattractive appearance from aesthetic point of view, but are also very dangerous from structural perspective because crack propagation as the load level increases can lead to a failure of a beam. Reinforcement of such members is a cost-effective alternative for enhancing the load carrying capacity of structures in service. Traditionally, screws are widely used in timber and glulam connections. They are economic and time-efficient solution for reinforcement and they can be easily applied which is the reason why they were chosen in this study.

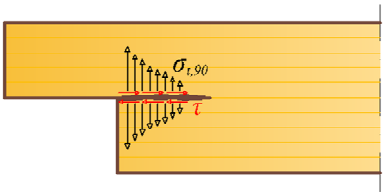
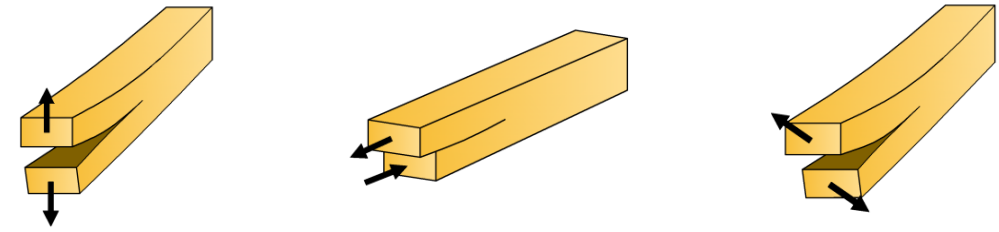


Fig. 1. Stress concentration at the notched end of a beam

The stress state at a crack can be described by different fracture modes. Mode 1 is a tensile opening mode characterized by separating of crack surfaces in the direction that is perpendicular to them - Fig. 2(a). Mode 2 represents in plane shear mode where crack surfaces slide one over the other - Fig. 2(b). The combination of the previous two modes is a mixed mode fracture, as shown in Fig. 2(c). Although both stresses (shear and tension perpendicular to grain) appear, crack opening is an apparent failure mechanism of a notch and it is caused by tension perpendicular to grain. Therefore, Mode I fracture is the most common failure mode of end-notched timber beams [6]. However, shear component usually exists and it should be also taken into consideration, especially in the case of reinforced beams.



a) Mode 1 fracture b) Mode 2 fracture c) Mixed mode fracture

Fig. 2. Fracture modes [2]

In the past decades, many researchers have dealt with notched timber beams. Fortino et al. [1] explained FEM simulation of Mode 1 cohesive crack growth in glued laminated timber. Jockwer [2] gave a thorough analysis of different design approaches of both unreinforced and reinforced notched beams. Franke, Franke, & Harte [3] dealt with methods of repair of structural performance of timber beams, including the ones with notches. Oudjene et al. [4] showed a numerical approach for modelling both unreinforced and reinforced notched beams. Dietsch [5] talked about the necessity of new design approaches of strengthened timber beams, including strengthening of notches, and implementation of these in a new section of Eurocode 5.

This paper presents a FEM modelling approach dealing with bending behaviour of screws reinforced end-notched glulam beams. A 3D finite element model was developed in software package Abaqus. The numerical methodology used cohesive damage modelling. Experimentally obtained results were used

for the verification of numerical simulation based on the comparison of failure mode, load-deflection relationships, stiffness and ultimate load carrying capacity. The numerical results showed that the proposed model is adequate for predicting progressive damage of reinforced notched timber beams.

2. EXPERIMENTAL RESEARCH

The experimental research was conducted at the Laboratory of Structures, Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade. Ten reinforced (Series R) notched glulam beams were tested in bending to the point of failure. Since this research was a part of a larger experimental investigation, five unreinforced (Series U) beams were used as a control series. Reinforcing was performed with screws. Five reinforced beams had screws installed perpendicular to beam axis (Series R-s90) and five had screws positioned at an angle of 45° to beam axis (Series R-s45).

2.1. Material and method

The glulam beams were made from spruce timber classified in the strength class GL22h according to EN 338 [7]. Before the tests were performed, the beams were conditioned at a temperature of T = 20±2º C and a relative humidity of RH = 45±5 %. After testing, moisture content was measured in each beam using a digital hygrometer at different locations. The moisture content in tested beams was about 11.5%.

The overall length of the beams was 4000 mm and the cross section was 100 x 220 mm. Each beam was composed of seven 32 mm thick laminations. At the notched ends, the height of the beams was reduced to 110 mm (by half) and the length of notches was 250 mm. The reinforcement selected in this study was traditional screws for timber (Fig. 3) with a diameter 10 mm and length of 200 mm for Series R-s90 and 250 mm for Series R-s45. Threaded part of screws was 125 mm and 160 mm, respectively. According to the manufacturer the steel grade of screws was 5.6. Two screws in one row were positioned near the both notched ends of the beams. The requirements for minimal screw edge distances and spacing were satisfied while keeping the reinforcement as close as possible to the notch corners.



Fig. 3. Screws used as reinforcement

All the beams were subjected to bending test in accordance with EN 408 [8]. The beams were tested in four point bending configuration over a simply supported span of 3750 mm. The distance between two loading points was 1350 mm, while the distance from the loading points to the supports was 1200 mm. A schematic illustration of the bending test configuration is shown in Fig. 4.

The specimens were supported on roller bearings at the ends. Roller bearings were also used at the load application points. The effects of local indentation at both the load application and support positions were minimized by placing steel plates. The load was applied monotonically until failure using a hydraulic jack and recorded with a compression load cell and it was transformed from one point to two points with a steel beam. The monotonic load was applied at a stroke-controlled rate of 4 kN per minute so as to cause the failure of the unreinforced beams in approximately 5 minutes. The reinforced beams were tested with the same load rate in order to ensure a fair comparison of test results. The failure of the reinforced beams was achieved in about 10 minutes. Linear variable differential transducers (LVDTs) were used for the measurement of mid-span deflection of the beams as well as the measurement of crack opening in notch details. The deformation data from LVDTs and corresponding load data from a loading cell were recorded by a computerized data acquisition system. Self-weight of hydraulic jack and steel beam were added to the recorded load. This additional load was 1.3 kN. The typical test set-up is shown in Fig. 5.

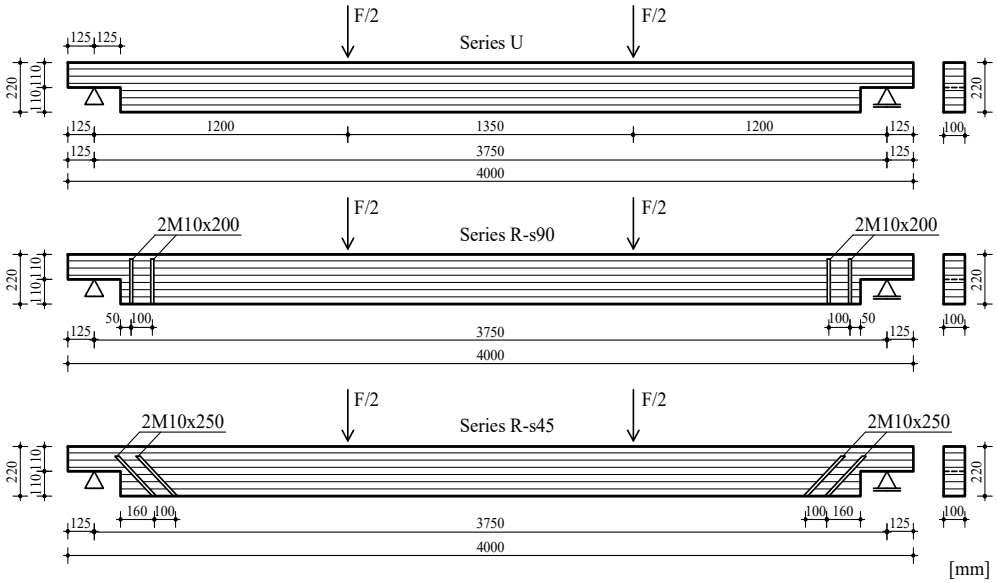


Fig. 4. Geometry and loading of the beams

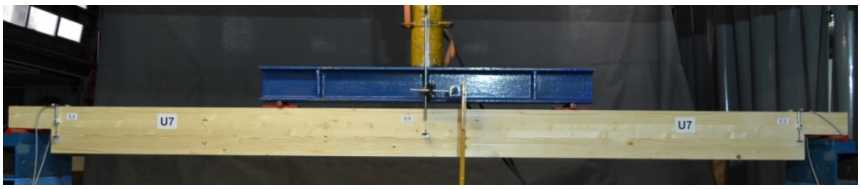


Fig. 5. Experimental test set-up

When considering the specimens that were going to be reinforced special attention was put into screws installation. The preparation of Series R specimens is shown in Fig. 6. The holes for screws were pre-drilled very carefully to a diameter of 8 mm, with approximate drilling length of 200 mm and 250 mm. The screws were installed using a moment wrench.



Fig. 6. Preparation of reinforced specimens

2.2. Test results

The effects of the notches on the mechanical properties of glulam beams are significant. All tested unreinforced beams (Series U) exhibited linear load-deflection behaviour until the point of failure. The beams failed at the notch details due to excessive tensile stress perpendicular to grain. Crack opening (Mode 1 fracture) at the notch corner was the obvious failure mechanism of unreinforced notched beams. Due to brittle nature of wood behaviour in tension and in shear, failure of Series U beams was sudden without warning signs. Prior to ultimate load, only very little crack opening was observed. After the development of initial crack at the notch corner, uncontrollable crack growth occurred.

Reinforced notched beams (Series R) essentially experienced linear behaviour up to the point of failure. Nine out of ten beams failed in a brittle way. Although ultimate load was improved, the reinforcement was not enough to change the failure mode from combined tensile perpendicular to grain and shear to bending failure. Despite the reinforcement intervention, initial cracking of the notch corner cannot be prevented. It was observed that crack initiation started at relatively low loads, which corresponded to

unreinforced beams load at failure. Excessive crack opening was limited by the reinforcement. With further loading the stable crack growth was accompanied by sharing of the crack. At failure, unstable crack growth occurred and crack shearing increased considerably. It can be assumed that the shear failure was dominant failure mechanism (Mode 2 fracture). In most cases, failure was accompanied by withdrawal of the screws.

At the notch corner vertical reinforcement screws were subjected to combined loading parallel and perpendicular to the shear plane. There were clear plastic deformations in the reinforcement indicating that plastic hinge was formed in the fracture region in the case of these beams. The idea of inclined screws was to load the reinforcement axially (in tension), the direction in which they demonstrate the highest stiffness. Therefore, Series R-s45 beams were expected to have higher load carrying capacity, but due to insufficient penetration length of the screws, they failed even earlier than the beams from Series R-s90. Since conventional screws require pre-drilled holes for installation, better results could be achieved with self-tapping screws for reinforcing and strengthening of timber structures.

Results of experimental tests in terms of load carrying capacity, deformability and stiffness for all beam series are given in Table 1. The ultimate load was taken as a maximum force, which caused failure of the beams. The mid-span deflection was taken as a value that corresponded to the ultimate load. The bending stiffness was calculated from liner part of the load-deflection curve of each beam.

Table 1. Experimental results

Beam	**Ultimate load F (kN)**	**Mid-span deflection for ultimate load w (mm)**	**Bending stiffness EI (kNmm^2 x 10^8)**
Series U			
U6	15.0	13.8	9.03
U7	12.7	12.1	8.85
U8	16.7	15.1	9.55
U9	10.7	8.8	9.91
U10	8.7	8.0	8.60
Average	12.8	11.5	9.19
SD	3.2	3.1	0.53
CV	25.2	26.6	5.8
Series R-s90			
R1-s90	42.7	47.7	8.46
R2-s90	29.8	27.8	10.46
R3-s90	36.3	39.7	8.63
R4-s90	37.0	110.4	9.32
R5-s90	34.0	39.2	9.14
Average	35.9	52.9	9.20
SD	4.7	32.9	0.79
CV	13.0	62.1	8.5
Comparison to Series U (%)	180.5	360	-
Series R-s45			
R1-s45	38.0	40.1	9.01
R2-s45	36.7	40.8	8.29
R3-s45	34.6	38.9	9.19
R4-s45	30.0	59.1	8.54
R5-s45	31.1	32.6	8.83
Average	34.1	42.3	8.77
SD	3.5	9.9	0.36
CV	10.1	23.5	4.1
Comparison to Series U (%)	166.4	267.8	-
SD – Standard deviation; CV – Coefficient of variation			

The unreinforced notched beams (Series U) had an average ultimate load of 12.8 kN. The load carrying capacity of the beams was considerably reduced due to presence of notches. Introduction of reinforcement at the notched ends of the beams resulted in improvement in load carrying capacity. The reinforced beams obtained an average ultimate load of 35.9 kN and 34.1 kN, for screws positioned at the angles of 90° and 45°, respectively. All reinforced beams showed an increase in ultimate load when compared to the loads recorded for the beams without reinforcement. This increase was 180.5 % and 166.4 %. Unreinforced notched beams completely lost their load carrying capacities after the first crack developed. On the other hand, reinforced beams continued to carry the load after initial cracking. However, insufficient penetration length didn't allow for the reinforced beams to fail in bending, since screws withdrawal occurred before the beams reached the load carrying capacity of beams without notches.

The reinforced beams underwent large deformations before the failure when compared to the unreinforced ones. Average measured mid-span deflection at ultimate load was 52.9 mm, 42.3 mm and 11.5 mm for beams of Series R-s90, Series R-s45 and Series U, respectively. At failure, the reinforced beams exhibited in average 3.6 - 4.6 times larger mid-span deflections. Hence, screws helped improve the deformability of the beams.

All the beams had similar bending stiffness values. This was expected since the applied reinforcement was not meant to improve the bending stiffness. Series R-s45 had a bit lower value which can be explained by the variability in timber properties that generally exists when this material is in question.

3. NUMERICAL MODELLING

Numerical modelling of notched glulam beams reinforced with screws was performed using the commercial multi-purpose finite element software Abaqus ver. 6.13 [9].The crack opening and its growth in glulam specimens subjected to short-term loading was simulated using a nonlinear fracture mechanics approach via Cohesive Zone Modelling (CZM) option.

3.1. Numerical approach for cohesive crack propagation in wood

During the performed bending tests on unreinforced samples, the cracks were initiated within the notch detail of beams and they propagated in the grain direction under fracture Mode 1. Since the crack propagation path is known from experimental testing, the fracture region can be adequately described by Cohesive Zone Modelling (CZM). Cohesive behaviour in the fracture region can be defined through appropriate traction-separation law, while failure of elements is characterized by a progressive degradation of material stiffness which is driven by a damage process, as it is described in the paper by Todorovic et al [10].

3.2. Model development

Standard solver of Abaqus was employed for 3D numerical analysis of tested beams. Geometry, loading and boundary conditions correspond to experimental testing layout, shown in Fig. 4. Due to symmetry in geometry, loading and boundary conditions, only half of the beam was considered while the removed parts were replaced with appropriate symmetry constraints. Each lamination was modelled as separate part. A perfect connection was assumed to exist at bonding interface between the laminations, because no bond-line failures were observed in the test specimens. Since the adhesive layer is very thin and not important for this FEM analysis, it was not included in the model. Steel plates at supports and loading points were also incorporated in the model.

All timber parts were modelled as C3D8R finite elements (eight-node solid finite elements with reduced integration). Steel plates were modelled as S4R finite shell elements. Screws were modelled as one-dimensional beam elements with appropriate radius. Modelling of screws in a form of three-dimensional solid elements significantly complicates and slows down the numerical analysis, and it is recommended that a simpler approach - screws as beam elements, be adopted [4]. In numerical modelling, the ideal connection between reinforcement and wood was assumed. The embedded region option (same as rebars modelling in reinforced concrete elements) was used to place reinforcement within the beam, with

screws as “the guest” and timber beam as “the host” region. Fig. 7 shows reinforced end-notched glulam beams models.

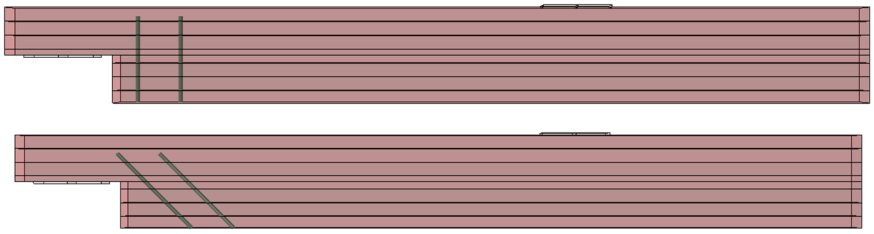


Fig. 7. FEM model of end-notched beams reinforced with screws

Finite element mesh used for the analysis is shown in Fig. 8. The mesh consisted of two finite elements through the thickness of each timber lamination (16 mm). The bonding interfaces were modelled by multi-point constraint (contact pairs), using “Tie” option. Surface-based cohesive behaviour available in Abaqus was chosen to model the fracture process region. To simulate the cohesive crack growth in wood, a damage initiation criterion of maximum nominal stress and a fracture energy-based damage evaluation criterion with exponential softening were used.

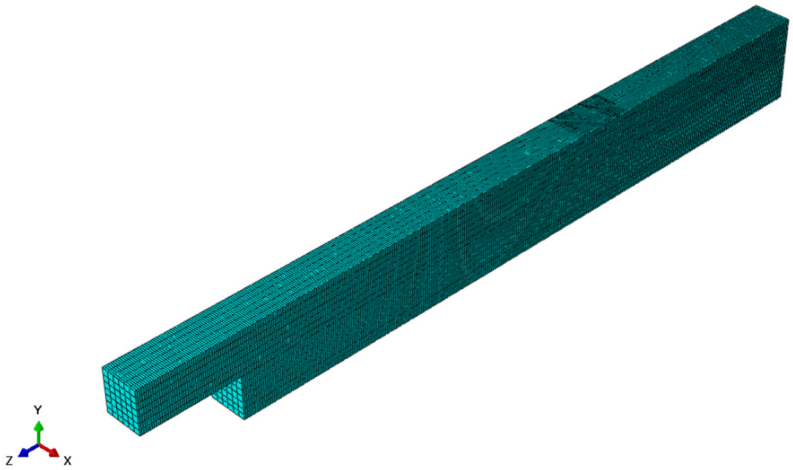


Fig. 8. Finite element mesh

Execution of the model involved a static small displacement analysis which consisted of a series of vertical displacement-controlled increments applied at the loading plate.

3.3. Material characterization

Adequate modelling of each material is very important for achieving accurate predictions from the numerical model.

Wood can be considered as an orthotropic linear-elastic material. It has three orthogonal directions of material symmetry: L (the longitudinal direction of fibres), R (the radial direction of rays) and T (the tangential direction to the annual rings). Nine independent constants are needed to describe the elastic behaviour of wood: three modulus of elasticity (E_L, E_R, E_T), three shear modulus (G_{LR}, G_{LT}, G_{RT}) and three Poisson’s ratios (ν_{LR}, ν_{LT}, ν_{RT}). The wood material parameters used for the analysis are listed in Table 2. Screws were modelled as elastoplastic material with modulus of elasticity E = 210 GPa, Poisson’s ratio ν = 0,3, yield stress f_y = 300 MPa and tensile strength f_u = 500 MPa, as defined by the manufacturer.

Table 2. Wood material properties [11]

E_L (N/mm^2)	E_R (N/mm^2)	E_T (N/mm^2)	E_{LR} (N/mm^2)	E_{LT} (N/mm^2)	E_{RT} (N/mm^2)	ν_{LR} (-)	ν_{LT} (-)	ν_{RT} (-)
10 750	860	538	768	724	77	0.37	0.42	0.47

The crack growth was studied in the RL propagation system, where the first letter indicates the direction perpendicular to the crack plane and second letter refers to the direction of the crack propagation. By referring to the notation used in Abaqus, the interface stiffness (K_{nn}, K_{ss}, K_{tt}), the cohesive strengths (σ_n, σ_s, σ_t) and the fracture energy (G_f) are input data in the damage model. The cohesive strengths were obtained through own experimental research. In the absence of experimental results, the interface stiffness parameters were chosen based on values given in literature for spruce timber. Several analyses are conducted for different combinations of cohesive parameters in order to choose the values to be used for the optimal interpretation of the experimental load-displacement curves. The adopted cohesive parameters are summarized in Table 3.

Table 3. Cohesive model parameters

K_{nn} (N/mm^3)	K_{ss} (N/mm^3)	K_{tt} (N/mm^3)	σ_n (N/mm^2)	σ_s (N/mm^2)	σ_t (N/mm^2)	G_f (-)
20	20	20	1.15	5.85	5.85	0.45

4. RESULTS AND DISCUSSION

Numerical results were compared with experimental ones in order to verify the proposed numerical model. The global responses of the beams in terms of load versus mid-span deflection obtained from experiments and from numerical analysis are shown in Fig. 9. The load-deflection behaviour predicted by the finite element model for reinforced notched beams demonstrates good agreement with the experimentally determined behaviour. Simulated behaviour was generally linear elastic up to failure which replicated the behaviour of experimentally tested beams.

Failure of reinforced beam was defined as a point when the crack propagates passed the second screw which corresponds to screws withdrawal in experimental testing. Comparison between the numerical and experimental failure modes is shown in Fig. 10. It can be seen that predicted failure mode is similar to the experimental one. High tension perpendicular to grain caused crack initiation. The screws limited excessive crack opening and notches failed in shear with dominant fracture Mode 2.

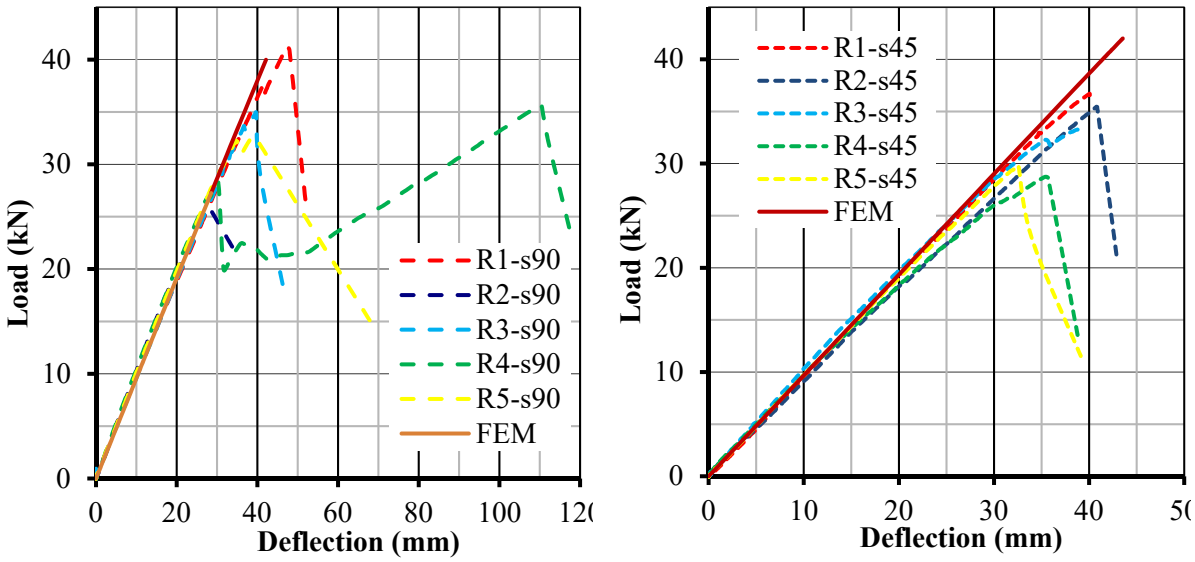


Fig. 9. Numerical and experimental load-deflection curves of end- notched beams reinforced with screws

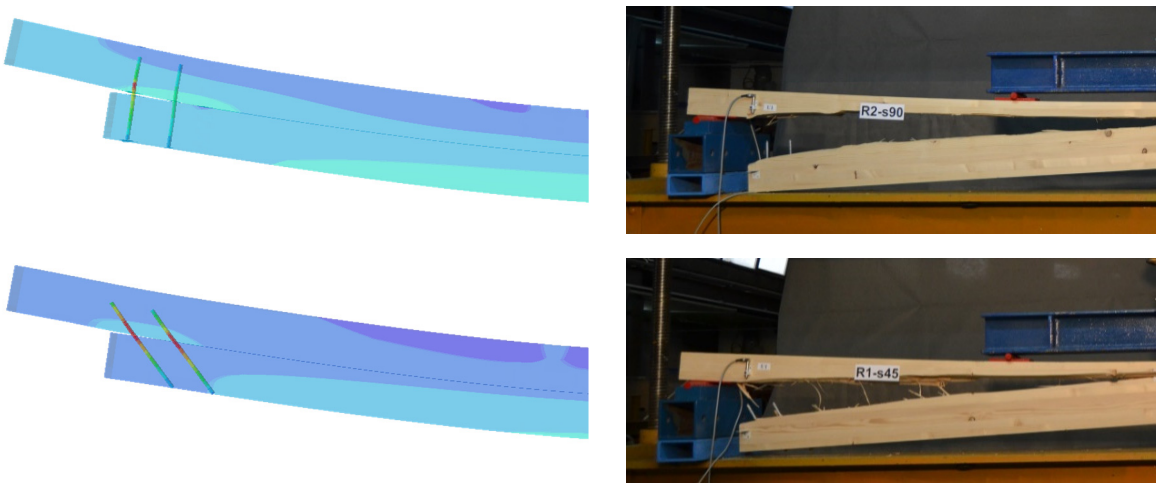


Fig. 10. Failure of end-notched beams reinforced with screws

The predictions of ultimate moment capacity, bending stiffness and deflection at failure obtained from the finite element model are compared with results from the experimental tests in Table 4. Average values are given for the experimental results. The numerical results of ultimate load carrying capacity for R-s90 Series indicate that the theoretical and experimental values are relatively close. The predicted value of the maximum load was higher than the experimental value. Considering the influence of knots and other defects in timber, the error is expected. In case of Series R-s45 beams this difference is even higher due to the fact that insufficient penetration length of screws caused premature failure in experimental tests. Numerical prediction of bending stiffness agreed well with experimental results. The variability in elasticity modulus of timber laminations was the reason for deviation between numerical and test results. The numerical model underestimated the mid-span deflection at failure of R-s90 beams (difference of about 20 %). This can be explained by the fact that one of the tested beams had extremely high deflection in comparison to others. Also, accurate screws withdrawal mechanism was not modelled.

Plastic deformation of screws that happened during the experiments was also noticeable in numerical models. The second screw in a row was activated only once the crack path had reached it. Therefore, better results could be achieved with positioning the screws one next to the other in the cross section.

Table 4. Comparison of experimental and numerical results

	Ultimate load F_{max} (kN)	**Mid-span deflection w (mm)**	**Bending stiffness EI (x 10^8 kNmm^2)**
R-s90			
Experiment	35.9	52.9	9.20
FEM	40.0	42.1	8.76
Difference (%)	11,4	20.4	4.8
R-s45			
Experiment	34.1	42.3	8.77
FEM	42.0	43.5	8.81
Difference (%)	23.1	2.8	0.5

5. CONCLUSIONS

A simple numerical approach for simulation of crack propagation in reinforced end-notched glulam beams was presented in this paper. The crack growth at the notch corner was modelled using the Cohesive Zone Modelling (CZM) in Abaqus. The effectiveness of the proposed model is verified by experiments, showing a fairly good agreement. The numerical modelling, as well as the experimental research, can help in better understanding of the crack initiation and crack growth phenomenon in reinforced end-notched timber beams. Initial cracking of the notch corner cannot be prevented by the

reinforcement. However, by placing screws uncontrollable crack growth was limited and load-carrying capacity and deformability of beams were increased.

The presented models can be used for further parametric analyses, which would include varying the loading configuration, geometry and material properties. In addition, the model can be a good basis for further investigation of effectiveness of other types and positions of reinforcement like carbon or glass fibre-based polymer bars. Moreover, results obtained from FEM modelling can be useful in developing appropriate analytical design models for reinforced notched timber elements.

REFERENCES

[1] Fortino S, Zagari G, Mendicino AL, Dill-langer G. (2012). A simple approach for FEM simulation of Mode I cohesive crack growth in glued laminated timber under short-term loading. J Struct Mech 2012;45:1–20.

[2] Jockwer R. (2014). Structural Behaviour of Glued Laminated Timber Beams with Unreinforced and Reinforced Notches, PhD Thesis, ETH, Zurich, Switzerland, 178,.

[3] Franke S, Franke B, Harte A. M. (2015). Failure modes and reinforcement techniques for timber beams – State of the art. Constr Build Mater 2015;97:2–13. doi:10.1016/j.conbuildmat.2015.06.021.

[4] Oudjene M, Tran V, Meghlat E, Ait-Aider H. (2016). Numerical Models for Self-Tapping Screws as Reinforcement of Timber Structures and Joints. In: Proceedings of 14th World Conference on Timber Engineering 2016. Vienna, Austria.

[5] Dietsch P.: Reinforcement of Timber Structures – a New Section for Eurocode 5. (2016). In: Proceedings of World Conference on Timber Engineering 2016. Vienna, Austria.

[6] Smith I, Landis E, Gong M. (2003). Fracture and Fatigue in Wood. West Sussex, England: John Wiley & Sons, Ltd.

[7] European Committee for Standardization - CEN (2009). EN 338: Structural timber - Strength classes. Brussels, Belgium.

[8] European Committee for Standardization - CEN (2012). En 408:2010+a1: Timber structures - Structural timber and glued laminated timber - Determination of some physical and mechanical properties. Brussels, Belgium.

[9] Dassault Systèmes Simulia (2012). Abaqus CAE User's Manual. Abaqus Version 6.12. Rhode Island, USA, 2012.

[10] Todorović M, Glisović I, Filipović A, Stevanović B. (2017). Numerical modelling of notched glulam beams. In: Proceedings of MASE 2017, p. 1055–64.

[11] Bodig, J., & Jayne, B. A. (1982). Mechanics of Wood and Wood Composites. Van Nostrand Reinhold Company Inc. New York, USA Bodig J, Jayne BA. Mechanics of Wood and Wood Composites.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

MM - 1

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

НАЦИОНАЛНИ БАРАЊА ЗА ПРИМЕНА НА СТАНДАРДОТ ЗА КВАЛИТЕТ НА БЕТОНОТ МКС EN 206

Тони АРАНЃЕЛОВСКИ[1], Златко ИЛИЕВСКИ[2], Дарко НАКОВ[3], Катерина ВЕЛЈАНОВСКА[4], Соња ЧЕРЕПНАЛКОВСКА[5]

АПСТРАКТ

Стандардот МКС EN 206 Бетон - Спецификација, својства, производство и сообразност е единствен Европски стандард за производство на бетон и дефинирање на бетонот како градежен производ. Неговата поврзаност со Регулативата за градежни производи 305/2011 според Европската национална легислатива и со Законот за градежни производи 104/2015 на национално ниво го потврдуваат значењето на овој стандард.

Поради специфичните разлики и практики кои постојат во примената на технологијата на производството на бетон во земјите на Европска Унија, во стандардот е изработен Анекс М „Преглед на одредби кои важат на лице место на употреба“ составен од 34 одредби во кои треба да се определат националните параметри за примена на стандардот МКС EN 206. Од тие причини во рамките на ИСРСМ при Техничкиот комитет 25 Бетон, производи од бетон и сидарија формирана е работна група РГ2 која го изработи македонскиот стандард МКС 1016 во кој ќе се дефинирани барањата за употреба на МКС EN 206. Објавен е во Декември 2018 година.

Во статијата прикажани се поважните национални параметри од стандардот МКС 1016 за примена на МКС EN 206 во делот на класите на изложеност, квалитетот на составните материјали, својствата на бетонот, производството на бетон, системот на оцена и потврда на постојаност на својствата на бетонот (сертификација на производот) и анексите во кои се дадени гранулометриски криви на агрегатот за бетон и испитувања на својствата на бетонот за кои нема Европски стандарди за испитување.

Клучни зборови: *Бетон; Нехармонизиран стандард; Одредби; Национални параметри*

[1] Вонреден професор д-р, Претседател на Технички Комитет 25 при ИСРСМ, Градежен Факултет, Универзитет „Св. Кирил и Методиј“, Скопје, Република Северна Македонија, arangelovskitoni@gf.ukim.edu.mk

[2] Раководител на сертификационо тело м-р, Координатор на Работната Група 2 при ТК 25, Градежен Институт „Македонија“, Скопје, Република Северна Македонија, zlatko.ilievski@gim.com.mk

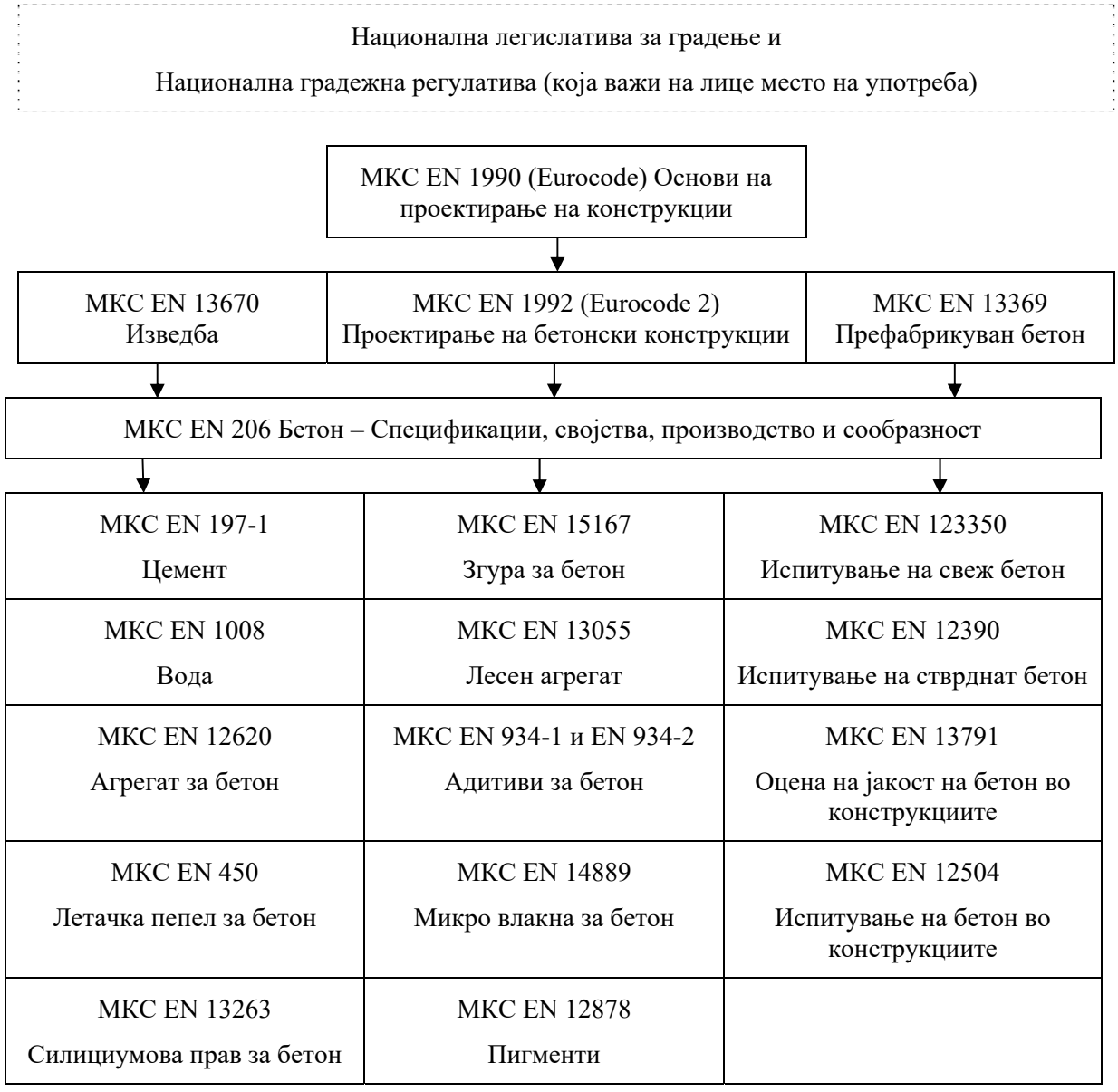
[3] Вонреден професор д-р, Член на Работната Група 2 при ТК 25, Градежен Факултет, Универзитет „Св. Кирил и Методиј“, Скопје, Република Северна Македонија, nakov@gf.ukim.edu.mk

[4] Раководител на одделението за бетон и бетонски конструкции м-р, Член на Техничкиот Комитет 25, ГД „ГРАНИТ“ А.Д., Скопје, Република Северна Македонија, katerina.veljanovska@granit.mk

[5] Раководител на сектор за стандардизација д-р, ИСРСМ Институт за Стандардизација на Република Северна Македонија, Скопје, Република Северна Македонија, cerepnalkovska.sonja@isrsm.gov.mk

1. ВОВЕД

МКС EN 206 Бетон – Спецификација, својства, производство и сообразност е единствен Европски стандард за производство на бетон кој има тенденција да се применува за сите видови на бетон заедно со техничките барања за производство на бетон без разлика дали се работи за бетон произведен во фабрика за бетон, бетон произведен на градилиште или за бетон кој се употребува за префабрикувани елементи. Големата важноста на стандардот за квалитет на бетонот МКС EN 206 произлегува од неговата поврзаност со Европската градежна легислатива и Националната градежна регулатива, стандардите за проектирање на бетонските конструкции и изградба на објектите, стандардите за составните материјали за бетон, стандардите за испитување на свеж и стврднат бетон и испитување на бетонот во конструкциите. Оваа зависност помеѓу стандардот за бетон и останатите стандарди е прикажана на сл.1.



Слика 1. Поврзаност помеѓу МКС EN 206 и стандардите за проектирање, изведбата, составните материјали и испитувањата [1]

Овој Европски стандард се применува за бетон вграден во конструкциите изградени со монолитен начин на градење, за бетон за префабрикувани елементи и конструктивни монтажни елементи за згради и инженерски конструкции проектирани според групата на стандарди МКС EN 1992 Проектирање на бетонски конструкции. Најголем проблем за примената на стандардот

МКС EN 206 се: бетонот кој се произведува на градилиште при изградба на индивидуалните семејни куќи, бетон за изработка на неконструктивни елементи и ѕидарски единици изработени од бетон. Затоа се уште не постои конзенсус за точниот делокруг на примена на стандардот. Истотака различните искуства во технологијата на производство на бетон, различниот квалитет на составните материјали во земјите на Европска унија не дозволуваат генерално да се определи системот за оцена и потврда на постојаноста на својствата на бетонот.

Поврзаноста на стандардот МКС EN 206 со Европската национална легислатива е во согласност со Регулативата за градежни производи 305/2011 (Construction Products Regulation CPR) која задолжително се применува од 1 Јули 2013 година. На национално ниво стандардот МКС EN 206 е поврзан со Законот за градежни производи објавен во Службен весник на РМ бр.104 од 24 јуни 2015 година изработен од страна на Министерството за економија. Регулативата за градежни производи CPR идентификува седум основни барања за објектите (Basic Work Requirements-BWR): BWR1-механичка отпорност и стабилност, BWR2-безбедност во случај на пожар, BWR3-хигиена, здравје и животна средина, BWR4-безбедност и достапност при работа, BWR5-заштита од бучава, BWR6-заштеда на енергија на задржување на топлина и BWR7-одржлива употреба на природни ресурси. Регулаторните барања за градежните објекти бараат од производителите на градежни производи да декларираат одредени карактеристики на својствата на производот. CPR односно Законот за градежни производи, од своја страна, опфаќа како овие карактеристики се оценуваат и се декларираат. Кога постои хармонизиран европски стандард за одреден производ, производителот е должен да ги следи тие стандарди бидејќи тие се задолжителни стандарди. Хармонизираните стандарди се усвојуваат како национални стандарди од страна на Институтот за стандардизација на Република Северна Македонија. Списокот на усвоените национални хармонизирани стандарди, Министерствот за економија ги објавува во Службен весник на Република Северна Македонија. Во овој транзиционен период Законот за градежни производи согласно одредбата во член 8 став 2 дефинира дека доколку не постојат хармонизирани технички спецификации, градежниот производ може да биде пуштен на пазарот, ако е во согласност со: македонски национални стандарди или македонските технички прописи.

Стандардот МКС EN 206 спаѓа во нехармонизираните стандарди во согласност со Регулативата за градежни производи 305/2011 (Construction Products Regulation CPR). Затоа во овој стандард постојат голем број на параграфи во кои треба да се дефинираат информации или одредби кои ќе важат на лице место на употреба за да може истиот да се применува во пракса. Овие дополнителни правила за примена на МКС EN 206 се дадени во информативниот анекс М каде се дозволува за определени специфични параграфи истите да се појаснат со дополнителни информации и национални параметри. Од тие причини националните барања за примена на МКС EN 206 потребно е да се дефинираат и да се дадат во Национален предговор, Национален анекс или Национален Македонски стандард.

Поради неопходноста од изработка на Национален стандард во рамките на Техничкиот комитет 25 Бетон, производи од бетон и ѕидарија при Институтот за стандардизација на Република Северна Македонија покренатa е иницијатива за изработка на Македонски национален стандард во кој ќе се дефинираат правилата за примена на стандардот МКС EN 206. Формирана е работна група РГ2 која имаше задача да го изработи националниот македонски стандард МКС 1016:2018 Бетон, спецификација, својства, производство и сообразност – Правила за употреба на МКС EN 206:2014+A1:2017 (идентичен со EN 206:2013+A1:2016).

Основа за изработка на Националниот стандард беше Словенскиот стандард SIST 1026:2016, кој во однос на другите стандардизациски документи беше со најнов датум. Работната група 2 работеше во периодот од Октомври 2016 година до Декември 2018 година и одржа 19 работми состаноци. Техничкиот комитет на својата 46 Седница го усвои финалниот нацрт ФН МКС 1016:2018 во Декември 2018 година.

2. ПРЕГЛЕД НА НАЦИОНАЛНИ ОДРЕДБИ И ПАРАГРАФИ

Во стандардот МКС EN 206, во информативниот анекс М „Преглед на одредби кои важат на лице место“ дефинирани се параграфите во кои може да се дозволи примена на посебни

одредби кои ќе важат на лице место на употреба за производство на бетонот и ќе имаат статус на национални параметри.

Според анексот М дозволено е да се изработат национални параметри во следните параграфи на стандардот (ознаките на параграфите и ставовите се превземени од стандардот МКС EN 206 за да може полесно да се следат во кој параграф треба да се определи национална одредба) [1]:

- 1.Примена параграфи (5) и (6), во кои може да се дадат параметри за примена на бетон за коловозни конструкции и примена на посебни технологии за вградување на бетонот и да се наведат дополнителни барања за испитување на бетон за масивни конструкции, во суво измешан бетон, за малтер и за самовградлив бетон со лесен или тежок агрегат.
- 4.1.Класи на изложеност според дејствата на надворешната средина параграф (1), во кој може да се дефинираат дополнителни класи на изложеност од оние кои се дадени во Табела 1 и дефинирање на условите на изложеност за случај на хемиска агресија.
- 5.1 Основни барања за составните материјали 5.1.1 Општо параграф (2), во кој ако не постојат Европски стандарди за определени составни материјали за бетонот тогаш да се дадат посебни параметри за нивна примена.
- 5.1.2. Цемент параграф (2), во кој може да се дадат дополнителни одредби за примена на калциум алуминатен цемент и суперсулфатен цемент.
- 5.1.3. Агрегат, во параграфите (1) и (2) да се дадат дополнителни одредби за определување на квалитетот на агрегатот според стандардот МКС EN 12620.
- 5.1.5. Адитиви, во параграф (2), за адитиви кои не се вклучени во стандардот МКС EN 934-2 да се дадат посебни барања за квалитет.
- 5.2. Основни барања за состав на бетонот, 5.2.1 Општо параграф (2), кога не се дадени детални спецификации за бетонот производителот треба да состави спецификации врз основа на дополнителните одредби за определени класи на изложеност и во параграфот (5) за стандардизиран пропишан бетон кои составни материјали може да се употребуваат.
- 5.2.3.5. Отпорност на алкално силикатна реакција, во параграфот (1) да се дефинираат дополнителни услови за квалитет на агрегатот и примената на информации од техничкиот извештај МКТИ CEN/TR 16349.
- 5.2.5. Употреба на минерални додатоци, 5.2.5.1 Општо во параграфите (2), (4) и (5) да се дадат правила за примена на минералните додатоци од тип I и II и за примената на концептот k.
- 5.2.5.2.3. k-вредност за силициумовата прашина класа 1 според МКС EN 13263-1 во параграфот (4) треба да се дадат одредби за минимално количество на цемент според класата на изложеност на бетонот.
- 5.2.5.2.4. k-вредност за згура според МКС EN 15167-1 во параграфот (1) треба да се определат вредности за коефициентот k.
- 5.2.5.3. Принципи на концептот за еквивалентни својства на бетонот, во параграфот (3) може да се дефинираат одредби за видовите на цемент и квалитетот на летачка пепел која ќе се користи во согласност со МКС EN 197-1.
- 5.2.8. Количество на хлориди во параграфот (1) кои се дефинирани во Табела 15 може да се дефинираат дополнителни одредби за примена на посебни видови на бетон и посебни одредби ако се применува цемент тип CEM III-Металуршки цемент.
- 5.3.2. Гранични вредности за состав на бетонот, во параграфот (1) да се дефинираат основните параметри за квалитет на бетонот за класите на изложеност ако постојат различни искуства во однос на дејство на различна надворешна средина и во параграфот (3) дефинирање на гранични вредности за состав на бетонот при работен век на конструкцијата пократок или подолг од 50 години според стандардот ISO 16204.
- 5.3.3. Методи врз основа на однесување, во параграфот (1) за определени методи на испитување на својствата на бетонот на пример за испитување на отпорност на мраз на циклуси на смрзнување и одмрзнување може да се дадат дополнителни правила за испитување.
- 5.4.2. Количество на цемент и водоцементен фактор, во параграфот (2) за испитување на абсорпција на вода во агрегатот според стандардот МКС EN 1097-6 може да се дадат дополнителни одредби за начинот на вклучување на финоста на агрегатот.

- 6. Спецификации за бетон, 6.1. Општо во параграфот (2) може да се додат одредби и правила според кои ќе треба да се состават спецификациите за бетон.
- 6.4. Спецификација за стандардизиран пропишан бетон, во параграфот (2) може да се дадат дополнителни правила за примена на класа на бетон C20/25 за класите на изложеност освен XO и XC1.
- 7.2. Информации од производителот до корисникот, во параграф (4) треба да се дадат дополнителни информации од производителот на бетон дали постои опасност по здравјето при ракување со свежиот бетон во согласност со посебни национални одредби.
- 7.3. Испратница за бетон, во параграф (3), за случај на стандардизиран пропишан бетон треба да се следат одредбите според правилата за примена.
- 8.2.1.2. Мострирање и план за испитување, во Табела 17 дефиницијата за ден на производство треба да се определи според национални правила на примена.
- 8.2.1.3.2. Критериум за средна вредност на резултатите, во параграф (11) може да се додадат правила на примена или да се користат правилата за примена во анексот H на стандардот и техничкиот извештај МКТИ CEN/TR 16369.
- 8.2.3.3. Критериум на сообразност за својства освен јакост, во табела 21 може да се дадат правила за определување на минималниот број на примероци за испитување на количеството на пори во аериран бетон и за испитувањето на хомогеноста на микро влакната во свежиот бетон додадени во авто миксер. Освен граничните вредности дадени во Табела 23 за критериумите за сообразност, обработливост и вискозност може да се применуваат и национални гранични вредности.
- 9.4. Испитување, во параграф (2) испитувањето на бетон се врши посебно за секоја локација на фабриката за производство на бетон освен ако со национални правила се утврди зависност од испитувањата помеѓу различни локации на производство.
- 9.7. Мешање на составните материјали, во параграф (2) во Табела 27 дадени се отстапувањата од мерењето на количините на составните материјали кои може да се променат со посебни национални параметри според важечката регулатива.
- 9.9. Процедури за контрола на производството во Табела 28 потребно е да се дефинира периодот на кој ќе се проверува опремата за мерење на составните материјали.
- 10.2. Оцена, надзор и сертификација на контролата на производство, во параграф (1) во зависност од барањата во договорот или според националните одредби контролата на произвоството на бетон од страна на производителот треба да се оцени и надгледува од акредитирано инспекциско тело и сертифицирано од акредитирано сертификационо тело во согласност со Анекс C.
- Анекс A, A.4. Услови за испитување, во параграф (5) за испитување на својствата на стандардизиран пропишан бетон потребно е да се предвидат поголем број на тела за испитување за кое треба да се дадат посебни правила на национално ниво.
- Анекс D, D.2.1. Цемент, во параграф (1) да се дефинира кој цемент ќе се користи според класите на изложеност за извршување на геотехнички работи и во параграф (3) да се дефинира употреба на цементи кои не се наведени во 5.1.2 и во параграф (2) од Анекс D.
- Анекс D, D.3.3. Максималниот водоцементен фактор за определени класи на изложеност не смее да биде поголем од вредностите кои се дефинирани како национални параметри.
- Анекс D, D.3.4. Свеж бетон, во параграф (2) да се дефинираат национални вредности различни од вредностите кои се дадени во Табела D.3. Барана вредност на конзистенцијата на свежиот бетон за различни услови на вградување.
- Анекс F, во параграф (3) за вредностите кои се дадени во Табела F.1 Препорачани гранични вредности за состав и својства на бетонот за дефинираните класи на изложеност од стандардот може да се додадат национални правила ако се користат други класи на изложеност на дејството на надворешната средина за обичен агрегат со максимално зрно D_{max} помеѓу 20mm и 32mm.
- Анекс F, Табела F.1, да се користи сулфатно отпорен цемент според МКС EN 197-1 при хемиска агресија XA2 и XA3 или препораки од национален стандард.

Од информативниот анекс L „Дополнителни информации за специфични параграфи“ искористена е можноста, дадена во параграфот 4.3.1 (1), за посебни случаи да се дефинира меѓу

класа на јакост на бетон и да се додаде во Табела 12 Класи на јакост на притисок за обичен и тежок бетон или во Табела 13 Класи на јакост на притисок на лесен бетон [1].

3. НАЦИОНАЛНИ БАРАЊА

Во понатамошниот текст даден е преглед на националните барања кои се дефинирани во стандардот МКС 1016:2018 Правила за употреба на МКС EN 206:2014+A1:2017.

За точката 4.1 Класи на изложеност на бетонот на надворешни дејства во Табела 1, како национално барање поставени се услови за нова класа на изложеност, класи на абење на површината на бетонот и тоа: XM1 Умерено натоварување, XM2 Тешко натоварување и XM3 Многу тешко натоварување [2].

Според анексот L во точката 4.3.1 (1) додадена е меѓу класа на јакост на бетонот C32/40 во Табела 12 во согласност со досегашната практика на употреба на бетонот [2].

Во делот на Основните критериуми за составните материјали, за агрегатот во точката 5.1.3 параграф (1) и (2) додадени се национални барања агрегатот за бетон да е сертифициран според системот за оцена и потврда на постојаност на својствата 2+. За квалитетот на агрегатот додадени се ставовите (3), (4) и (5) според кои во изјавата за својства треба да се декларираат својствата за: индекс на плоснатост или индекс на формата на зрната, густина на зрната, апсорпција на вода, категорија на гранулометриски состав и содржина на ситни честички, категорија на квалитет на ситните честички, содржина на сулфати или хлориди, петрографска ознака на карпата, отпорност на мраз на крупен агрегат и отпорност на крупен агрегат на дробење(или абење) [2].

Основните критериуми за составот на бетонот дадени во 5.2.1 во ставовите (2) и (5) за стандардизиран пропишан состав на бетонот се дополнети со следните ограничувања: класа на јакост на бетонот до C20/25, гранулометрискиот состав на агрегатот да е во подрачјето 3 според Анекс NB и количината на цемент за класа на цемент 42.5 за бетон за конзистенција класа S3 (класи на конзистенција со распростирање 100-150mm), класа C2 (класа на компактирање 1.25-1.11) и класа F3 (класа на распростирање 420-480mm) за најголемо зрно на агрегатот D_{max}=32mm е дадена во Табела 5.2.1 [2], а во текстот тоа е Табела 1.

Табела 1. Најмала количина на цемент класа на јакост 42.5 според МКС EN 197-1 за стандардизиран пропишан состав на бетонот, класа на конзистенција S3, C2 и F3 и максимално зрно на агрегатот 32mm

Класа на јакост на бетонот	Најмала количина на цемент класа 42.5 [kg/m^3]
C8/10	200
C12/15	260
C16/20	300
C20/25	320

За избор на цемент додадени се став (2) и информативните Табели 5.2.2.a, 5.2.2.b и 5.2.2c во кои се наведени видовите на цемент кои може да се употребуваат за состав на бетонот во зависност од класите на изложеност на надворешните дејства на средината [2].

Во точката 5.2.3.1 Општо за агрегатот додадени се ставовите (3), (4), (5) и (6) во кои се дадени следните национални барања: за определување на гранулометрискиот состав на агрегатот да се користат граничните гранулометриски криви на агрегатот за бетон според анекс NB кои се превземени според МКС У.М1.057 Бетон, гранулометриски состав на агрегатот за бетон и DIN 1045-2:2008, за отпорност на агрегатот на дејство на мраз за класа на изложеност XF1 агрегатот да е класа F_2 со вредност MS_{18}, за класите на абење дадени се категориите на квалитет според

отпорност на дробење определен со методата на Los Angeles за класите на изложеност XM1, XM2 и XM3 соодветно LA_{35}, LA_{25} и LA_{20} со дополнителен услов за класата на абење на површината на бетонот XM3 отпорноста на крупниот агрегат на полирање да е категорија PSV_{50} и потребата од контрола на својствата на варовничкиот агрегат за примена во услови на хемиска агресија [2].

За температурата на бетонот во точката 5.2.9 додаден е став (2) во кој се дефинирани национални барања за температурата на бетонот на местото на вградување: температурата на бетонот не смее да биде пониска од 5°C при температура на воздухот над -3°C, не смее да биде пониска од 10°C при температура на воздух под -3°C и не смее да биде повисока од 30°C [2].

Граничните вредности за состав на бетонот, според класите на изложеност на надворешната средина, кои се дадени во точка 5.3.2 и во Анекс F, Табела F.1-Препорачани гранични вредности за состав и својства на бетонот извршено е дополнување на став (2) со став (2a) во кој се дадени националните барања за критериумите за состав и својства на бетонот со услови за квалитет за водонепропусност, отпорност на мраз, отпорност на мраз и соли за одмрзнување и отпорност на абење дадени во Табела 5.3.2. Истотака извршено е дополнување на НАПОМЕНА 3 дека за трајност подолга од 50 години за сите класи на изложеност на дејството на надворешната средина водоцементниот фактор треба да се намали за 0.05 [2].

Во делот 5.5 Критериуми за стврднат бетон додадени се национални барања за точките 5.5.1.4 Јакост на затегнување при свиткување, 5.5.3 Водонепропусност (V), 5.5.5 Отпорност на бетонот на замрзнување и одмрзнување (M), 5.5.6 Отпорност на површината на бетонот на замрзнување и соли за одмрзнување (Ms), 5.5.7 Отпорност на абење на површината на бетонот (A), 5.5.8 Модул на еластичност при притисок, 5.5.9 Отпорност на карбонизација, 5.5.10 Отпорност на хлориди и 5.5.11 Капиларна апсорпција на вода [2].

За 5.5.3 Водонепропусност (V) со националните барања додадени се ставовите (3) и (4) во кои е наведено за испитувањето да се врши според МКС EN 12390-8 и додадени се критериумите за продор на вода со кој се дефинирани класите на водонепропусност дадени во Табелата 5.5.3 [2], а во текстот тоа е Табела 2.

Табела 2. Дозволени вредности на продор на вода за испитувањето според МКС EN 12390-8 при старост на бетонот од најмалку 28 денови

Класа на водонепропусност	Најголема дозволена вредност на продор на вода (mm)	Најголемо дозволено отстапување на поединечен примерок (mm)
V-1	50	+15
V-2	30	+10
V-3	20	+5

За точката 5.5.5 Отпорност на бетонот на замрзнување и одмрзнување (M) поставени се национални барања со кои се дефинира методата за испитување дадена во Анекс ND, за класата на изложеност XF3 дефиниран е број на циклуси минимум 150 циклуси и критериумите за отпорност на циклуси на замрзнување и одмрзнување: бетонот е отпорен на мраз ако на определена старост и по определен број на циклуси средната јакост на притисок изнесува најмалку 75% од јакоста на притисок на примероци чувани во вода-еталони, а поединечниот резултат од испитувањето е најмалку 65% [2].

За отпорност на површината на бетонот на замрзнување/соли за одмрзнување (Ms) поставени се национални барања во Анекс NE за примена на техничката спецификација МКТС CEN/TS 12390-9:2009 Испитување на стврднат бетон - Дел 9: Отпорност на бетонот на замрзнување и соли за одмрзнување. Критериумите за оцена на отпорноста на површината се дадени во Табела

5.5.6 [2], а во текстот тоа е Табела 3. За аерираните бетони паралелно да се користи и методот на линиска микроскопска анализа според МКС EN 480-11 [2].

Националните барања за отпорност на абење на површината на бетонот (А) се определени со додавање на точката 5.5.7 и ставовите (1) и (2). Усвоен е методот на испитување според МКС EN 1340:2006 (Анекс Н) даден во Анекс NF. Критериумите за оцена на отпорност на абење на површината на бетонот се дадени во Табела 5.5.7 [2], а во текстот тоа е Табела 4.

Табела 3. Критериуми за оценување на отпорноста на површината на бетонот на смрзнување/соли за одмрзнување

Количество на излупен материјал изразено во mg/mm^2		
Резултат од испитувањето	Дозволена гранична вредност по 25 циклуси	Дозволена гранична вредност по 50 циклуси
Средна вредност	0.20	0.40
Поединечна вредност	0.25	0.50

Табела 4. Критериуми за оцена на отпорност на абење на површината на бетонот

Количина на избрусен прав од површината на бетонот во $cm^3/50cm^2$			
Класа на изложеност	Потребна класа на отпорност на абење	Гранична вредност на абење	Дозволено отстапување
XM1	A1	20	+5
XM2	A2	17	+4
XM3	A3	14	+3

Модулот на еластичност потребно е да се испитува според методот даден во стандардот МКС EN 12390-13, отпорноста на карбонизација треба да се испитува според методот даден во техничката спецификација МКТС CEN/TS 12390-10, отпорноста на хлориди да се испитува според стандардот МКС EN 12390-11:2015 и капиларната апсорпција на вода во бетонот да се испитува според стандардот МКС EN 13057 [2].

Во точката 7 Испорака на свеж бетон како национално барање додадена е Напомена да се почитуваат одредбите од стандардот МКС EN 13670, а во 7.3 Испратница за транспортиран бетон додаден е став (4) во кој се бара за аериран бетон да се наведе содржината на пори [2].

Контрола на сообразноста и критериуми за сообразност точка 8, во 8.2.1.2 Програма за земање на примероци и испитување додаден е став (5) во кој се дефинирани националните барања за најмалиот број на примероци и фреквенција на земање на примероци за испитување на другите својства во согласност со 5.5.3 до 5.5.7 дадени во Табела 29 од стандардот МКС EN 206 и напомена за значењето на дневно производство [2].

За контрола на производството во точка 9.9.3 Евидентирани податоци и други документи додаден е став (2) со кој производителот треба да ги има следните податоци: податоци за составните материјали и изјави за својства, резултати од претходни испитувања на рецептурите за бетон кои редовно се произведуваат, резултати од почетно испитување, пресметка за секој состав на бетон, податоци за секој вид на бетон ознаки и маси поединечно по составните материјали и програма за испитување на својствата на свеж и стврднат бетон. Извршено е дополнување на условите за квалитет со услови за водонепропусност, отпорност на мраз и, отпорност на мраз и соли за одмрзнување [2]. Во 9.6.1 Персонал, е додаден став (3) во кој национално барање е контролата на производство на фабриката за бетон да ја врши лице со најмалку средно стручно образование кое има најмалку 3 години работно искуство во областа на технологијата на бетон [2].

Во точката 9.9 Процес на контрола на производството дополнет е ставот (4) со став (4.а) дека производителот на бетон треба да добие оцена за работата на фабриката за бетон врз основа на целосен преглед на производството на бетон при почетен преглед и при постојан надзор според барањата дадени во Табела 28 Контрола на опремата и Табела 29 Контрола на процедурите при производството и контрола на својствата на бетонот. Табелата 29 е дополнета и со барања за контрола на следните својства на бетонот: водоцементен фактор на свеж бетон, испитување на водонепропусност, отпорност на замрзнување/одмрзнување, отпорност на површината на соли за одмрзнување и отпорност на абење [2].

Во точката 10.2 Оцена, надзор и сертифицирање на контролата на производството дефинирана е оцената и потврдата на постојаност на својствата описно (како за систем на квалитет 2+) со задачи кои треба да ги извршува производителот: контрола на фабричкото производство и почетно испитување на производот и задачи за сертификационото тело: почетен преглед на фабричкото производство и постојан надзор, оцена и одобрување на фабричката контрола на производството кои подетално се дадени во Анекс С [2].

Во стандардот за да не се изработуваат нови стандарди за испитување на определени својства на бетонот за кои нема Европски стандарди искористени се Европските искуства и поранешните национални стандарди МКС-ЈУС. Во анексот NC за определување на водоцементниот фактор на свеж бетон треба да се применува техничкиот извештај МКТИ CEN/CR13902:2009. За испитување на отпорност на мраз на циклуси на смрзнување/одмрзнување да се користи методата дадена во техничкиот извештај МКТИ CEN/TR15177:2009 или методата која е опишана во стандардот според МКС У.М1.016 дадена во додатокот ND. Во додатокот NE за испитување на бетонот на замрзнување/соли за одмрзнување наведено е дека треба да се користи методата според техничкиот извештај МКТИ CEN/TR 12390-9:2009, а во додатокот NF за испитување на отпорност на бетонот на абење да се користи методот даден во стандардот МКС EN 1340:2006/AC:2007. На крајот во Анекс NG и NH опишани се методите за испитување на алкално силикатна реактивност според хемискиот и физичкиот метод во согласност со поранешните национални стандарди МКС Б.Б8.056 и МКС Б.Б8.057 [2].

4. ЗАВРШНИ СОГЛЕДУВАЊА

Националните правила за примена на стандардот за квалитет на бетонот МКС EN 206 Бетон - Спецификација, својства, производство и сообразност, кои се дефинирани во 34 одредби од Анекс М, се дадени во стандардот МКС 1016 Бетон-Спецификации, својства, производство и сообразност-Правила за употреба на МКС EN 206:2014+A1:2017. Национално определените параметри во овој стандард се дефинирани врз основа на нашето досегашно искуство во производството на бетон и практичната примена на технологијата на бетон.

Сегашниот статус на стандардот МКС 1016 е доброволен за примена односно не е задолжителен за примена што ја отежнува работата на именуваните сертификациони тела при контрола на фабричкото производство на бетон. Следејќи ги искуствата од регионот, Министерството за економија, кое е надлежно за спроведување на Законот за градежни производи, неопходно е да донесе документ, со кој примената на стандардот МКС 1016 заедно со стандардот МКС EN 206 ќе биде задолжителна за да се регулира производството на бетон.

Тоа е од особено значење, бидејќи бетонот спаѓа во нехармонизираните градежни производи и во тој случај, кога за производот не постојат хармонизирани стандарди или хармонизирани технички спецификации, градежниот производ бетонот, може да биде пуштен на пазарот само во согласност со македонски национален стандард или македонски технички прописи. Врз основа на стандардот МКС 1016:2018 и врз основа на документот за задолжителна примена, производителот на бетон ќе треба да подготви изјава за својства за суштинските карактеристики на бетонот, согласно барањата на стандардите, кога ќе го пушта производот на пазарот.

БЛАГОДАРНОСТ

Авторите сакаат да изразат благодарност до Институтот за стандардизација на Република Северна Македонија на подршката при изработката на националниот стандард како и на останатите членови на Работната Група 2: Маријана Топаловска, Игор Ѓорѓески, Гоце Богдановски и на Техничкиот Комитет 25: Љубомир Митров, Љубица Владичевска, Драган Соколовски, Нена Николовска, Менка Ристовска, Лилјана Силјаноска, Иван Ангелов, Предраг Караманолевски и Александра Стојменова за посветеноста при изработка на стандардот.

За вистинскиот допринос и поттик во работата на Техничкиот комитет 25 и Работната група 2 особено му се заблагодаруваме на д-р Аљоша Шајна, раководител на лабораторијата за бетон при Институтот за градежништво ZAG Љубљана за одржаните предавања и пренесеното искуство од Словенија на работата на стандардот SIST 1026:2016 на 17-ти Симпозиум на ДГКМ на Македонија во Октомври 2017 година, за помошта и потребните објаснувања при изработката на националниот македонски стандард за квалитет на бетонот.

ЛИТЕРАТУРА

[1] ИСРСМ (Институт за стандардизација на Република Северна Македонија). МКС EN 206:2014+A1:2017 Бетон-Спецификации, својства, производство и сообразност. Скопје. Република Северна Македонија идентичен со CEN (Comité Européen de Normalisation) EN 206:2013+A1:2016 Concrete-Specification, performance, production and conformity. Brussels. Belgium.

[2] ИСРСМ (Институт за стандардизација на Република Северна Македонија). МКС 1016:2018 Бетон-Спецификации, својства, производство и сообразност-Правила за употреба на МКС EN 206:2014+A1:2017. Јуни 2018. Скопје. Република Северна Македонија.

[3] ИСРСМ (Институт за стандардизација на Република Северна Македонија). МКТИ CEN/TR 15868:2009 Преглед на национални барања за примена на EN 206-1:2000. Скопје. Република Северна Македонија идентичен со CEN (European Committee for standardization) CEN/TR 15868:2009 Survey of national requirements used in conjunction with EN 206-1:2000. Brussels. Belgium.

[4] Aljosa Sajna i clanovi ZBS u SIST/TC BBB (2017). Predavanje za EN206 i SIST 1026 Potreba izrade, sadrzina i razvoj nacionalnog standarda o primeni EN206. 17-ти Меѓународен Симпозиум на ДГКМ. 4-7 Октомври 2017. Охрид. Македонија.

[5] SIST (Slovenski Inštitut za Standardizacijo). SIST 1026:2016 Beton-Specifikacija, lastnosti, proizvodnja in skladnost - Pravila za uporabo SIST EN 206. Februar 2016. Ljubljana. Slovenia.

[6] HZN (Hrvatski Zavod za Norme). HRN 1128:2007 Beton-Smjernice za primenu norme HRN EN 206-1. Maj 2007. Zagreb. Hrvatska.

[7] DIN (Deutsches Institute fűr Normung e.V.). DIN 1045-2 Concrete, reinforced and prestressed concrete structures – Part 2 – Concrete – Specification, performance, production and conformity – Application rules for DIN EN 206-1. English translation. August 2008. Berlin. Germany.

[8] ISS (Institut za standardizaciju Srbije). SRPS U.M1.206:2013 Beton - Specifikacija, performanse, proizvodnja i usaglašenost - Pravila za primenu standarda SRPS EN 206-1. Februar 2013. Beograd. Srbija.

[9] sia (schweizerischer ingenieur und architektenverein). SIA 262/1 Betonbau-Erganzende Festlegungen. 03/2019. Zurich, Switzerland.

[10] БДС (Bulgarian Institute for Standardization). БДС EN206:2013+A1:2016/NA:2017 Concrete – Specification, performance, production and conformity - National Annex (NA). February 2017. Sofia. Bulgaria.

[11] Службен весник на Република Македонија бр. 104/2015 година. Закон за градежни производи. Јуни 2015. Скопје. Република Северна Македонија.

[12] Службен весник на Република Македонија бр. 53/2016 година. Закон за изменување и дополнување на Законот за градежни производи. Март 2016. Скопје. Република Северна Македонија.

[13] Службен весник на Република Македонија бр. 120/2018 година. Закон за изменување и дополнување на Законот за градежни производи. Јуни 2018. Скопје. Република Северна Македонија.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

MM - 2

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

PAST, PRESENT AND FUTURE OF FLY ASH IN CONCRETE

Jelena DRAGAŠ, Nenad PECIĆ

ABSTRACT

The use of fly ash in concrete lasts for almost a century. The first idea of using concrete as a place to deposit fly ash and merely reduce the amount of waste came a long way to a today's use of fly ash as a basic component material of concrete. Extensive research and practical application regarding different concrete types promoted the fly ash as a valuable supplementary cementitious material. The best use of fly ash in concrete can be achieved only if the influence of fly ash on all concrete properties is known. This paper gives a comprehensive summary of all fly ash applications in concrete with a review of existing practical application, implementation in standards and challenges still to be overcome. An analysis of future trends in concrete fly ash application and possible alternatives for regions that already lack in fly ash quantities are presented and discussed.

Keywords: *Fly ash; Concrete; Granulated blast furnace slag; Supplementary cementitious materials*

1. INTRODUCTION

In May 2019, Greta Thunberg was featured on the cover of the Time magazine. She is a Swedish student credited with raising global awareness of the risks posed by climate change and one of the founders of the school climate strike movement [1]. It is obvious that we live in a time when consequences of the climate change are being so severe, that even the youngest members of our society are trying to raise the awareness of actions that need to be done as soon as possible.

The concern for the environment and our future on Earth is affecting the way we live through the selection of the food we eat, the way we dispose garbage we produce, transport selection, materials we use in every day practice etc. Each person is responsible for its' negative environmental effect and can chose to reduce it in different ways. Beside personal responsibility that each human being has, we need to be aware of the possible negative effects that the industries we are involved in create. We need to introduce a change in all spheres of life to provide sustainable and ecological worldview in order to mitigate the serious effects of climate change brought about by human activities, especially. The achievement of sustainable development (economic, ecological, and social) of societies has become globally recognized as the most important aim in the 21st century. Major changes and serious actions are crucial for achieving the aim of the Paris Climate Agreement which is to "hold the increase in the global average temperature to well below 2 °C above pre-industrial levels and to pursue efforts to limit the temperature increase to 1.5 °C above pre-industrial levels" [2].

In the current age, in which the Fourth Industrial Revolution is altering the way we think and live, the construction industry is keeping the pace with other human activities. Innovative technologies, automation, and cognitive computing are increasing the speed and spread of construction activities all over the world. Globally, the human population continues to use more material resources and more energy for the production of structures. Among all others activities, the construction industry is responsible for a large burden on the environment: huge consumption of natural resources, especially non-renewable fossil fuels, large emissions of harmful substances, as well as the generation of substantial amounts of waste. The construction industry is responsible for approximately 50% of natural raw materials and 40% of total energy consumption [3].

The concrete industry plays a leading role in environmental burden increase. Concrete is the second most-used material in the world, after water–around 25 billion tonnes are produced annually [4]. Consequently, cement as one of the main ingredients of concrete, is also produced in great quantities– 4.6 billion tonnes is produced in 2015, a value higher than the amount of human food consumption [5]. The production of cement is especially harmful due to energy needed for the production process and chemical reactions involved and it is responsible for 7–10% of annual anthropogenic CO_2 emissions [6]. From the total cement CO_2 emission 40% of CO_2 comes from the energy use during the manufacturing process and 60% from the chemical reaction during limestone heating. The cement plants are trying to find and implement alternative energy sources to reduce this 40%-part, but the main burden still comes from the inevitable chemical reaction.

It is obvious that a significant reduction of CO_2 coming from the cement production is only possible with the reduction of total cement mass used in concrete production. Most commonly used way to do that is by replacing a part of cement with supplementary cementitious materials (SCMs) with low embodied CO_2. The most common SCMs are by-products from other industries:

- fly ash (FA) - by-product from the combustion of coal in thermal power plants,
- granulated blast furnace slag (GBFS) - by-product from the production of iron in blast furnaces,
- limestone - practically inert material used as a filler,
- silica fume (SF) - by-product of producing silicon metal or ferrosilicon alloys.

In order to obtain the maximum CO_2 emission reduction during the production of concrete, the tendency is to use higher amounts of SCMs. However, replacing cement with by-products does not necessarily and directly lead to better environmental performance in the course of the concrete's life cycle. Any environmental assessment should be performed using a comprehensive, scientific-based approach. For that purpose, the well-recognized and standardized methodology of Life cycle assessment (LCA) is usually applied. It allows for evaluating the environmental impacts of processes

and products during their life cycle. LCA studies performed on the environmental evaluation of FA concrete generally show that replacement of cement with FA reduces the environmental impacts of concrete [7], [8]. However, the LCA results depend on the system boundaries, on the chosen functional unit, and whether lower carbonation resistance of FA concrete is considered or not. If looking only at the global warming potential, all studies reported the reduction of this impact category in the case of FA concretes, even with higher amounts of FA where the reduction can be up to 25% [8], [9]. Therefore, a significant global warming potential decrease is gained with higher FA utilization.

2. FLY ASH PROPERTIES

FA is a by-product material and its physical, mineralogical and chemical properties strongly depend on the type and mineralogical composition of coal, processing conditions of the furnace, and the collection and storage of FA. These properties vary not only from one power plant to another but also within one plant, so large variations in the quality of FA are common. In order to improve FA's heterogeneous characteristics and ensure its stable quality, frequent control of physical, chemical, and mineralogical properties within power plants would be needed along with the grinding of FA, when necessary. In this way, more energy would be spent which would increase the cost of FA. Having this in mind, it is important to understand the variety of FA material properties before using it in concrete mixture.

FA is a heterogeneous material containing particles of different dimensions and shapes. Generally, FA particles can be rounded, irregular, or angular, but they are mostly spherical (Fig. 1). Some of the particles are solid but most of them are hollow and may contain smaller particles. Besides shape and texture, size is one of the most important physical properties influencing particle motion in concrete mixture as well as FA pozzolanic activity. FA spherical particles range in diameter from 0.5 to 200 μm [10] and irregular and angular ones can be larger [11].

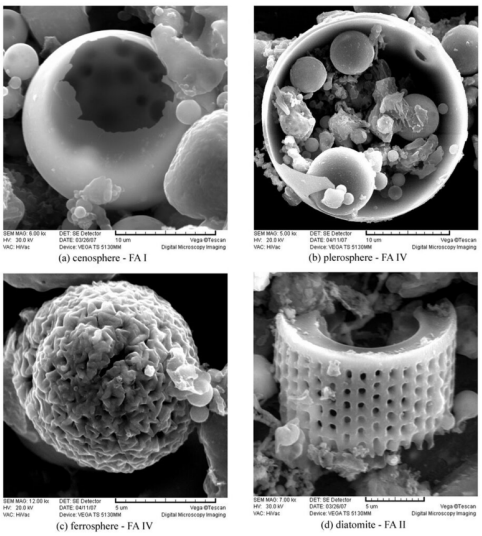


Fig. 1. Different shapes of FA particle [12]

Chemical analysis of various FAs shows a wide range of compositions, reflecting large variations in coal used in different power plants. Anthracite and bituminous coal usually produce FA with high SiO_2 and Al_2O_3 and low CaO content, while lignite and sub-bituminous coal produce FA with lower SiO_2 and Al_2O_3 and higher CaO content. The amount and mutual ratio of these oxides is important for the use of FA in concrete because it influences binding reactions that happen in concrete: hydration and the pozzolanic reaction. The range of oxides in FA presented in literature is shown in Table 1 [11], [13].

Table 1. Chemical composition of various FAs [14].

Oxides	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	CaO	MgO	Na_2O	K_2O	SO_3	LOI*
Range (%)	11.8–62.8	2.6–35.6	1.4–24.4	0.5–54.8	0–6.7	0–3.6	0–9.3	0–12.9	0–32.8

* LOI - loss on ignition

Pozzolanic activity of FA depends on the reactive amount of CaO, SiO_2, and Al_2O_3 in FA. Some FAs have greater quantities of CaO and can exhibit a self-cementitious (hydraulic) activity, but pozzolanic activity is best expressed if FA is used in combination with Portland cement in concrete [14]. In this way, FA reacts with $Ca(OH)_2$ formed by cement hydration. Most of the crystalline phase is inert and the reactivity of FA and pozzolanic capacity are related to the amorphous phase. The main product of the pozzolanic reaction of FA in concrete is a hydrated gel, same as in the case of cement hydration: calcium silicate hydrate and alumina hydrates [15]. After the dissolution of FA's amorphous SiO_2 and Al_2O_3 framework by hydroxide ions (OH^-) and generated heat during the early hydration of cement, free silicate and aluminate anions react with $Ca(OH)_2$ to form an amorphous calcium silicate aluminate phase. The reaction continues as long as there is available $Ca(OH)_2$ present in the concrete pore solution and until the hydrated gel fills in the capillary pores in concrete [16]. The pozzolanic reaction needs time and takes place after the beginning of hydration, approximately at the age of 7–14 days or later [17]. It is difficult to define the pozzolanic reaction looking only at FA characteristics. Many factors influencing this reaction, beside previously mentioned physical, chemical and mineralogical FA properties, are: physical and chemical characteristics of cement, alkali-hydroxide concentration of the reaction system and development of heat during the early phases of the hydration process [18].

3. THE USE OF FLY ASH IN CONCRETE

The high variety of FA's physical and chemical properties enables different applications in concrete. FA has been used in concrete since the 1930s, firstly in the construction of mass gravity dams, to reduce the heat of hydration. Since then, class F and class C FA types are used in concrete in amounts from only a few percent and up to 70–80% of the total cementitious materials (CM) mass.

As a mineral admixture, FA is often used as a filler in self-compacting concrete (SCC) [19]. As a CM, FA can be used as a cement replacement, having in mind its hydraulic and pozzolanic properties. FA also constitutes a part of some types of blended cements. In general, the effects of using blended FA cement and replacing cement with FA in concrete are similar. However, grinding of FA in blended cement's production improves FA's performance: its variability decreases, its fineness increases, and the addition of gypsum enables a desired setting time. There are commercially available blended cements with up to 55% of FA [20]. Simultaneous use of two pozzolanic materials as a cement replacement (FA and GBFS) have shown positive effects on concrete properties [19].

Concrete made with FA conforming to EN 450-1 [21], with a maximum cement replacement of 33% of cement mass, is widely used and supported by extensive research. Research has shown that this type of concrete exhibits better workability, less bleeding and segregation, lower heat of hydration, a longer setting time of concrete, and similar or slightly lower compressive strength at all ages compared with concrete without FA with the same CM amount [22].

Depending on the type and amount of FA, its impact on concrete properties can be different and achieved through various mechanisms. The addition of FA fine particles in concrete improves concrete properties primally through the filler effect, by filling the voids between cement particles, making it denser [23]. Furthermore, FA improves the performance of concrete through the acceleration of cement hydration by acting as nucleation sites, becoming an integrated part of the cement paste. Finally, FA will improve concrete density and mechanical properties by forming more CSH gel during the pozzolanic reaction with cement hydration products. At early ages, the pozzolanic reaction of FA is not dominant and mechanical properties of concrete are improved mostly by the FA's filler effect and accelerated hydration [24], [25]. The efficiency of FA at this age can be defined by analyzing the particle packing rather than the pozzolanic reaction. The pozzolanic reaction of FA is slower

compared with cement hydration but continues for years after reacting with the concrete pore solution, contributing to strength gain longer than in cement concrete [15].

A large number of studies has been done regarding the physical and mechanical properties of FA concretes and in addition, work was also done on the evaluation of its material properties through the standards for cement concrete. In some extent, structural behavior of FA concrete elements was also tested. The analysis of available results regarding bond, flexural and shear strength of FA concrete beams. The results showed that no significant difference between FA concrete and control cement concrete beams existed [13], [26]–[31].

3.1. Application of FA concrete in the current practice

The Romans knew that certain volcanic materials (now called pozzolans) when finely ground and mixed with lime and sand, yielded a mortar that was not only cementitious, but water resistant and very strong. Both the Pantheon temple and the Roman Coliseum were built with high volumes of volcanic ash in the cement mixture. That good practice of using local waste materials in the production of construction material continued up to this time. FA is a waste material that is locally available in many regions of the world.

One of the first uses of FA concrete was in the construction of the Hungry Horse Dam in Montana finished in 1952 [32], motivated by low heat of hydration temperature rise in FA concretes. Besides that, good workability of this concrete type was used as an advantage in roller-compacted concrete and in production of dams in the United States since the 1970s [33]. Since then, FA was used in the construction of dams, foundation and retaining walls, marine slipways, sewage treatment works, concrete viaducts, and in buildings.

Despite the fact that concretes with higher amount of FA are not yet defined in standards for concrete design, it has been used in concrete construction in many projects since 1985. One of the pioneers was the project Park Lane Hotel/Office Complex, Halifax, Canada built in 1988. During the construction of this building 55% of FA in total mass of CM was used in the construction of columns, beams, and floor slabs [34]. Large amounts of FA were also used in the following projects [11], [13]:

- Lac Robertson Dam was made with 50% of FA in total CM mass [34];
- York University Computer Science Building in Toronto was made with 50% of FA in CM in concrete used for columns, walls, and suspended slabs and it had a specified strength of 25 MPa and 30 MPa [35];
- The Bayview (Vancouver, Canada) was built in 2002 with up to 55% of FA replacement achieved in all the footings;
- The Liu Centre for the Study of Global Issues, University of British Columbia (Vancouver, Canada) was built using concrete with 50% of FA in CM in all structural elements except exterior and precast slabs which were made with 33% of FA. The selected concrete mixture had early age strength after one day of 10 MPa reaching a 28-day compressive strength of 32 MPa and over 50 MPa after 90 days;
- The Nicola Valley Institute of Technology, University of the Cariboo (Merrit, British Columbia) built in 2001 using EcoSmart concrete design and HVFAC made with 50% of FA in CM [36] for foundations and slabs;
- De Young Museum (San Francisco, California, United States) was made with HVFAC designed with 170 kg/m3 of cement and 170 kg/m3 of class F FA for the use in foundations, slabs, and beams [37];
- Wurster Hall, University of California, Berkeley (United States) built in 2001 was made with 50% of FA concrete used in Wurster construction of piers and foundations [37].

Based on the summary of experimental results, obtained findings and conclusions from different studies, the following shortcomings and needed future research regarding FA concretes can be defined [13], [26]:

- The heterogeneity of FA is still a big shortcoming limiting its greater use in concrete.
- There is a need for more detailed categorization of FA regarding its properties affecting physical and mechanical properties of concrete.

- Reliable predictions for the FA concrete mechanical properties incorporated in code provisions are still lacking.
- The durability of FA concrete has been extensively researched in the past few years, but more research to fully understand all deterioration mechanisms that occur in FA concrete is needed [38].
- More research regarding the long-term behavior of FA concrete is needed to provide the specific conclusions regarding the creep and shrinkage influence on the reinforced concrete elements long-term deflection.
- No research regarding prestressed FA concrete can be found in available literature. Low early-age strength is one of the reasons for this lack of testing. However, promising results regarding the use of low water amounts and various superplasticizers in FA concrete yielded the possibility to obtain satisfactory early-age strengths.
- Based on the available results found in literature, no specific conclusions can be made regarding the FA concrete short-term deflection and crack development. More research analyzing crack widths and the energy needed for their development is needed.
- The stress-strain relationship in FA concrete is one of the fundamental parameters that require more research in order to establish this concrete type as the structural concrete.

Currently very popular and wide application of FA in the production of concrete can be found in the production of alkali-activated materials (AAMs) or so called *geopolimer* concretes. This type of concrete is made by mixing aggregates, different industrial by-products such as FA and GBFS and different types of alkaline activators such as sodium silicate or sodium hydroxide. Total amount of FA used in this type of concretes is usually higher compared with the simple replacement of cement in FA concretes. Alkali-activated concretes can be used in a wide variety of ways, in precast industry as well as in situ concreting. It has often been stated that these materials are probably best suited to precasting or other situations where alkaline activators can be appropriately handled and careful control of curing at elevated temperatures is possible [39], [40]. As the solid precursor for production of AAMs, most common aluminosilicate SCMs are suitable for use, with GBFS, coal FA, calcined clays and natural pozzolans having been demonstrated to give good results [41]. There are two main possible ways by which alkali-activated binders can be produced, either as a one-part mix (SCMs and dry alkaline-activator component are combined and mixed with water) or a two-part mix (SCMs as the first part and liquid activator as the second part) system.

GBFS is the material which can be used to produce AAMs at room temperatures, if properly designed. FA with good reactivity would allow production of AAMs with CO_2 footprints even lower than Portland cement, however, thermal curing is required for most FA types.

Some of the challenges and research priorities in the area of alkali-activated materials are [40]:

- Development and optimization of mix designs based on a broader range of raw materials and activators.
- Analysis of AAM durability characteristics.
- Development of appropriate admixtures to enable rheology control.
- Development of activators with lower environmental impact.
- Validation and standardization of testing methods and performance-based specifications directly applicable to alkali-activated cements and concretes.

4. THE FUTURE OF FLY ASH AND CONCRETE BINDERS

When we think about cement for common wide application in both structural and non-structural concrete, we think about some type of cement made with 20-30%, or even more, of different SCMs and additions like GBFS, FA or limestone. Portland cement made with more than 97% of clinker is not that commonly used nowadays. The use of different SCMs in the production of cement has various advantages: the amount of clinker used for the production is lower as well as the final product price, environmental effect of the cement production is reduced, different by-products are used in concrete instead becoming waste. Fig. 2 shows the evolution of clinker substitutes over the past 25 years for companies in the Cement Sustainability Initiative's The Getting the Numbers Right database.

Fig. 2 shows that the majority of cement substitution is done by using GBFS, FA and limestone. It can also be seen that the amount of all this SCMs is now levelling off unlike at the begging of this century when an increasing trend was pronounced. This indicates lower contribution of clinker substitutes to further CO_2 reduction in the future. This is due to the fact that the supply of the most commonly used SCMs (GBFS and coal FA of adequate quality) is rather low compared to cement production [42]. In 2006, for example, a very high proportion of these substitutes were already used in cement or concrete. Additional limiting factor influencing the future amount of FA is the large amount of CO_2 generated from the production of thermal power in coal burning plants. Due to this, in some countries, this production is being phased out. Nevertheless, coal will continue to be a substantial part of the energy production, due to a lack of stimulation and investment for using alternatives. FA was sold at a low price in different markets due to large amounts and the fact that it was considered as a waste material. In this way, the use of FA as a partial substitution for cement enabled lower concrete price. This is now changing in many regions due to higher demand and lower available quantities. Some countries are even forced to import FA for some applications due to complete lack of this material in the local market.

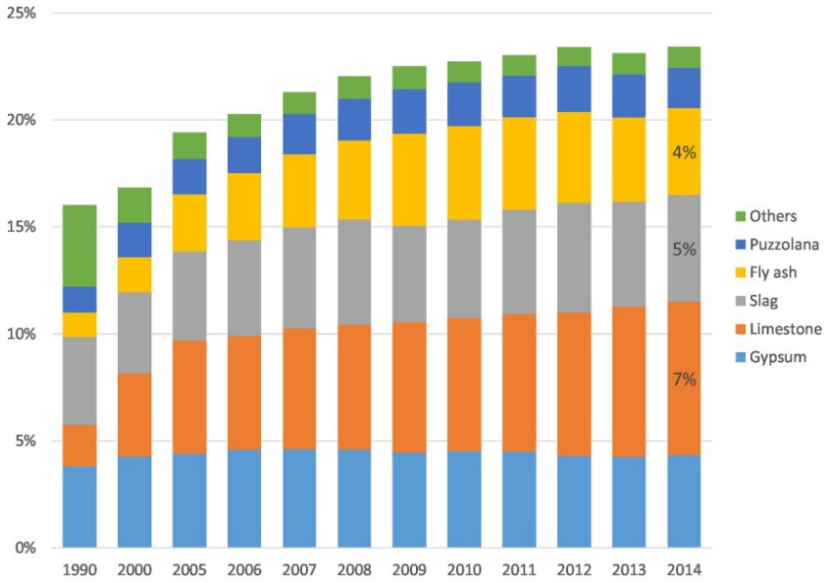


Fig. 2. Clinker substitution evolution from companies from the Cement Sustainability Initiative at the World Business Council for Sustainable Development – WBCSD [42], [43]

The lack of GBFS is going to be even more pronounced in the future having in mind greater application of this SCM in cement production and alkali-activated concrete production. Also, the demand for steel is increasing more slowly compared with the demand for concrete, and due to economic and environmental reasons, more steel is being recycled now. There are, generally, greater amounts of FA than GBFS available, around 900 Mt/yr, but the quality is very variable, such that only about one third of this amount is currently used in cement and concrete. There is probably some scope for increasing this proportion, through better characterization and classification [42]. Global cement production and ratios of annual production of FA is shown in Fig. 3 [44].

The production of GBFS and FA together are projected to be around only 16% of cement production in 2050 [44]. It is clear that the limitations of future FA application are numerous, and that the current practice and future development are seeking for new raw materials that will fill possible gap. In addition to GBFS and FA, other pozzolanic materials are available in some regions around the world. The Cement Sustainability Initiative The Getting the Numbers Right database indicates around 75 Mt/y of pozzolans are currently used as clinker substitutes [42]. Available reserves are plentiful but with great variability in material quality and possibility for use as a cement replacement. There are numerous studies regarding the use of biomass or vegetable ashes, especially rice husk ash or sugar cane bagasse. If we look at the availability of common SCMs from 2013 we can see that the amount of rice husk ash is very limited, and, on the other hand, that the amount of clay with the potential for calcination is very large (Fig. 4) [45].

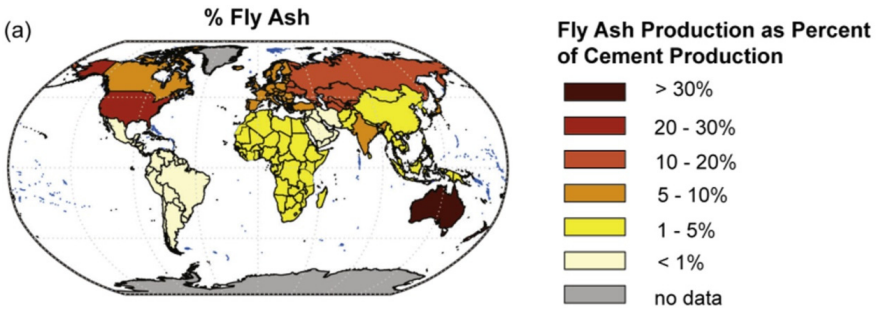


Fig. 3. Maps of material resources showing availability of FA relative to cement production by region (calculated based on Miller et al. [44], [46])

Along with calcinated clay, the amount of available limestone filler is also considerably large. Application of limestone filler as a cement replacement is well known and very well-established practice. Limestone, almost inert filler, is the most widely used SCM with relatively low replacement ratios. Clays having a potential for calcination (with significant proportion of kaolinite) have proven to be highly pozzolanic if calcined between about 700 and 850 °C [47]. Calcined clay plus limestone filler together with engineered filler effect (packaging method) are new alternatives that need more research to prove its possible application. Some limitations already known are: high surface area and high water demand, along with colour control.

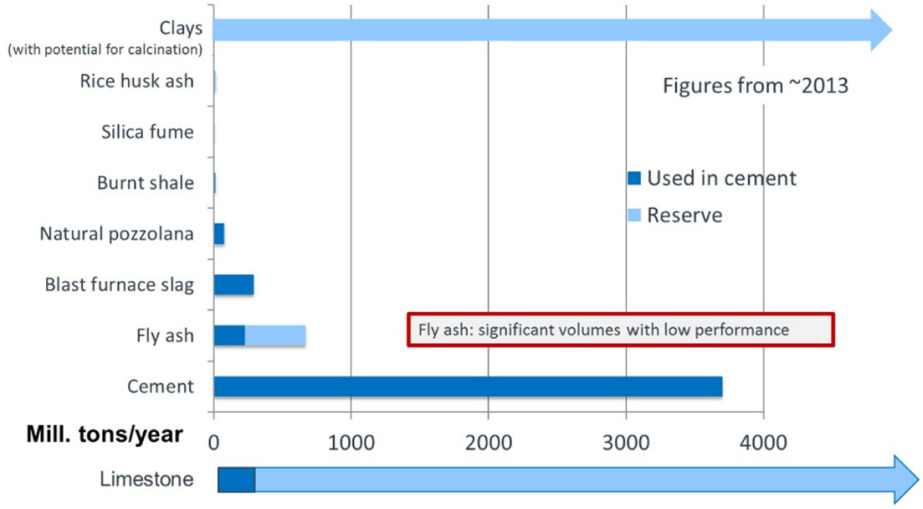


Fig. 4. Availability of Common SCMs [45]

The need for more durable, economical, ecological and efficient structures led to the development of numerous new high-performance concrete types: ultra-high performance fibre-reinforced concrete, engineered cement composites, carbon concrete composites, 3D printed concrete... All these concrete types have some properties significantly enhanced and the use of SCMs and higher amounts of cement are almost essential for its production. For example, ultra-high performance fibre-reinforced concrete is made with more than 600 kg/m^3 of cement and a large amount of different SCMs (FA, silica fume and other pozzolanic materials) in order to achieve high mechanical properties. Concrete designed for 3D printing is also made with FA in order to obtain adequate workability needed for this type of concreting. All these examples prove that the amount of SCMs needed for the production of different novel concrete types will be in higher demand in the future.

5. CONCLUSION

Concrete has come a long way from simple aggregate, cement and water mixture to a very complex material made from variety of aggregate types, different cements and SCMs, mineral and chemical admixtures, short or long fibres, carbon tubes or even bacteria. Economical and ecological reductions made a great impact on the concrete industry leading to a constant use of different SCMs as a partial replacement of cement. FA is certainly, along with GBFS, one the most widely used ones. Long

history of practical application and extensive research showed promising possibilities for FA use in future concrete production. A large number of studies has been done regarding the physical and mechanical properties of FA concretes and, in some extent, structural behavior of FA concrete elements was also tested. The analysis of available results regarding bond, flexural and shear strength of FA concrete beams. The results showed that no significant difference between FA concrete and control cement concrete beams existed [13], [26]–[31]. Final step toward greater use is standardization of structural and non-structural FA concretes with adequate design guidelines. Future research needs to be oriented towards new methods for improving unused low-quality FA and alternative SCMs that will replace FA if no available resources are going to be accessible in the future.

REFERENCES

[1] Wikipedia, "https://en.wikipedia.org/wiki/Greta_Thunberg," 2019. .

[2] United Nations, "Paris Agreement: United nations framework convention on climate change," Paris, France, 2015.

[3] N. D. Oikonomou, "Recycled concrete aggregates," *Cem. Concr. Compos.*, vol. 27, pp. 315–318, 2005.

[4] WBCSD, "The Cement Sustainability Initiative," *World Business Council for Sustainable Development*, 2009. [Online]. Available: http://www.wbcsdcement.org/pdf/CSI-RecyclingConcrete-FullReport.pdf.

[5] USGS, "Minerals Yearbook," 2015.

[6] K. L. Scrivener, "Eco-efficient cements : Potential economically viable solutions for a low-CO2 cement-based materials industry," 2016.

[7] K. Celik, C. Meral, A. Petek Gursel, P. K. Mehta, A. Horvath, and P. J. M. Monteiro, "Mechanical properties, durability, and life-cycle assessment of self-consolidating concrete mixtures made with blended portland cements containing fly ash and limestone powder," *Cem. Concr. Compos.*, vol. 56, pp. 59–72, 2015.

[8] P. Van Den Heede and N. De Belie, "A service life based global warming potential for high-volume fly ash concrete exposed to carbonation," *Constr. Build. Mater.*, vol. 55, pp. 183–193, 2014.

[9] S. Marinković, J. Dragaš, I. Ignjatović, and N. Tošić, "Environmental assessment of green concretes for structural use," *J. Clean. Prod.*, vol. 154, 2017.

[10] K. Wesche, *Fly ash in concrete: Properties and Performance*. Teylor and Fransis Group, 2004.

[11] S. Marinković and J. Dragaš, "Fly ash," in *Waste and Supplementary Cementitious Materials in Concrete: Characterisation, Properties and Applications*, R. Siddique and P. Cachim, Eds. Woodhead Publishing, 2018, pp. 325–360.

[12] M. Komljenović, Z. Baščearević, and V. Bradić, "Mechanical and microstructural properties of alkali-activated fly ash geopolymers," *J. Hazard. Mater.*, vol. 181, no. 1–3, pp. 35–42, 2010.

[13] J. Dragaš, "Ultimate capacity of high volume fly ash reinforced concrete beams," 2018.

[14] V. G. Papadakis and S. Tsimas, "Supplementary cementing materials in concrete Part I : Efficiency and design," *Cem. Concr. Res.*, vol. 32, pp. 1525–1532, 2002.

[15] V. G. Papadakis, "Effect of fly ash on Portland cement systems: Part I. Low-calcium," *Cem. Concr. Res.*, vol. 29, pp. 1727–1736, 1999.

[16] C. Cao, W. Sun, and H. Qin, "The analysis on strength and fly ash effect of roller-compacted concrete with high volume fly ash," *Cem. Concr. Res.*, vol. 30, pp. 71–75, 2000.

[17] L. Lam, Y. L. Wong, and C. S. Poon, "Degree of hydration and gel/space ratio of high-volume fly ash/cement systems," *Cem. Concr. Res.*, vol. 30, no. 5, pp. 747–756, May 2000.

[18] ACI, “ACI Committee 232.3R-96: Use of Fly Ash in Concrete,” Farmington Hills, Michigan, USA, 2002.

[19] K. Kuder, D. Lehman, J. Berman, G. Hannesson, and R. Shogren, “Mechanical properties of self consolidating concrete blended with high volumes of fly ash and slag,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 34, pp. 285–295, 2012.

[20] CEN, *EN 206-1: Concrete – Part 1: Specification performance, production and conformity*. Brussels, Belgium: European Committee for Standardization, 2011.

[21] CEN, *EN 450-1: Fly ash for concrete — Part 1: Definition, specifications and conformity criteria*. Brussels: European Committee for Standardization, 2012.

[22] G. L. Golewski and T. Sadowski, “An analysis of shear fracture toughness KIIc and microstructure in concretes containing fly-ash,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 51, pp. 207–214, 2014.

[23] K. L. Scrivener *et al.*, “TC 238-SCM: hydration and microstructure of concrete with SCMs,” *Mater. Struct.*, vol. 48, no. 4, pp. 835–862, 2015.

[24] K. Hwang, T. Noguchi, and F. Tomosawa, “Prediction model of compressive strength development of fly-ash concrete,” *Cem. Concr. Res.*, vol. 34, pp. 2269–2276, 2004.

[25] K. Ogawa, H. Uchikawa, and K. Takemoto, “The mechanism of hydration in the system C3S-pozzolana,” *Cem. Concr. Res.*, vol. 10, pp. 683–696, 1980.

[26] C. A. Ortega, “Shear and fracture behavior of high-volume fly ash reinforced concrete for sustainable construction,” Missouri University of science and technology, 2012.

[27] M. Arezoumandi, J. Volz, C. Ortega, and J. J. Myers, “Shear Behavior of High-Volume Fly Ash Concrete versus Conventional Concrete : Experimental Study,” *J. Struct. Eng.*, vol. 141, no. 3, pp. 1–11, 2015.

[28] S. W. Yoo, G. S. Ryu, and J. F. Choo, “Evaluation of the effects of high-volume fly ash on the flexural behavior of reinforced concrete beams,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 93, pp. 1132–1144, 2015.

[29] M. Arezoumandi, C. a. Ortega, and J. S. Volz, “Flexural Behavior of High-Volume Fly Ash Concrete Beams,” *Transp. Res. Rec. J. Transp. Res. Board*, vol. 2508, no. April 2016, pp. 22–30, 2015.

[30] R. M. Rao, S. Mohan, and S. K. Sekar, “Shear resistance of high volume fly ash reinforced concrete beams without web reinforcement,” vol. 1, no. 4, pp. 986–993, 2011.

[31] M. Arezoumandi, J. S. Volz, and C. A. Ortega, “Effect of High-Volume Fly Ash on Shear Strength of Concrete Beams,” *Adv. Civ. Eng. Mater.*, vol. 2, no. 1, , 2013.

[32] ACI, “ACI Committee 232.3R-14: Report on High-Volume Fly Ash Concrete for Structural Applications,” Farmington Hills, Michigan, USA, 2014.

[33] M. R. H. Dunstan, “Development of high fly ash content concrete,” in *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 1983, pp. 495–513.

[34] N. Bouzoubaâ and B. Fournier, “Optimization of fly ash content in concrete Part I: Non-air-entrained concrete made without superplasticizer,” *Cem. Concr. Res.*, vol. 33, no. 7, pp. 1029–1037, 2003.

[35] D. S. Hopkins, M. D. A. Thomas, D. B. Oates, G. Girn, and R. Munro, “York University uses High-Volume Fly Ash Concrete for Green Building,” *Proceedings- Can. Soc. Civ. Eng.*, pp. 1–7, 2001.

[36] I. Paterse, “Nicola Valley Institute. Merrit, British Columbia Busby + associates architects inc.,” Waterloo, Canada, 2008.

[37] V. M. Malhotra and P. K. Mehta, *High-Performance, High-Volume Fly Ash Concrete for Building Sustainable and Durable Structures*, Third Edit. Supplementary Cementing Materials for Sustainable Development Inc., Ottowa, Canada, 2005.

[38] V. Carević, I. Ignjatović, and J. Dragaš, "Model for practical carbonation depth prediction for high volume fly ash concrete and recycled aggregate concrete," *Constr. Build. Mater.*, vol. 213, pp. 194–208, 2019.

[39] F. Pacheco-Torgal, J. Castro-Gomes, and S. Jalali, "Alkali-activated binders: A review," *Constr. Build. Mater.*, vol. 22, no. 7, pp. 1305–1314, Jul. 2008.

[40] J. L. Provis, "Alkali-activated materials," *Cem. Concr. Res.*, vol. 114, pp. 40–48, 2018.

[41] J. L. Provis and J. S. J. van Deventer, "Alkali-activated Materials. State-of-the-Art Report," 2014.

[42] U. Environment, K. L. Scrivener, V. M. John, E. M. Gartner, É. Polytechnique, and F. De Lausanne, "Cement and Concrete Research Eco-efficient cements : Potential economically viable solutions for a low-CO2 cement-based materials industry," *Cem. Concr. Res.*, vol. 114, no. June, pp. 2–26, 2018.

[43] N. Müller and J. Harnisch, "A blueprint for a climate friendly cement industry," *Rep. WWF–Lafarge Conserv. Partnership.*, pp. 1–101, 2008.

[44] S. A. Miller, V. M. John, S. A. Pacca, and A. Horvath, "Cement and Concrete Research Carbon dioxide reduction potential in the global cement industry by 2050," *Cem. Concr. Res.*, vol. 114, no. November 2016, pp. 115–124, 2018.

[45] K. Scrivener, F. Martirena, S. Bishnoi, and S. Maity, "Cement and Concrete Research Calcined clay limestone cements (LC3)," *Cem. Concr. Res.*, vol. 114, no. November 2017, pp. 49–56, 2018.

[46] S. A. Miller, A. Horvath, and P. J. M. Monteiro, "Readily implementable techniques can cut annual CO2 emissions from the production of concrete by over 20%," *Environ. Res. Lett.*, vol. 11, no. 7, 2016.

[47] R. Fernandez, F. Martirena, and K. L. Scrivener, "The origin of the pozzolanic activity of calcined clay minerals: A comparison between kaolinite, illite and montmorillonite," *Cem. Concr. Res.*, vol. 41, no. 1, pp. 113–122, 2011.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanskiodredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

MM - 3

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

EXPLORING THE POSSIBILITY OF USING GRIT FOR ECO CONCRETE

Mladen GOGIC[1], Miloš KNEŽEVIĆ[2], Nenad IVANIŠEVIĆ[3], Kemal DELIJIĆ[4], Željka BELJKAŠ[5], Jelena PEJOVIĆ[6], Mirjana MALEŠEV[7], Slobodan ŠUPIĆ[8]

ABSTRACT

Production of eco-grit-concrete based on grit from shipyard dumpsite resulted from an actual problem that needs to be solved at all locations where ships and yachts are overhauled, and as a by-product a waste grit appears, a pollutant that has dangerous substances in its composition that can negatively affect the environment. Works carried out on ships in the shipyard cause air and water pollution. The two biggest sources of pollution are processes of sandblasting (grit) and coating of surfaces of ships (painting).

This paper describes the Project of production of eco-grit-concrete on the basis of grit from the dumpsite of Adriatic Shipyard in Bijela. The aim of this project was to determine the possibility to obtain concrete with the addition of grit as one of the components and to determine the area of practical application of the concrete obtained in such way, based on different recipes, in construction. In this sense, a Technological project for concrete production for multiple recipes for preparation of concrete units with different percentages of grit in the mix (5%, 10%, 20%, 30%, 50% and 70%) was made.

Samples of waste grit were used to produce eco-concrete, which served to pre-test the toxicity and chemical characteristics of grit. Testing of eco-concrete implied the construction of concrete units with different percentages of grit in the mix. Due to the poor physical-mechanical properties of grit-concrete with grit content of 70%, the sample was not further considered. The test results for other five samples showed that concrete made with each of the five mentioned percentages is not a hazardous waste by itself. Eco-grit concrete made in this way has a strength of 20 to 30 MPa and can be used for the construction of retaining walls and tunnels, with a grit content of up to 20% and with foil application.

Keywords: *Grit; eco concrete; retaining wall; tunnels*

[1] Ass. MSc, Faculty of Civil Engineering, University of Montenegro, Podgorica, Montenegro, mladeng@ucg.ac.me
[2] Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University of Montenegro, Podgorica, Montenegro, knezevicmilos@hotmail.com
[3] Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Belgrade, Serbia, nesa@grf.bg.ac.rs
[4] Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University of Montenegro, Podgorica, Montenegro, kemal@ucg.ac.me
[5] Ass. MSc, Faculty of Civil Engineering, University of Montenegro, Podgorica, Montenegro, zeljkab@ucg.ac.me
[6] Ass. PhD, Faculty of Civil Engineering, University of Montenegro, Podgorica, Montenegro, jelenapej@ucg.ac.me
[7] Prof. PhD, Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad, Novi Sad, Serbia, miram@uns.ac.rs
[8] Ass. MSc, Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad, Novi Sad, Serbia, ssupic@uns.ac.rs

1. INTRODUCTION

„Adriatic Shipyard“ Bijela (hereinafter referred to as: Shipyard), in order to find the optimal solution for the grit from the dumpiste of the shipyard in Bijela, made the „Project for production of eco-grit-concrete on the basis of grit from the dumpiste of the Shipyard“. In order to provide conditions for development of the site to overhaul yachts, the Employer decided to remove grit that has been made during many years of sandblasting of ships.

Development of Project for production of eco-grit-concrete based on the grit from the Shipyard, by producing classical concrete on location „Adriatic Shipyard in Bijela” was preceded by:

- Laboratory toxicity tests of waste grit from the dumpsite, carried out in the laboratory of the „Centre for Ecotoxicological Research,Podgorica (CETI),
- Laboratory tests of physical-mechanical properties of concrete with addition of grit, made in laboratory of the Faculty of Civil Engineering in Podgorica,
- Laboratory toxicity tests of concrete bodies, made with addition of grit, also made in laboratory CETI, Podgorica.

The aim of the project was determination of possibility to produce concrete with addition of girt as one of components and determination of the area of use of the concrete produced in such way, based on different recipes, in construction. In this sense, Technological project for concrete production based on multiple recipes for preparation of concrete bodies with different percentages of grit in the mix (5%, 10%, 20%, 30%, 50% and 70%) was made.

A waste grit is a contaminant that must be carefully treated and permanently monitored for toxicity during designed treatment.

The results of waste grit analyzes have shown the presence of hazardous components in Annex III to Directive 91/689/EEC. Specifically, the increased content of PAH and copper in the waste grit is above the recommended limit values of the Austrian and Canadian standards related to the H13 waste characteristic of the said Annex.

Because of that, the developers of the Project for production of eco-grit-concrete on the base of grit from the dumpsite of the Shipyard in Bijela considered several vesrions to form usable material in the area of construction, and concluded that the most rational use would be in the concrete production.

The alternatives considered were:

- Removal of waste grit from location on dangerous waste dumpsite;
- Removal of waste grit from location and export;
- Use of waste grit in production of eco-grit-concrete.

Considering the mentioned alternatives the Developers of Technological project excluded the alternative to store the grit on the dumpsite for dangerous waste because there is no such one in Montenegro, as well as export of grit as a dangerous waste material because of really expensive transport of toxic cargo until the closest possible location for treatment.

Studying information from the literature related to solution of this problem in different countries, they came to the conclusion that the treatment of grit as a good component for recycling into concrete or similar composite is acceptable since abrasive materials have textural characteristics similar to conventional raw materials used in the manufacture of this type of composite material. For the purposes of this Project, a pilot project was made for the use of grit in the production of eco-grit-concrete.

Taken samples of waste grit for production of eco-concrete served for preliminary testing of the toxicity and chemical characteristics of grit. The concrete test bodies were examined by the Faculty of Civil Engineering in Podgorica as regards physical-mechanical properties and laboratory of CETI as regards toxicity.

Testing of eco-concrete foreseen manufacture of concrete bodies with different percentage of grit (30%, 40%, 50% and 70% of grit in mix).

Sampling of the waste grit was made by the use of standard method of zoning and forming composite pattern (EPA SW 846 chapter 9), which realistically represent the average properties of the sampled material. In this regard, taking into account the results of previously performed waste grit analyzes, for the sampling, categorization and treatment, the location was selected where the most significant concentration of pollutant was previously determined. Subsequently, eco-concretes with a percentage of grit of 5%, 10% and 20% were tested.

By analysis of physical-mechanical properties of concrete samples made according to the above-mentioned recipes it was determined that this hardened concrete, with grit, reaches a strength of 20 MPa to 30 MPa, except for the eco-grit-concrete with 70% of non-usable grit. The results of the Concrete Body Toxicity Test (TCLP) showed that the separation of toxic substances, both organic and inorganic, was negligible in these samples.

Particular attention in this research was given to the estimation of the amount of deposited grit and a geodetic survey was made in this regard. Particularly emphasized is the fact that the grit has been exposed to atmospheric precipitation for many years and that direct flushing was carried out towards the sea.

2. LOCATION DESCRIPTION

The Site where the planned mobile plant will be placed for production of concrete with addition of grit is located on the area that belongs to the Shipyard Bijela - Herceg Novi. Location is determined with cadastral plots 845/1, 845/2, 845/3, 845/4, 851, 841, 842, 840, 843, 857, 767, 853, 846, 859, 860, 765, 766, 873, 1718.

The Shipyard deals with repair and overhaul of ships. Bijela is a settlement generally located linearly along the coast which is conditioned by the position of the mountains in its immediate hinterland. Adjacent to the shipyard there is a traffic link to the Adriatic Highway that spreads from Ulcinj towards Bar, Budva, Tivat and Herceg Novi.

Quantites of grit by which a concrete will be manufactured are determined by performed tests and measurements on places of previous disposal. The information on quantites for the use of this project is undertaken from the geodetic situation and are 26.772 m^3. The used material is placed on the dumpsite located at the seaside, as seen in the pictures below.



Fig. 1. Dumpsite of waste grit on location of the Shipyard in Bijela

3. PROJECT DESCRIPTION

The used grit is a material used for sandblasting of ships during their overhaul and has been tested on numerous occassions. The tested grit deposited on the coast had increased concentrations of arsenic, chromium, nickel, boron and mineral oils relative to the norms of the content of toxic and dangerous material in the soil.

As a result of the „Eco-grit-concrete production project based on the use of grit from the dumpsite of the Shipyard in Bijela“ the use of grit as one of the componenets for concrete production proved to be an economical solution. The test were carried out on concrete samples produced according to a special recipe. It treated all usual components of concrete (aggregate, cement, water) in specific quantities, and the percentage of grit was 5%, 10%, 20%, 30%, 40%, 50% and 70%. due to a poor physical and mechanical properties of grit concrete with 70% of grit content, the sample was not considered further.

Test results of other five samples showed that concrete produced in accordance with each of five mentioned percentages represent non –hazardous waste in its caracter. Thus prepared concrete has a strength of 20 to 30MPa.

The prescribed recipe uses as components of grit concrete:

- Aggregate – gravel fraction 0-4 and 4-8 mm,
- cement- CEM II/A M(S-LL) 42,5N (Dalmatia cement, Split) and
- waste grit from dumpsite.

When preparing concrete, it is necessary to strictly adhere to the designed recipe. Beside the necessity of mixing the exactly prescribed components, it is also important to respect their quantities. Weighing of the required quantities of components for preparation of fresh concrete is done by a batcher. Those are devices that provide accurate weighing of required quantities. Measurements are made by weight (by mass), where the mass of aggregates is determined with exactness of ± 3% and the mass of cement and water with exactness of ± 2%.

All concrete components are mixed in the mixer until the required homogeneous mass of fresh concrete is obtained. Concrete mixers should be so dimensioned that, assuming the correct dosing of the components, homogenization and obtaining the predicted amount of fresh concrete per unit time are obtained. The quantity of concrete per unit of time is the criterion by which concrete factories are classified into different groups (small, medium, large and very large capacity).

Following the above mentioned, it was necessary to dimension the concrete plant that will have the adequate productivity. Taking into account the amount of grit found in this locality and the case of 20% of its presence, the following concrete quantity is obtained, which is to be installed:

$$26.772 \text{ x } 1,15 \text{ x } 5,0 = 153.939,00 \text{ m}^3 \text{ of concrete, that is approximately } 155.000 \text{ m}^3 \text{ of concrete}$$

Taking into account that the concrete installation period is 480 days, daily quantity of material is approximately 330 m³ (155.000 m³/480 days),which means that hourly production rate is:

$$330\text{m}^3/12\text{h} = 27,50 \text{ m}^3/\text{h}$$

Since for dimensioning a slightly higher hourly production rate than the calculated one is taken into account, an hourly production rate of 30 m³/h is adopted.

Concrete plants of this hourly production rate are of medium capacity. The most economical and practical concrete plants, in the case of medium capacity factories, are mobile factories. They are designed so that they can be assembled and dismantled in a relatively simple way, i.e. transported from one site to another. They are made of steel structure above ground and have pneumatic and electrical controls, (Fig. 2).

Plants of this type have significant advantages, some of which are:

- do not occupy a large area,
- short time for assembly and start of production (1 to 2 days) as well as for disassembly (1 day),
- a reduction in the cost for foundation for about 80% with regard to stable concrete plants,
- low cost of maintenance,
- low cost of transport,
- minimal cost of transporting concrete, etc.



Fig. 2. Mobile concrete plant

The selection of the concrete plant was made according to information received from the Employer and it is a factory of the manufacturer Leblan. In the given location, the installation of a mobile plant for concrete production is planned.

The plant consists of:

- Two bins containing cement, with a capacity of 100 + 60 tons
- plants for the production of concrete with a capacity of 30 m3 / h, with batching conveyor in the concrete plant.

The organization of work at the concrete batching plant is such that one part is used to deposit grit into the hoppers, then, the space where the cement silo and the concrete mixer are placed. There is also a space with a reservoir for wastewater sedimentation (water separator) from washing equipment of concrete plant, a plateau for handling vehicles (trucks) and space for parking vehicles and trucks. This space forms one common unit necessary for operation of concrete plant.

The facility will be supplied with water from the water tank and will be conncted by the access road to the main road Budva-Kotor.

The working process within the location of the project depends on the necessity of individual opearations and can be followed by individual segments:

- Dragline excavator carries grit into hoppers. The grit is removed from the hopper with a belt conveyor and transported to the mixer where concrete is being made.
- Bulk cement is delivered in truck-tankers on location of the silo, from where it is conveyed by screw transporter to concrete mixer.
- After concrete production in mixer, it is delivered in car-mixers (trucks) that transport it further to the place of its installation.
- When working process has been completed the equipment is being washed (mixer and similar), this result in waste water, which will be recycled back into the process.

This facility will employ 10 workers. Along with concrete plant that will be installed on the subject location, there will be also auxiliary facilites.

Communication and storage facilities represent container type used as office and warehouse spase, as well as dressing room and restroom facilities.

From the equipment contained within the subject facility it can be distinguished:

- Device with digital control (weighing, dosing),
- Dosing scale
- Screw conveyor for cement,
- Silo filters.

4. USABILITY OF GRIT – CONCRETE IN CONSTRUCTION

In accordance with the suggestions of technological design for production of eco-grit concrete based on wate grit from the dumpsite of Adriatic Shipyard in Bijela, eco-grit concrete can find a significant place in use in construction. The only one limiting fact for wide use of this concrete is existance of salt in its composition. Eco-grit-concrete in accordance with the technological design can be used for:

1. Construction of sidewalks,
2. Work platforms,
3. Concrete products (Fig. 3),
4. Retaining walls,
5. Retaining walls lined with foil (wall thickness 15 cm, bottom 15 cm; interior space is lined with foil; in such walls lined with foil a grit concrete is installed and then the foil is closed and finally concreted with ordinary concrete).
6. tunnels (the foil is placed directly on the base and then the grit concrete is installed on the base prepared in such way, after concreting the second layer of foil is placed and finally the asphalt, Fig. 12).



Fig. 3.Concrete products

5. OVERVIEW OF PERFORMED ANALYSES AND ESTIMATIONS

In the preparatory phase of design detailed technical analysis were performed aiming to form preeliminary recommendation for solution of remediation variants for waste grit for sandblasting, which is loacated on Shipyard.

Works carried out on ships in the shipyard cause air and water pollution.The two largest sources of pollution are, as noted, processes of sandblasting (grit) and coating the surface of ships (painting). The discharge of contaminated liquids from the vessel (ballast water, water from the bottom of the ship, residual liquid after cleaning the tank, waste water from washing-gray water or fecal waste water - black water) should also be noted, although it is usually of minor importance.

Results [1] were available to the developers obtained by laboratory analyzes of soil and seawater samples from the site in question, from 2006. According to the results of the physical-chemical analysis, the soil sample taken from the site adjacent to the grit deposit (No Pr.1450 / 04) showed an increased content of lead, chromium, nickel, copper, zinc, boron, molybdenum and polyaromatic hydrocarbons relative to the maximum allowable content, normalized by the "*Rulebook on the allowed quantities of hazardous and harmful substances in soil and methods for their testing*" (Official Gazette of the Republic of Montenegro 18/97).

The results of the analysis of seawater samples (plot no. 1453/04, plot no. 1451/04, 1452/04) showed that taken samples met the conditions of A3 "*Decree on the classification and categorization of waters*" (Official Gazette of the Republic of Montenegro, no. 14/96,19/96,15/97) [2], which corresponds to water that can be used for drinking after processing that requires intensive physical, chemical and biological treatment with prolonged disinfection and chlorination, i.e. coagulation, clarification, filtration, absorption by activated carbon, and disinfection by ozone or chlorine.

1.1. Remediation option for the used grit for sandblasting that was disposed on the subject location (on shore)

For managing the used grit for sandblasting, placed directly on soil, the following possible alternatives have been indentified:

- Disposal on dumps approved and foreseen for that use.
- Strengthening / stabilization by mixing with cement and aggregate within the process of treating the waste grit and its transformation into a non-hazardous waste and disposal on authorized dump,(it is necessary to perform pilot analysis with TCLP test),
- Use of the waste grit in different recycling or production processes:
  - ✓ Asphalt concrete,
  - ✓ Production of Portland cement,[3]
  - ✓ Production of sintered ceramic products (bricks),
  - ✓ Production of mortar / concrete (from abrasive material on the sand bases). (Pilot analysis required with TCLP testing).

Whatever solution is accepted, it must be coordinated with local and EU legislation and must be achieved in cooperation with the relevant Ministry. Currently, there is a relatively limited number of rational technologies for remediation of used grit from sandblasting.

1. Variant solution: Disposal of grit on approved and designated dumps

Compared to other solutions for remediation and recycling of grit for sandblasting, disposal at an approved dump is administratively "easy" to implement, but requires an appropriate location for dump site. Identification of locations for disposal is often a problematic component of planning and conducting remediation. Disposal means placing material/waste in a temporary or permanent location. The purpose of disposal is to prevent contaminants from entering the environment again and thus adversely affect human health and the environment. The disposal of mixed materials at an approved dumpsite largely depends on the results of the analysis on leaching capacity. Hazardous waste dumps are the most widely used solution for the disposal of this type of waste and are sometimes built at the project site itself for some specific excavation projects. The main costs fall into two categories:

1. **transport**, the specificity of which depends largely on the particular project, as well as on the distance between the project site and the dumpsite and the mode of transport, and
2. **type of dumpsite** (i.e. the cost of its construction), which varies depending on the structure of the dump and the composition of the waste.

2. Variant solution: Solidification/ stabilization and disposal on the permitted dumpsite

Chemical stabilization or solidification that is stabilization is a proven technique for immobilizing of a wide range of metals in solid waste. The sieved material can be stabilized by mixing solid particles with suitable binders that physically and chemically immobilize metal. The most common binders are cement, soluble silicate, ash, dust from ovens and lime.[4]

In general, immobilization alters physical and/or chemical characteristics through the addition of binders, including cements and pozzolane. Immobilization technologies primarily operate on the principle of changing the technical properties of the material so that contaminants are less prone to leaching. Changing the physical nature of material to create a solid material, such as a cement matrix, reduces the ability of contaminants to access water and traps contaminated solids into a stable matrix. One more form of immobilization, chemical stabilization, minimizes the solubility of metals, primarily through the control of pH and alkalinity.

Solidification / stabilization of used grit for sandblasting can be carried out using cement and suitable aggregate (pilot analysis as well as TCLP test required). Hardened blocks could be disposed of in an approved dumpsite, which would represent their final disposal. The type of dumpsite on which the deposal would be made (hazardous/non-hazardous waste dumpsite) would be determined after conducting tests on the toxic characteristics of the solidified blocks, within which the character of the resulting waste material (hazardous/non-hazardous waste) would be defined. This would avoid the environment in which leaching occurs.

There is no dumpsite in Montenegro for the disposal of hazardous waste, there is only sanitary dumpsites at the moment or is planned to be constructed. If there is no possibility of reaching an agreement on the construction of a purposeful dumpsite in the near future, where the disposal of solidified waste grit could be carried out (whereby, depending on the results of the TCLP test, the construction and type of the dumpsite to be constructed should be selected) then the export of waste material for processing or disposal (in accordance with the Basel Convention ratified by Montenegro) would also have to be carried out, which could also be a major cost item.

3. Variant solution: Use of the waste grit in different recycling/ production processes:

The used abrasive materials are, depending on their chemical and physical properties, potentially useful also as raw materials for production of various building materials:

- Asphalt concrete,
- Production of Portland cement,
- Production of sintered ceramic products (bricks),
- Production of mortar / concrete (from abrasive materials and bases).

In each of these cases, the material obtained must satisfy specific conditions related to chemical, physical and mechanical properties.

Selection of the best recycling option for the used abrasive materials depends on a number of different factors such as:

- physical and chemical properties of the used abrasive material, including concentrations of metals,
- the level of risk of introducing used abrasive material into a recycling process or a product,
- requirements of local market for the used abrasive material as raw material,
- regulatory legislation regarding recycling.

Many of the factors can vary greatly depending on the type of project and the final product, and evaluations of all impacts will lead to the conclusion which treatment is the most appropriate.

*3.1.**Variant solution:** Use of waste grit in the production of asphalt concrete and construction of larger public roads*

The concept of recycling waste into asphalt is not new. For example, blast furnace slag was widely used as a construction aggregate back in 193333[5]. Various materials have been successfully replaced in a specific part of a conventional graded aggregate without adversely affecting the quality of the product. Although recycling into the asphalt mixture may in many cases be a technically feasible, inexpensive and easily applicable solution, the choice of this solution, instead of others, must be based on a careful analysis of the advantages and disadvantages of all individual solutions.

Generally speaking, chemical characterization should include the total concentration of metals and the concentration of metals that have the ability to excrete, since metals are usually the most important contaminants in paints and coatings. The excretion ability of the following eight metals should be measured to determine the toxicity characteristics of hazardous waste: arsenic, chromium, lead, selenium, barium, cadmium, mercury and silver. The used grit for sandblasting usually contains only a few of these metals in significant concentrations.

Although metals are often the major contaminants to be considered, there may be a need to analyze the used grit for sandblasting on other possible contaminants or unusual forms of metal contaminants that could pose a particular hazard. For example, depending on the source and conditions of disposal, analyzes of the following compounds may be necessary:

- petroleum hydrocarbons;
- benzene,
- toluene,
- ethylbenzenixylene (BTEX); and or
- oily and grease.

An example of a particular form of metal that may be present in the used grit foe sandblasting is tributyltin (TBT). This compound has been widely used for several decades in shipyards as a coating for the lower parts of the hull to prevent the biological growth of deposits of living organisms on the surface in contact with the sea. The use of TBT was discontinued when it was discovered that it was actually toxic to many species of the marine living world and that reacts very stable in the environment. Therefore, it is not unusual to find TBT or other organic tin compounds in the used grit by which was made sandblasting to older ships.

Usually, the used sandblasting grit has physical characteristics so similar to the normal fine elements of the aggregate, the substitute of which it is in the asphalt mixture, that no further modification of the structure of the mixture is necessary. In other words, the used grit is a good component for recycling into asphalt concrete or a similar composite since the abrasive materials have texture properties similar to the conventional raw materials used in the manufacture of this type of composite material.[6]

According to some sources, when treating grit with conventional cement-based stabilization/ solidification methods, there may also be difficulties with organic dyes that may limit the ability of the inorganic binder. Evaluations of alternatives to application of the used grit by these authors state as a method the use of grit for aggregate in asphalt concrete. Asphalt concrete uses bitumen as cement mixed

with aggregate and thus forms a flexible covering material [7]. The possible presence of certain components, such as PCB, as well as some characteristics of the base of certain types of grit may limit the use of waste grit as aggregates in asphalt concrete [8].

The used grit could, according to the literature, be used in the production of asphalt. In the conditions of need to consider this type of alternative grit waste management solution from the Shipyard it is necessary to carry out tests within the appropriate pilot project (defining the production process and testing the toxicity of asphalt with grit added and comparing with properties of conventional asphalt).

The grit could be added to the asphalt mixture as a substitute for the fine fraction, usually at a concentration of 5-10 wt% in final asphalt production. However, it is theoretically possible to make an asphalt mixture with a fine fraction at a concentration of 25 to 35%, depending on the designed composition of the mixture. If the result of the pilot project would be positive, the material could be used for construction of larger public roads, and an agreement with Montenegrin road construction companies should be reached (transportation, temporary disposal of grit near the asphalt base at a location, etc., preparation at the location itself, etc.).

3.2 Variant solution: Use of waste grit in production of cement

The Seattle-based Lafarge Company has conducted successful grit experiments with the Bremerton Naval Shipyard, with the goal of using it as an iron-containing raw material in the cement production process. The company uses in addition to its basic components waste materials such as earth contaminated with oil, ash, slag and grit, treats them at high temperatures in the process of clinker formation to form Portland cement.

There is no cement production in Montenegro. The option of an arrangement with some of the Portland cement manufacturers automatically implies the export of waste grit as an option of the considered alternatives in this case.

3.3Variant solution: Use of waste grit in production of concrete

„Eco-concrete“ is defined as concrete with a maximumof 50% ofthe total content of aggregate replaced by recycled material, and which is used for the so called „non-structural purposes“[9]. Typical materials used as a substitute for an aggregate include washed copper slag and/or recycled aggregate. Copper slag is a by-product formed during the copper smelting process. Copper slag is imported into Singapore by the shipyard as agent for sandblasting (grit) and removal of rust and other deposits from the surface of ships.

During blasting, grit (copper slag) breaks and grinds, and after several cycles of use, the abrasive mixture becomes contaminated with rust and paint particles and thus becomes a waste material, but without changing its basic chemical composition. Contaminated copper slag must be properly treated (or washed) before further use in order to meet the appropriate recycling criteria. Part of the recycling and processing plant for the used copper slag in Singapore is shown in Picture 16.

Metals are found in grit-copper slag in form of oxide. The washed copper slag has high iron content, followed by aluminum, calcium, copper, zinc and magnesium. Iron compounds (e.g. ferrosilicates) are predominantly present.

The washed grit - copper slag has a density of about 3200 to 3500 kg-m3. Compared to sand or granite (density of about 2600 kg / m3), copper slag has a higher density and is heavier per unit volume. The quality control criteria according to the Singapore document, which must be fulfilled by the grit - copper slag because of the use in concrete are:

1. It must have no foreign materials (e.g. glass, metal wires, shells, etc.). This is provided by sieving through large sieves to remove large particles. The mesh openings should not exceed 2mm.
2. The water-soluble chloride content should not exceed 0.01%, in accordance with the Singapore standard SS 73-17 "Methods for determining water-soluble chloride salts". Testing should be performed weekly by an external accredited laboratory.

3. The water soluble sulfate content should not exceed 0.03%, in accordance with the Singapore standard SS 73-18 "Methods for determining the sulfide content". Testing should be performed monthly by an external accredited laboratory,
4. National Environmental Protection Agency requires from companies that recycle copper slag to submit TCLP test results to them as a proof that the slag has been treated properly.

The washed *grit - a slag of copper*, due to its inertness, has been approved in Singapore for the use as a partial replacement of sand in the manufacture of concrete for building elements. In Singapore, washed slag is commonly used in the form of eco-concrete for non-structural purposes. Eco-concrete and all other forms of concrete containing washed copper slag should generally comply with the requirements of the Singapore Standard SS 289 "Specifications for concrete for non-structural elements in structures or other building elements that are not subject to approval by the Construction Agency".

In Singapore, washed slag is commonly used in the form of eco-concrete for non-structural purposes. Used as a replacement for conventionally prepared concrete for all non-reinforced panels, platforms and sidewalks.

6. CONCLUSION

The subject of this paper was the assessment of possibilities and environmental impact of the production of eco-grit-concrete based on the use of grit from the Shipyard in Bijela. The project provides a detailed description of the production of eco-grit-concrete, within which grit as a toxic material is converted into a non-hazardous waste at the site of the Shipyard - Bijela in Bijela, and can be used exclusively for the production of:

- retaining walls ("wall thickness 15 cm, bottom 15 cm; the foil is placed in them, and in such foil coated walls it is build a grit concrete, then the foil is closed, and the end is covered with ordinary concrete"),
- tunnels ("the foil is placed directly on the base and then the grit concrete is installed on the base prepared in such manner, after concreting, the second layer of foil is laid and it ends with asphalt"), using eco grit concrete with a grit content of up to 20%.

After detailed analysis and with the help of laboratory testing, it was concluded that grit can be used as one of the components for the preparation of fresh concrete mix for the mentioned purpose.

REFERENCES

[1] JU Centar za ekotoksikološka ispitivanja Crne Gore, Report no. 00-14-9901/1, 18.12.2006.g.

[2] Sl. list RCG, br.14/96,19/96,15/97, Uredba o klasifikaciji i kategorizaciji voda.

[3] National Pollutant Discharge Elimination System (NDPES), Permit No. WA-003190-9, Hansen Boat Company, 4124 – 34th Avenue NE Everett, WA 98205

[4] Technology transfer report on recycling spent sandblasting grit into asphaltic concrete (1996), Naval facilities engineering service center Port Hueneme, California 93043-4370, tm-2179-env.

[5] Noyes Data Corporation, Use of Waste Materials in Highway Construction, Park Ridge, NJ.

[6] Lewis Publishers, Engineering aspects of metal waste management, ISBN 0-87371-472-5.

[7] Ahmed, I. (1993). Use of Waste Materials in Highway Construction. Noyes Data Corporation, Park Ridge, NJ.

[8] Means, J.L., K.W. Nehring, and J.C. Heath. (1995). Abrasive Blast Material Utilization in Asphalt Roadbed Material. Third International Symposium of Stabilization/Stabilization of Hazardous, Radioactive, and Mixed Wastes. ASTM 1240. Eds

[9] Sustainable Construction.(2008). A Guide on the Use of Recycled Materials, Building and Construction Authority, Singapore, ISBN 978-981-08-0737-5.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

ММ - 4
mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

ПОДОБРУВАЊЕ НА ТОПЛИНСКА СПРОВОДЛИВОСТ НА МАЛТЕРИ СО ЗГУРА

Весна ГРУЈОСКА[1], Тодорка САМАРЏИОСКА[2], Јасна ГРУЈОСКА[3]

АПСТРАКТ

Малтерот е неизбежна компонента на секоја градба. Традиционално, малтерот се употребувал за спојување на тули и камења, но и како заштитен завршен слој. Во поново време, со видоизменување на рецептурите, малтерите добиваат поширока примена и се сметаат како одлично решение за подобрување на топлинските карактеристики на објектите. Подобрени топлински карактеристики кај малтерите може да се добијат со парцијална или комплетна замена на ситниот агрегат со материјали кои имаат мала волуменска маса и висока порозност.

Овој труд дава анализа на резултатите добиени од експеримент за истражување на можностите за користење на згура како додаток во малтерите за подобрување на топлинските својства на малтерите. Според стандардизирана процедура, спроведено е мерење на коефициентот на топлинска спроводливост на примероци од термомалтерот со згура. Просечната вредност на коефициентот на топлинска спроводливост е 0,16 W/mK. Резултатите кои се добиваат од спроведената анализа потврдуваат дека парцијалната замена на речниот агрегат со згура ја намалува 4 до 10 пати топлинската спроводливост во однос на традиционалнте варови, гипсени или цементни малтери.

Во трудот се претставени и можностите за користење на овој вид на термомалтери за подобрување на топлинските својства на објектите, како на новите, така и за реконструкција на стари постоечки објекти. Всушност, дебелината на слоевите од термомалтерот може значително да се намали, па дури термомалтерот да се понуди и како поекономично решение за замена на дел од топлинската изолација, постигнувајќи го истиот ефект. На овој начин, со употреба на отпадната згура како замена за природниот агрегат во термомалтери, се добива практично, економично и еколошко решение.

Клучни зборови: *Малтер; Термомалтер; Коефициент на топлинска спроводливост; U - коефициент*

[1] Соработник, м-р, Градежен факултет, Универзитет “Св. Кирил и Методиј”, Скопје, Република Северна Македонија, vesna.grujoska@gf.ukim.edu.mk
[2] Проф. д-р, Градежен факултет, Универзитет “Св. Кирил и Методиј”, Скопје, Република Северна Македонија, samardzioska@gf.ukim.edu.mk
[3] Доцент, м-р, Архитектонски факултет, ФОН Универзитет, Скопје, Република Северна Македонија, jasna.grujoska@fon.edu.mk

1. ВОВЕД

Малтерот е градежен материјал кој традиционално се применувал низ годините и сеуште е значајна компонента во секоја градба. Многу истражувања се посветени на подобрување на својствата на малтерот, особено од еколошки причини, бидејќи во последно време многу внимание се посветува на климатските промени и енергетската ефикасност. Перформансите на зградите од аспект на потрошувачка на енергија зависат од топлинската ефикасност на нивните обвивки. Ако предвидените компоненти и материјали во обвивката не се правилно проектирани и вградени, протекувањето на топлина низ нив ќе ја загрози вкупната потрошувачка на енергија. Термомалтерите може значително да придонесат во решавањето на овој недостаток и истите претставуваат ветувачко решение [1]. Вообичаена е употребата на материјали со мала волуменска тежина и голема порозност како замена за природниот ситен агрегат во малтерските мешавини, со цел постигнување на подобри топлински својства. Плута, експандирана глина, експандиран полистирен, силикатен аерогел, како и летечка пепел, згура, отпадна гума и отпадно стакло се дел од материјалите кои може да се користат за подобрување на термоизолационите својства на малтерите.

Постојат значаен број научни истражувања низ светот кои ја обработуваат оваа проблематика. Бидејќи одржливиот развој е од витално значење, во фокусот на истражувањата се наоѓаат особено отпадните материјали како составен дел на малтерската мешавина. Sikora et al. [2] експериментално ги истражувале топлинските својства на три вида малтери со целосна замена на ситниот агрегат со отпадно стакло со гранулација до максимум 2 mm и со наносиликат, соодветно 0%, 1% или 3% од тежината. Водоцементниот фактор (w/c) изнесувал 0,5. Малтерот кој содржи отпадно стакло покажал околу 2,5 пати помала топлинска спроводливост во однос на малтерот со речен песок. Според овие резултати и присуството на наносиликат ја намалува густината и ја подобрува топлинската спроводливост на малтерот. Fadiel et al. [3] ги испитувале влијанијата од употреба на иситнета отпадна гума во три различни големини (мрежа 30 со фракција на агрегат 0 ÷ 0,6 mm и мрежа 10 ÷ 20 со 0,84 ÷ 2 mm). Агрегатот бил заменет со иситнета отпадна гума со 10, 20, 30 и 40% од неговата количина. Топлинскиот проток се мерел со помош нз флуксометар. Резултатите од овој експеримент покажале дека поголемиот процент на иситнета гума ја намалува вредноста на топлинска спроводливост. Вредноста е 0,593 ÷ 0,492 W/mK или редукција од 28% во споредба со традиционалниот малтер. Afonso [4] презентирал резултати за четири различни рецептури на топлински малтери со различна пропорција на агрегат: 60% аерогел + 40% експандирана глина, 60% аерогел + 40% плута, 100% експандирана глина и 100% плута. Приложените резултати покажале дека $\lambda = 0.08$ W/mK за првата, втората и четвртата рецептура, а за третата рецептура $\lambda = 0.07$ W/mK. Подобрување на топлинските својства покажува и експериментот на Saha et al. [5] со згура од железо и никел. Имено, топлинската спроводливост на класичниот малтер се намалила од 2,34 W/mK на 1,65 W/mK и 1,16 W/mK при замена на 50% односно 100% од ситниот агрегат со згура, соодветно.

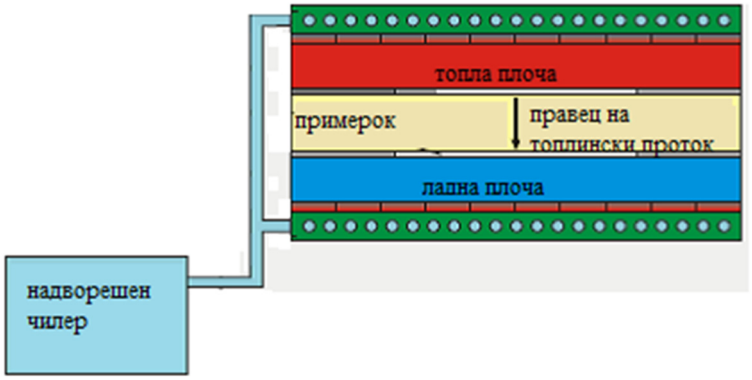
Сите овие резултати покажуваат значајно подобрување на својствата на термомалтерите во споредба со традиционалниот малтер со песочен агрегат.

Во овој труд се испитуваат топлинските својства на малтери со додаток на згура, како со парцијална замена на ситниот природен агрегат. Згурата претставува остаток од преработка на металите и нејзината употеба во малтери и бетони е сè почеста. Во рамките на овој труд, користена е згура, отпад од производствениот процес на „Скопски легури АД“. Таа вообичаено завршува во депонија каде што се уништува, со што доаѓа до ослободување на многу штетни гасови кои имаат негативно влијание врз животната средина.

2. ПОСТАПКА ЗА ОПРЕДЕЛУВАЊЕ НА КОЕФИЦИЕНТОТ НА ТОПЛИНСКА СПРОВОДЛИВОСТ

Топлоспроводливоста може да се дефинира како својство на материјалот да спроведува топлина низ себе при определена температурна разлика меѓу своите две спротивно поставени површини [6]. Ова својство се карактеризира со коефициент на топлинска спроводливост λ. Колку што е помала вредноста на коефициентот λ, толку материјалот е подобар топлински изолатор.

За определување на коефициентот на топлинска спроводливост на термомалтерите е користен инструмент Heat Flux Meter од Лабораторијата на Градежниот факултет во Скопје. Принципот за определување на коефициентот на топлинска спроводливост е следен: Примерокот се поставува меѓу две грејни плочи, сетирани на различна температура. Топлинскиот проток q низ примерокот се мери со веќе калибрирани сензори за топлински флукс. Кога ќе се постигне топлинска рамнотежа во испитуваниот примерок се смета дека испитувањето завршило [7].



Сл. 1. Шематски приказ на инструментот за мерење, [7]

Фактори кои влијаат на големината на топлинскиот проток се:

- топлинска спроводливост на примерокот (λ)
- дебелина на примерокот (Δx)
- температурна разлика во примерокот (ΔT)
- површина низ која минува топлината (A)

Фуриевата равека за топлински проток, рав. 1, ја дава врската помеѓу наведените параметри [7]:

$$\dot{Q} = \lambda A \cdot \frac{\Delta T}{\Delta x} \tag{1}$$

Сигналот на сензорот за топлински проток (во волти, V) е пропорционален со топлинскиот проток низ сензорот. Во мерниот инструмент, површината на сензорот за топлински проток ја претставува површината низ која протекува топлина и таа е иста за сите примероци. Оттаму произлегува рав. 2:

$$\dot{Q} = N \cdot V \tag{2}$$

каде N е калибрационен фактор на волтажниот сигнал на сензорот за топлински проток во однос на топлинскиот проток низ примерокот. Решавајќи ја горната равенка по λ се добива:

$$\lambda = N \cdot \frac{V \Delta x}{\Delta T} \tag{3}$$

Методата за мерење на топлински проток е стандардизирана техника за испитување. Примената на топлински изолациски материјали е поврзана со следните стандарди: MKS ISO 8301:2016 [8], MKS EN 12667:2009 [9] и MKS EN 12939:2009 [10].

3. ПОДГОТОВКА И СУШЕЊЕ НА ПРИМЕРОЦИТЕ

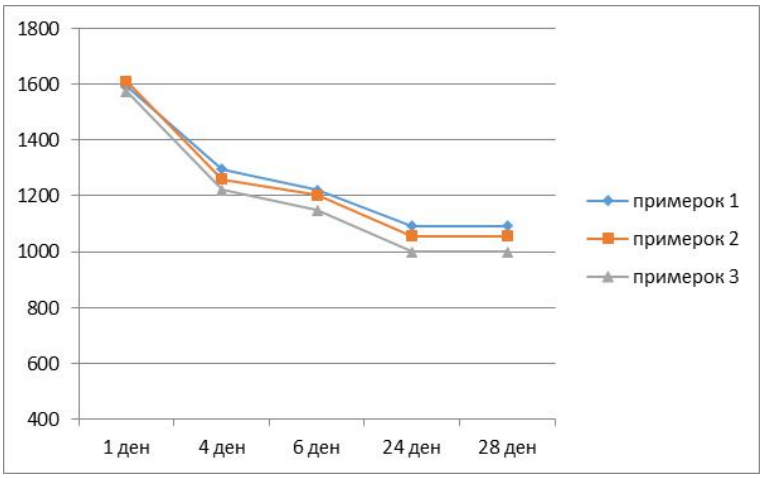
Испитувањето на коефициентот на топлинска спроводливост на термомалтерот е спроведено согласно горенаведените стандарди.

Термомалтерот беше подготвен во просториите на „Скопски легури ДОО“, со вкупно количество од 20 kg, со количини на состојките според рецептурата дадена во табела 1. Беа подготвени три примероци со димензии 300x300x30 mm, за чие сушење е применета стандардна постапка.

Табела 1. Процентуално учество на состојките во термомалтерот

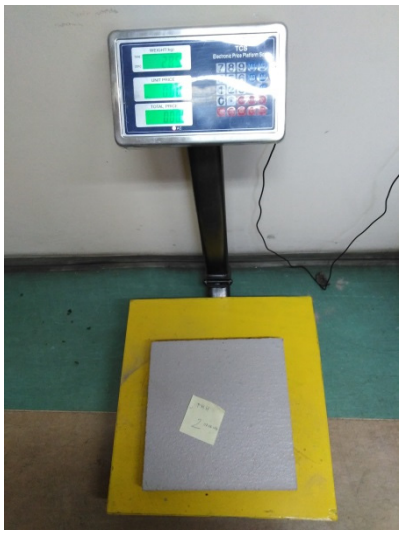
рб	состојка	kg	%
1	гранулат	10,39	51,95
2	филер ИГМ	5,00	25,00
3	портланд цемент	4,40	22,00
4	адитив	0,21	1,05
	вкупно:	20,00	100,00

На дијаграмот на сл. 2 е претставена брзината на сушење на трите примероци од термомалтерот во тек на 28 дена, до постигнување на константна специфична маса. Коефициентот за спроведување на топлина за сите три примероци е испитан на 28-дневна старост во исти термо-хигрометриски услови во лабораторијата на Градежниот факултет во Скопје.



Сл. 2. Специфични маси на примероците во тек на 28 дена

Специфичната маса за секој примерок изнесува: γ_{S1}= 1096 kg/m^3, γ_{S2}= 1056 kg/m^3, γ_{S3}= 1000 kg/m^3, соодветно. На сл. 3 е даден еден од подготвените примероци (примерок бр. 2) при мерење на неговата маса на 28 дена, додека пак на сл. 4 е претставен примерокот бр. 3 внесен во инструментот, непосредно пред испитувањето.



Сл. 3. Мерење на маса на испитуван примерок од термомалтер

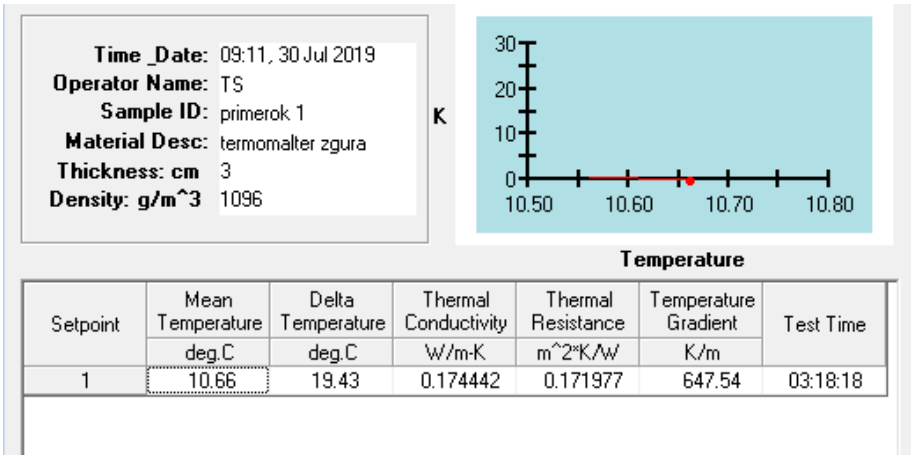


Сл. 4. Примерок од термомалтер во инструмент за испитување

4. АНАЛИЗА НА ДОБИЕНИТЕ РЕЗУЛТАТИ

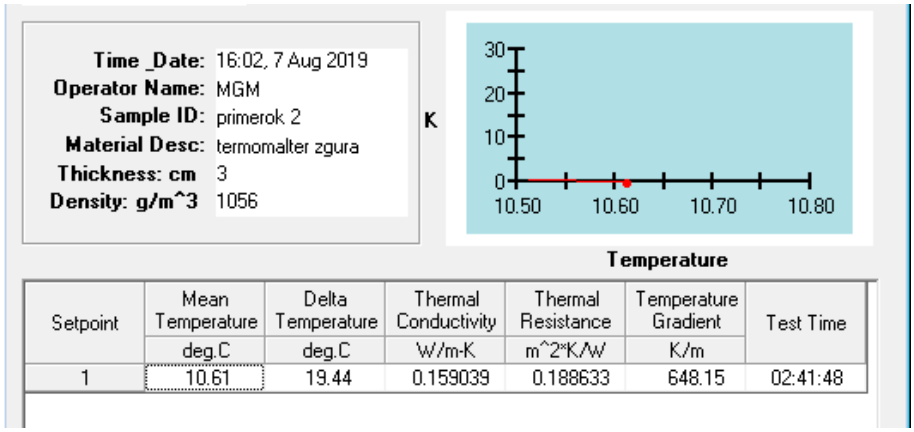
Времетраењето на испитувањето на секој од примероците е во зависност од постигнувањето на топлинска рамнотежа. Сл. 5 ги прикажува резултатите за првиот примерок, за кој измерениот коефициент на топлинска спроводливост е $\lambda_1 = 0{,}174442$ W/mK, а добиениот топлински отпор на материјалот е 0,171977 m^2K/W.

На сл. 6 е прикажан вториот примерок од термомалтер, за кој измерениот коефициент на топлинска спроводливост (ламбда) е $\lambda_2 = 0{,}159039$ W/mK, а добиениот топлински отпор на материјалот е 0,188633 m^2K/W.



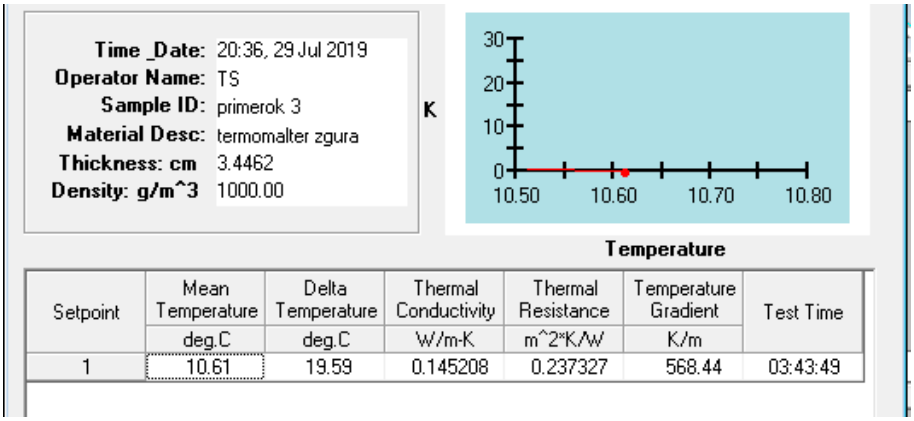
Setpoint	Mean Temperature	Delta Temperature	Thermal Conductivity	Thermal Resistance	Temperature Gradient	Test Time
	deg.C	deg.C	W/m-K	m^2*K/W	K/m	
1	10.66	19.43	0.174442	0.171977	647.54	03:18:18

Сл. 5. Резултати за примерок бр.1



Setpoint	Mean Temperature	Delta Temperature	Thermal Conductivity	Thermal Resistance	Temperature Gradient	Test Time
	deg.C	deg.C	W/m-K	m^2*K/W	K/m	
1	10.61	19.44	0.159039	0.188633	648.15	02:41:48

Сл. 6. Резултати за примерок бр. 2

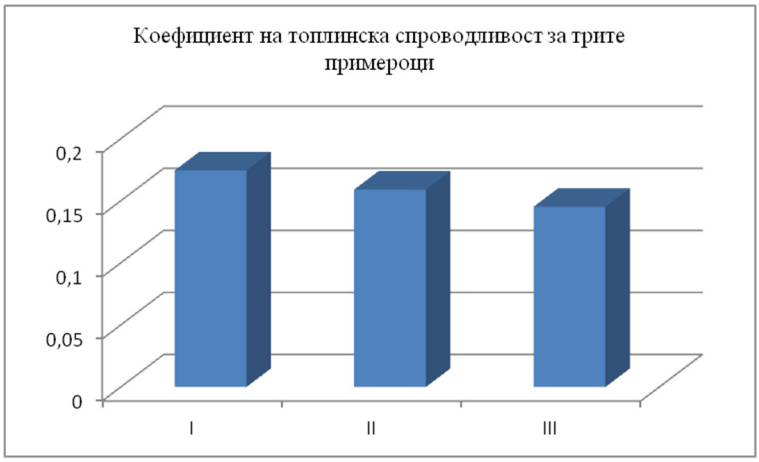


Setpoint	Mean Temperature	Delta Temperature	Thermal Conductivity	Thermal Resistance	Temperature Gradient	Test Time
	deg.C	deg.C	W/m-K	m^2*K/W	K/m	
1	10.61	19.59	0.145208	0.237327	568.44	03:43:49

Сл. 7. Резултати за примерок бр. 3

Мерените вредности за коефициентот за топлинска спроводливост за третиот примерок од термомалтерот е дадена во табелата на сл. 7 и изнесува $\lambda_3 = 0{,}145208$ W/mK, додека пак топлинскиот отпор изнесува 0,237327 m^2K/W, сл. 7.

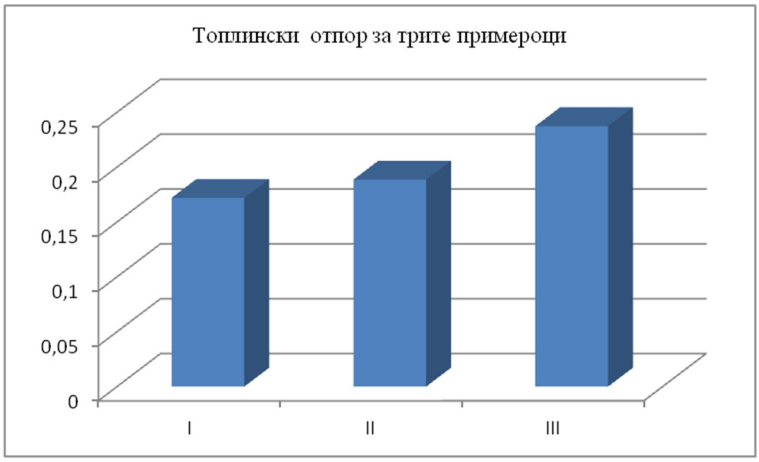
Резултатите, прикажани на сликите 5, 6 и 7, се споредени на следната слика бр. 8, а потоа е пресметана средна вредност за коефициентот на топлинска спроводливост на термомалтерот. Иако сите примероци се направени од истата рецептура на термомалтерот, сепак првиот примерок покажува за 8.8 % повисок ламбда коефициент во однос на вториот, и дури 16,7% во однос на третиот, сл. 8. Првиот примерок има неколку изразени вдлабнатини на површините на кои налегнуваат плочите, па неговиот повисок коефициент на спроведување на топлина може да се должи и на таа аномалија.



Сл. 8. Коефициент на топлинска спроводливост за трите примероци

Средната вредност е пресметана од трите примероци на термомалтерите, и покажува дека коефициентот на топлинска спроводливост $\lambda = 0{,}159563 \approx 0{,}16$ W/mK.

Топлинскиот отпор претставува реципрочна ведност од коефициентот на топлинска спроводливост за материјалот. Добиените вредности за трите испитани примероци се прикажани на сл. 9. Средната вредност од трите примероци на термомалтерите покажува дека топлинскиот отпор изнесува $R = 0{,}199312 \approx 0{,}2$ m^2K/W.



Сл. 9. Топлински отпор за трите примероци

Треба да се напомене дека во „Скопски легури ДОО“ константно се работи на подобрување на рецептурата за термомалтери. Со испитувањата спроведени кон крајот на 2018 год., за претходните рецептури за термомалтерот беше постигнат просечен коефициент на спроведување на топлината од 0,2 W/mK. Во споредба со претходните резултати, овој просечен коефициент на спроведување на топлината $\lambda = 0{,}16$ е намален за 20%. Во споредба пак со истражувањето на Saha et al. [5], кој при замена на 50% односно 100% од ситниот агрегат со згура добиле 1,65 W/mK

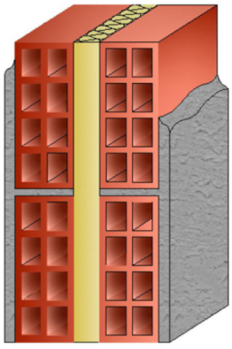
и 1,16 W/mK, соодветно, коефициентот на топлинска спроводливост во ова испитување е намален за околу 10 и 7 пати соодветно.

5. МОЖНА ПРИМЕНА НА ТЕРМОМАЛТЕРИТЕ

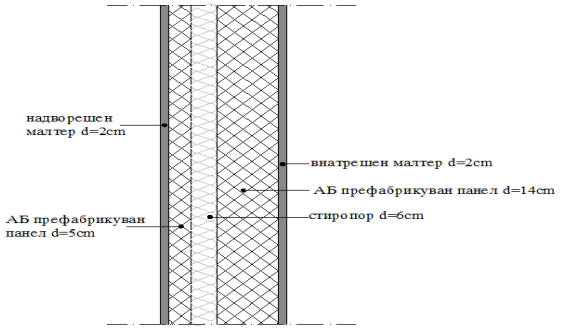
Добиената вредност на коефициентот за топлинска спроводливост на термомалтерот, $\lambda = 0{,}16$ W/mK покажува дека малтерот е со значително подобрени термоизолациони својства од класичните малтери. Во стручна литература и проспекти за материјали, цементниот малтер има коефициент на топлинска спроводливост со вредности и од 1,73 W/mK, додека вредноста на λ за гипсаниот малтер најчесто изнесува околу 0,57 W/mK. Намалувањето за десетина пати на коефициентот на топлинска спроводливост на малтерите, ќе овозможи намалување на дебелината на топлинската изолација за 1-2 cm во новопроектираните објекти, што ќе значи и подобро економско решение, во зависност од површината на нетранспарентните делови од обвивката на објектите. Новиот производ термомалтер може да најде голема примена кај нови објекти, како и за реконструкција на постоечки фасади со веќе вградена термоизолација.

Ваквиот тип на малтер би бил идеален за реновирање на постоечки објекти кај кои фасадните ѕидови се веќе изведени како т.н. „сендвич“ ѕидови со вградена топлинска изолација од 5-6 cm помеѓу два слоја од полна тула, сл. 10. Покрај тоа, околу 15000 станови со вкупна квадратура од 760000 m^2 само во Скопје се изведени со систем „Карпош”, [12]. Овој систем претставува сендич ѕид од префабрикувани армиранобетонски панели со изолација помеѓу нив од експандиран полистирен со дебелина 6 cm, како на сл. 11. И двата вида на фасадни ѕидови се карактеристични за градбите од 80-тите и 90-тите години на минатиот век.

- цементен малтер 2 cm
- кер. тула 12,5 cm
- камена волна 5 cm
- кер. тула 12,5 cm
- малтер 2 cm



Сл. 10. Фасаден „сендвич” ѕид



Сл. 11. Фасаден ѕид систем „Карпош”

Горенаведените типови на ѕидови ги задоволувале критериумите и барањата за топлинска изолација во периодот кога се изведувани, па сè до средината на 2013 година. Имено, пресметаните коефициенти на преминување на топлината U низ ваквите ѕидови се движат во рамките од 0,42 до 0,50 W/m^{2}K. По стапувањето во сила на актуелниот Правилник за енергетски карактеристики на зградите, [13], кој поставува критериуми и барања кои треба да ги исполнат проектите за изградба на нови и реконструкција на постоечки објекти во Македонија, дозволениот $U_{ѕид}$ за надворешни ѕидови кон негреани простори изнесува 0.35 W/m^{2}K (според табела П4-1, [13]). Според тоа, замената на надворешните и внатрешните стари слоеви на малтер со нови слоеви од испитуваниот термомалтер со двојно поголема дебелина од претходните, ќе овозможи симнување на U-коефициентите во рамките на дозволените вредности, без додавање на слој на дополнителна топлинска изолација на фасадните ѕидови.

Исто така, може да послужи и како замена за извесен дел од топлинската изолација, 1 до 2 cm, во зависност од видот на материјалите за слоевите на ѕидот и нивните дебелини. Ваквиот малтер може да се примени и за преградни ѕидови и за меѓукатни конструкции, кај нови и постоечки објекти. За секоја примена за малтерисување со овој вид на малтер, треба да се спроведе точна пресметка, т.е. прогноза на коефициентот на пренесување на топлина на содветниот елемент. Спроведените истражувања покажуваат дека со ваков термомалтер може да се постигнат минимални дебелини на слоеви, тоест класичниот цементен малтер може да се замени со десетина пати помала дебелина, а гипсаниот малтер за четири пати потенок слој. Во случаи кога

малтерот би го употребиле во два или три слоја со вкупна дебелина од 4 cm од надворешната и 4 cm од внатрешната страна на ѕидот, тој би можел да замени вкупно 2 cm дебелина (по 1 cm од секоја страна или 2 cm од едната страна) класична термоизолација од типот на камена волна или експандиран полистирен.

6. ЗАКЛУЧОК

Во ова истражување се направени испитувања на топлинските својства на нов тип на малтер со додаток на згура. Испитани се три примероци, подготвени по стандардна процедура при старост од 28 дена. Добиената вредност на коефициентот на топлинска спроводливост на термомалтерот, $\lambda = 0{,}16$ W/mK, покажува дека малтерот е со значително подобрени термоизолациони својства во однос на класичните малтери. Спроведувањето на топлина е намалено за 4 до 10 пати во споредба со класичните видови на цементни, варови или гипсани малтери. Тоа нуди можности за повеќенаменска употреба на новиот производ термомалтер кај нови и, особено, за реконструкција на постоечки објекти.

БЛАГОДАРНОСТ

Овој труд беше овозможен со потполна материјална и финансиска поддршка од компанијата „Скопски легури АД“, во рамките на континуираната соработка со Градежниот факултет во Скопје. Голема благодарност на г-дин Љупчо Деспотовски, дипл. инж. техн. за идеите, вложениот труд и огромниот ентузијазам.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Barbero S. et al. (2014). Analysis on existent thermal insulating plasters towards innovative applications: Evaluation methodology for a real cost performance, Energy and Buildings 77

[2] Sikora P. et al (2017). Thermal properties of cement mortars containing waste glass aggregate and nanosilica, Procedia Engineering 196, 159-166

[3] Fadiel A. et al (2014). Use of crumb rubber to improve thermal efficiency of cement-based materials, American Journal of Engineering and Applied Sciences 7(1):1-11

[4] Afonso P. (2015). Acoustic behavior of mortars with improved thermal performance. Instituto Superior Tecnico, Universidade de Lisboa, Portugal

[5] Saha A. et al. (2019). Thermal properties and residual strength after high temperature exposure of cement mortar using ferronickel slag aggregate, Construction and Building Materials Vol.199

[6] Самарџиоска Т. (2015). Градежни материјали, Скопје, ISBN 978-608-4510-21-5

[7] Heat Flux Meter 436/3 Lambda, Operating Instructions, NETZSCH-Gerätebau GmbH, June 2008

[8] Zach J. et al. (2013). Development of Thermal Insulation Plasters for Insulating and Sanitation of Building Constructions, IACSIT Int. Journal of Engineering and Technology,Vol.5, No.3

[9] MKS ISO 8301:2016: Топлинска изолација – Определување на стационарен топлински отпор и соодветни особини- Апарат за мерење на топлински флукс (проток)

[10] MKS EN 12667:2009: Топлински карактеристики на градежни материјали и производи – Определување на топлински отпор со помош на методи со загреана плоча и уред за мерење на топлински проток – Производи со голем и среден топлински отпор

[11] MKS EN 12939:2009: Топлински карактеристики на градежни материјали и производи – Определување на топлински отпор со помош на методи со загреана плоча и уред за мерење на топлински проток – Дебели производи со голем и среден топлински отпор

[12] Samardzioska T. (2015). COST Action TU0901: Integrating and Harmonizing Sound Insulation Aspects in Sustainable Urban Housing Constructions; e-book Vol.2:, Ch.15, pp 259-272

[13] Правилник за енергетски карактеристики на зградите. (2013) Службен весник на Р. Македонија бр. 94 од 04.07.2013

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

ММ - 5
mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

ВЛИЈАНИЕ НА ЛЕТАЧКАТА ПЕПЕЛ ВРЗ СУЛФАТНАТА ОТПОРНОСТ НА ЦЕМЕНТОТ

Кристина ХАЏИЕВСКА[1], Тони АРАНЃЕЛОВСКИ[2], Емилија ФИДАНЧЕВСКА[3], Љупка ВЛАДИЧЕВСКА[4], Марјана ПОПОВСКА[5]

АПСТРАКТ

Во овој труд се презентирани резултатите од експерименталните истражувања на влијанието на летачката пепел од РЕК Битола врз сулфатната отпорност на лабораториски произведени цементи.

За таа цел, најпрво е извршена карактеризација на составните компоненти на цементот: клинкер, гипс и летачка пепел. Лабораториските цементи се приготвени со варирање на количината на летачка пепел како замена за клинкерот. Оваа замена изнесува 0 до 50%, односно направен е чист цемент и цементи со 11%, 20%, 30%, 40% и 50% летачка пепел. Вака приготвените цементи се испитани од аспект на хемиски состав и физичко-механички карактеристики.

За утврдување на сулфатната отпорност на лабораториските цементи се користени препораките на Техничкиот комитет за цемент дефинирани во МКТИ CEN/TR 15697 Цемент – Испитување на сулфатна отпорност – Извештај за најнови методи, поточно методата на Koch & Steinegger со мали пробни тела.

Од спроведените експериментални истражувања во овој труд може да се заклучи дека цементите со додаток на летачка пепел во поголеми количини (30%, 40% и 50%) покажуваат сулфатна отпорност и дека истите може да се применуваат како сулфатно отпорни цементи. При тоа, најдобро однесување во сулфатен раствор покажува цементот со 30% летачка пепел замена за клинкер изразен со коефициентот на сулфатна отпорност Sr кој е еднаков на 1.63 и е поголем од минималната вредност од 0.7 според методата на Koch & Steinegger.

Клучни зборови: *Летачка пепел; Сулфатна корозија; Сулфатна отпорност; Метода на Koch&Steinegger;*

[1] М-р, ДИУ Урбан Инженеринг Дооел, Скопје, Република Северна Македонија, hadzievskak@gmail.com
[2] Вонр. Проф. д-р, Градежен факултет, Универзитет "Св. Кирил и Методиј", Скопје, Република Северна Македонија, arangelovskitoni@gf.ukim.edu.mk
[3] Проф. д-р, Технолошко-металуршки факултет, Универзитет "Св. Кирил и Методиј", Скопје, Република Северна Македонија, emilijaf@tmf.ukim.edu.mk
[4] М-р, Цементарница "Усје" АД, Скопје, Република Северна Македонија, ljupkav@usje.com.mk
[5] Дипл.град.инж, Република Северна Македонија, marjanapopovska@gmail.com

1. ВОВЕД

Паралелно со развојот на технологијата и порастот на светската популација, се интензивира изградбата на објекти како од високоградба, така и од нискоградба. Голем број од објектите претрпуваат оштетувања пред се како резултат на влијанијата од средината во која се изградени, а не од товарите кои треба да ги издржат во тек на експлоатација. Во поново време проектантите се повеќе почнуваат да ја разбираат важноста на трајноста на бетонот, односно да ги земаат во предвид и долготрајните ефекти од физичкото и хемиското опкружување на објектите.

Согласно европската регулатива МКС EN 206 особено внимание се посветува токму на трајноста на бетонот. Во овој стандард се дефинирани класите на изложеност од аспект на: корозија предизвикана од карбонизација, корозија од хлориди, агресија од замрзнување и одмрзнување без и со соли за одмрзнување и хемиска агресија. Друг тип на агресија која значително може да влијае на трајноста на бетонот, а која не е опфатена со овој стандард е сулфатната корозија.

Во нашата земја во изминатиот период проблемот поврзан со сулфатна корозија се решавал со примена на т.н. сулфатно отпорни цементи. Во поново време, искуствата од бројни испитувања ширум светот покажуваат дека за зголемување на отпорноста на бетонот на дејство на сулфати може да се користат разни минерални додатоци, главно како делумна замена на клинкерот во цементот. Еден таков минерален додаток е летачката пепел, на која во трудот е посветено посебно внимание.

Со примена на минерални додатоци како делумна замена за клинкерот, не само што се подобруваат одредени својства на цементот, туку се придонесува и за заштита на животната средина главно преку намалување на употребата на природни суровини, потрошувачката на топлинска и електрична енергија и емисијата на јаглерод диоксид и други штетни гасови.

2. МЕТОДИ ЗА ИСПИТУВАЊЕ НА СУЛФАТНА ОТПОРНОСТ

Испитувањето на сулфатна отпорност на цемент при услови кои се најблиски до реалните е тежок и долготраен процес. Доколку пробни тела со вообичаени димензии, припремени од цемент со стандарден состав и водоцементен фактор, се потопат во агресивен раствор би биле потребни најмалку неколку години за да се воочи видливо оштетување.

Во литературата може да се сретнат повеќе методи за испитување на отпорност на цементот на дејство на сулфати со третирање како на чист цемент и цементна паста, така и на малтер и бетон. Поголемиот број автори на овие методи тежнееле да се забрза процесот на испитување, односно да се скрати факторот “долго време”. Но, на тој начин доаѓа до промена на реалните услови во кои се наоѓа објектот во природата.

Некои автори во голема мера ја зголемуваат концентрацијата на соли во агресивниот раствор, други температурата при која се врши испитувањето, трети применуваат филтрирање на агресивниот раствор под притисок, а некои пак ја испитуваат корозија на цементен прав. Во последно време се поактуелна е примената на мали пробни тела со голема површина. Меѓутоа, се уште со сигурност не е утврдено дали за таквите пробни тела постојат минимални димензии. Во сите овие обиди да се скрати времето на испитување може да дојде до крупни квалитативни промени во физичко-хемиските процеси на корозија на цементот.

Методата на Koch&Steinegger на мали пробни тела е само една од повеќето методи за испитување на сулфатна отпорност на цементот дефинирани во препораките на Техничкиот комитет за цемент МКТИ CEN/TR 15697 Цемент – Испитување на сулфатна отпорност – Извештај за најновите сознанија. Сите методи се разликуваат во поглед на: димензиите на пробните тела, водоцементниот фактор, начинот на вградување и нега, типот, концентрацијата и температурата на агресивниот раствор, како и индикаторот на сулфатна отпорност. Но, во исто време овие методи покажуваат и одредени несигурности и негативни страни особено во однос на малите димензии на пробните тела и потребата од постојано регулирање на концентрацијата на агресивниот раствор.

3. ЕКСПЕРИМЕНТАЛНИ ИСТРАЖУВАЊА

3.1. Испитување на суровини за подготовка на лабораториски цементи

3.1.1. Клинкер

Како основна суровина за подготовка на лабораториските цементи е користен клинкер, земен од редовното производство на Цементарница "Усје" АД Скопје. Најпрво, клинкерот е дробен во лабораториска дробилка и со просејување е определен неговиот гранулометриски состав. Со примена на XRF методата со топени таблети извршена е комплетна хемиска анализа со што е утврдено дека во клинкерот преовладува калциум оксид (CaO) со повеќе од 60%.

Минеролошкиот состав на клинкерот е определен според XRD методата, односно методата на дифракција со X-рендген зраци. Утврдено е дека доминантна минерална фаза во клинкерот е трикалциум силикат, односно C_3S фазата со 60,7%, додека трикалциум алуминатот (C_3A фазата) учествува со 13%. Во Табела 1 е даден минеролошкиот состав на клинкерот [10].

Табела 1. Минеролошки состав на клинкер

Минеролошки состав	**Содржина (мас. %)**
C_3S	60,7
C_2S	11,5
C_3A	13,0
C_4AF	7,7
Портландит	1,7
Периклас	1,9
Арканит	0,7
Вар	0,1
Кварц	0,9
Анортит	1,6
Σ	100,0

3.1.2. Гипс

Втората состојка користена за подготовка на лабораториските цементи е гипс од Кнауф Радика АД Дебар. Гипсот е исушен на воздух, дробен во лабораториска дробилка и определен е неговиот гранулометриски состав. Податоците за хемиски состав, влага и минеролошки состав на гипсот се земени од редовните периодични испитувања на гипс во Цементарница "Усје" АД Скопје.

3.1.3. Летачка пепел

Како минерален додаток за подготовка на цементите е користена силикатна летачка пепел од термоелектраната во склоп на РЕК Битола.

Најпрво, со методата на "четвртање" (Сл. 1) од пепелта е издвоена средна проба во количина од 2-2,5kg. Така издвоената проба со помош на вртлив разделител (Сл. 2) е поделена на осум еднакви дела кои се користени за понатамошни испитувања во различни лаборатории.

Комплетна хемиска анализа на летачката пепел е извршена со примена на постапката со топени таблети според МКС EN 196-2, поглавје 5. Резултатите од испитување на хемискиот состав се дадени во Табела 2 [10].



Сл. 1. Четвртање на летачка пепел



Сл. 2. Вртлив разделител

Табела 2. Хемиски состав на летачка пепел

Хемиски состав (мас.%)	**Летачка пепел**
SiO_2	55,51
Al_2O_3	22,06
Fe_2O_3	8,25
CaO	5,20
SO_3	0,91
MgO	2,19
Na_2O	0,59
K_2O	2,80
Губиток при жарење	1,41
Σ	98,92
Реактивен SiO_2	35,08
Слободен CaO	0,00

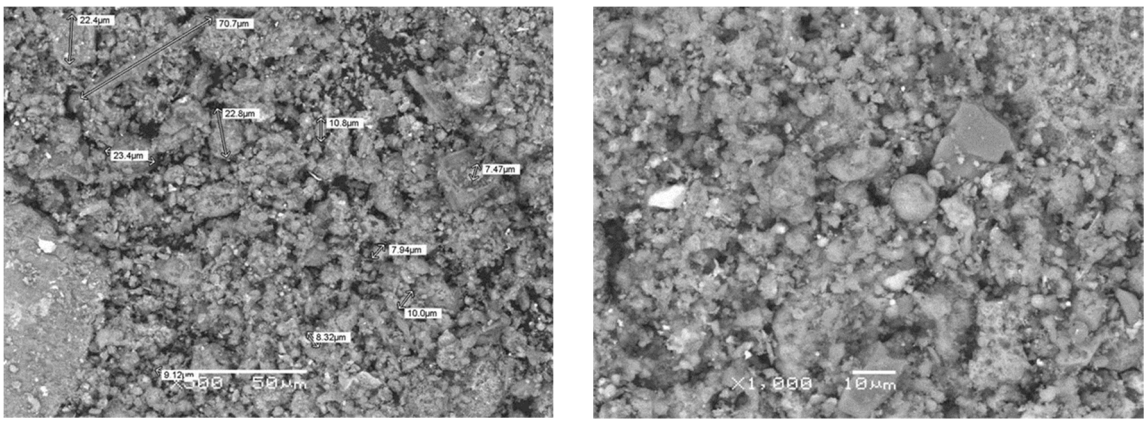
Од аспект на хемискиот состав, главна компонента на летачката пепел е силициум диоксидот (SiO_2) со 55,51%. Од друга страна, содржината на калциум оксид (CaO) изнесува 5,20%. Според условот за класификација на летачката пепел наведен во МКС EN 197-1 (содржина на CaO помала од 10%), се потврдува дека летачката пепел од ТЕЦ Битола спаѓа во групата на летачка пепел од силикатно потекло.

Исто така, испитани се физичките својства на летачката пепел, нејзиниот минеролошки состав, а извршена е и “trace elements” анализа, односно регистрирано е присуството на елементи во траги во пепелта. Во Табела 3 се дадени некои физички карактеристики на пепелта [10].

Табела 3. Физички својства на летачка пепел

Физички својства	**Ед.мера**	**Летачка пепел**
Специфична површина (BET)	m^2/g	4,72
Финост (мокро просејување	%	0,35

Со помош на скенирачка електронска микроскопија (SEM анализа) е определена морфологијата на честичките летачка пепел. На Сл. 3 се дадени микрофотографии на летачката пепел со различно зголемување (bar 50μm и bar 100μm).



Сл. 3. SEM микрофотографии на летачка пепел (bar 50μm и bar 100μm)

3.2. Подготовка и испитување на лабораториски цементи

Лабораториските цементи се подготвени со мелење на суровините (клинкер, гипс и летачка пепел) во лабораториска мелница (Сл. 4). Капацитетот на мелницата изнесува 5kg, а времето на мелење 35 минути. Заради полесно мелење на суровините, додаван е адитив триетаноламин (TEA) во количина од 2ml.



Сл. 4. Лабораториска мелница тип "Siebtechnik GmbH, model TTS 100"

Изработени се шест цементи - чист цемент и цементи со замена на одредена количина клинкер со летачка пепел. При тоа, процентуалното учество на летачка пепел е зголемувано до максимум 50%. Во Табела 4 е прикажано означувањето на сите произведени цементи, како и процентуалното учество на суровините во нивниот состав.

Табела 4. Лабораториски цементи, означување и состав

Ознака	**Состав**		
	Клинкер (%)	Гипс (%)	Летачка пепел (%)
C	95	5	0
C-11	84	5	11
C-20	75	5	20
C-30	65	5	30
C-40	55	5	40
C-50	45	5	50

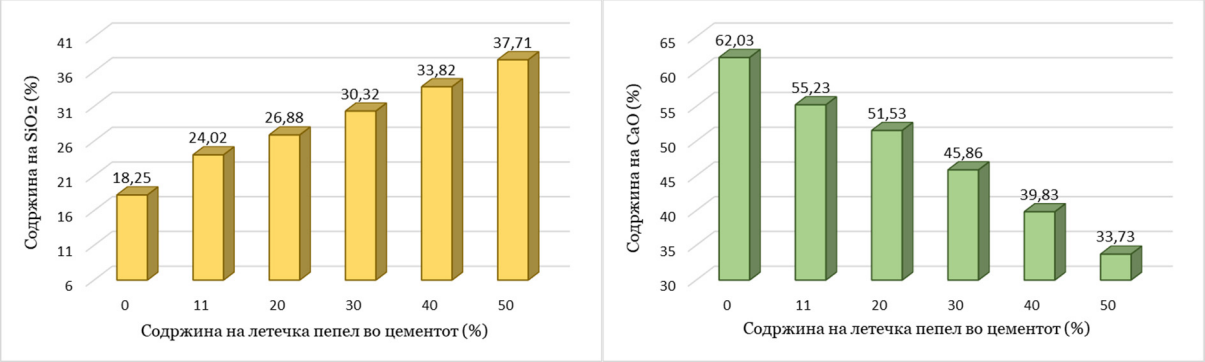
Според критериумите за состав и означување на цементите дадени во МКС EN 197-1, лабораториските цементи може да се класифицираат на следниот начин:

- С - CEM I (Портланд цемент);
- С-11 и С-20 - CEM II A/V (Портланд цемент со додаток на летачка пепел од 6% до 20%);
- С-30 - CEM II B/V (Портланд цемент со додаток на летачка пепел од 21% до 30%);
- С-40 и С-50 - CEM IV/B (Пуцолански цемент со додаток на летачка пепел од 36% до 55%).

Цементот со ознака С-11 е произведен со 11% летачка пепел замена за клинкер, колку што изнесува и количината на летачка пепел во CEM II A/V, кој во моментот е во редовно производство на Цементарница "Усје" АД Скопје.

Сите лабораториски цементи се комплетно испитани од аспект на хемиски состав и физичко-механички својства.

На Сл. 5 е прикажана промената на содржината на SiO_2 и CaO во цементите со зголемување на процентот на летачка пепел [10].



Сл. 5. Содржина на SiO_2 и CaO во цементите

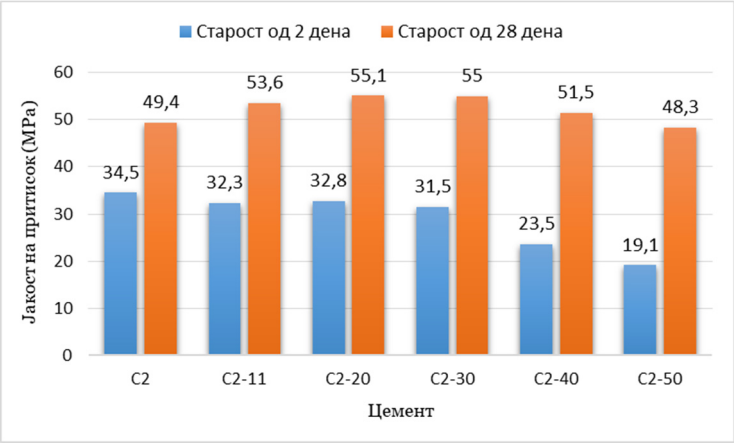
Во Табела 5 се дадени резултатите од испитување на физички особини на лабораториските цементи.

Табела 5. Физички својства на цементи

Физички својства	**Ед. мера**	**Цемент**					
		С	С-11	С-20	С-30	С-40	С-50
Спец.површина (Blaine)	cm^2/g	3588	4293	5460	5621	5630	6193
Специфична маса	g/cm^3	3,077	2,969	2,866	2,785	2,610	2,573
Вода за ст.конзистенција	%	27,6	31,6	32,0	38,4	46,0	47,0
Почеток на врзување	min	80	85	70	100	145	140
Крај на врзување	min	110	150	220	225	220	280

Од резултатите кои се прикажани во Табела 5 може да се забележи дека кај цементите со додаток на летачка пепел поголема од 20% доста е повисока вредноста на стандардната конзистенција што се должи на високата вредност на финоста на летачката пепел изразена преку специфичната површина.

Механичките својства на лабораториските цементи се определени согласно стандардни процедури дефинирани во МКС EN 196-1. За таа цел изработени се пробни тела - призми со димензии 40/40/160mm кои се испитани на свиткување и притисок при старост од 2, 28, 56 и 90 дена. За да се изврши класификација на произведените цементи, на график (Сл. 6) се прикажани вредностите на јакоста на притисок при старост од 2 и 28 дена [10].



Сл. 6. Јакост на притисок на цементите при старост од 2 и 28 дена

Според критериумите дефинирани во МКС EN 197-1, може да се заклучи дека сите цементи спаѓаат во класа на стандардна јакост 42,5. Нивната јакост на притисок на 28 дена е во границите меѓу 42,5MPa и 62,5MPa. Чистиот цемент и цементите со 11%, 20%, 30% и 40% летачка пепел спаѓаат во класа на цемент со висока рана јакост 42,5R (јакост на притисок на 2 дена поголема од 20MPa). Само цементот со 50% летачка пепел спаѓа во класа на цемент со вообичаена рана јакост 42,5N (јакост на притисок на два дена поголема од 10MPa).

3.3. Испитување на сулфатна отпорност на лабораториски цементи

Сулфатната отпорност на цементите е испитувана согласно Koch&Steinegger методата и препораките на Техничкиот комитет за цемент наведени во CEN/TR 15697. Според оваа метода, изработени се мали пробни тела - призми со димензии 10/10/60mm. Призмичките се подготвени од малтер во однос цемент/песок=1:3 и водоцементен фактор w/c=0,6. На Сл. 7 е прикажан калапот со кој може да се изработат 12 мали пробни тела.



Сл. 7. Калап за мали призми 10/10/60mm

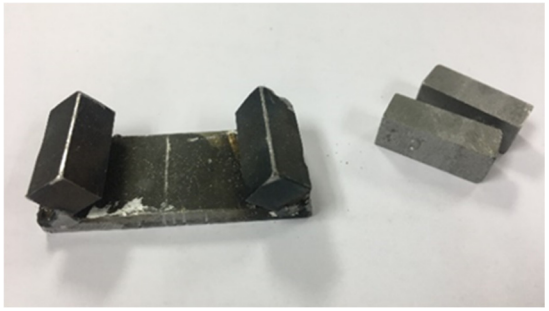
По вградување, призмичките се негувани 24 часа во лабораториски услови при температура од 20±2°C и влажност поголема од 80%. По вадење од калапот, призмичките се чувани 21 ден во дејонизирана вода. Потоа, половина од призмичките се потопени во агресивна средина - 4,4% раствор на натриум сулфат (Na_2SO_4), а другата половина остануваат во дејонизирана вода. По 28, 56 и 90 дена од потопување на призмичките во сулфатен раствор, испитана е јакоста на свиткување и јакоста на притисок на пробните тела потопени во агресивен раствор и пробните тела негувани во дејонизирана вода. Односот на јакоста на свиткување на призмичките чувани во сулфатен раствор и оние негувани во дејонизирана вода при старост од 21+56 дена го претставува коефициентот на сулфатна отпорност Sr. За да може цементите да се сметаат за сулфатно отпорни, овој коефициент треба да е поголем од 0,7 (Sr≥0,7).

На Сл. 8 е прикажан начинот на кој се чувани и негувани призмичките во пластични садови.



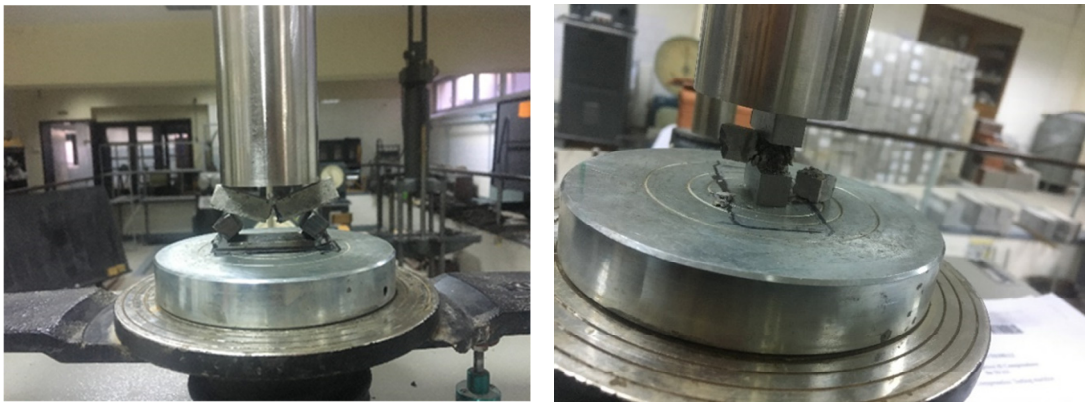
Сл. 8. Нега на призми

Испитувањето на механичките особини на малите пробни тела е вршено на хидраулична преса тип “Controls 50kN Compression testing machine”. Поради малите димензии на призмите, изработени се посебни дополнителни делови за потпирање на пробните тела и нанесување на товарот (Сл. 9).



Сл. 9. Помошни делови за испитување на јакост на свиткување на призми

Брзината на аплицирање на силата изнесува 0,5mm/min и 10mm/min за испитување на јакост на свиткување и јакост на притисок соодветно. На Сл. 10. е прикажан начинот на испитување на механичките својства на пробните тела.



Сл. 10. Испитување на јакост на свиткување и јакост на притисок на мали призми

Важно е да се напомене дека кај призмите направени од чист цемент кои се третирани во раствор на натриум сулфат веќе по 18 дена од потопување во агресивна средина се забележани првите деформации. Развојот на волуменските деформации и промената на обликот на пробните тела се следени визуелно се до 90 дена од потопување во раствор (Сл. 11).



Сл. 11. Деформирани пробни тела од чист цемент 18 и 90 дена по потопување во раствор

И кај пробните тела изработени од цемент со 11% и 20% летачка пепел замена за клинкер третирани во сулфатен раствор, се забележани деформации и витоперење (Сл. 12). Првите дефомации се воочени после 40, односно 50 дена по потопување на призмичките во раствор, соодветно.



Сл. 12. Деформирани призми од цемент со 20% летачка пепел

Од причина што во тек на испитувањето на сулфатна отпорност дел од пробните тела третирани во сулфатен раствор се распаднаа пред достигнување на потребната старост (21+56 дена), коефициентот на сулфатна отпорност Sr е пресметан само за цементите со 30%, 40% и 50% летачка пепел замена за клинкер.

Во Табела 4. се дадени вредности на коефициентот на сулфатна отпорност [10].

Табела 4. Вредности на коефициентот Sr

Цемент	**Коефициент Sr**
C-30	1,63
C-40	1,17
C-50	1,18

Евидентно е дека вредноста на коефициентот на сулфатна отпорност е поголема од 0,7. Тоа покажува дека цементите со содржина на летачка пепел над 30% се отпорни на дејство на сулфати.

Од резултатите може да се забележи дека цементот со додаток на летачка пепел од 30% има за 38,7% поголема сулфатна отпорност изразена со коефициентот на сулфатна отпорност во однос на цементите со додаток на летачка пепел од 40% и 50%.

Коефициентот на сулфатна отпорност на цементот со додаток на летачка пепел од 30% е за 2.33 пати поголем од минималниот, додека на цементите со додаток на летачка пепел од 40% и 50% е поголем за 1.68 пати во однос на минималниот коефициент на сулфатна отпорност Sr=0.7.

4. ЗАКЛУЧОЦИ

Врз основа на извршените испитувања на сулфатна отпорност на лабораториски произведените цементи со додаток на летачка пепел, донесени се следните заклучоци:

- Сите цементи ги исполнуваат критериумите за квалитет дефинирани во МКС EN 197-1.
- Летачката пепел ги исполнува условите за квалитет во поглед на хемискиот состав и физичките својства наведени во МКС EN 450-1.
- Од минеролошкиот состав на испитаниот клинкер со кој се изработени лабораториските цементи, утврдено е дека учеството на трикалциум алуминат изнесува 13%. Оваа вредност е поголема од дозволените 5% за сулфатно отпорен цемент CEM I/SR 5, како што е дефинирано во МКС EN 197-1. Тоа покажува дека чистиот портланд цемент не е отпорен на сулфатна корозија.
- Во поглед на сулфатната отпорност, најдобро однесување во 4,4% раствор на натриум сулфат покажува цементот со 30% летачка пепел замена за клинкер со највисок коефициент на сулфатна отпорност Sr=1,63. И цементите со поголемо учество на летачка пепел (40% и 50%) се исто така сулфатно отпорни, но со помали вредности на коефициентот Sr. Малите пробни тела изработени од чист цемент и цемент со 11% и 20% летачка пепел во тек на испитувањето покажаа оштетување и деградација пред достигнување на потребната старост, што значи дека овие цементи не се сулфатно отпорни.
- Методата на Koch & Steinegger на мали пробни тела е само една од повеќето методи за испитување на сулфатна отпорност на цементот дефинирани во МКТИ CEN/TR 15697. За да може да се донесе конечен заклучок дека цементите со додаток на летачка пепел се сулфатно отпорни, потребно е да се извршат испитувања според други методи и примена на различни сулфатни раствори.

БЛАГОДАРНОСТ

Авторите сакаат да им изразат благодарност на следните лаборатории кои овозможија реализација на лабораториските испитувања за потребите на овој труд: Цементарница “Усје” АД Скопје; Завод за испитување на материјали и развој на нови технологии “Скопје” АД Скопје; Оддел за истражување, развој и квалитет (R&D and Quality Department) на Групацијата ТИТАН во Атина, Грција; Институт за градежништво ZAG во Љубљана, Словенија; Институт за материјали IMS во Белград, Србија и Fluxana GmbH & Co.KG во Bedburg-Hau, Германија.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Bapat, J. D. Mineral Admixtures in Cement and Concrete, CRC Press, Taylor & Francis group, Boca Raton, Florida, USA 2013, pp 1-39

[2] CEN/TR 15697: Cement - performance testing for sulfate resistance - State of the art report, 2008

[3] Skalny J., Marchand J., Odler I. Sulfate Attack on Concrete, Spon Press, Taylor & Francis group, London, 2002

[4] Thomas M. Supplementary Cementing Materials in Concrete, CRC Press, Taylor & Francis group, Boca Raton, Florida, USA 2013

[5] МКС EN 206: 2014+A1:2017 Бетон - спецификации, својства, производство и сообразност

[6] МКС EN 197-1:2012 Цемент - Дел 1: Состав, спецификации и критериуми за сообразност за обичен цемент

[7] МКС EN 196-1: 2016 Методи за испитување на цемент - Дел 1: Определување јакост

[8] МКС EN 450-1:2015 Летачка пепел за бетон - Дел 1: Дефиниции, спецификации и критериуми за сообразност

[9] МКС EN 196-2:2014 Методи за испитување на цемент - Дел 2: Хемиска анализа на цемент

[10] Хаџиевска К., Сулфатна отпорност на цемент со летачка пепел, УКИМ Градежен Факултет Скопје, Февруари 2019, магистерска тема

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

MM - 6

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

CURRENT DEVELOPMENTS TOWARDS SEISMIC METAMATERIALS

Milica JOVANOSKA[1], Todorka SAMARDZIOSKA[2], Vladimir VITANOV[3], Koce TODOROV[4], Cvetanka CHIFLIGANEC[5]

ABSTRACT

The origin of metamaterials is in electromagnetics in the end of 19th century. By using the analogy between electromagnetic and elastic waves, the application of metamaterials starts to grow in the field of optics, acoustics and nowadays also in the field of earthquake engineering. Large-scale metamaterials can be used as shield against seismic waves in hazardous area.

There are two main concepts of seismic metamaterials: Bragg scattering and locally resonant metamaterials. The first concept is based on the periodic arrangement of scatterers embedded in a matrix that obey the Bragg's law, which connects the lattice parameter of the system (distance between the centers of the scatterers) with the wavelength. This means that in order the system to distribute the wave energy inside the grid, the periodicity of the system has to be comparable to the wavelength and this link is unfavorable for application in the low-frequency range domain because it would require unpractical, large structures. With introduction of locally resonant structures instead of scatterers this limitation has been overcome. The resonators couple with the propagating waves and pluck their energy at frequencies near their resonance. In this way the periodic constant can be below the wavelengths of interest.

The concept of metamaterials (Bragg scattering and locally resonant metamaterials) can be applied for filtering and manipulation of seismic waves and this opens new possibilities in the earthquake engineering. With specific design (geometry, material) and specific periodicity (periodic scheme and periodic constant), these systems can attenuate the waves before they reach the targeting structures in that way minimizing the damaging effect of the earthquake. This approach is efficient for protecting multiple structures at ones. Current and emerging research activities regarding seismic metamaterials will be summarized in this paper.

Keywords: *Seismic metamaterial; Seismic waves; Resonator; Bandgap; Dispersion curve*

[1] Assist. MSc, Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Macedonia, m.jovanoska@gf.ukim.edu.mk
[2] Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Macedonia, samardzioska@gf.ukim.edu.mk
[3] Assoc. Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Macedonia, v.vitanov@gf.ukim.edu.mk
[4] Assoc. Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Macedonia, todorov@gf.ukim.edu.mk
[5] Assist. MSc, Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Macedonia, c.chifliganec@gf.ukim.edu.mk

1. INTRODUCTION

In recent years, seismic metamaterials have received great attention from the scientific community, which has rendered several concepts for their potential engineering use. The trigger for their origin was the analogy between the electromagnetic and elastic waves and the findings in the band theory of solids throughout the concept of photonic crystals followed by the concepts of phononic crystals, sonic crystals and locally resonant metamaterials. Photonic crystals are artificial periodic structures that alter the motion of photons, by analogy, phononic and sonic crystals (fluid medium), affect the motion of acoustic waves. These periodic arrangements obey Bragg's law, which connects the lattice parameter of the system (distance between the centers of the elements) with the wavelength. This means that in order the system to distribute the wave energy inside the grid, the periodicity of the system has to be comparable to the wavelength and this link is unfavorable for application in the low-frequency range domain, that would require unpractical, large structures. With the introduction of locally resonant structures in this kind of periodic systems, in 2000, by Liu and co-workers [1], this limitation was overcome. The resonators couple with the propagating waves and pluck their energy at frequencies near their resonances. In this way the periodic constant can be below the wavelengths of interest. With these findings locally resonant metamaterials were established as artificial periodic structures with unique wave-manipulation performance that arise from the influence of their locally resonant units. The concept of metamaterials (phononic crystals and locally resonant metamaterials) can be applied for filtering and manipulation of the seismic waves that opens new possibilities in earthquake engineering.

2. DISPERSION CURVES

Metamaterials are artificial structures that manifest unique properties that cannot be found in the nature. They have ability to suppress the propagation of free waves in a certain frequency region that is called bandgap. To identify the formation and the width of the bandgap, the dispersion diagrams (band structure) are used. These diagrams show the relation between frequency and wave number and give information about the wave propagation behavior of the metamaterial. There are different techniques for deriving the dispersion curves. Finite element method is the most used. The band structure is obtained by solving the eigenvalue problem that is formed by FEM modelling of the parametric unit cell and by setting Floquet-Bloch periodic boundary conditions. This Floquet-Bloch theorem reduces the study of the infinite periodic system to the analysis of a single unit cell. Although the wavenumber k is unrestricted, it is only necessary to consider the wavenumbers going around the edges of the first Brillouin zone, Figure 1.

In an ideal homogeneous material, a plane propagates non-dispersively with linear relation between frequency and wave number, but for a structured material, bandgaps can occur, Figure 2, where R is the resonance frequency, that form the band-gap.

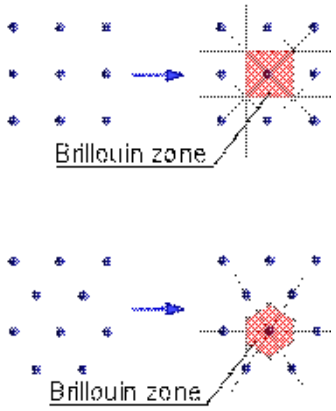


Fig. 1. Brillioun zone.

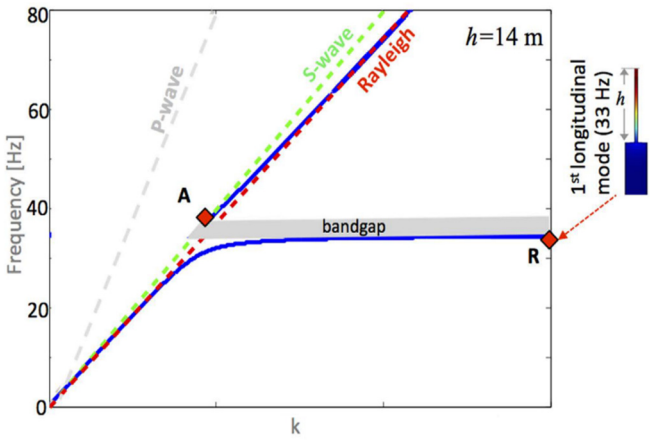


Fig. 2. Dispersion curves, [10].

3. CURRENT DESIGNS OF SEISMIC METAMATERIALS AND EXPERIMENTAL VALIDATION

Seismic waves are more complex than electromagnetic and acoustic waves. They propagate through the Earth in form of body waves (primary – longitudinal waves and secondary - shear waves) and surface waves (elliptically polarized Rayleigh waves and horizontally polarized Love waves and guided modes especially when waves are trapped in sedimentary basins – site effects). Earthquake Engineering is concerned with the horizontal component of bulk and surface waves. Most of the vibrational energy affecting nearby structures is carried by Rayleigh surface wave, therefore, most of the investigations that follows relate precisely to these types of waves.

The surface wavelengths range from a few meters to a few hundred meters corresponding to frequencies from less than 50Hz to a few Hz. These lengths are similar to the sizes of buildings, which would lead to potential building resonance phenomena in the case of earthquakes. For civil engineering applications, seismic isolation should work for frequencies below 10 Hz, that is the range of the first vibration mode of many manmade buildings [14].

To protect the buildings from the earthquake effect, traditionally, different passive, active and hybrid control techniques are used. Regarding some limits and disadvantages of these traditional systems, metamaterials can find suitable use.

Regarding the two concepts: Bragg's scattering and locally resonant sub-wavelength structures, different designs for seismic metamaterials exists. Usually the periodic structures are buried in the soil, around the building or near the soil-structure's interface, sometimes they can be, at the same time, the fundaments of the building and they can be built as above-surface resonators.

Metamaterials can be one, two and three-dimensional, Figure 3.

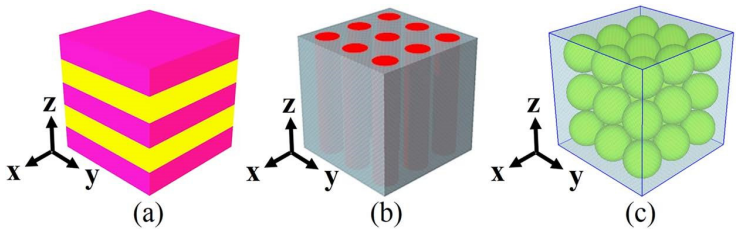


Fig. 3. Types of metamaterials, [4].

Brulé et al. [7] designed and tested large-scale seismic phononic crystal constructed of a mesh of vertical empty inclusions bored in the soil, Figure 4. The source wave (50 Hz) was comparable to the periodicity of the system, not too far off the Bragg's regime and partial stop-band was created. Unfortunately, 50Hz is still above the most damaging excitations in a common earthquake spectrum.

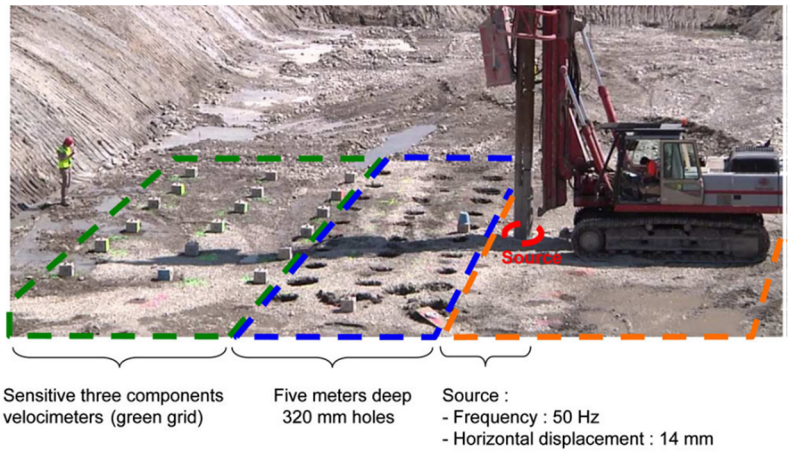


Fig. 4. Large-scale seismic phononic crystal.

Kim and Das [17] suggested Helmholtz-like resonators in order to create a seismic shadow zone and possible solutions to transform elastic wave energy into sound and heat. The resonators were designed like empty boxes with a few side-holes, corresponding to the targeting resonance frequencies of seismic waves, envisioned to be buried in the soil around the building, Figure 5.

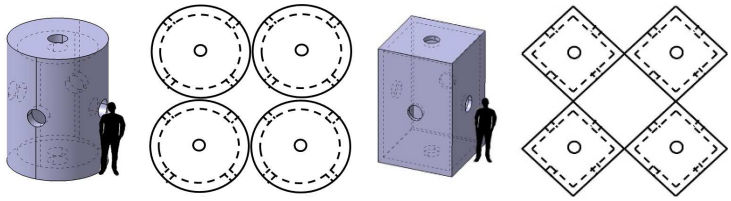


Fig. 5. Configuration of Helmholtz-like resonators buried in the soil.

Qiujiao et al. [2] proposed design of periodic array of different shapes of steel piles embedded in the soil, Figure 6. The first three piles are hollow and the last one is filled with soil/concrete. From the numerical analysis it was obtained the formation of bandgaps for these systems is in the range 8-25 Hz. Geometrical parameters such as the filling fraction, thickness and height of the piles affect the results. In addition, material parameters such as the Young's modulus and mass density of the soil have significant impact on the location and width of the bandgaps.

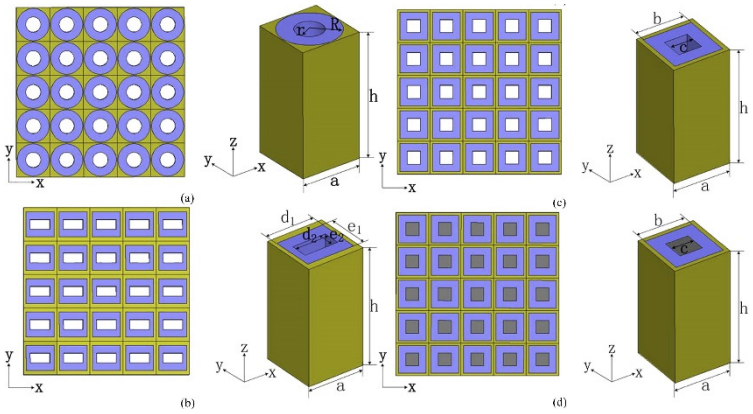


Fig. 6. Periodic array of steel piles embedded in soil.

Miniaci et al. [15] considered different type of seismic metamaterials: a cross-like cavity, a hollow cylinder filled with soil and a locally resonant inclusion made of a soft rubber layer around a heavy core cylinder as inclusions in the soil, Figure 7. Furthermore, the authors investigate the influence of some geometric and mechanical parameters like ratio between the Young's modulus of the inclusion and matrix, cylinder thickness, filling fraction. Depending on the type of the element, different parameter has different influence. The bandgaps for the considered metamaterials are registered in the region bellow 10 Hz.

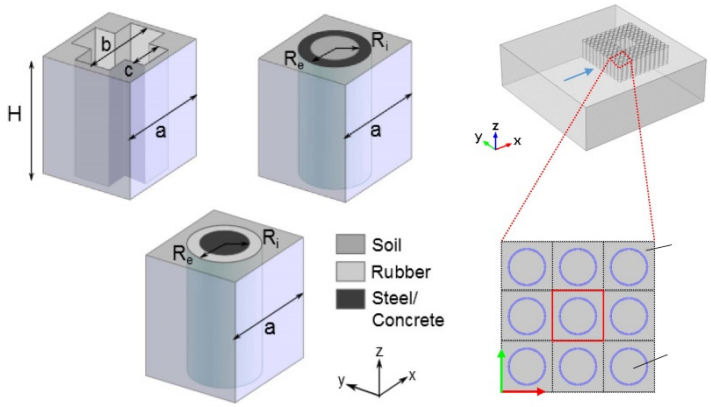


Fig. 7. Metamaterial with different types of inclusions.

Achaoui et al. [8] used cubic array of steel spheres connected to a bulk concrete via steel or rubber ligaments, Figure 8. With modification of the parameter of the ligaments the bandgaps can be tailored and achieve multiple-resonance. This infrastructures, creates large stop band between 8 and 49 Hz, depending upon the ligaments used.

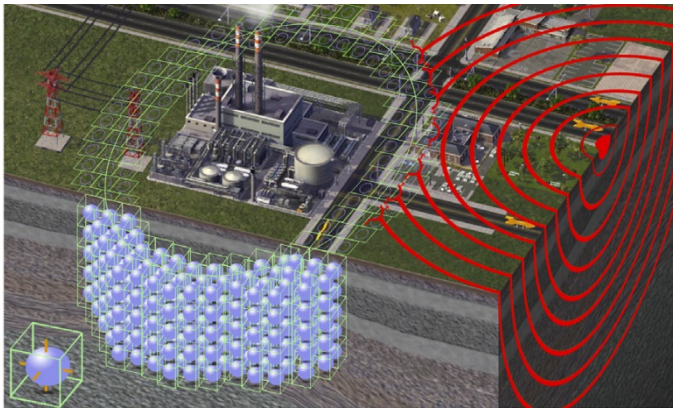


Fig. 8. Array of steel spheres connected to a concrete with ligaments.

Krodel et al. [9] designed array of resonating structures buried around sensitive buildings. The periodical elements were constructed as cylindrical tubes containing a resonator suspended by soft bearings, Figure 9. To obtain broadband attenuation characteristics, each resonator in the array was designed to exhibit a different eigenfrequency by changing the stiffness in the connecting soft springs.

To verify the design, a 1:30 scaled model was build with array of resonators constructed from aluminum tube, containing a resonant mass made of a cylindrical steel rod and connecting springs of polymeric material, build in a soil, Figure 10. The formed bandgaps are in the region bellow 10 Hz.

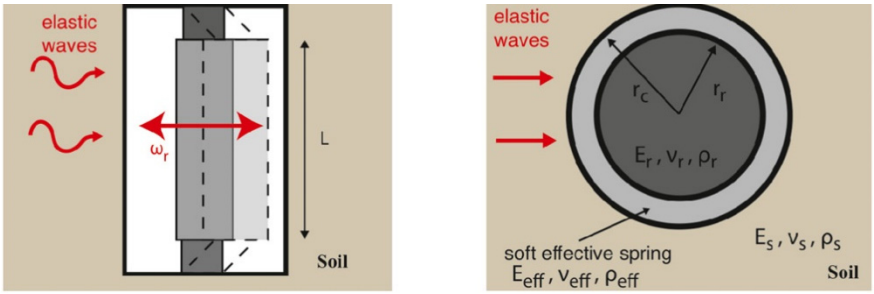


Fig. 9. Cylindrical tubes containing a resonator suspended by soft bearings.

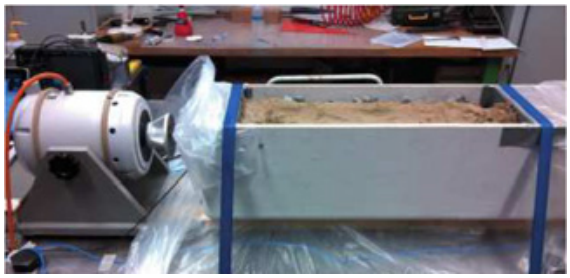


Fig. 10. Experimental setup for array of resonators.

Achaoui et al. [13] proposed periodic array of steel columns, in a layer of soil, that are clamped to underlying bedrock, Figure 11. With this metamaterial, zero-frequency stop-band stretching all the way to 30 Hz is achieved. Some parameters like the filling fraction, periodicity, diferent boundary condition, different shape of the colums are investigated. The coupling of each column to its neighbours via steel plates is shown to be essential for obtaining broad ultra-low frequency stop-bands.

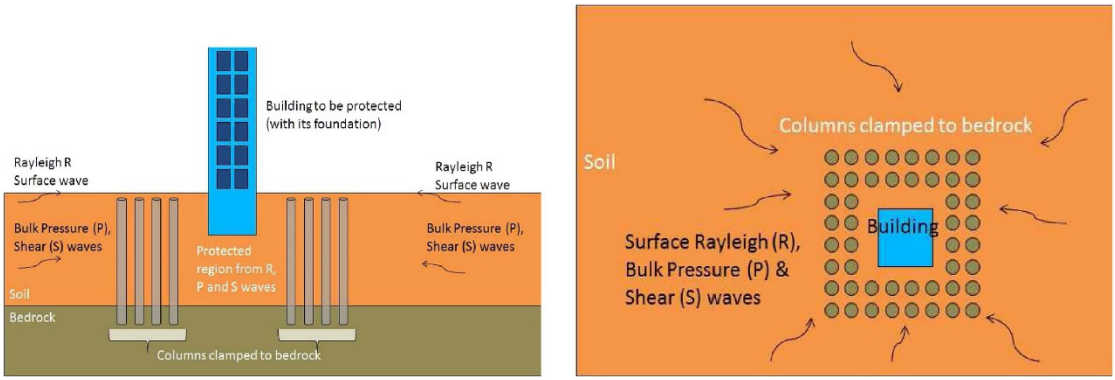


Fig. 11. Array of steel columns in a layer of soil clamped to underlying bedrock

Yan et al. [16] designed three dimensional periodic foundations with steel mass, rubber spring, embeded in the concrete matrix, Figure 12. Theoretical frequency band gaps can be as low as 32.9 Hz. When the input wave falls into the attenuation zones the response of the upper structure could be greatly reduced in comparison to the same structure without the periodic foundation.

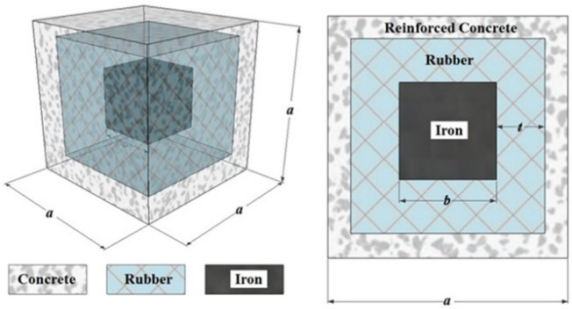


Fig. 12. Unit element of the metamaterial.

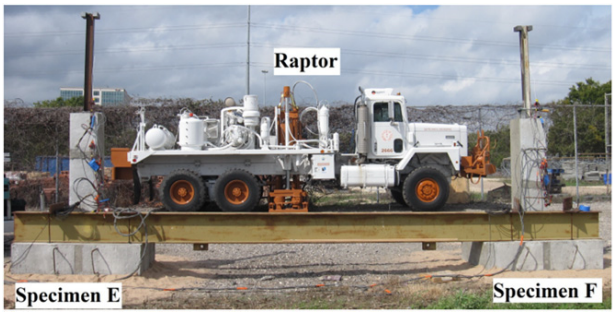


Fig. 13. Experimental setup for 1D metamaterial.

Witarto et al. [4] designed and fabricated one-dimensional periodic foundation for small modular reactor using reinforced concrete and synthetic rubber (polyurethane) materials. The experimental test could not be performed at a full-scale size so a scaled model was designed for the study. Different excitations were used: white noise, frequency sweeping, seismic, and harmonic signals. Band gaps between 10-50 Hz were registered with 90% efficiancy of reduction of the acceleration response.

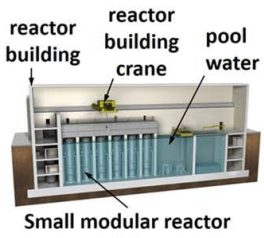


Fig. 14. The original structure.

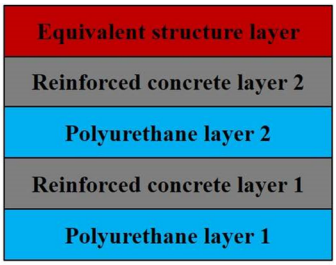


Fig. 15. One-dimensional periodic foundation.

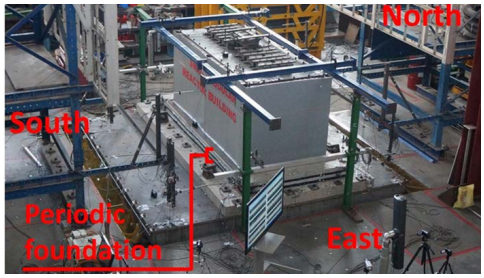


Fig. 16. The test for the scaled model of superstructure and periodic foundations.

Casablanca et al. [3] create composite foundations based on metamaterials - local resonance and a dual-stiffness structure, Figure 17. The foundations are made from reinforced concrete plates that are disconnected with an ultra-low damping surface of layers of steel and Teflon. Each plate has a matrix of nine cylindrical inclusions divided from the host with rubbers. The proposed design was experimentally validated, Figure 18. This system forms a bandgap above the frequency of 4.5 Hz and in the bandgap region it can filter more than 50% of the wave energy.

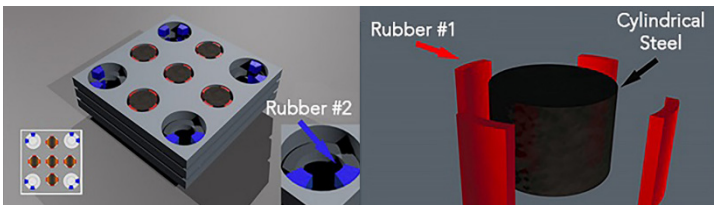


Fig. 17. Composite metamaterial foundation.

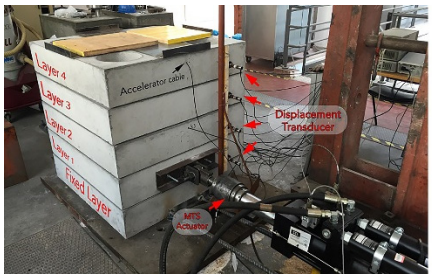


Fig. 18. The experimental set-up for the composite metamaterial foundation.

Colombi et al. [10] designed array of rods placed on an elastic substrate that act like resonators - metawedge, Figure 19. These structures are capable of creating effective band-gaps for surface waves or filters that transform surface waves into bulk waves. The coupling between Rayleigh waves and the first longitudinal mode of the vertical resonators, creates large bandgaps bounded below by frequencies inversely proportional to the resonator height h. Nice results for frequencies around 50 Hz are obtained, but unfortunately higher than the relevant from earthquakes.

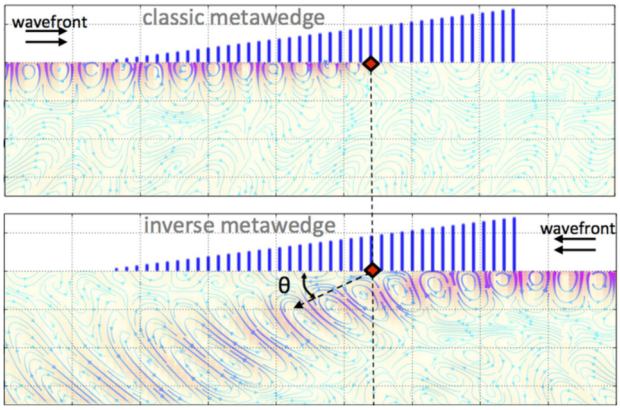


Fig. 19. Array of rods placed on an elastic substrate.

Colombi et al. [12] explore the thesis that the trees from the forests can act like locally resonant metamaterials for Rayleigh surface waves, Figure 20. A geophysical experiment (seismometers-ambient noise) demonstrates that a Rayleigh wave, propagating in soft sedimentary soil at frequencies lower than 150 Hz, experiences strong attenuation, when interacting with a forest, over two separate large frequency bands, but still, at frequencies higher than those primarily present in earthquakes.

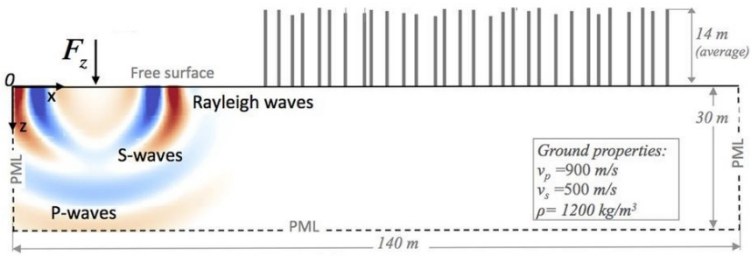


Fig. 20. Trees from forests as resonators.

Brulé et al. [5] explore the idea that a district of buildings could be considered as a set of above-ground resonators. This comes from a fact that the urban patterns reminisce of the geometry of the metamaterials, Figure 21.

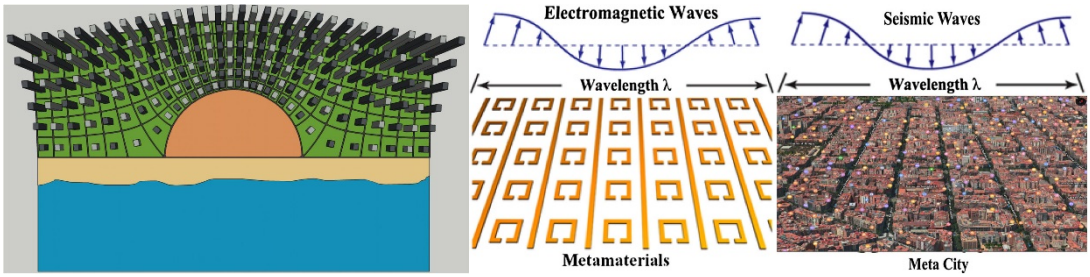


Fig. 21. Urban districts as metamaterials.

4. CONCLUSIONS

Metamaterials has unique properties not found in nature. They can be used for controlling the propagation of seismic waves overcoming the disadvantages and limitations of classical system for seismic protection. Classical SI devices introduces a shift in the natural oscillation periods of the building, have significant fatigue, can produce large horizontal displacements, they ignore the soil-foundation interactions, they are incapable of isolating vertical earthquakes and can act only on one individual structure etc.

With specific design and specific periodicity, seismic metamaterials can attenuate waves before they reach the targeting structures. This approach is efficient for protecting multiple structures at ones. Resonant seismic metamaterials are better than the ones that relly on Bragg's law, but they have narrow bandgap. The width of the bandgap can be broaden [8], [9], but this kind of metamaterials are hard to build. The current designs are promising but still there is needs for further investigation.

REFERENCES

[1] Liu, Z., Zhang, X., Mao, Y. et al., Locally Resonant Sonic Materials, Science Vol. 289, 2000

[2] Qiujiao Du, Yi Zeng, Guoliang Huang, and Hongwu Yang. Elastic metamaterial-based seismic shield for both Lamb and surface waves. AIP Advances 7, 075015 (2017); https://doi.org/10.1063/1.4996716

[3] Casablanca, O., Ventura, G. et al., Seismic isolation of buildings using composite foundations based on metamaterials. J. Appl. Phys. 123, 174903 (2018); https://doi.org/10.1063/1.5018005

[4] Witarto, W., Wang, S. J. et al. Seismic isolation of small modular reactors using metamaterials. AIP Advances 8, 045307 (2018); https://doi.org/10.1063/1.5020161

[5] Brulé, S., Ungureanu, B. et al. Metamaterial-like transformed urbanism. Innovative Infrastructure Solutions, Springer, 2017, 2 (1), 10.1007/s41062-017-0063-x. hal-01635890

[6] Brûlé, S., Enoch, S., Guenneau, S. Emergence of Seismic Metamaterials: Current State and Future Perspectives. arXiv:1712.09115 (2017).

[7] Brûlé, S., Javelaud, E. H., Enoch, S., Guenneau, S. Experiments on Seismic Metamaterials: Molding Surface Waves. Phys. Rev. Lett. 112 133901

[8] Achaoui, Y., Ungureanu, B., Enoch, S., Brûlé, S., Guenneau, S. Seismic waves damping with arrays of inertial resonators. Extreme Mechanics Letters 8 (2016) 30–37

[9] Krodel, S., Thome, N., Daraio, C. Wide band-gap seismic metastructures. Extreme Mech. Lett. 4 (2015)111–117.

[10] Colombi, A., Colquitt, D., Roux, P., Guenneau, S., Craster, R. V. A seismic metamaterial: The resonant metawedge. Scientific Reports 6, 27717.

[11] Colquitta, D.J., Colombib, A., Crasterb, R.V., Rouxc, P. Guenneaud, S.R.L. Seismic metasurfaces: Sub-wavelength resonators and Rayleigh wave interaction. J. Mech. Phys. Solids 99 (2017) 379–393

[12] Colombi, A., Roux, P., Guenneau, S., Gueguen, P., Craster, R.V. Forests as a natural seismic metamaterial: Rayleigh wave bandgaps induced by local resonances. Sci. Rep. 5, 19238 (2016).

[13] Achaoui, Y., Antonakakis, T., Brûlé, S., Craster, R. V., Enoch, S., Guenneau, S. Clamped seismic metamaterials: ultra-low frequency stop bands. New J. Phys. (19) 063022 (2017)

[14] Chopra, A. 2012 Dynamics of Structures. Theory and Applications to Earthquake Engineering

[15] Miniaci, M., Krushynska, A., Bosia, F.,Pugno, N. M. Large scale mechanical metamaterials as seismic shields. New J. Phys. (18) 083041 (2016)

[16] Yan, Y., Cheng, Z., Menq, F., Mo, Y. L., Tang Y., Shi, Z. Three dimensional periodic foundations for base seismic isolation. Smart Mater. Struct. 24 (2015) 075006

[17] Sang-Hoon Kim, Mukunda Das. Artificial Seismic Shadow Zone by Acoustic Metamaterials Modern Physics Letters B · October 2012 DOI: 10.1142/S0217984913501406 · Source: arXiv

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

ММ - 7
mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

АНАЛИЗА НА ВЛИЈАНИЕТО НА ЦЕМЕНТОТ ВРЗ РЕОЛОШКИТЕ СВОЈСТВА НА САМОВГРАДЛИВИОТ БЕТОН – ФАЗА МАЛТЕР

Анета КОВАЧКА[1], Сеад АБАЗИ[2], Тони АРАНЃЕЛОВСКИ[3]

АПСТРАКТ

Овој труд се однесува на самовградливиот бетон (SCC). Способноста за самовградливост се постигнува со проектирање на бетонот да поседува соодветни по природа реолошки карактеристики, целосно исполнување на оплатата и обвиткување на арматурата без употреба на надворешни вибратори. Самовградливиот бетон има релативно висока содржина на прашинести материјали (како минерален адитив се употребува варовничка прашина). Самовградливиот бетон за прв пат бил воведен во Јапонија во средината на 1980-ите години. Во Европа, истражувањата и развојот на самовградливиот бетон започнуваат во Шведска, 1990 год. Кај нас во Македонија е употребен во 2013год. при изведба на Телекомуникационата кула на Водно – Скопје.

Три главни цели се опфатени во овој труд:

1. Добивање на систематски метод за проектирање на составот за малтер потребен за самовградлив бетон кој ќе го олесни проектирањето;
2. Влијание на зголемувањето на количеството на цемент врз својствата на самовградливиот бетон;
3. Анализа на реолошките својства на самовградлив бетон;

За определување на својствата во свежа состојба се изведуваат два методи на испитување: Slump-flow метод за испитување на цементна паста и V-funnel метод за испитување на цементен малтер. Резултатите и пресметките добиени од овие методи се искористени за добивање на реолошките својства на малтерот.
На експериментален начин ќе биде прикажано влијанието на цементот во малтерот за самовградлив бетон како можност полесно и побрзо да се добие посакуваниот состав. Реологијата е земена во рамките на истражувањето со цел да се опишат својствата на свежиот малтер (влијанието на составот на рецептурата и однесувањето при течење).

Клучни зборови: *Самовградлив бетон; Проектирање на состав; Својства во свежа состојба; Варовничка прашина; Slump-flow; V-funnel.*

[1] М-р. град. инж., ПОЛАР ДООЕЛ, Скопје, Република Северна Македонија, anetakovachka@gmail.com
[2] Асс. м-р, Градежен факултет, Универзитет "Св. Кирил и Методиј", Скопје, Република Северна Македонија, sead@gf.ukim.edu.mk
[3] Вонр. проф. д-р, Градежен факултет, Универзитет "Св. Кирил и Методиј", Скопје, Република Северна Македонија, arangelovskitoni@gf.ukim.edu.mk

1. ВОВЕД

Според EN 206-1: Самовградлив бетон е бетон кој се движи, тече и се вградува под дејство на сопствената тежина, ја исполнува оплатата заедно со арматурата, каблите за претходно напрегање и при тоа ја одржува својата хомогеност, EN 1992.

Самовградливиот бетон претставува „најреволуционерен развој кај бетонските конструкции веќе неколку децении". Првично е развиен за да се надомести порастот на дефицитот на квалификувана работна сила, но се покажал како економски корисен поради голем број на фактори, вклучувајќи ги:

- намалувањето на времето на градење со забрзување на процесот на градење;
- зголемено производство;
- намалување на работната сила на градилиште и во лабораторија;
- подобрена и поунифицирана завршна обработка;
- полесно вградување;
- подобрена трајност;
- поголема слобода при проектирање;
- полесно вградлив во тенкосидни елементи со ограничен пристап;
- намалено ниво на бучава, отсуство на механички вибрации и елиминирање на повреда од опремата за вибрирање т.н. „синдром на бели прсти";
- побезбедна работна средина, EFNARC [1].

Најголемата разлика помеѓу обичниот и самовградливиот бетон е во конзистенцијата на бетонот во свежа состојба. Сл. 1 го покажува распростирањето на обичниот и на самовградливиот бетон. Slump-flow најмногу се користи за докажување на конзистентната состојба на самовградливиот бетон. Таканаречената пластична вискозост исто така е потребна за целосно опишување на својствата на проток на самовградливиот бетон. Другите битни својства на бетонот, како јакост, цврстина, трајност, итн., се речиси исти и за самовградливиот и за обичниот бетон, Rade et al. [2].



Сл. 1. Распростирање на обичен и самовградлив бетон

Лево: Распростирањето на обичниот бетон е измерено како слегнување од 300 mm висок бетонски конус. Десно: За самовградлив бетон распростирањето е измерено како дијаметар од истекувањето од бетонскиот конус. Распростирањето на обичниот бетон е обично од 100 - 200 mm, додека распростирањето на самовградливиот бетон е обично од 500 - 700 mm.

Самовградливиот бетон најпрво е развиен од Ozawa и Maekawa на Универзитетот во Токио. Првата употреба на самовградлив бетон е изведена во Јапонија пред почетокот на 90-тите, Skarendahl и Petersson [3]. По развојот на самовградливиот бетон во Јапонија 1988 година, цела Европа започнала да работи на овој проблем. Во Европа самовградливиот бетон за прв пат се користи во градежните работи за транспортна инфраструктура, во Шведска, во средината на 90-тите, EFNARC [1].

1.1. Предмет и цел на истражувањето

Поради високите барања на карактеристиките во свежа состојба, процесот на проектирањето на составот на бетонот е многу посложен за самовградливиот отколку за обичниот вибриран бетон и генерално, тој содржи поголема количина на прашинести материјали, како цемент и минерални додатоци. Во овој труд, се разработува проектирањето на комбинацијата за добивање на составот на малтер за самовградлив бетон. Главна цел во добивањето на соодветна комбинација за самовградлив бетон, е да се искористат својствата на расположливите материјали за да се зголеми рентабилноста во производството на бетонот. Во истражувањето како минерален адитив ќе биде искористена варовничката прашина. Варовничката прашина е материјал, кој кога се користи заедно со портланд цементот, придонесува за подобрување на својствата на стврднатиот бетон со хидрауличната или пуцоланската активност, или и двете. Суперпластификатор се додава за да се обезбеди висока флуидност (ниска вредност на течење - развлекување) и висока отпорност на сегрегација (средна високзност) за да самовградливиот бетон тече околу разни препреки и да се постигне задоволителен капацитет за исполнување, Аранѓеловски [4].

Постојат три главни цели опфатени во овој труд:

- Добивање на систематски метод за проектирање на составот за малтер потребен за самовградлив бетон кој ќе го олесни проектирањето, базирајќи се на добиените резултати од истражувањето;
- Влијание на зголемувањето на количеството на цемент врз својствата на самовградливиот бетон;
- Анализа на реолошките својства на самовградлив бетон;

Изборот на соодветна рецептура за добивање на малтер за самовградлив бетон е широк поим со многубројни можни типови на материјали, област на примена и барања. Предвидени се прелиминарни пресметки со кои е одлучено за почетните параметрите на база на претходно проучени студии и во согласност со важечките стандарди и стручно лице.
За определување на својствата во свежа состојба ќе се употребат два најчесто применувани методи: Slump-flow метод и V-funnel метод.
Есперименталните истражувања кои се предмет на испитување, се поделени во три дела:

I. Sump-flow метод;
II. V-funnel метод;
III. Реолошки својства на самовградлив бетон;

Истражувањето ќе го опфати и влијанието на количеството на цемент врз својствата во свежа состојба на малтерот за самовградлив бетон. На експериментален начин ќе биде прикажано влијанието на цементот во малтерот за самовградлив бетон како можност полесно и побрзо да се добие посакуваниот состав. Реологијата е земена во рамките на истражувањето со цел да се опишат својствата на свежиот бетон каде реолошките податоци ќе дадат значајни информации за ефектот на составот на рецептурата и однесувањето при течење.

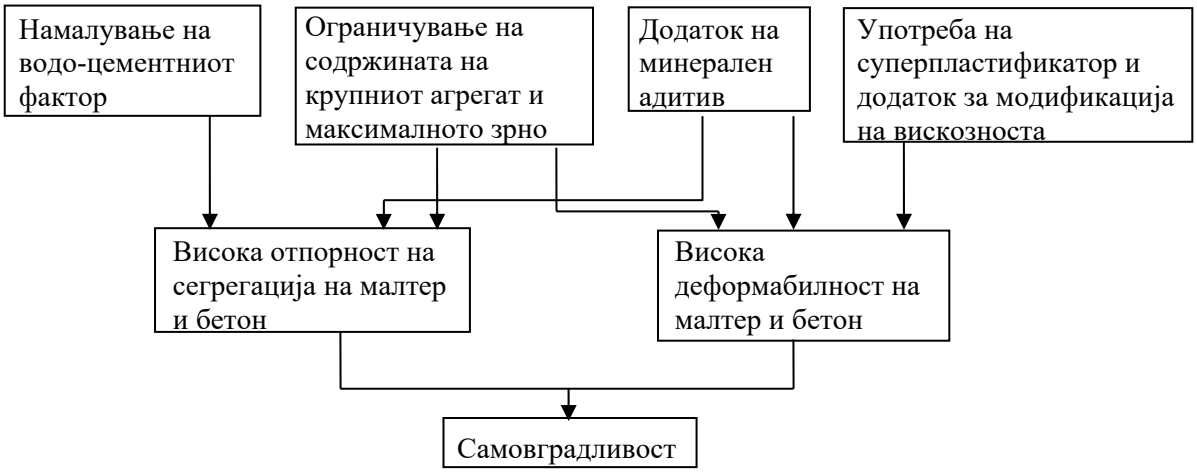
1.2. Карактеристики на својствата во свежа состојба на самовградливиот бетон

Самовградливоста како особина на бетонот во свежа состојба може да се опише преку трите основни барања:

- Способност за исполнување - целосно исполнување на оплатата и обвиткување околу арматурата, хоризонтален и вертикален проток на бетонот во рамките на оплатата, со одржлива хомогеност;
- Отпорност на сегрегација - преминување на пречки без блокирање;
- Способност за поминување - одржување на хомогеноста во текот на мешањето, транспортот и вградувањето. Треба да бидат исполнети барањата за динамичка стабилност и статичка стабилност, Utsi [5].

Самовградливоста се добива со висока проточност без сегрегација на материјалите. Ограничувањето на крупен агрегат и редукцијата на водо-прашинестиот однос ќе предизвикаат

висока вискозност и избегнување на колизија помеѓу покрупните честички. Со додавање на суперпластификатор ќе се обезбеди проточност на вискозната паста, Utsi [5].



Сл. 2. Механизам за добивање на способноста за самовградливост

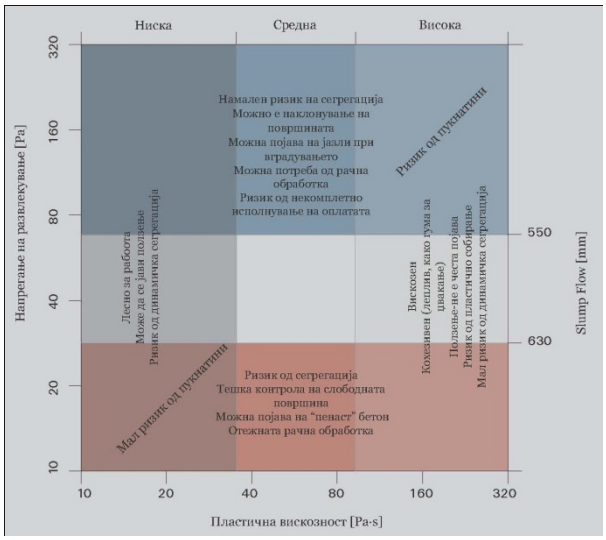
1.3. Опис на самовградливиот бетон во однос на реологијата

Најважните материјални карактеристики за самовградливиот бетон се поврзани со изведбата, а тие се: својствата при течење кои ја опишуваат способноста на бетонот да тече без надворешни влијанија освен силата на гравитацијата и притисокот при испумпувањето, Trane, Nielsen и Pade [6].

Својствата на проток на самовградливиот бетон се карактеризираат со следниве параметри:

- Напрегање на развлекување τ_0 кое ја опишува проточноста на бетонот, т.е. до која далечина бетонот може да тече. Високо напрегање на развлекување одговара на мала вредност на распростирање и обратно.
- Пластичната вискозност μ ја опишува вискозноста на бетонот. Висока вискозност значи леплив самовградлив бетон кој е тешко да се придвижува наоколу (густ и одвај проточен). Обратно, ниска вискозност значи дека самовградливиот бетон тече побрзо и è полесен за работа, Pade et al. [2].

Сл. 3 го претставува дијаграмот кој дава преглед на влијанието на двете реолошки својства врз проектирањето на самовградливиот бетон. Обичниот бетон би се сместил негде надвор од врвот на дијаграмот, бидејќи има многу високо напрегање на развлекување.

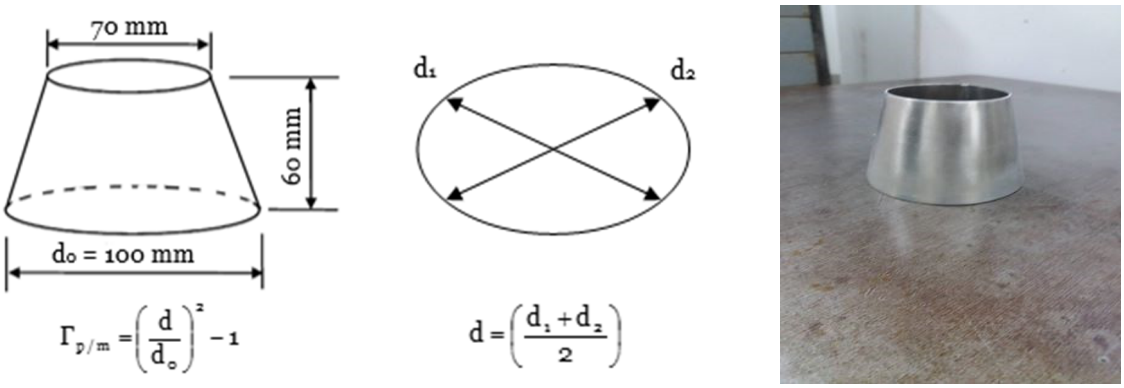


Сл. 3. Механизам за добивање на способноста за самовградливост

Во предвид ќе биде земена само аналитичка пресметка на напрегањето на смолкнување. Пресметка е овозможена поради постоењето на параметри за нејзино определување.

2. ЕКСПЕРИМЕНТАЛНО ИСТРАЖУВАЊЕ

Првата фаза од испитувањата се однесува на цементната паста. Се изведува методот Sump-flow. Направени се 6 проби на цементен малтер за самовградлив бетон (SCC). Во составот на една проба се содржани 7 рецептури за цементна паста за самовградлив бетон при што содржината на варовничката прашина изнесува 150kg/m^3, а променливи се содржината на цементниот материјал варирајќи од 420kg/m^3 до 450kg/m^3 т.е. се зголемува за 5kg/m^3 последователно за секоја наредна рецептура и содржината на вода која се добива при задржување на константен водо-прашинест однос. Рецептурите се разликуваат меѓусебе по содржината на вода која во секоја следна рецептура се зголемува и по содржината на цемент за која е спомнато погоре дека расте во рамките на една проба. Изведени се 6x7=42 рецептури за цементна паста за самовградлив бетон. За сите рецептури се користи истиот тип на цемент CEM II/A-V 42.5R, вода и варовничка прашина. Експериментот дава резултати за проточната способност на пастата преку мерење на дијаметарот на распростирање. Се полни пресечен конус со цементна паста. По исполнувањето пресечениот конус се крева и се мерат два нормални дијаметри на распростирање т.е. се добива релативното распростирање на цементната паста или relative Slump-flow.



Сл. 4. Димензии и изглед на потсечениот конус за испитувањето Slump-flow

Во вториот дел од експерименталните истражувања се изведува методот V-funnel. Ова испитување се однесува на цементниот малтер и опфаќа пресметка на проточноста низ тесни отвори, вклучувајќи ја вискозноста на свежиот малтер за самовградлив бетон преку набљудување и мерење на брзината на протокот на пробата, преку специјално направена инка под дејство на сопствената тежина. Овој метод исто така опфаќа пресметка на отпорноста на сегрегација на свежо измешаниот самовградлив бетон преку набљудување на промената на брзината на истекување што се должи на различниот период на истекување од инката. Од секоја испитана проба за цементната паста т.е од рецептурите кои ги содржи истата, се зема онаа рецептура која ги задоволува критериумите за исполнување на условот за самовградливост т.е. добиеното распростирање од испитувањето Slump-flow да биде во границите од 24-26cm. По овие критериуми одбрани се 7 рецептури на паста чиј состав е искористен за испитување на малтерот, но со додавање на ситен агрегат и суперпластификатор. За испитување на малтерот за самовградлив бетон во составот учествува 50% од првата фракција на агрегатот. Секоја од 7-те проби за малтер за самовградлив бетон содржи по 3 рецептури кои се менуваат во зависност од процентот на учество на суперпластификатор во составот т.е. дозирање со суперпластификатор од 2.5%, 3.0% и 3.5% во однос на тежината на цементот и варовничката прашина. Суперпластификаторот е неопходен за добивање на високо флуидна бетонска мешавина. Износот на суперпластификаторот е определен во однос на добивањето на соодветна проточност без појава на сегрегација. Изведени се 7x3=21 рецептура за цементен малтер за самовградлив бетон. За сите рецептури се користи истиот тип на цемент CEM II/A-V 42.5R, вода, варовничка прашина, агрегат и суперпластификатор. Големо време на

проток може да се поврзе со мала деформабилност поради големата вискозност на пастата, и големо внатрешно меѓусебно триење. Целни вредности за времето на течење добиено преку V-funnel се од 7 до 11 sec.



Сл. 5. Димензии и изглед на инката за испитување на малтер преку V-funnel и потребни инструменти

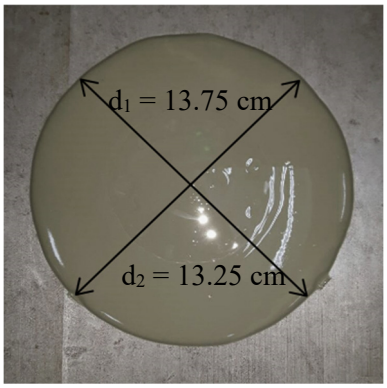
2.1. Првичен состав на бетонската мешавина

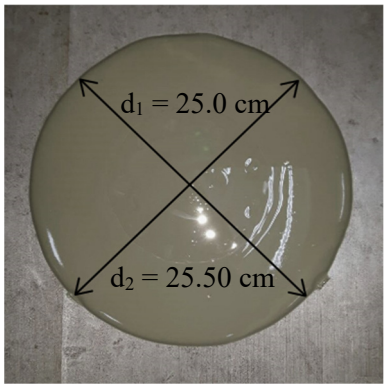
Искуството покажало дека постои широк опсег на рецептури за составот кои можат да дадат успешен самовградлив бетон, но во повеќето голем број на клучни фактори спаѓаат во рамките на граничните вредности. Изразени преку волуменски односи, тие се:

- волумен на крупен агрегат од 30 - 40% од волуменот на бетонот. Тоа е значително помало од типичните вредности за нормалниот бетон од 40 - 45%. Некои методи за проектирање на составот предлагаат вредност од 50% од сувата тежина на агрегатот, што се одобрува од влијанието на обликот на честичките и квалитетот;
- водо-прашинестиот однос од 0.8 - 1.2, кај состав со вредност на горната граница од ова ограничување обично се додава вискозен агенс за подобрување на вискозноста;
- содржина на вода од 155 - 175 L/m^3 доколку не се користи вискозен адитив, или повеќе од 200 L/m^3 доколку се користи вискозен адитив;
- волумен на пастата 34 - 40% од волуменот на бетонот;
- волумен на ситен агрегат 40 - 50% од волуменот на малтерот, EFNARC [7].

3. РЕЗУЛТАТИ

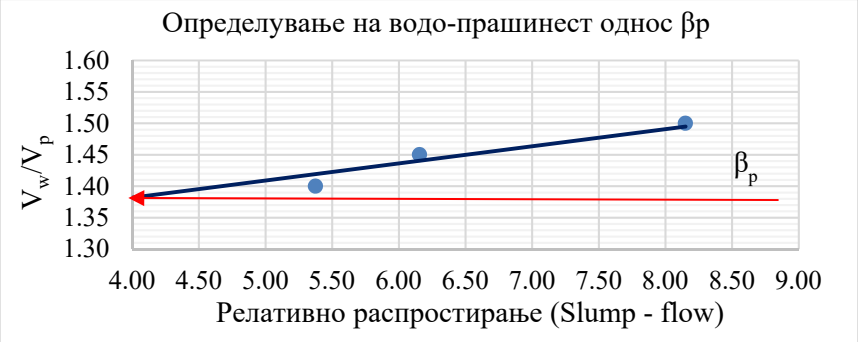
На почетокот на пробите се изведени дополнителни рецептури со различни водо-прашинести односи β_p преку кои е определено со кој водо-прашинест однос ќе продолжи понатамошниот тек на испитувањето. Најпрво се мерат потребните количини на материјали сведени на конусот кој се користи за мерењето, а по извршување на експериментот се мерат двата карактеристични дијаметри.



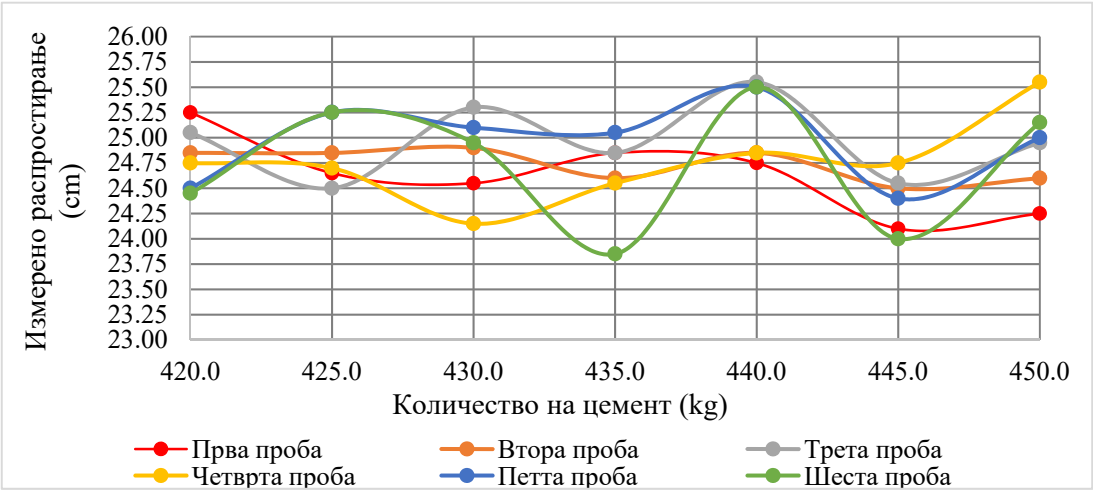




Сл. 6. Приказ на релативното распростирање добиено преку Slump-flow за сите пробни рецептури за цементна паста β_p=1.30, β_p=1.40, β_p=1.45, β_p=1.50



Сл. 7. Дијаграм на волуменски однос V_w/V_p и релативно распростирање на пробни рецептури за самовградлив бетон со различни водо-прашинести односи 1.30, 1.40, 1.45, 1.50



Сл. 8. Дијаграм на зависноста на распростирањето на цементната паста во однос на зголемувањето на цементот

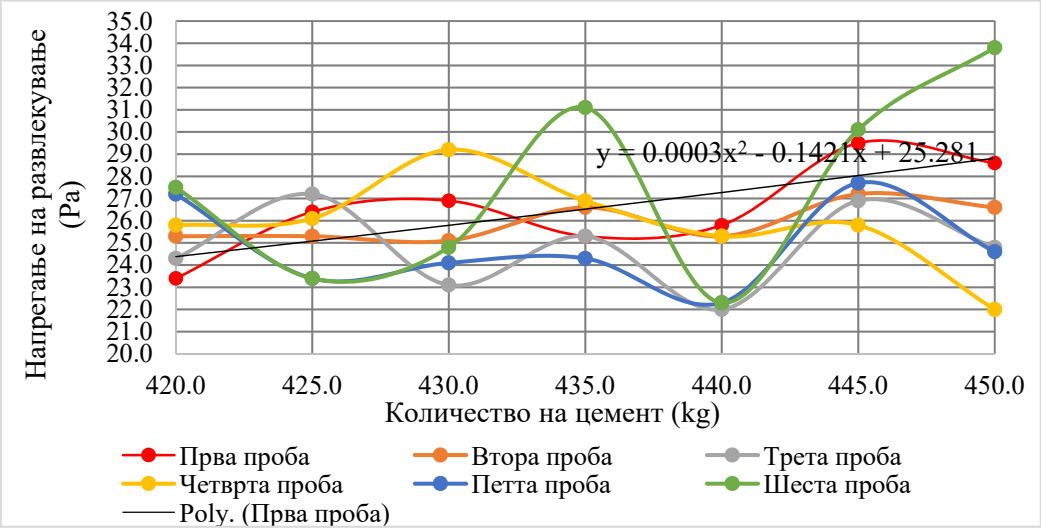
На Сл. 7 се нанесени добиените вредности од мерењата за релативното распростирање за разни водо-прашинести односи. Истите се поврзуваат со интерполација, а добиената крива е позната како крива на проток. Пресекот на кривата на проток со у – оската го дава оптималниот водо-прашинест однос β_p. Бидејќи се добива вредност околу 1.40, за понатамошните рецептури е одлучено водо-прашинестиот однос да изнесува β_p=1.40.

Од дијаграмот на сл. 8 забележуваме дека со зголемување на количината на цемент распростирањето добиено со методот Slump-flow се менува наизменично. Во овој опсег на испитување на различни рецептури може да заклучиме дека влијанието на цементот во рецептурите за цементната паста е незначително мало т.е. нема влијание врз распростирањето добиено преку методот Slump-flow. Со додавање на цемент во мешавината се зголемува вискозноста на пастата т.е таа станува леплива и тешко обработлива. При соодветна содржина на вода поголемата содржина на цемент овозможува подобра проточност и обработливост на пастата.

Некои модели се развиени за определување на врската помеѓу напрегањето на развлекување на цементната паста или малтер со распростирањето добиено од Slump-flow. Соодветниот метод е разработен за цементната паста и мерењата од распростирањето за сите проби за цементната паста за самовградлив бетон, прикажан од авторот Roussel и други, Topcu и Uygunoglu [8].

Напрегањето на развлекување е дефинирано со користење на равенка за асимптотски режим на проток, дадена подолу (рав.1):

$$\tau_o = \frac{225\rho g V^2}{128\pi^2 R^5} \qquad (1)$$

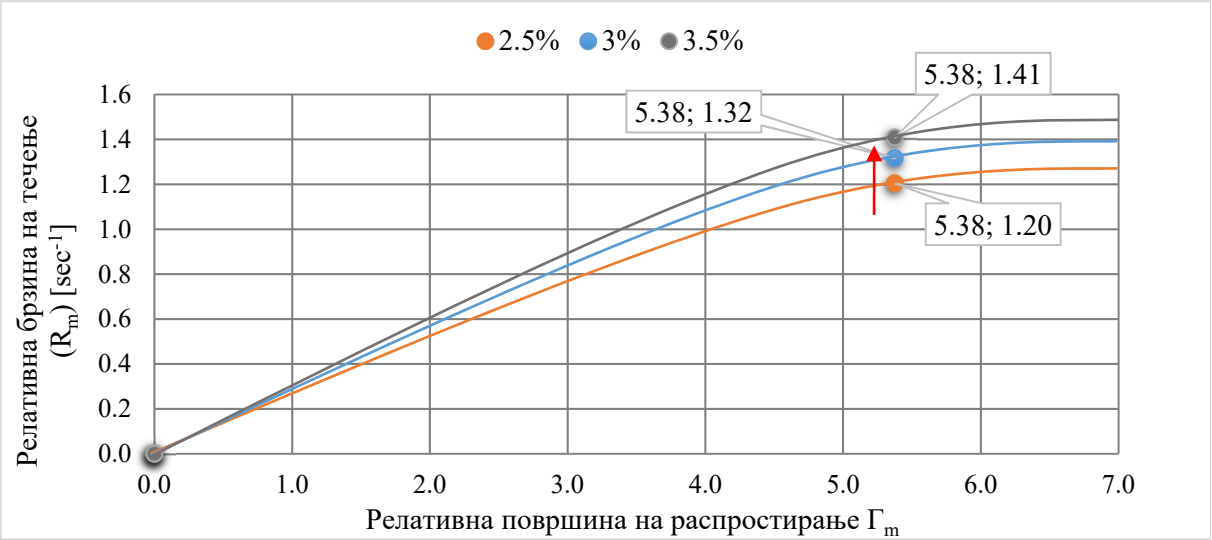


Сл. 9. Напрегање на развлекување на цементната паста за самовградлив бетон во функција од количеството на цемент

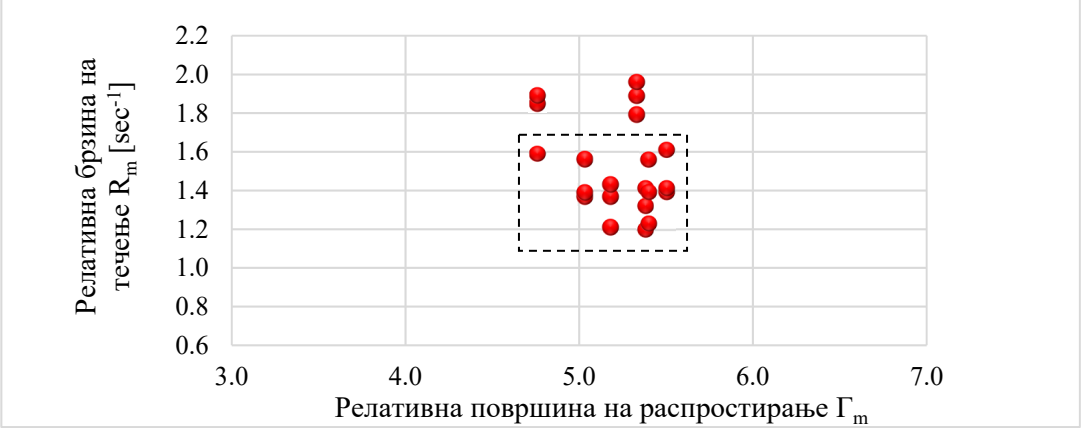
Од добиеното напрегање на развлекување на цементната паста за самовградлив бетон се забележува дека истото расте со зголемување на количеството на цемент во цементната паста.

Табела 1. Реолошки карактеристики Γ_m и R_m за составот на прва проба за цементен малтер за самовградлив бетон.

ПРВА РЕЦЕПТУРА			ВТОРА РЕЦЕПТУРА			ТРЕТА РЕЦЕПТУРА		
d=	25.25	cm	d=	25.25	cm	d=	25.25	cm
d_o=	10.0	cm	d_o=	10	cm	d_o=	10	cm
t=	8.30	sec	t=	7.60	sec	t=	7.10	sec
Γ_m=	**5.38**		Γ_m=	**5.38**		Γ_m=	**5.38**	
R_m(2.5%)=	**1.20**	sec^{-1}	R_m(3.0%)=	**1.32**	sec^{-1}	R_m(3.5%)=	**1.41**	sec^{-1}



Сл. 10. Реолошки карактеристики Γ_m и R_m на малтер во свежа состојба при растење на $S_p/P\%$ и V_w/V_p=const



Сл. 11. Дозволен опсег на варијации на својствата на цементната паста и цементниот малтер за самовградлив бетон во свежа состојба

Дозволениот опсег за Γ_m и R_m е прикажан на сл. 11. Вредностите на Γm се помеѓу 4.7 и 5.5, а вредностите за R_m се помеѓу 1.20 и 1.6 sec^{-1}, што одговара на соодветен дијаметар d_m помеѓу 24.55 и 25.5cm и време на проток t помеѓу 7.00 и 8.30 sec.

Напомена: Вредностите за Γ_m се добиени за цементната паста, а вредностите на R_m за цементниот малтер. Испитувањето на малтерот е направено врз основа на добиените податоци од цементната паста.

4. ЗАКЛУЧОК

Од ова истражување можат да произлезат неколу заклучоци:

- Кога се земени во предвид напрегањето на развлекување и водо-прашинестиот однос, може да се согледа дека постои силна врска помеѓу истите за сите износи на содржини на суперпластификатор.
- Зголемувањето на количината на цемент ги зголемува напрегањето на развлекување и вискозноста на пастата, но со соодветна количина на вода зголеменото количество на цемент овозможува подобра проточност и обработливост на пастата и нема големо влијание врз распростирањето на цементната паста.

- Времето на течење е под големо влијание на процентуалната застапеност на суперпластификаторот во цементниот малтер и се намалува со зголемување на процентот на додаток на суперпластификатор. Времето на течење на малтерот е обратно пропорционално со релативната брзина на течење.
- Со намалување на релативната површина на распростирање напрегањето на развлекување на цементната паста расте т.е релативната површина на распростирање е обратно пропорционална со напрегањето на развлекување.
- Проточноста на рецептурите се подобрува со внесување на варовничка прашина и цемент, поради нивната заобленост и сферична форма на честичките, што ја подобрува способноста за тркалање и подмачкување помеѓу честичките. Независно на видот на прашината релативната површина на распростирање е под влијание на процентот на додаден адитив во мешавината. Зголемувањето на додатокот на прашина е одговорен за намалувањето на релативното напрегање на развлекување.
- Од резултатите за напрегањето на развлекување на цементната паста се добива мало отстапување од граничните вредности и постои ризик од сегрегација. Со количеството на вода од 160-200L/m^3 и водо-прашинест однос до 1.2 не може да се добие бараното распростирање и затоа се препорачува употреба на адитив за вискозност.

БЛАГОДАРНОСТ

Овој труд е напишан за Градежниот факултет, катедра за бетонски и дрвени конструкции. Огромна благодарност до Градежниот факултет кој овозможи истражувањата т.е. експериментите потребни за изработка на овој труд да се изведат во рамките на нивните простории, со нивни материјали и инструменти неопходни за мерењата. Особена благодарност упатувам до мојот ментор вонр. проф. д-р Тони Аранѓеловски за неговото раководство и помошта во текот на целиот овој труд, како и до асс. м-р Сеад Абази за асистенцијата при изведување на лабораториските испитувања.

ЛИТЕРАТУРА

[1] BIBM, CEMBUREAU, ERMCO, EFCA, EFNARC, May 2005, The European guidelines for Self Compacting concrete.

[2] Pade, C., Thrane, L.N., Nielsen, C.V. (2008), Guidelines for Mix Design of SCC, Danish Technological Institute Concrete, Denmark.

[3] Skarendahl, A., Petersson, Ö. (1999), "Self Compacting Concrete", RILEM Report [23], RILEM Technical Committee TC 174-SCC, France.

[4] Аранѓеловски, Т. (2016), "Само вградлив бетон", PowerPoint презентација.

[5] Utsi, S. (2008), "Performance Based Concrete Mix-Design", Doctoral thesis [45], Lulea University of Technology, Lulea, Sweden.

[6] Thrane, L.N., Nielsen, C.V., Pade, C. (2008), Guidelines for execution of SCC, Danish Technological Institute, Concrete Centre, Gregersensvej, DK-2630 Taastrup.

[7] EFNARC, February 2002, Specification and Guidelines for Self-Compacting Concrete.

[8] Topcu, I.B., Uygunoglu, T. (2010), "Influence of mineral additive type on slump-flow and yield stress of self-consolidating mortar", Scientific Research and Essays, Vol. 5 (12), pp. 1492-1500.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

MM - 8

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

ENERGY IMPROVEMENT OF RESIDENTIAL BUILDINGS FROM THE ASPECT OF FAÇADE FIRE SAFETY

Mirjana LABAN[1], Ivan LUKIĆ[2], Vesna BULATOVIĆ[3],
Vlastimir RADONJANIN[4], Mirjana MALEŠEV[5]

ABSTRACT

Fire safety and economical use of energy and heat conservation are two of the seven basic requirements that a building must meet according to modern technical regulations for the design and construction of structures. The performance of building materials, and especially the reaction to fire, which are part of the exterior walls of buildings may significantly affect the possibility of spreading fire on the façade of the building, as well as the transfer of fire to adjacent rooms in the building affected by the fire. Applied solutions in terms of design and materialization of façade walls in the reconstruction of existing buildings, in order to meet the energy efficiency requirements of the building and the standards of thermal insulation of the exterior walls, have to also meet the requirements of fire safety. This paper reviews the development of technical regulations in the field of fire protection in Serbia and, in accordance with modern fire safety requirements.

Keywords: *Rehabilitation of buildings; Building materials; Façade; Fire safety*

[1] Assoc.Prof.Ph.D., Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad, Novi Sad, Serbia, mlaban@uns.ac.rs
[2] Assist.Prof.Ph.D., Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad, Novi Sad, Serbia, lookic@uns.ac.rs
[3] Assist.Prof.Ph.D., Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad, Novi Sad, Serbia, vesnam@uns.ac.rs
[4] Prof.Ph.D., Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad, Novi Sad, Serbia, radonv@uns.ac.rs
[5] Prof.Ph.D., Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad, Novi Sad, Serbia, miram@uns.ac.rs

1. INTRODUCTION

Energy rehabilitation of façade walls is one of the key measures for improving the energy performance of existing buildings. At the same time, the installation of an additional layer of thermal insulation on the exterior wall is also an integral factor in the restoration and improvement of the quality and safety performance of the building and its occupants. Previous research into improving the energy efficiency of an existing built-up fund [1-4] has suggested that energy rehabilitation of facades can reduce energy losses by up to 60%, thereby significantly improving residential comfort. These works will increase the safety of people and buildings in the event of fire if they are performed according to fire safety regulations.

Intensive harmonization of technical regulations with EU legislation is underway in our country, and significant changes have been made in the areas of planning and construction of buildings and fire protection [5,6]. The basic requirements that construction products and buildings have to meet in order to be usable are established. The same requirements must be met when renovating buildings.

The primary objective of implementing fire safety measures is to preserve human lives, prevent injury of humans, and preserve the environment and material goods.

There are five important hazards that must occur before a fire causes injury of humans or death:

(1) inflammation,

(2) fire spread,

(3) smoke spread,

(4) unsuccessful evacuation and

(5) absence of fire brigade intervention.

The development of any of these five hazardous events may be prevented by the introduction of appropriate fire protection measures.

Until recently, façades were considered to have little or no effect on the spread of fires, and if the materialisation, sizing and design of the façades met the applicable binding regulations [7,8,9], the transmission of fires and the spread of fire across the façade of the building would not occur. It is well known that the development of fire depends on many individual and external factors (fire load, weather, wind, etc.) and the behavior of the fire in real conditions is different than in theoretical analyzes and calculations or in laboratory conditions. A research conducted in Zagreb in May 2014 [10] showed that fire may quickly spread across the façade and transfer fire to the interior and other parts of the building, depending on the material properties of the façade.

Fig. 1 shows, for three different façade systems, a 40-minute fire development:

- Fig. 1a: Left-to-right facade systems: Sample 1: Façade system with combustible insulation (EPS), B s2 d0, Sample 2: Façade system with combustible insulation (EPS), B s2 d0, with the addition of a horizontal fire barrier above a window opening, 20 cm with and Sample 3: Facade system with non-combustible insulation (stone wool), A2 s1 d0.
- Fig. 1b: 19 minutes after the fire started: Sample 1 still emits a large amount of toxic smoke and gases. In sample 2, the fire skipped the horizontal fire barrier above the window and grabed combustible insulation (EPS), as indicated by black smoke at the top of the wall. In sample 3, the fire did not capture the insulation.
- Fig. 1c: 28 minutes after the fire started: Sample 1 is burned, only the fire in the fireplace burning. A metal frame with sensors prevented the parts of the final decorative layer to falling off. In sample 2, the fire completely grabed the combustible insulation, which now emits large quantities of toxic smoke. The situation in sample 3 is unchanged.
- Fig. 1d: 40 minutes after the fire broke out: Sample 2 still burns and emits toxic smoke, although the fire is not visible. The horizontal fire barrier above the window delayed the fire escalation by about 10 minutes, but therefore extended the burning time of the insulation and the emission of toxic gases. The fire in the fireplace in sample 3 was extinguished after all the combustible material had burned. Unlike samples 1 and 2, the façade of sample 3 was not structural destroyed.

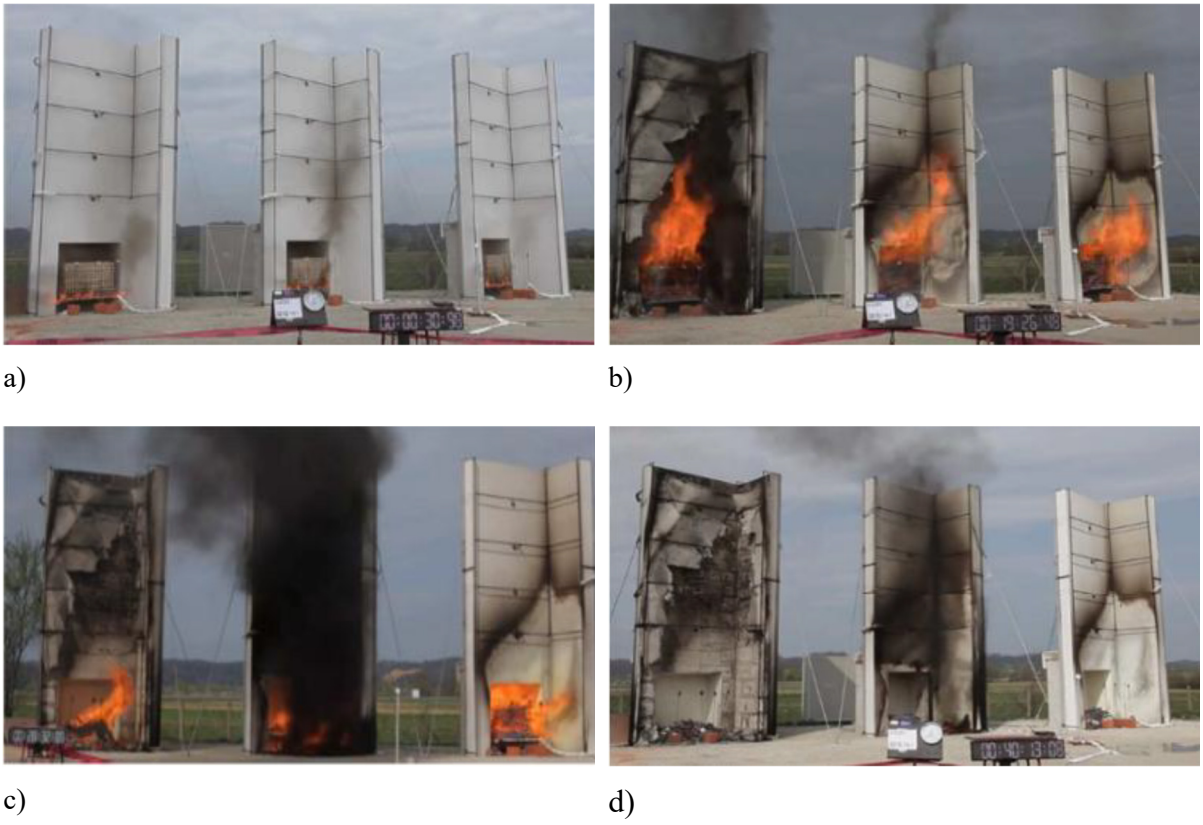


Fig. 1. Fire propagation for three different façade systems– Zagreb experiment [10]

Presented research has shown that the design and materialization of façade elements belong to a group of key factors for the development and manner of spreading fires and significantly affect the fire safety of the building. Also, it is necessary to take into account fire safety in the analysis of the existing buildings and possible solutions for improving the performance of the envelope in the reconstruction of buildings.

2. BASIC SAFETY REQUIREMENTS FOR EXTERNAL WALLS OF BUILDINGS

In all European regulations, construction products are classified in terms of fire safety according to EN 13501-1, which defines the property of the reaction to fire. The standard was adopted in 2019 and in our country its designation is SRPS EN 13501: 2019 Fire classification of construction products and building elements - Part 1: Classification using data from reaction to fire tests [11]. This document provides the reaction to fire classification procedure for all construction products, including products incorporated within building elements.

The products are considered in relation to their application in real conditions. A reaction to fire is the response of a product, in terms of its contribution to its own decomposition, to a fire to which it is exposed under specific conditions.

Non-combustible building materials are materials of class A1 and A2 according to SRPS EN 13501-1. Combustible building materials are materials of class B, C, D, E and F according to the same standard.

The smoke production during the combustion of materials is being tested according to SRPS EN 13823 (SBI test), according to SMOGRA and TSP600 criteria, and evaluated according to SRPS EN 13501-1. The classes are s1, s2 and s3.

The SMOGRA (Smoke growth rate) criterion is the maxiumum of the quotient of smoke production rate from the sample and the time of its occurrence, expressed in [m^2/s^2]. The TSP (total smoke production) criterion is the total smoke production from a sample within 600 seconds, expressed in [m^2].

The product is classified as s1 if SMOGRA ≤ 30 m²/s² and TSP ≤ 50m². The product is classified as s2 if SMOGRA ≤ 180 m²/s² and TSP ≤ 200m². A product whose performance does not meet previous values or is not declared according to these criteria is classified in class s3.

Flaming droplets are parts of material that are separated from the sample during fire tests according to SRPS EN 13823 (SBI test). They are evaluated according to SRPS EN 13501-1 and classes are d0, d1 and d2.

Products of class A2, B, C and D are further classified according to the production of flaming droplets and/or particles:

- d0 - if flaming droplets or particles do not appear within 600s of exposure the sample to fire conditions,
- d1 - if there are no flaming droplets/particles that persist longer than 10s within 600 s of exposure the sample to fire conditions.
- d2 - if the performance has not been declared or does not meet the classification criteria d0 and d1, or there is a paper ignition during the flammability test (EN ISO 11925-2).

When the product classification includes s3 or d2, it means that the emission of smoke or the production of flaming droplets/particles is not limited.

For the composition of the outer wall with respect to the system or the individual components of the system, the construction products must be applied with the minimum fire response characteristics according to SRPS EN 13501-1 in accordance with Tables 1-3.

Table 1. Minimum fire response characteristics for wall construction as in Fig. 3a

Category of building	A	B	V1	V2	G
Class of reaction to fire for system	D-s2,d2	C-s2,d2	B-s1,d1	A2-s1,d1	A2-s1, d1
Class of reaction to fire for external wall components					
external layer/layers	B-s2, d1	B-s2,d1	B-s2,d1	A2-s1,d1	A2-s1,d0
thermal insulation layer	E-d2	E-s2,d2	E-s2,d1	D-s2,d1	C-s2,d1

Table 2. Minimum fire response characteristics for wall construction as in Fig. 3b

Category of building	A	B	V1	V2	G
Class of reaction to fire for system	D- s2,d2	C-s2,d2	B-s2,d1	A2-s1,d1	A2-s1,d0
Class of reaction to fire for external wall components					
external layer/layers	D-s2,d2	C-s2,d2	B-s2,d1	A2-s1,d1	A2-s1,d0
Substructure: Linear bonding element	D	C	B	A2	A2
Substructure: Dotted bonding element (anchors)	A2	A2	A2	A2	A2
thermal insulation layer	D-s2,d1	B-s2,d1	A2-s1,d0	A2-s1,d0	A2-s1,d0

Table 3. Minimum fire response characteristics for wall construction as in Fig. 3c

Category of building	A	B	V1	V2	G
Class of reaction to fire for system	E-s2,d2	D-s2,d2	B-s2,d1	B-s1,d1	A2-s1,d0
Class of reaction to fire for external wall components					
finishing layer/layers	B-s2,d1	C-s2,d1	B-s2,d1	B-s1,d1	A2-s1,d0
thermal insulation layer	E-s2,d2	E-s2,d2	B-s2,d1	A2-s1,d1	A2-s1,d0

The categorization of buildings, given in the rulebook [9], covers the following structures:

- Category "A": auxiliary buildings, small overhead garages defined by a special regulation;
- Category "B": residential, residential-commercial, commercial-residential, commercial and public-purpose buildings with a maximum gross floor area (GFA) of 400 m^2; underground overhead and intermediate overhead garages defined by a special regulation; free-standing refrigerators at least 10 m away from other facilities; workshops with a maximum GFA of 400 m^2 and free-standing high-voltage power plants;
- Category "V1": residential, residential-commercial, commercial-residential and commercial buildings with GFA from 400 m^2 to 2000m^2 and maximum 15m height, as well as public buildings with GFA above 400m^2 and maximum 15m height; large overhead garages defined by a special regulation; warehouses (including free-standing refrigerators away from other structures less than 10m) defined by a special regulation; workshops with GFA over 400m^2 and industrial buildings;
- Category "V2": residential, residential-commercial, commercial-residential and commercial buildings with GFA above 2000m^2 or 15m to 22m high and public purpose buildings 15m to 22m high; buildings with an increased risk of emergency evacuation (kindergartens, schools, colleges, health centers, hospitals, nursing homes, inpatient facilities and facilities for persons with special needs, etc.) with a capacity of no more than 500 persons; public-purpose buildings that gather between 200 and 500 people;
- Category "G": residential, residential-commercial, commercial-residential, commercial and public-purpose buildings, 22m to 30m high; buildings with an increased risk of emergency evacuation (kindergartens, schools, colleges, health centers, hospitals, nursing homes, inpatient facilities and facilities for persons with special needs, etc.) with a capacity exceeding 500 persons; public buildings with more than 500 people; buildings of special social and national importance defined by a special regulation.

3. PROPOSAL OF CONSTRUCTION MEASURES TO REDUCE FIRE RISK IN EXTERNAL WALLS OF BUILDINGS

The role of the façade in fire conditions is to prevent the transfer of fire between adjacent apartments and floors of the building and to spread the fire across the façade of the building. The fire safety of the façade also implies the prevention of the ignition of the surface layers of the façade in the event of a fire at the adjacent building, as well as the prevention of the flaming of the façade materials and covering due to inadequate installations on the façade of the building.

In the case of installation of an additional thermal insulation layer on the façade of the building, it is necessary to create an event scenario for the development of fires on the façade of the building and to apply the event tree method for risk assessment. Based on the results of the assessment, that is, if it is determined that the estimated risk exceeds the value that is acceptable (there is a possibility of injury to people or death), it is necessary to implement preventive measures that will reduce the risk level.

During designing and executing the façade of high-rise buildings, the application of appropriate regulations is necessary [8]. This rulebook prescribes the technical fire safety requirements that construction products within the structure of exterior walls must meet when designing, constructing,

reconstructing, upgrading, renovating, using and maintaining residential, commercial, public-purpose building, industrial and warehouse buildings, as well as when performing works on the exterior wall to improve energy efficiency to prevent formation and spreading fire from the exterior walls of buildings.

Construction fire protection measures belong to the group of passive technical measures. In case of installation of additional thermal insulation on the façade of buildings (example Fig. 2), for multi-storey residential buildings, as well as for public and commercial buildings, where a large number of people (more than 200) are residing or expected, or users of buildings belong to particularly vulnerable groups (children, patients, the elderly and the disabled), the use of non-combustible materials (classes A1 and A2 according to SRPS EN 13501-1) is recommended.

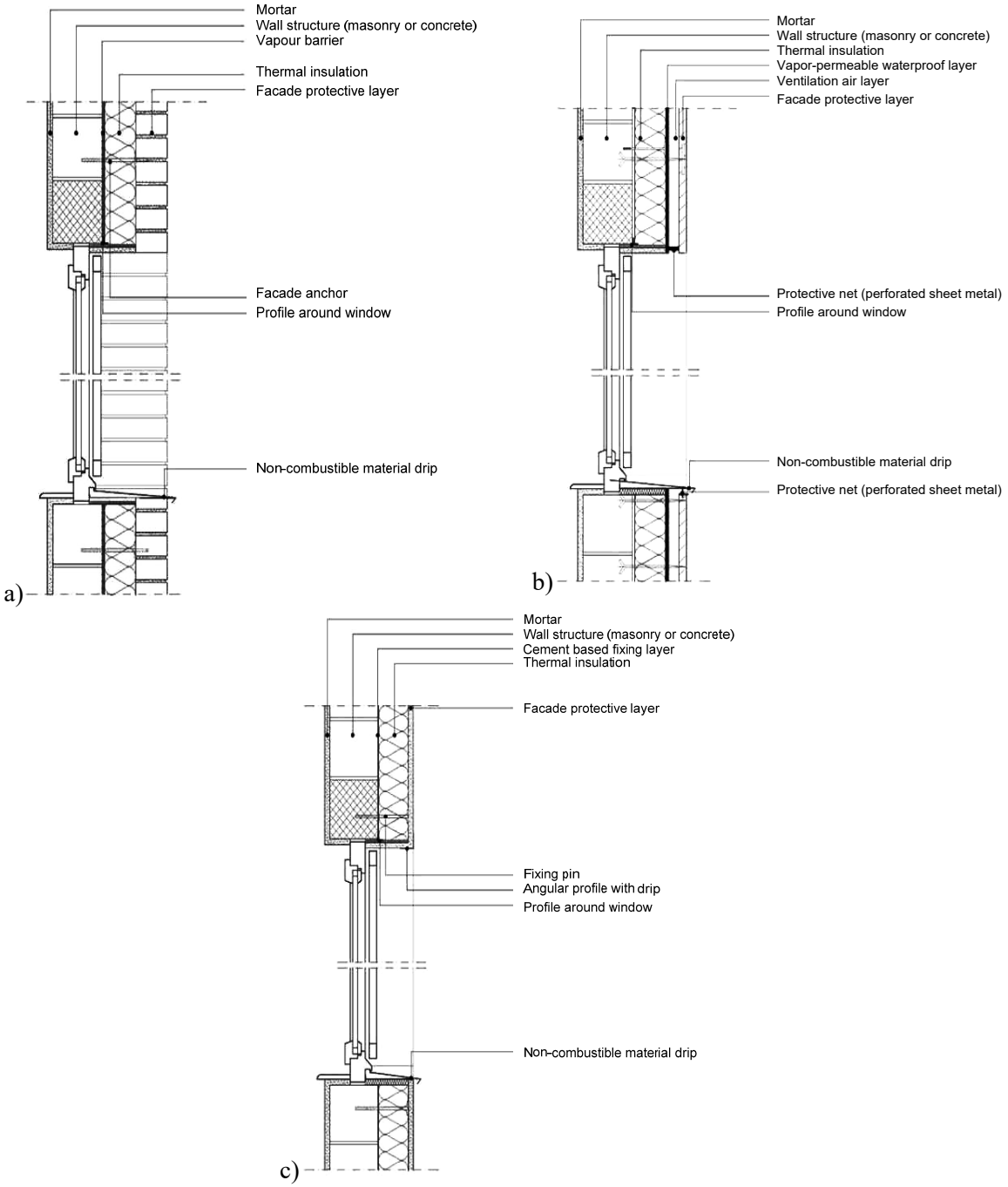


Fig. 2. Detail of a section through the façade wall with a layer of external thermal insulation [9]

Recommendation from standard SRPS TP 21 (now is withdrawn), that the horizontal distance (wp) between two windows of adjacent apartments on the same floor should be at least 1m, is not yet binding.

Installation of horizontal and vertical non-combustible belts on the façade at the border of the fire sectors, as well as cantilever discharges if the two openings on adjacent floors are too close for embeding the non-combustible belt, can significantly slow the spread of fire across the façade (Fig. 3).

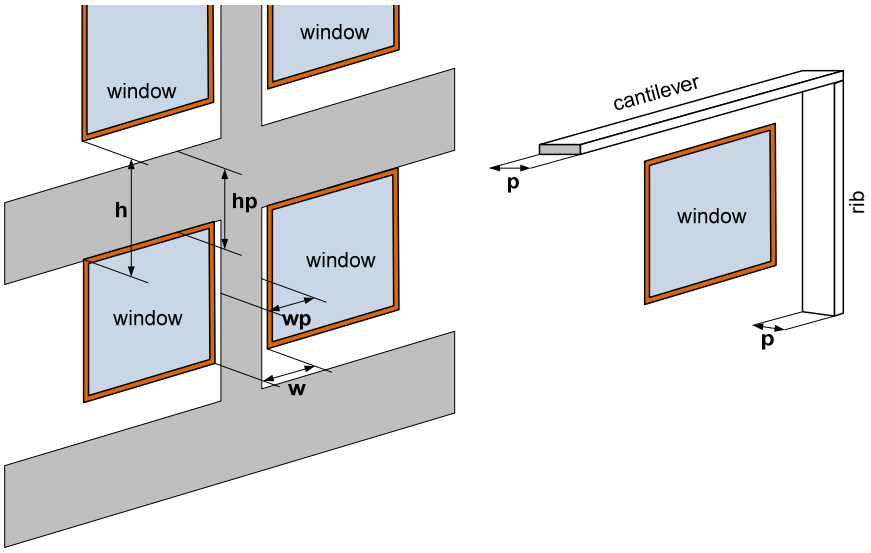


Fig. 3. Vertical (h) and horizontal (w) intermittent distance and height (hp) and width (wp) of non-combustible belts; use of non-combustible cantilever - sims and ribs [9]

If the exterior walls are not completely of non-combustible material, it is necessary to install non-combustible segments (strip-belts) that restrict the spread of fire and the transfer of fire across the exterior wall: class A1 at the boundaries of fire segments and classes A1 and A2 at the borders of the fire sectors. The width and thickness of non-combustible segments shall be determined in accordance with the requirements of fire resistance for walls (boundary walls of fire segments and fire sectors), in order to prevent the spread of fire through combustible materials and materials that conduct heat well in external wall structures.

The thickness of the belt should not be less than the thickness of the separating layer of thermal insulation material, and the non-combustible thermal insulation material must be secured with anchors of non-combustible material. The height of the horizontal belt of non-combustible material should be at least 1m and the vertical width not less than 1m for the boundaries of fire segments and sectors.

Dimensions of belt may be reduced by the construction of barriers (Fig. 3) that impede the transmission of fire by diverting the flame tongue from the external wall. Horizontal belts are also necessary above the top floor windows if the eaves are of combustible materials. The external finishing layer, which covers the belt and other parts of the external wall, also should be made of non-combustible materials (special mortars for this purpose, decorative stone slabs, etc.). In case of improvement of energy properties of existing buildings, it is necessary to install a non-combustible horizontal band at least 1m wide in the height/ on the place of the floor ceiling.

4. CONCLUSION

In contemporary construction practice, the application of new materials and products intensifies the problem of the production of smoke and gases released during a fire, and their two most important aspects are: toxicity and visibility. The production of flaming droplets is a particular problem, which may significantly contribute to the transmission of fire and the spread of fire, not only within the building affected by the fire, but also to surrounding structures.

The transfer of fires is possible from the lower to the upper floors of the building, spreading fire through the openings on the façade, as well as through the flaming of construction products and materials

embedded in the façade walls. Fires may cause catastrophic consequences - fatal outcomes and major material losses, as well as significant environmental pollution.

Although the problems related to the spread of fire and the transmission of fire on the façade of the building were manifested much earlier, the actual fire properties and especially the reaction to the fire of these systems are not sufficiently known or documented. Recently, activities have been intensified with the aim of exploring this area in more detail and defining the frameworks for the adoption of technical regulations and standards as a basis for determining the required performance of building materials and products in terms of fire safety.

The implementation of the preventive construction fire protection measures proposed in this paper may contribute to the improvement of fire safety in the design and construction, as well as in the renovation of buildings.

The assessment of the risk and danger of fire and its consequences, as well as the analytical evaluation of optimal protection and prevention measures, are a prerequisite for limiting the effects of fire within certain established limits.

ACKNOWLEDGEMENTS

The work reported in this paper is a part of the investigation within the research project III 42012 "Energy efficiency enhancement of buildings in Serbia and improvement of national regulative capacity for their certification", supported by The Ministry of Education, Science and Technological Development of the Republic of Serbia. This support is gratefully acknowledged.

REFERENCES

[1] Brunoro, S, Andeweg, M. T. (2016). Conclusions. COST C16: Improving the Quality of Existing Urban Building Envelopes - STATE OF THE ART. Delft, University Press IOS Press BV, Amsterdam, pp. 241.-256.

[2] Laban, M, Folić, R. (2014). Energy Efficiency of Industrially Made Buildings Influenced by thermal properties of facades, Thermal science Vol. 18, No. 2, pp. 615-630.

[3] Lukić I., Radonjanin V., Malešev M., Bulatović V. (2014). Influence of building shape factor on energy demand. Proceedings of International Symposium on researching and application of contemporary achievements in civil engineering in the field of materials and structures Vol. 26, Vrnjačka Banja, Serbia, pp.545-554.

[4] Lukić I., Radonjanin V., Malešev M., Bulatović V. (2012). The influence of wall insualtion thickness on CO_2 emission reduction regarding heating fuel and building location. Proceeding of International Conference "Civil Engineering – Science and Practice" – GNP2012, Žabljak, Montenegro, pp. 1817-1824.

[5] Amendments on law on planning and construction (Official Gazette RS, Num. 31/2019 i 37/2019).

[6] Amendments on law on fire protection (Official Gazette RS, Num. 87/2018).

[7] Law on construction products (Official Gazette RS, Num. 83/2018).

[8] Rulebook on technical regulations for the protection of high-rise building from fire (Offcial Gazette RS, Num. 103/2018).

[9] Rulebook on technical requirements for fire safety of the exterior walls of buildings (Offcial Gazette RS, Num. 6/2019).

[10] Jelčić-Rukavina M., Carević M., Banjad Pečur I. (2017). Fire protection of facades. The Guidelines for Designers, Architects, Engineers and Fire Experts, University of Zagreb, Faculty of Civil Engineering.

[11] Institut for standardization of Serbia, https://www.iss.rs/rs/standard/?natstandard_document_id=64380

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

MM - 9
mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

APPLYING WASTE MATERIALS FOR ECO CONCRETE: IMPACT OF BIOMASS ASH UTILIZATION AS SCM ON BASIC PROPERTIES OF CONCRETE AND ENVIROMENT PROTECTION

Mirjana MALEŠEV[1], Vlastimir RADONJANIN[2], Slobodan ŠUPIĆ[3], Ivan LUKIĆ[4], Mirjana LABAN[5], Miloš KNEŽEVIĆ[6], Mladen GOGIĆ[7]

ABSTRACT

Waste materials, such as coal fly ash, blast furnace slag, silica fume and biomass ash, have been extensively studied in recent years for their application as SCMs in cement-based composites due to their low price, wide availability and contribution to sustainable construction and environmental protection. Every year, many million tons of harvest residues are generated in the world, such as, corn stalks and corn cob blanks, wheat, soya and rice straw, sunflowers and rice husk and etc. Unfortunately, only a small part of harvest residues is used as a renewable energy source, replacing and saving fossil fuels, while large amounts of biomass residues remain unprocessed. Biomass ash, which is generated by combustion of harvest residues during energy production, is regarding as a waste and usually is deposited in landfills, polluting the environment.

In this study the influence of wheat straw ash, as supplementary cementitious material (SCM), on values and development of compressive strength, final shrinkage deformation and waterproofness of concrete was investigated. The ordinary Portland cement was substituted with 10%, 20 and 50%, by wt, of wheat straw ash. Furthermore, the environmental contribution of biomass ash as SCM in concrete has been evaluated through the sustainable waste management and analysis of results of leaching of heavy metals from wheat straw ash, ordinary portland concrete and concrete with 50% of wheat straw ash.

The results indicate that wheat straw ash can be used for cement substitution up to the level of 50% in structural concretes, without compromising its basic mechanical and physical properties. Even more very promising results were obtained for all tested properties of concrete. At the same time, a slight improvement of eco properties of concrete is registered.

Keywords: *Wheat straw ash; Cement; Structural concrete; Leaching test; Eco properties*

[1] Prof. Ph.D., Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad, Novi Sad, Serbia, miram@uns.ac.rs
[2] Prof. Ph.D., Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad, Novi Sad, Serbia, radonv@uns.ac.rs
[3] Assistant, Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad, Novi Sad, Serbia, ssupic@uns.ac.rs
[4] Assist. Prof. Ph.D., Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad, Novi Sad, Serbia, lookic@uns.ac.rs
[5] Assoc. Prof. Ph.D., Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad, Novi Sad, Serbia, mlaban@uns.ac.rs
[6] Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University of Montenegro, Podgorica, Montenegro, knezevicmilos@hotmail.com
[7] Assistant, Faculty of Civil Engineering, University of Montenegro, Podgorica, Montenegro, mladjogogic@yahoo.com

1. INTRODUCTION

Ordinary Portland cement concrete (PCC) is globally most widely used engineering material for construction of built infrastructure; and is primarily composed of mined materials which are nonrenewable. Even more, some of them have to be thermally threated to be processed for use (Portland cement production). The manufacture of PC, consumes a great deal of energy and results in a release of enormous amount of carbon dioxide (CO_2).

In the light of concerns referring to the sustainable use of natural resources and the adverse effects of improper waste disposal, the beneficial use of municipal and industrial by-products becomes the subject of growing interest. Incorporation of otherwise discarded materials into construction products for buildings, roads, and other infrastructure is one of the more commonly proposed beneficial use applications [1]. In addition to reducing the volume of waste disposed of in landfills, this practice reduces the use of naturally mined materials, thus, reducing this negative footprint and impact of the construction industry on the natural environment. Further, the replacement of OPC with such alternative materials has the potential to mitigate previously mentioned environmental problems (like CO_2 emission, climate change, etc.). The alternative materials used to replace portions of OPC within PCC are referred to as supplementary cementitious materials (SCM).

There are some obvious environmental benefits of plant based renewable resources compared to fossil-based ones. Firstly, during growth, plants absorb CO_2; hence they act as carbon storage. When they are ultimately managed as waste, e.g. incinerated or combusted, they will not contribute to net emissions of CO_2 into the atmosphere, as opposed to fossil-based products [2]. Secondly, the use of renewables instead of fossil products leads to lower rate of resources depletion. The renewable products, taken out of the technical cycle, can be further incorporated into new products, which is typically a low or net positive energy (e.g. biogas) process.

A great part of the Serbian economy is based on agricultural production and agriculture related industry. The agricultural biomass wastes are coming from cereals, mostly wheat, barley and corn, and from industrial crops mostly sunflower, soya, and rapeseed. It is estimated that every year a total amount of 12.5 million tons of biomass waste is produced in Serbia, of which 9 million tons (72%) is produced in Vojvodina [8]. On a global scale, an average of 140 billion tons of biomass waste is produced from agriculture annually. In the European Union, in total energy consumption, biomass accounts for 4%. Despite that relatively large consumption of biomass as an energy source, enormous quantities remain as unused waste/raw materials [3]. Further, in the process of harvest residues combustion, the significant quantities of biomass ash are generated. These ashes are not further utilised, but disposed of at the landfills and companies which are involved in this process pay considerable high price for their storage, transportation and disposal.

Considering aforementioned, the construction industry has major impacts on the social, environmental and economic aspects of sustainability; hence the importance of sustainable building practices becomes an essential issue. The major negative impacts include:

- enormous consumption of natural nonrenewable resources
- greenhouse gas emission (particularly CO_2),
- generate of waste,
- generate of noise,
- generate of dust,
- emission of hazardous substances (heavy metals).

As a way towards minimizing these negative aspects and obtaining conditions for circular economy in this field, authors of this paper carried out an experimental investigation, in which eco-friendly concrete with high amount of wheat straw ash was produced. The results presented in this paper confirm that it is possible to design concrete with respecting the rules of sustainable construction industry, environmental protection and circular economy without compromising its basic structural and physical properties.

2. EXPERIMENTAL INVESTIGATION

2.1. Concrete constituents

For the experimental investigation of the influence of cement replacement level on the basic properties of concrete blended with wheat straw ash, the following component materials were used:

- Ordinary portland cement CEM I 42,5R (Lafarge-BFC Serbia), OPC,
- Wheat straw ash, "Mitrosrem", Sremska Mitrovica, Serbia,
- Natural aggregate of river origin, fractions: 0-4, 4-8 and 8-16mm,
- Superplasticizer (HRWRA) (Sika ViscoCrete 3070, Sika Switzerland) and
- Tap water.

2.2. Composition of concrete

The experimental study was carried out on 4 different concrete mixtures. The composition of concrete mixtures is determined based on the following conditions:

- The total amount of powder component (cement or mixture of cement and biomass ash) is 400kg/m^3,
- The water to binder ratio is 0,45,
- The particle size distribution of the aggregate fraction mixture is in the form of a continuous curve,
- Reference concrete (A0) was prepared with OPC and natural river aggregate,
- The level of cement substitution with wheat straw ash was varied as: 10%, 20% and 50%,

Marks of 4 different concrete mixtures are shown in Table 1, while their mix compositions are given in Table 2.

Table 1. Marks of concrete mixtures

Level of substitution of cement with wheat straw ash	0%	10%	20%	50%
Concrete mark	A0	B0	C0	D0

Table 2. Concrete mix compositions (kg/m^3)

Concrete mark	Cement	Water	Aggregate			Wheat straw ash	Super-plasticizer
			0/4mm	4/8mm	8/16mm		
A0	400	180	850	412	513	0	2,4
B0	360	180	844	409	509	40	2,4
C0	320	180	839	407	507	80	2,4
D0	200	180	825	400	498	200	2,4

2.3. Properties of hardened concrete

For these concretes the following properties of hardened concrete were tested:

- concrete compressive strength after 28 and 90 days
- drying shrinkage and
- waterproofness.

The compressive strength was tested on concrete cubes of 15cm edges, at the age of 28 and 90 days, according to SRPS EN 12390-3 [4]. The specimens for testing of compressive strength were cured in tap water to the anticipated age.

Concrete drying shrinkage was determined in accordance with UNI 11307 [4] on prisms of dimensions 100mmx100mmx500mm till age of 3 months. Specimens were cured in climate chamber at temperature of ~20^{0}C and relative humidity of ~70%.

Waterproofness of concrete was evaluated by measuring depth of water penetration under pressure in accordance with SRPS EN 12390-8 [18], on 15cm edges cube specimens at the age of 28 days.

The results of **concrete compressive strength** are shown in Fig. 1.

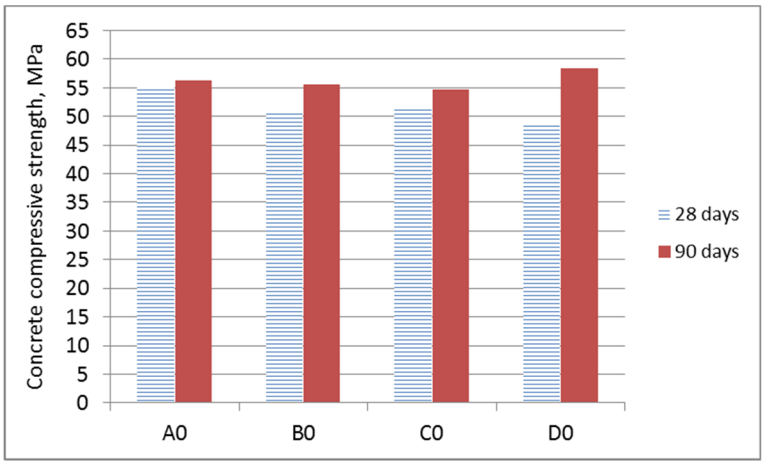


Fig. 1. Compressive strength of concretes at the age of 28 and 90 days

At the age of 28 days, all concrete types have compressive strength exceeding 49MPa. The reference concrete (A0) has the highest strength (55MPa). The replacement of cement with wheat straw ash led to the slight decrease of compressive strength (up to 10%). The results also show that it is possible to produce structural concrete with high volume of biomass ash (50%).

At the age of 90 days all concrete types have higher compressive strength related to 28-day ones. The increase of compressive strength varies from 2% for concrete A0 to 19% for concrete D0. It is interesting that the highest value has concrete with 50% of wheat straw ash (58MPa). This contribution is mainly attributed to the pozzolanic properties of wheat straw ash.

The results of **concrete drying shrinkage** are shown in Fig. 2.

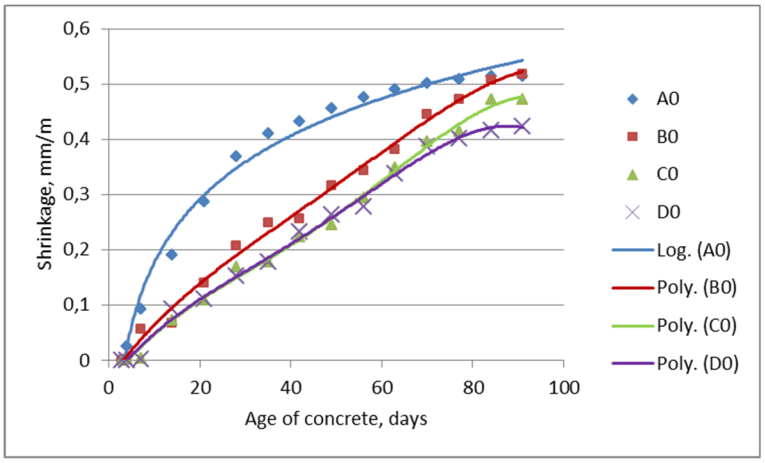


Fig. 2. Compressive strength of concretes at the age of 28 and 90 days

It can be seen that the largest shrinkage has referent concrete (A0), while concrete with 50% of wheat straw ash has the lowest shrinkage, so the wheat straw ash, as mineral admixture, decreases final shrinkage deformation of concrete.

Measured values of water penetration depth under pressure (waterproofness) are shown in Table 3.

Table 3. Depth of water penetration under pressure, in mm

Concrete type	A0	B0	C0	D0
Water penetration depth, mm	20	17	12	19

All measured values of water penetration depth under pressure are very low and satisfy the criterion for the highest waterproofness class according to SRPS EN 206-1/1 [4]. Wheat straw ash slightly decreases water penetration depth.

3. ECO CONTRIBUTIONS OF WHEAT STRAW ASH AS A SCM

The analysis of the environmental contribution of biomass ash as a substitute for a part of cement in concrete has been done from the following aspects:

- Preservation of natural resources used for the production of cement,
- Sustainable waste management,
- Reduction of CO_2 emissions,
- Concentration of heavy metals in the cement and biomass ash,
- Leaching of heavy metals from concrete.

3.1. Waste management

The primary goals of waste management are the protection of people and the environment, preservation of natural (especially non-renewable) resources, and reduction of long-term risk from landfilling. Waste management is one of the means for systematic and efficient control of material flows, originating from industry, agriculture, built infrastructure and the environment.

Biomass ash, generated by biomass combustion for energy production, is disposed of partly in unregulated landfills and partly is transported to regional landfills and mixed with other types of waste. Some amount of the harvest residues is burned in the fields where it was generated.

In the area of AP Vojvodina, cca 5.800 tons of biomass ash is annually generated [8]. Considering the potential application of biomass ash as a SCM in cement composites, it is of a great importance to establish the system of sustainable management of this type of waste as a valuable raw material.

3.2. Concentration of heavy metals in the cement and biomass ash

Heavy metals are very dangerous for human and environment, especially chromium (Cr), arsenic (As), lead (Pb) and cadmium (Cd). These substances could be found in cement from raw materials and fuel, while in biomass ash possible sources of heavy metals are soil and fertilizer.

Chromium can be found in nature in three forms: metal, trivalent and hexavalent. Hexavalent chromium or Cr (VI) is obtained in industry when Cr (III) is heated in the presence of mineral bases on atmospheric oxygen (for example, during metal finishing). This form of chromium has been confirmed to have a potentially harmful effect on humans and the environment. It is therefore important that the amount of hexavalent chromium is controlled. The main sources of chromium in Portland cement are raw materials: limestone and clay (approx. 70% compared to other sources), followed by secondary raw materials (derived from the iron and steel industry), and alternative fuels (tires) [12].

Arsenic is a highly volatile element, and its condensation on the dust from the cement production process is possible. Arsenic (III) oxides are highly toxic and cause cancer. The main sources of arsenic in Portland cement are raw materials: limestone and clay, fly ash (produced by burning coal), and to a lesser extent, fuels [12].

The main sources of lead in Portland cement are raw materials: limestone and clay, secondary raw materials and fuel (primarily coal) [12].

Primary raw materials for clinker production: limestone and clay participate with less than 50% as sources of cadmium concentration in cement [12]. Important sources of cadmium are fuel (coal) and raw materials from steel production, as well as secondary fuels, such as tires, waste oil, urban and industrial waste.

Testing of heavy metals concentrations in cement (CEM I 42.5, Lafarge) and biomass ash (wheat straw ash, Mitrosrem) was conducted at the IMS Institute, Belgrade by XRF analysis. The results are given in Table 4.

Table 4. Concentrations of heavy metals in cement and biomass ash

	Cr (mg/kg)	As (mg/kg)	Pb (mg/kg)	Cd (mg/kg)
CEM I	97	8	27	0,6
Biomass ash	71,2	0,03	0,01	0,01

3.3. Leaching of heavy metals from concrete and biomass ash

The leaching of heavy metals from concrete has been examined as concrete structures are often exposed to water (atmospheric, surface or ground water) during service life. On the other hand, biomass ash is considered as waste material, usually disposed of on landfills and directly exposed to rain which leads to leaching.

Leaching of heavy metals from biomass ash and hardened concrete was tested in accordance with the relevant standards [13], [14], [15], [16]. The leaching test of selected heavy metals was conducted on wheat straw ash, as well as on A0 and D0 concretes at the ages of 28 and 90 days (Table 5).

Table 5. Leaching of heavy metals from wheat straw ash in mg/l and from concrete in mg/kg ds*

		Pb	Cd	Cr	As
Wheat straw ash		0,006	0,01	1,18	0,004
A0	A0-28	0,74	<0,1	<0,04	<0,04
	A0-90	2,13	<0,1	<0,04	0,27
D0	D0-28	<0,5	<0,1	<0,04	<0,04
	D0-90	<0,5	<0,1	0,3	0,06

* dry substance

These values are compared with limit values for waste materials on the landfill which are prescribed in Council Directive 1999/31/EC [11]. The limit values given in Table 6 are for evaluation of wheat straw ash and in Table 7 are for concrete.

Table 6. Leaching limit values of heavy metals, in mg/l [11]

		Cr (mg/l)	As (mg/l)	Pb (mg/l)	Cd (mg/l)
Limit values	Inert	0,1	0,06	0,15	0,02
	Non-hazardous	2,5	0,3	3	0,3
	Hazardous	15	3	15	1,7

Table 7. Leaching limit values of heavy metals, in mg/kg ds [11]

		Cr (mg/kg ds)	As (mg/kg ds)	Pb (mg/kg ds)	Cd (mg/kg ds)
Limit values	Inert	0,5	0,5	0,5	0,04
	Non-hazardous	10	2	10	1
	Hazardous	70	25	50	5

According to the given criterion, the wheat straw ash has the concentration of Cr above the allowed limit for material to be disposed in landfill for inert materials (1,18 > 0,1). Therefore this biomass ash is declared as non-hazardous waste and should be disposed of in appropriate landfills. The other researches derived the similar conclusion [4]

Ordinary portland cement concretes (A0-28 and A0-90) are classified as non-hazardous materials according to content of Pb and Cd regardless the age of concrete. Portland cement concretes with 50% of wheat straw ash as mineral admixture (D0-28 and D0-90) are also classified as non-hazardous materials due to content of Cd. It can be seen that wheat straw ash decreases leaching of heavy metals from concrete. This statement could be explained by lower content of heavy metal in wheat straw ash than in Portland cement (Table 4).

4. CONCLUSIONS

The raw materials used to produce cement and concrete, primarily clay, limestone and aggregates, are plentifully available worldwide. However, construction industry is making strong efforts to reduce their exploitation, as it creates visible irreversible scars on our planet and because these raw materials belong to the group of non-renewable materials. This can be accomplished through the use of different types of waste from a variety of other sources (construction industry, agriculture etc.), such as biomass ash which can be used as a cement substitute.

Using biomass waste and biomass ash in cement based composites would allow companies, building developers and cities to leverage a local, non-toxic resource in a product that is core to our built environment. This approach offers a viable solution to two pressing problems: concrete's high CO2 emission and the increasing amount of landfilled waste.

The use of different types of waste, especially local waste materials which belong to group of renewable sources, like biomass waste and biomass ash, would contribute to development of sustainable construction industry and protection of environment. This approach offers a viable solution for urgent environment problems: high CO_2 emissions and increasing amount of waste deposited.

Based on the results of this study, following conclusions can be drawn:

- The substitution of cement with wheat straw ash leads to the preservation of the natural raw materials used for the production of cement clinker: limestone and clay, as well as non-renewable energy sources, primarily fossil fuels (coal, oil derivatives, petroleum coke…).
- Sustainable use of this type of waste and its return to the production cycle reduces the amount of waste in landfills.
- The cement industry is responsible for approximately 8% of global CO_2 emissions. Substitution of cement with biomass ash generated by combustion of biomass waste as CO_2 neutral fuel would reduce a certain amount of greenhouse gas emission from the cement production process.
- Portland cement contents chromium, arsenic, lead, cadmium and other heavy metals, which originate mainly from raw materials and fuels for clinker production. These substances may be potentially dangerous for humans and environment depending of their concentration. Wheat straw ash has the same heavy metals but with their lower content. For assessment of impact of heavy metals in concrete, originating from portland cement and wheat straw ash, on environment, leaching test was conducted. According to obtained results regarding to the concentration of Cr, wheat straw ash is classified as non-hazardous waste. Both, ordinary portland cement concretes and portland cement concretes with 50% of wheat straw ash as mineral admixture are classified as non-hazardous materials. It is also concluded that wheat straw ash decreases leaching of heavy metals from concrete because of lower content of heavy metal.
- At the age of 28 days, all concrete types have compressive strength exceeding 49MPa. The replacement of cement with wheat straw ash at this age led to the slight decrease of compressive strength (up to 10%), but at the age of 90 days the highest compressive strength has concrete with 50% of wheat straw ash (58MPa). This contribution is mainly attributed to the pozzolanic properties of wheat straw ash.
- The wheat straw ash, as mineral admixture, decreases final shrinkage deformation of concrete.

- Wheat straw ash slightly decreases water penetration depth.

Finally, wheat straw ash can be used for cement substitution up to the level of 50% in structural concretes, without compromising its basic mechanical and physical properties simultaneously improving its eco properties.

The promising results from this research should encourage further investigation and utilization of biomass ashes in cement based composites with aim to support sustainable construction industry, environmental protection and circular economy.

ACKNOWLEDGEMENTS

The work reported in this paper is a part of the investigation within the Bilateral scientific and technological cooperation between Montenegro and Serbia "Utilisation of waste materials in eco concrete – ECO AWAKE" III 42012". This support is gratefully acknowledged.

REFERENCES

[1] Jerry M. P. et al. (2016). A review of waste products utilized as supplements to Portland cement in concrete. Journal of Cleaner Production vol. 121, pp. 1-18.

[2] Steve H. et al. (2018). Renewable materials in the Circular Economy. Report C296, IVL Swedish Environmental Research Institute.

[3] Demis S. et al. (2014). An investigation of the effectiveness of the utilization of biomass ashes as pozzolanic materials. Construction and Building Materials vol. 68, pp. 291-300.

[4] SRPS EN 12390-3 (2010). Testing hardened concrete - Part 3: Compressive strength of test specimens.

[5] Cencic O. and Rechberger H. (2008). Material flow analysis with software STAN. Journal of Environmental Engineering and Management vol. 18 (1), pp 3-7.

[6] Abd ElAzim Mohammed Ahmed ElAmrany (2005). Utilization of Petroleum Coke as Alternative Fuel in Cement Kilns. Master of Science in Chemical Engineering.

[7] Jennifer Ruth Dodson (2011). Wheat straw ash and its use as a silica source. PhD Thesis. University of York – Chemistry.

[8] Malešev M. et al. (2018). Research on the use of agricultural biomass ash in construction products in Serbia within Eco build project. Proceed. of Contemporary Civil Engineering Practice vol. 20, pp. 53-76.

[9] Integrated Pollution Prevention and Control (IPPC) (2001). Reference Document on Best Available Techniques in the Cement and Lime Manufacturing Industries.

[10] Rajamma, R. (2011). Biomass fly ash incorporation in cement based materials, disertation, Universidade de Aveiro, Departamento de Engenharia Cerâmica e do Vidro, pp. 259

[11] Council Directive 1999/31/EC on the landfill of waste (2002).

[12] Achternbosch M., Brautigam K.R., Hartlieb M., Kupsch C., Richers U., Stemmermann P. (2003). Heavy metals in cement and concrete resulting from co-incineration of wastes in cement kilns with regard to legitimacy of waste utilisation. Report. FZKA 6923.

[13] BS EN 14346:2006. Characterization of waste. Calculation of dry matter by determination of dry residue or water content.

[14] EPA 7010:2007. Testing of heavy metals content. Graphite furnace atomic absorption spectrophotometry.

[15] EPA 7000B:2007. Testing of heavy metals content. Flame atomic absorption spectrophotometry.

[16] SRPS EN 12457-2:2008. Characterisation of waste - Leaching - Compliance test for leaching of granular waste materials and sludges - Part 2: One stage batch test at a liquid to solid ratio of 10 l/kg for materials with particle size below 4 mm (without or with size reduction).

[17] UNI 11307:2008. Testing for hardened concrete - shrinkage determination

[18] SRPS EN 12390-8: 2010. Testing hardened concrete — Part 8: Depth of penetration of water under pressure.

[19] SRPS EN 206-1/1: 2012. Concrete – Part 1: Specification, performance, production and conformity – rules for the implementation of SRPS EN 206-1.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

ММ - 10

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

АНАЛИЗА НА ВЛИЈАНИЕТО НА ВАРОВНИЧКАТА ПРАШИНА ВРЗ СВОЈСТВАТА НА САМОВГРАДЛИВИОТ БЕТОН

Наташа НАЈДОВСКА [1], Тони АРАНЃЕЛОВСКИ [2]

АПСТРАКТ

Практичната примена на самовградливиот бетон денес е решение за постигнување на висока трајност на армиранобетонските конструкции со подобрување на својствата на свежиот бетон, погуста микроструктура која ги зголемува механичките карактеристики, елиминирајќи ги грешките кои произлегуваат од неправилно вибрирање на бетонот при вградувањето.

За постигнување на самовградливост на бетонот најчесто се користат минерални додатоци од типот на варовничка прашина и адитив од типот на суперпластификатор. Варовничката прашина, која се користи за зголемување на отпорноста на сегрегација на самовградливиот бетон е параметар кој заслужува големо внимание при проектирањето на составот на самовградливиот бетон за постигнување не само на својствата на свежиот бетон но и за постигнување на бараните механички карактеристики на самовградливиот бетон.

Во статијата се прикажани експерименталните истражувања за проучување на влијанието на варовничката прашина врз својствата на самовградливиот бетон класа на јакост C30/37 со додаток на 22%, 30% и 40% варовничка прашина од количеството на прашкасти материјали (цемент и варовничка прашина). Извршени се испитувања на фазите цементна паста и цементен малтер за определување на односот помеѓу волуменот на водата и волуменот на цементот и варовничката прашина и оптималното количество на суперпластификатор. Потоа се испитани својствата на свежиот бетон и испитување на јакост на притисок и модул на еластичност.

Од добиените резултати се забележува дека зголемувањето на количество на варовничка прашина поволно влијае на својствата на свежиот самовградлив бетон. Бидејќи варовничката прашина не учествува во процесот на хидратацијата на цементот, односно нема пуцолански својства, зголемувањето на додатокот на варовничка прашина ги намалува механичките карактеристики иако е постигната класата на јакост C30/37.

Клучни зборови: *Самовградлив бетон; Варовничка прашина; Обработливост; Јакост на притисок; Модул на еластичност*

[1] Проектант м-р, Градежен Институт „Македонија“ А.Д. Скопје, Скопје, Република Северна Македонија, natasanajdovska@yahoo.com

[2] Вонр. Проф. д-р, Градежен факултет, Универзитет “Св. Кирил и Методиј”, Скопје, Република Северна Македонија, arangelovskitoni@gf.ukim.edu.mk

1. ВОВЕД

Самовградливиот бетон е бетон кој поседува супериорни својства во свежа состојба во однос на обичниот бетон бидејќи има подобрена обработливост, флуидност, стабилност при движење, хомогеност и отпорност на сегрегација со што се овозможува вградување без примена на дополнителна енергија. Својствата кои го дефинираат самовградливиот бетон во свежа состојба се:

- Способност за исполнување, својство на свежиот бетон да го исполни просторот и сите агли на оплатата поминувајќи од страната на полнење до другиот крај на оплатата при тоа да се деформира и да ја менува својата форма на движење под дејство на сопствената тежина,
- Можност за поминување, својство на свежиот бетон да се движи помеѓу густо поставените арматурни прачки без појава на сегрегација и појава на блокирање од зрната на агрегатот односно да постои компатибилност помеѓу максималната големина на зрната на агрегатот и чистото растојание помеѓу арматурните прачки и
- Отпорност на сегрегација, способност на свежиот бетон да ја одржува хомогеноста на различно распределените зрна на составните материјали и да не дозволи одвојување на зрната на крупниот агрегат.

При проектирањето на составот на самовградливиот бетон и испитувањата на свежиот бетон овие три својства потребно е да бидат задоволени за да се добие самовградлив бетон кој прокрај задоволување на својствата на свежиот бетон треба да ги исполни и условите за квалитет на стврднатиот бетон.

Проектирањето на составот на самовградливиот бетон е посложен процес за разлика од проектирањето на составот на обичниот бетон бидејќи постојат голем број на променливи за задоволување на критериумите за самовградливост: содржина на цементната паста, употреба на минерални додатоци, примена на адитив за модификација на вискозноста, односот помеѓу волуменот на водата и волуменот на цементот и минералните додатоци, определување на оптималното количество на суперпластификатор, зголемување на количеството на ситниот агрегат и ограничување на максималното зрно на крупниот агрегат. Нивната интеракција често пати е тешко да се прогнозира со висока сигурност.

Денес генерално се користат два пристапи во проектирањето на составот на самовградливиот бетон. Во првиот пристап се користи додавање на зрна помали од 0.125mm, при што најчесто се користат минерални додатоци или варовничка прашина за зголемување на количеството на паста, а со тоа да се зголеми подвижноста-деформабилноста односно способноста за исполнување, зголемување на отпорноста на сегрегација и додаток на суперпластификатор за постигнување на способноста за поминување во фазата цементен малтер. Вториот пристап, наместо додавање на минерални додатоци користи адитив за модификација на вискозноста за да се зголеми подвижноста и отпорноста на сегрегација на свежиот самовградлив бетон

Зголемувањето на количеството на цементната паста, која покрај цемент треба да содржи и варовничка прашина, за да се намали односот помеѓу водата/цемент и минерални додатоци, е еден од најважните параметри за да се добие бетон со висока флуидност и отпорност на сегрегација. За да се испита влијанието на додаток на варовничка прашина во составот на самовградливиот бетон и нејзиното влијание врз својствата на свежиот и стврднатиот бетон предложена е експериментална програма во која во составот на бетонот менувано е количеството на варовничка прашина од 22%, 30% и 40% од количеството на цемент и варовничка прашина при константен однос на вода/цемент и варовничка прашина.

Во истражувањата, проектирањето на составот на самовградливиот бетон е извршено според Општиот метод тн. метод на чекор по чекор развиен од Okamura, Ozawa и соработниците кој е прифатен од EFNARC-Европската федерација специјализирана за адитиви за градежништвото и бетонот дадени во упатството Спецификации и правила за употреба на самовградливиот бетон издадено од Февруари 2002 година [1].

2. ЕКСПЕРИМЕНТАЛНИ ИСТРАЖУВАЊА НА СВЕЖ БЕТОН

2.1. Проектирање на состав на самовградлив бетон

Во истражувањата изборот на составните материјали за бетонот кои се од локално потекло и проектирањето на составот на самовградливиот бетон се основни проблеми за постигнување на својствата на свежиот бетон за да се задоволат препораките на EFNARC и барањата кои се дадени во МКС EN206. Затоа најчесто се користат информации од објавени препораки и искуствени податоци од примената на самовградливиот бетон.

Искуството од проектирање на составот на самовградлив бетон покажало дека главните параметри се во однапред дефинирани гранични вредности кои според Skarendahl и Petersson изнесуваат [2]:

- Волумен на крупен агрегат од 30-40% од волуменот на бетонот. Некои методи за проектирање на составот предлагаат вредност до 50% од сувата тежина на агрегатот, што зависи од обликот на зрната и од гранулометрискиот состав (750-920 kg/m^3);
- Волуменскиот однос βp помеѓу количеството на вода и количеството на цемент и минерални додатоци да се движи во границите од 0.8 - 1.2, при што за вредности поголеми од 1.2 треба да се користи адитив за модификација на вискозноста;
- Количество на вода треба да се движи во границите од 155 - 175 l/m^3 доколку не се користи адитив за модификација на вискозноста (150-200 kg/m^3), или количество на вода поголемо од 200 l/m^3 доколку се користи адитив за модификација на вискозноста;
- Волумен на пастата 34 - 40% од волуменот на бетонот (цемент и минерални додатоци 450-600 kg/m^3);
- Волумен на ситен агрегат 40 - 50% од волуменот на малтерот (710-900 kg/m^3).

Врз основа на овие искуствено дефинирани гранични вредности за да се проектира составот на самовградливиот бетон за потребите на експерименталните истражувања усвоени се следните претпоставени параметри за да се добијат тежинските односи за рецептурите за бетон [3]:

- Класа на јакост на бетонот C30/37
- Количество на вода W=160 l/m^3,
- Количество на цемент C и варовничка прашина LP вкупно 515 kg/m^3,
- Односот помеѓу волуменот на водата V_W и волуменот на цемент V_C и минералните додатоци V_{LP} изнесува βp= V_W / (V_C + V_{LP})= V_W / V_P =0.9,
- Односот помеѓу количеството на вода W и количеството на цемент C и варовничка прашина LP изнесува $W/(C+LP)$=0.30.
- Максимално зрно на агрегатот D_{max}=16mm
- Количество на суперпластификатор 2% од тежината на цементот и варовничката прашина.

Усвоени се следните материјали за потребите на истражувањата [3]:

- Портланд цемент со додаток на летачка пепел CEM II/A-V 42.5R во согласност со стандардот МКС EN 197-1 производство на Цементарница „УСЈЕ“ А.Д. Скопје во состав на Групација ТИТАН-Грција,
- Агрегат: ситен и крупен агрегат од Каменолом и сепарација „КРАСТА“ Куманово при ДГ„БЕТОН“ А.Д. Скопје I-фр.(0-4)mm, II-фр.(4-8)mm и III-фр.(8-16)mm дробен агрегат од варовничко потекло произведен според стандардот МКС EN 12620,
- Филер: варовничка прашина со зрна помали од 0.09mm од Каменолом и сепарација „КРАСТА“ Куманово при ДГ„БЕТОН“ А.Д. Скопје,
- Адитив од типот суперпластификатор за бетон „СУПЕРФЛУИД - 21 ЕКО“ од производителот „АДИНГ“ А.Д. Скопје во согласност со стандардот МКС EN 934-2 и
- Вода од градски водовод.

Проектирани се четири состави на бетон-рецептури и тоа: обичен-референтен бетон RC, самовградлив бетон со додаток на 22% варовничка прашина SCCI, самовградлив бетон со додаток на 30% варовничка прашина SCCII и самовградлив бетон со додаток на 40% варовничка прашина SCCIII кои се прикажани во Табела 1.

Табела 1. Проектиран состав на обичниот и самовградливиот бетон

Состав на обичен и самовградлив бетон		RC	SCC I	SCC II	SCC III
Вода *W*	[kg/m^3]	160	160	160	160
Цемент *C*	[kg/m^3]	400	400	360	310
Варовничка прашина *LP*	[kg/m^3]	/	115	155	205
Варовничка прашина *LP*	[%]		22	30	40
Цемент и варовничка прашина *P=C+LP*	[kg/m^3]	400	515	515	515
Однос *W/C*	/	0.400	0.400	0.444	0.516
Однос *W/(C+L)=W/P*	/	0.4	0.311	0.311	0.311
Однос *βp=Vw/Vp*	/	1.264	0.95	0.94	0.93
Суперпластификатор *SFL 2%*	[kg/m^3]	8	10.3	10.3	10.3
Агрегат *A*	[kg/m^3]	1835	1715	1715	1715

Според проектираниот состав на самовградливиот бетон извршени се испитувања во согласност со Општиот метод тн. метод на чекор по чекор развиен од Okamura, Ozawa и соработниците при што е следена следната процедура за да се проверат усвоените претпоставки при проектирањето на составот на самовградливиот бетон:

- Испитување на фазата цементна паста за определување на вредноста βp,
- Испитување на фазата цементен малтер за определување на оптималното количество на суперпластификатор,
- Определување на волуменот на ситниот агрегат,
- Определување на волуменот на крупен агрегат,
- Определување на содржина на воздух,
- Корекција на проектираниот состав на самовградливиот бетон
- Испитувања на својствата на свежиот самовградлив бетон: способност за исполнување со определување на класата на слегнување-распростирање и класата на вискозност според стандардот МКС EN 12350-8, можноста за поминување со определување на класата за можност за поминување во L-кутија според стандардот МКС EN 12350-10 и отпорност на сегрегација со определување на класата на отпорност на сегрегација на сито според стандардот МКС EN 12350-11.
- Испитување на својствата на стврднатиот бетон: јакост на притисок според стандардот МКС EN 12390-3 и модул на еластичност според стандардот МКС EN 12390-13.

Следејќи ја оваа процедура најнапред се проверуваат сите претпоставени параметри во процесот на теоретското проектирање на составот на самовградливиот бетон кои кога сега се експериментално утврдени за применетите составни материјали, ако постојат разлики се врши корекција на составот на самовградливиот бетон. Потоа се преминува на наредната фаза на докажување на својствата на свежиот самовградлив бетон. На овој начин чекор по чекор се избегнува директно докажување на својствата на свежиот самовградлив бетон што може да бара поголем број на повторувања на постапката проектирање на составот и испитување на својствата на свежиот бетон По докажување на својствата на свежиот самовградлив бетон извршени се испитувањата на стврднатиот самовградлив бетон.

2.2. Испитување на цементна паста

Претпоставениот однос помеѓу волуменот на водата V_W и волуменот на цемент V_C и минералните додатоци V_{LP} е земен дека изнесува βp=0.9 и треба да се провери со испитување на релативното распростирање. Релативното распростирање се испитува со методот на пресечен конус со дијаметар на основата d_0=100mm и дијаметар d_1=70mm и висина на конусот 60mm. Извршено е испитување за различни вредности на βp = 1.1, 1.2, 1.3 и 1.4 за избраниот состав на

цемент и варовничка прашина според проектираниот состав на самовградлив бетон даден во Табела 1. На тој начин се контролира потребата за вода со менување на количеството на вода за избраните количества на цемент и варовничка прашина. Оптималниот однос за βp се добива кога вредноста на релативното распростирање е еднакво на нула.

Релативното распростирање $\Gamma_{p/m}$, според испитувањето на распростирање со пресечен конус при што се добива вредноста на распростирање d, се пресметува според формулата:

$$\Gamma_{p/m} = \left(\frac{d}{d_0}\right)^2 - 1 \qquad (1)$$

Составот на самовградливиот бетон за различни односи на βp = 1.1, 1.2, 1.3 и 1.4 е прикажан во Табела 2. Резултатите од испитувањето на релативното распростирање и усвоениот однос е прикажан во Табела 3.

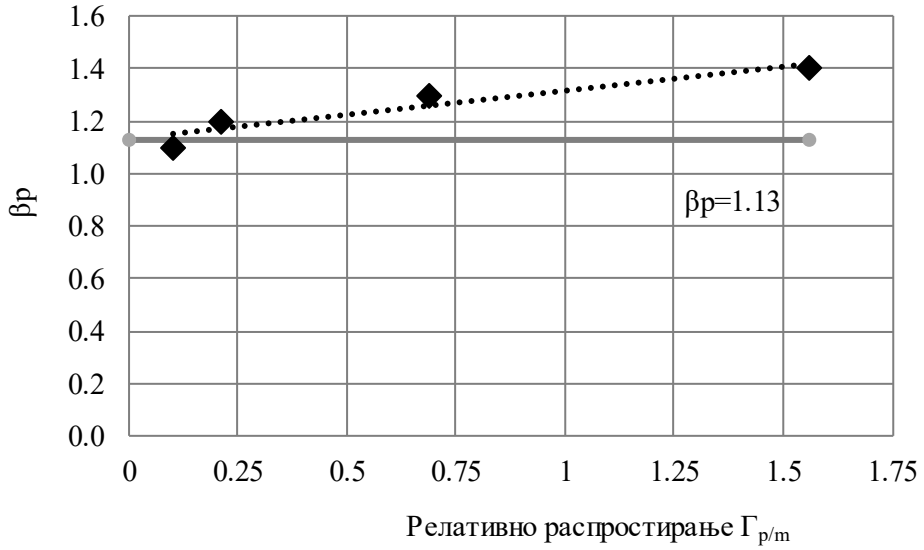
Табела 2. Состав на цементна паста

SCC I					
βp		1.1	1.2	1.3	1.4
Цемент *C*	[kg/m^3]	400	400	400	400
Варовничка прашина *LP*	[kg/m^3]	115	115	115	115
Вода *W*	[kg/m^3]	189	206	223	240
SCC II					
βp		1.1	1.2	1.3	1.4
Цемент *C*	[kg/m^3]	360	360	360	360
Варовничка прашина *LP*	[kg/m^3]	155	155	155	155
Вода *W*	[kg/m^3]	191	208	226	243
SCC III					
βp		1.1	1.2	1.3	1.4
Цемент *C*	[kg/m^3]	310	310	310	310
Варовничка прашина *LP*	[kg/m^3]	205	205	205	205
Вода *W*	[kg/m^3]	194	211	229	246

Табела 3. Резултати од испитување на релативното распростирање $\Gamma_{p/m}$

SCC I	βp	1.1	1.2	1.3	1.4	Усвоено **βp=1.13** (Сл.1)
	d [cm]	10.50	11	13	16	
	$\Gamma_{p/m}$	0.10	0.21	0.69	1.56	
SCC II	βp	1.1	1.2	1.3	1.4	Усвоено **βp=1.12**
	d [cm]	11	11.3	13.5	16.5	
	$\Gamma_{p/m}$	0.21	0.28	0.82	1.72	
SCC III	βp	1.1	1.2	1.3	1.4	Усвоено **βp=1.13**
	d [cm]	10.50	11	13	16	
	$\Gamma_{p/m}$	0.10	0.21	0.69	1.56	

Пример за графичко определување на нултата вредност на релативното распростирање врз основа на експерименталните резултати за составот на цементната паста за самовградливиот бетон SCC I со додаток на 22% варовничка прашина е прикажан на Сл.1. Пресекот на интерполираната линија помеѓу вредностите на експериментално добиените вредности за релативното распростирање $\Gamma_{p/m}$ со y – оската ја дава бараната вредност за βp.



Сл. 1 Определување на оптималниот однос βp за составот на самовградливиот бетон SCC I

Од резултатите може да се забележи дека за константно вкупно количество на цемент и варовничка прашина од 515 kg/m^3 независно од односот помеѓу количеството на цемент и варовничка прашина за трите проектирани состави на самовградлив бетон добиен е еднаков однос за βp што значи дека е потребно приближно исто количество на вода. Усвоена е вредност за βp=1.1 за составот на самовградлив бетон со додаток на варовничка прашина 22%, 30% и 40% при што количеството на вода варира во многу мали граници 189-191-194 kg/m^3 соодветно.

2.3. Испитување на цементен малтер

По испитување на фазата цементна паста, за усвоената вредност на βp, потребно е да се определи оптималното количество на суперпластификатор во составот на бетонот за да се исполнат барањата за исполнување и поминување на свежиот самовградлив бетон односно реологијата на цементниот малтер. За усвоената вредност на βp=1.1 за сите рецептури на бетон независно од процентуалното учество на варовничка прашина извршено е повторно проектирање на составот на самовградливиот бетон за дефинирани вредности на количината на цемент, вода, варовничка прашина и ситен агрегат песок при што е менувано количество на суперпластификатор од 0.85%, 1.25%, 1.67%, 2.08% и 2.50% од вкупната количина на цемент и варовничка прашина. Проектираниот состав на цементниот малтер за секој состав на самовградливиот бетон е прикажан во Табела 4.

Табела 4. Рецептури за цементен малтер

SCC I		1	2	3	4	5
Цемент *C*	[kg/m^3]	400	400	400	400	400
Варовничка прашина *LP*	[kg/m^3]	115	115	115	115	115
Вода *W*	[kg/m^3]	189	189	189	189	189
Суперпластификатор *SFL*	[%]	0.85	1.25	1.67	2.08	2.5
Ситен агрегат I-фр.(0-4)mm	[kg/m^3]	850	850	850	850	850

Продолжение на Табела 4. Рецептури за цементен малтер

SCC II		1	2	3	4	5
Цемент *C*	[kg/m^3]	360	360	360	360	360
Варовничка прашина *LP*	[kg/m^3]	155	155	155	155	155
Вода *W*	[kg/m^3]	191	191	191	191	191
Суперпластификатор *SFL*	[%]	0.85	1.25	1.67	2.08	2.5
Ситен агрегат I-фр.(0-4)mm	[kg/m^3]	848	848	848	848	848
SCC III		1	2	3	4	5
Цемент *C*	[kg/m^3]	310	310	310	310	310
Варовничка прашина *LP*	[kg/m^3]	205	205	205	205	205
Вода *W*	[kg/m^3]	194	194	194	194	194
Суперпластификатор *SFL*	[%]	0.85	1.25	1.67	2.08	2.5
Ситен агрегат I-фр.(0-4)mm	[kg/m^3]	843	843	843	843	843

Испитувањата на фазата цементен малтер се извршени со испитување на распростирање *d* и релативното распростирање $\Gamma_{p/m}$ за да се оцени деформабилноста на цементниот малтер и испитување со V-funnel test-V инка за да се оцени вискозноста на цементниот малтер со мерење на времето на проточност *t* и релативното време на распростирањето R_m. За овие методи определени се гранични вредности кои треба да изнесуваат: распростирање d=(24-26)cm што треба да обезбеди релативното распростирање од $\Gamma_{p/m}$=5 и времето на проточност *t* од V инка да се движи во границите *t*=(7-11)s за да обезбеди релативно време во границите R_m=0.9-1.1. Овие гранични вредности за распростирањето и времето на проточност се определени за самовградлив бетон со максимално зрно на агрегатот до D_{max}=20mm.

Резултатите од испитувањето на цементен малтер се прикажани во Табела 5 само за оние пробни испитувања од секој состав на самовградливиот бетон за кој се исполнети двата гранични услови за распростирање и време на проточност.

Табела 5. Резултати добиени од испитување на цементен малтер

Состав	Распростирање *d* [cm]	Брзина на течење *t* [s]
	Гранични вредности (24-26)cm	Гранични вредности (7-11)s
SCC I (4)	24.5	10.75
SCC II (2)	25.0	7.50
SCC III (1)	24.0	7.00

Од испитувањата на цементен малтер за константен однос на βp определено е оптималното количество на суперпластификатор: за самовградлив бетон со додаток на 22% варовничка прашина потребно е додаток од 2.08% суперпластификатор, за самовградлив бетон со додаток на 30% варовничка прашина потребно е додаток од 1.25% суперпластификатор и за самовградлив бетон со додаток на 40% варовничка прашина потребно е додаток од 0.85% суперпластификатор.

Од испитувањата на цементниот малтер може да се забележи дека доколку во системот на вкупно количество на цемент и варовничка прашина има повеќе варовничка прашина, а помалку цемент се намалува потребното количество на суперпластификатор. Зголемувањето на количината на варовничка прашина поволно влијае на реолошките својства: деформабилноста и вискозноста на самовградливиот бетон, а тоа директно влијае на намалување на потребното количество на суперпластификатор.

2.4. Определување на гранулометриски состав на агрегатот

За определување на гранулометрискиот состав на агрегатот извршено е просејување на агрегатот по фракции I-фр.(0-4)mm, II-фр.(4-8)mm и III-фр.(8-16)mm дробен агрегат од варовничко потекло според стандардот МКС EN 933-1 Определување на гранулометриски состав–Метода на просејување. Проектирањето на гранулометрискиот состав на агрегатот е извршено во согласност со барањата на стандардите МКС EN 206 Бетон- Спецификација, својства, производство и сообразност и МКС 1016 Правила за употреба на МКС EN 206 Додаток NB при што е користена препорачана гранична крива на агрегат со максимално зрно D_{max}=16mm.

Врз основа на просејувањето на агрегатот по фракции извршено е проектирање на гранулометрискиот состав на агрегатот при што е определено учеството по фракции: за ситен агрегат I-фр.(0-4)mm 50%, за крупен агрегат II-фр.(4-8)mm 17% и III-фр.(8-16)mm 33%.

2.5. Рецептури за самовградлив бетон

Врз основа на претходните испитувања на фазата на малтер, фазата на цементен малтер и определување на гранулометрискиот состав на агрегатот извршено е повторно проектирање на составот на самовградливиот бетон, односно извршена е корекција на претходно теоретски претпоставениот состав на самовградливиот бетон даден во Табела 1.

Рецептурите за самовградлив бетон се дадени во Табела 6.

Табела 6. Рецептури за состав на обичниот и самовградливиот бетон

		RC	SCC I	SCC II	SCC III
Вода *W*	[kg/m^3]	170	189	191	194
Цемент *C*	[kg/m^3]	400	400	360	310
Варовничка прашина *LP*	[kg/m^3]	/	115	155	205
Варовничка прашина *LP*	[%]	/	22	30	40
Цемент и варовничка прашина *P=C+LP*	[kg/m^3]	400	515	515	515
Однос *W/C*		0.425	0.473	0.531	0.626
Однос *W/(C+L)=W/P*		0.425	0.367	0.371	0.377
Однос *βp=Vw/Vp*		1.3	1.1	1.1	1.1
Суперпластификатор *SFL*	[%]	2.0	2.0	1.5	1.0
Агрегат *A*	[kg/m^3]	1871	1700	1695	1685
I-фр.(0-4)mm 50%	[kg/m^3]	936	850	848	843
II-фр.(4-8)mm 17%	[kg/m^3]	318	289	288	287
III-фр.(8-16)mm 33%	[kg/m^3]	617	561	559	557

2.6. Испитување на својствата на свеж самовградлив бетон

За определените рецептури извршени се испитувања на својствата на свежиот самовградлив бетон според следните методи: способност за исполнување со определување на класата на слегнување-распростирање и класата на вискозност според стандардот МКС EN 12350-8, можноста за поминување со определување на класата за можност за поминување во L-кутија според стандардот МКС EN 12350-10 и отпорност на сегрегација со определување на класата на отпорност на сегрегација на сито според стандардот МКС EN 12350-11. Резултатите од испитувањето се прикажани во Табела 7. На тој начин треба да се докажат способноста за

исполнување, способноста за поминување и отпорност на сегрегација за да се класифицира бетонот како самовградлив бетон.

Табела 7. Резултати од извршените испитувања на свежата бетонска маса на рецептурите

Испитувања на свеж бетон	SCC I	SCC II	SCC III	МКС EN 206	EFNARC
Класа на распростирање [mm] МКС EN 12350-8	660	710	700	SF2 (660-750)mm	>650mm
Класа на вискозност T_{500} [s] МКС EN 12350-8	6.0	3.5	4.0	VS2 (≥2s)	(3-7)s
Класа на поминување L-кутија МКС EN 12350-10	0.90	0.94	0.94	PL2 (≥0.8)	H_2/H_1>0.8
Класа на отпорност на сегрегација МКС EN 12350-11	5.5	14.9	14.8	SR2 (≤15%)	(5-15)%

Испитувањата на својствата на конзистенцијата на свежиот обичен-референтен бетон RC е извршена според методата на слегнување МКС EN 12350-2 при што е добиен резулат од s=230mm што одговара на класа на слегнување S5. Од испитувањата на својствата на свежиот самовградлив бетон може да се констатира дека сите три видови на бетон може да се класифицираат како самовградлив бетон бидејќи во свежа состојба ги исполнуваат условите за исполнување, поминување и отпорност на сегрегација според барањата од EN стандардите и според барањата од препораките на EFNARC.

3. ЕКСПЕРИМЕНТАЛНИ ИСТРАЖУВАЊА НА СТВРДНАТ БЕТОН

По докажувањето на условите за самовградливост во свежа состојба на бетонот извршено е испитување на јакост на притисок и модул на еластичност за сите рецептури на самовградлив бетон и за референтниот бетон. Испитувањата се извршени според Европските стандарди. Резултатите од испитувањата се прикажани во Табела 8.

Табела 8. Резултати од извршените испитувања на механичките карактеристики

Испитувања на стврднат бетон	RC	SCC I	SCC II	SCC III	МКС EN 1992-1-1
Јакост на притисок $f_{c,\,cylinder}$ [MPa] МКС EN 12390-3	45.1	37.3	35.7	34.2	C30/37
Модул на еластичност E_c [MPa] МКС EN 12390-13	41540	38425	35420	36380	33000 MPa

Од испитувањата може да се забележи дека сите видови на бетон: обичен-референтен бетон RC, самовградливиот бетон со додаток на 22% варовничка прашина SCC 1, самовградливиот бетон со додаток на 30% варовничка прашина SCCII и самовградливиот бетон со додаток на 40% варовничка прашина SCCIII ги исполнуваат условите за квалитет за класа на јакост C30/37 јакост на притисок на цилиндер поголема од 30MPa и модул на еластичност поголем од 33000MPa.

4. ЗАКЛУЧОЦИ

Врз основа на спроведените експериментални истражувања за определување на влијанието на количеството на варовничка прашина во составот на самовградливиот бетон може да се изведат следните заклучоци:

- Зголемувањето на количество на варовничка прашина, а намалување на количеството на цемент, поволно влијае врз задоволување на условите за самовградливост: способност за исполнување, можност за поминување и отпорност на сегрегација на свежиот само-вградлив

бетон и при тоа да се задоволени условите за квалитет во однос на механичките карактеристики. Употребата на помало количество на цемент има големо влијание врз намалување на загаденоста на надворешната средина и зачувување на ресурсите за производство на цемент.

- Испитувањето на фазата цементна паста покажува дека зголемувањето на количеството на варовничка прашина не влијае на зголемувањето на количеството на вода при константно вкупно количество на цемент и варовничка прашина (515kg/m^3) во составот на самовградливиот бетон. За проектираниот состав на самовградливиот бетон, за сите рецептури независно од количеството на варовничката прашина односот на волуменот на водата и волуменот на цементот и варовничката прашина е еднаков односно $\beta p=1.1$ за да се добие релативно распростирање $\Gamma_{p/m}$ кое е еднакво на нула.
- Испитувањето на фазата цементна паста покажува дека со зголемување на количеството на варовничка прашина во составот на самовградливиот бетон се намалува потребното оптимално количество на суперпластификатор.
- Испитувањата на својствата на свежиот самовградлив бетон, при што за проектирањето на составот на бетон е следена процедурата чекор по чекор на генералниот метод, покажуваат дека во целост може да се исполнат критериумите за самовградливост според Европските стандарди и според препораките на EFNARC.
- Потребно е големо внимание при употреба на поголеми количини на варовничка прашина од 20%, бидејќи при рецептурите за состав на самовградливиот бетон со додаток на 30% и 40% на варовничка прашина се добива отпорност на сегрегација на свежиот бетон изразена со коефициентот на сегрегација близу до 15%. Ако коефициентот на сегрегација е поголем од 20% може да се очекува појава на сегрегација на самовградливиот бетон.
- Варовничката прашина бидејќи нема пуцолански својства не учествува во процесот на хидратација на цементот и затоа со зголемување на количеството на варовничка прашина се намалуваат механичките карактеристики на самовградливиот бетон што треба се има предвид при определување на потребното количество на цемент и определување на водоцементниот фактор.

БЛАГОДАРНОСТ

Авторите сакаат да изразат благодарност до ДГ „БЕТОН“ А.Д. Скопје, Лабораторија за бетон за помоштта при реализација на експерименталните истражувања.

ЛИТЕРАТУРА

[1] EFNARC (2002). Specification and Guidelines for Self-Compacting Concrete. EFNARC Secretary. Norfolk. UK.

[2] Skarendahl, A., Petersson, Ö. (2000). RILEM Report: Self-Compacting Concrete, State-of-the-Art report of RILEM Technical Committee TC 174-SCC. RILEM Publications Sarl. Cachan Cedex. France.

[3] Најдовска Н. (2018). Анализа на влијанието на варовничката прашина врз модулот на еластичност на самовградливиот бетон. Магистерска тема. УКИМ Градежен Факултет Скопје, Скопје, Република Северна Македонија.

[4] BIBM, CEMBUREAU, ERMCO, EFCA, EFNARC. (2005). The European Guidelines for Self-Compacting Concrete Specification, Production and Use. EPG Secretary. Norfolk. UK.

[5] Goodier C.I. (2003). Development of self-compacting concrete. Proceedings of the Institution of Civil Engineers Structures & Buildings I56 Issue SB4. pp.405-414.

[6] Okamura H., Ozawa K., Ouchi M. (2002). Self-compacting concrete. Structural Concrete No.1, pp.3-17.

[7] Okamura H., Ouchi M. (2003). Self-Compacting Concrete. Journal of Advanced Concrete Technology Vol.1, No.5, pp.5-15, Japan Concrete Institute, Tokyo, Japan.

[8] Ouchi M.et all. (2008). Self-Compacting Concrete in Japan. Proceedings of 8th International Symposium on Utilization of High-Strength Concrete and High-Performance Concrete. Tokyo, Japan, pp.72-91.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

MM - 11

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

NATURAL FREQUENCIES OF UHPFRC BEAM WITH DIFFERENT PERCENTAGES OF STEEL FIBER CONTENT

Marko STOJANOVIĆ[1], Željko FLAJS[2], Ksenija JANKOVIĆ[3], Dragan BOJOVIĆ[4], Lana ANTIĆ ARANĐELOVIĆ[5]

ABSTRACT

UHPFRC (Ultra High Performance Fiber Reinforced Concrete) mixes have been designed and made with 1 and 3 steel fiber percentages. Basic tests of compressive strength at different ages were performed and the secant modulus of elasticity in compression was determined on standard samples. Compressive strength values at 28 days of age were obtained with a steel fiber content of 1% - 150 MPa and a steel fiber content of 3% - 160 MPa. Based on the values obtained by testing on standard samples, it was concluded that with the increase in the steel fiber content, the mechanical properties of UHPFRC also increase. UHPFRC beams with 1% and 3% of steel fibers were built. The simply supported beams have a constant cross-section of 60x60x2000mm and 100x100x2000mm. In the middle of the span, the samples were loaded with a mass of 30kg and 40 kg. The excitation of the beam was carried out with hammers weighing 2kg and 3kg. The measured values of the accelerations and displacements were obtained with accelerometer and displacement transducer, and natural frequencies were calculated from acceleration and displacement data. Based on the obtained values, by examining the oscillation frequency of beams with a cross section of 60x60mm, it can be concluded that with the increase of the content of steel fibers, the oscillation frequency also increases. This behavior was not observed for beams with a cross-section of 100x100 mm, where the same test values were obtained with a steel fiber content of 1% and 3%.

Keywords: *Natural frequency; Steel fibers; UHPFRC*

[1] Research Assistant, Institut IMS, Belgrade, Serbia,, marko.stojanovic@institutims.rs
[2] Technical Associate, Institut IMS, Belgrade, Serbia, zeljko.flajs@institutims.rs
[3] Full Research Professor, Institut IMS, Belgrade, Serbia, ksenija.jankovic@institutims.rs
[4] Assistant Research Professor, Institut IMS, Belgrade, Serbia, dragan.bojovic@institutims.rs
[5] Senior Technical Associate, Institut IMS, Belgrade, Serbia, lana.antic@institutims.rs

1. INTRODUCTION

Over the past two decades, the development of composites with extremely high mechanical properties was enabled by the development of modern chemical and mineral additives for concrete. Ultra-high strength fiber reinforced concrete - UHPFRC is a concrete of the new-generation, with ultra-high strengths and ductility [1]. UHPFRC and conventional concrete are different in composition. The water content of UHPFRC is low in relation to the amount of cement, and it contains silica fume, silicate sand and steel fibers. The steel fiber content is highly important in the mix, which, like the fiber percentage content, directly affects the mechanical properties of UHPFRC such as compressive strength, flexural tensile strength and ductility. According to the previous studies [2-4], flexural and compressive strength increase as the fiber content increases. In the literature [1, 5-7], there are several studies on the mechanical properties of UHPFRC that were tested with standard destructive methods.

By reviewing the literature it was found that the oscillation frequency method of UHPFRC is rarely used and applied. [8, 9]

2. EXPERIMENTAL WORK

UHPFRC mixtures with different steel fiber content were designed. Beams with constant cross-section of 60x60 mm, 100x100 mm and a length of 2000 mm were constructed to determine their natural frequencies. The beams were placed in the static system of simple beam. They were loaded with a constant mass of 30kg and 40kg in the middle of the span. The paper presents measurements of the natural frequencies of these beams.

The aim of this research is to determine whether the steel fiber content in the UHPFRC has an impact on its natural frequency. Since it is a very ductile material, the dimensions on the basis of which one could measure their natural frequency were determined.

2.1. Designing UHPFRC

The designing of UHPFRC concrete mixes differs from standard concrete. A large quantity of powdered material, cement, mineral material and chemical additives is used for its preparation.

The composition of UHPFRC includes up to two times more component materials than conventional concrete. The most common are several powdered materials that are added in dry state and homogenized by mixing before adding water.

Concretes are made with the following component materials: cement, quartz sand, quartz powder, silica fume, steel fibers, silica fume, chemical additive and water.

During the design, the selection of materials of very high quality was taken into account. The consideration of the quality of component materials was done through chemical analysis. The presence of silicon oxide as one of the chemical elements that is preferred in the composition, as well as the high content of calcium oxide, has been considered.

The chemical properties of powdery materials and quartz sand are shown in the paper. [10]

Cement CEM I 52.5R, CRH was used. The specific gravity of cement was 3150 kg/m3, and specific surface was 4220 cm2/g. The tested pressure strengths of the cement mortar, aged 2 and 28 days, were 37.2 and 65.9 N/mm2. Flexural tensile strengths were tested at the same age and were 7.1 N/mm2 at 2 days and 10.0 N/mm2 at 28 days. Quartz powder has a specific gravity of 2675 kg/m3. Particle sizes are below 150μm. Quartz sand has granulation fractions of 0.06-0.16; 0.16-0.50; 0.5-1; 1-2 mm. The specific gravity is 2710 kg/m3. Silica fume with particle sizes less than 0.1 μm has a specific gravity of 2700 kg/m3 and a specific surface of 24000 cm2/g according to the BET method. The chemical additive that was used is a superplasticizer with a high water reduction based on polycarboxylate. The specific gravity is 1.08 g/cm3, while the water reduction is up to 30%. The steel fibers are l=12 mm long and 0.17 mm in diameter. The shape factor is 70.6. The tensile strength of the wire from which the fibers were cut is 2500 N/mm2. The specific gravity is 7850 kg/m3.

Two types of UHPFRC were designed. Both mixtures are with 270 kg/m3 of silica fume, while the amount of fibers relative to the volume is 1% and 3%. The projected mixtures in volume ratio are shown in Table 1.

Table 1- Designed volume ratio of UHPFRC mixture

Material	UHPFRC 1 %	UHPFRC 3 %
Cement	1	1
Silica fume	0.142	0.142
Quartz powder	0.368	0.368
0-0.5mm Quartz powder	0.653	0.600
Water	0.242	0.242
Superpl. Viscocrete 20HE	0.053	0.051
Steel fibers	0.084	0.247
Water from superplasticizer	31.9	30.7
Slump flow (mm)	279	274
w/b	0.192	0,192

Note: The table shows the amount of material relative to the cement mass as a unit value.

The process of mixing UHPFRC is shown in detail in the paper. [10]

The samples were air-cured for the first 24 hours, after which they were cured in water in ambient conditions until the moment of testing. [10]

2.2. Mechanical properties of UHPFRC

Mechanical properties of UHPFRC, pressure strength and flexural tensile strength were tested at the ages of 2, 7 and 28 days, while the static modulus of elasticity in compression was tested at the age of 28 days. The sample mass was determined by the apparent volume (mass and dimensions of the samples). The results of the mechanical properties testing are shown in Table 2.

Table 2. Results of the mechanical properties of the UHPFRC 1 and 3%

Testing	UHPFRC – 1%		UHPFRC – 3%	
	Compressive	Flexure	Compressive	Flexure
Strength at 2 days	72.4	12.4	78.9	14.3
Strength at 7 days	115.7	15.2	124.3	19.7
Strength at 28 days	150.2	17.8	160.5	22.3
Bulk density, γb (kg/m3)	2440		2480	
Module of elasticity, E (GPa)	42.70		45.85	

2.3. Testing of UHPFRC natural frequencies

Testing of natural frequencies of UHFRC beams is not a standard method, and the number of scientific papers in the world in this domain is very small. There are certain standard methods such as the ultrasonic method or the resonant frequency through which a dynamic modulus of elasticity can be determined. The testing was carried out on prismatic or cylindrical samples, which were excited to oscillate. Each sample, under the specified conditions, represents a dynamic system and in general, for each of these systems there is a theoretical expression that defines the manner of its oscillation. This is about free oscillations of the system, which is one of the basic characteristics, the frequencies of the system - f.

By means of an actuator, the sample is exposed to forced, impact excitation. Mechanical oscillations of the system produced in this manner, were measured with accelerometer and displacement sensor, and data from sensors were collected with appropriate measuring instrument. To avoid bouncing of the sample beam on its supports, weight of 30 kg was placed at midspan. Every sample beam was excitated with impact force five (5) times, and characteristic values of natural frequencies were obtained as average value.

In order to determine the natural frequency, beams of 60x60x2000 mm were made from UHPFRC with 1 and 3% elastic steel fiber content.

During the test, the apparatus for measuring and collecting data was used.

Linear inductive displacement sensor LVDT WA 100 HBM with the range of ± 50 mm, and resolution of 0.01 mm. The Monitran MTN 7120 accelerometer is a measuring instrument that generates an electrical signal when acceleration occurs. Accelerometer characteristics used: - S/N 223735, sensitivity = 1.31 mV/g, bias = 0.080 mV, frequency range ± 2g - DC to 250 Hz.

For data acquisition, analogue signal was brought to the data acquisition device Spider 8 HBM.

After the preparation of the measuring instruments, the beam was placed in static system of simple beam. The beams had cross-sectional dimensions of 60x60 mm, 100x100mm and length of 2000 mm. Each beam was placed on one support with fixed movement and one with free movement in the direction of the beam. The span between supports was 1800 mm.

The point load of the beam was applied in the middle of the span using weights. The total weight was 30 kg for beam 60x60 mm and 40kg for beam 100x100mm. Immediately after the application of the dead load, displacement measurements were taken in the middle of the beam. The excitation was applied by a 2 kg hammer for beam 60x60mm and 3kg hammer for beam 100x100mm, i.e. the dynamic force entering the system is impact load and repeats at equal intervals of 5 repetitions that last for 5 seconds. The appearance of the testing arrangement is shown in Figure 1.

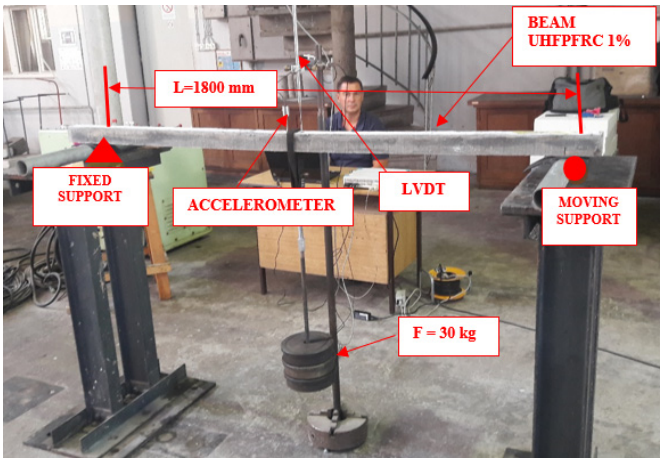


Fig. 1. Testing arrangement - natural frequency of the UHPFRC beam

After the excitation, acceleration and displacement measurements of the beam over time have been made through the Spider 8 software package. Acceleration measurement in function of time is shown in Figure 3.

The obtained data is translated from the time to the frequency domain using the FFT method. This results in a condensed vibration display with clearly expressed frequency components from a relatively bulky and confusing time record. Then, using "curve fitting" operations the non-significant peaks are removed. Measurement was performed on 5 excitations where the results of the measurement in Table 3 were made for each beam of UHPFRC with different fiber content and different cross-sectional.

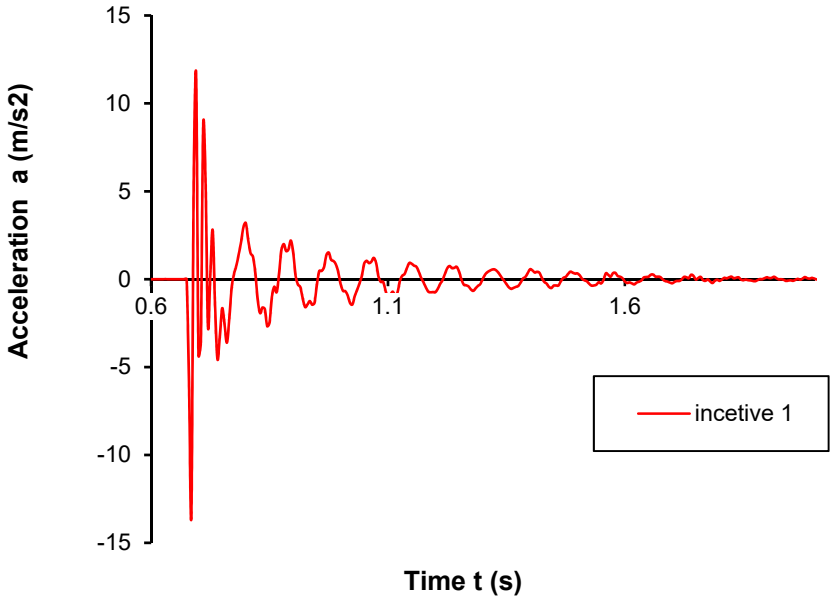


Fig. 2. Acceleration data over time

Table 3. Results of the natural frequency obtained from acceleration and displacement measurement for beam dimensions 6x6x200 cm

Mix	UHPFRC 1 %		UHPFRC 3 %	
	Frequency f (Hz)		Frequency f (Hz)	
Excitation	acceleration	displacement	acceleration	displacement
1	11.65	11.65	12.98	12.98
2	11.31	11.31	12.98	12.98
3	11.65	11.31	12.48	12.48
4	11.65	11.31	12.48	12.48
5	11.65	11.31	12.48	11.99
Mean value	11.58	11.38	12.68	12.58

Table 4. Results of the natural frequency obtained from acceleration and displacement measurement for beam dimensions 10x10x200 cm

Mix	UHPFRC 1 %		UHPFRC 3 %	
	Frequency f (Hz)		Frequency f (Hz)	
Excitation	acceleration	displacement	acceleration	displacement
1	16.96	13.97	14.96	13.97
2	14.96	13.97	14.96	13.97
3	15.96	13.97	13.97	13.97
4	14.96	13.97	16.96	13.97
5	14.96	13.97	16.96	13.97
Mean value	15.56	13.97	15.56	13.97

Fig. 3 and 4 show the diagrams of natural frequencies, measured over the acceleration and the displacement, of the first oscillation tone.

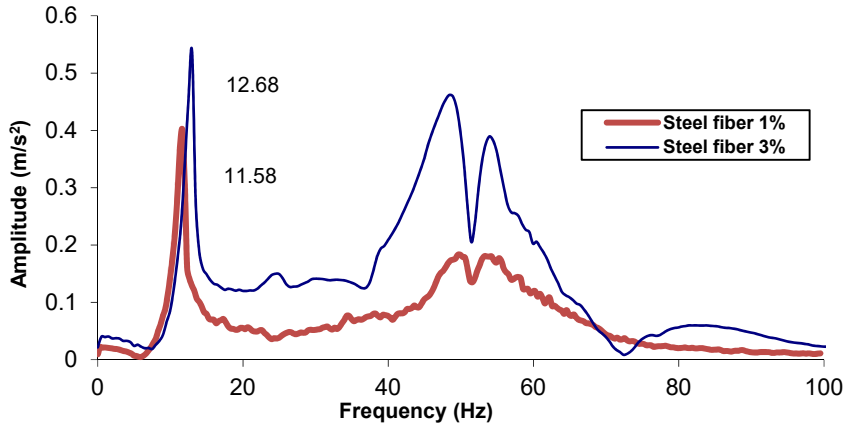


Fig. 3 - Diagram of natural frequency obtained from acceleration data in the beam 6x6x200cm made of UHPFRC with 1 and 3% steel fibers

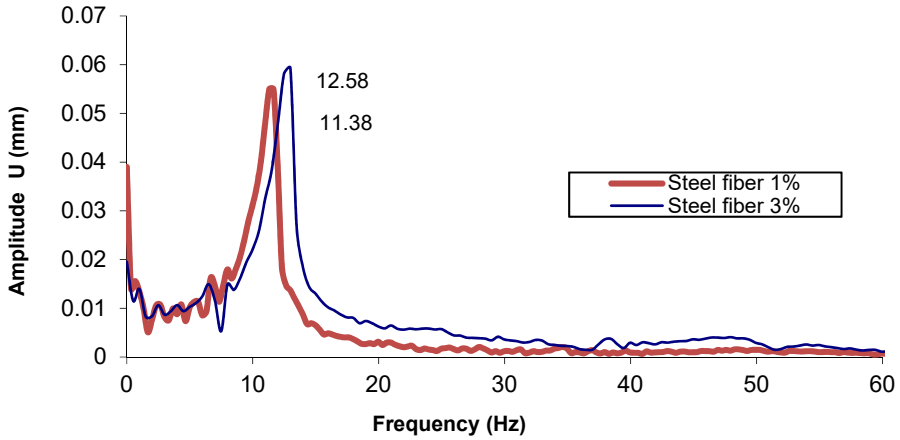


Fig. 4 - Diagram of natural frequency obtained from displacement data in the beam 6x6x200 cm made of UHPFRC with 1 and 3% steel fibers

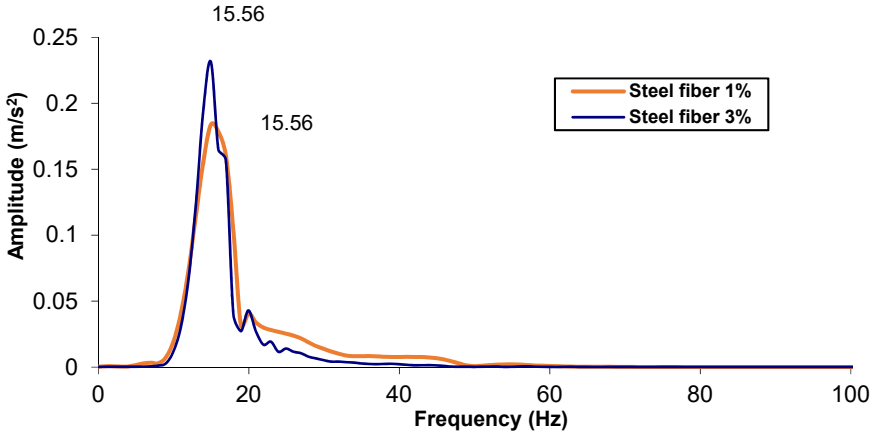


Fig. 5 - Diagram of natural frequency obtained from acceleration data in the beam 10x10x200cm made of UHPFRC with 1 and 3% steel fibers

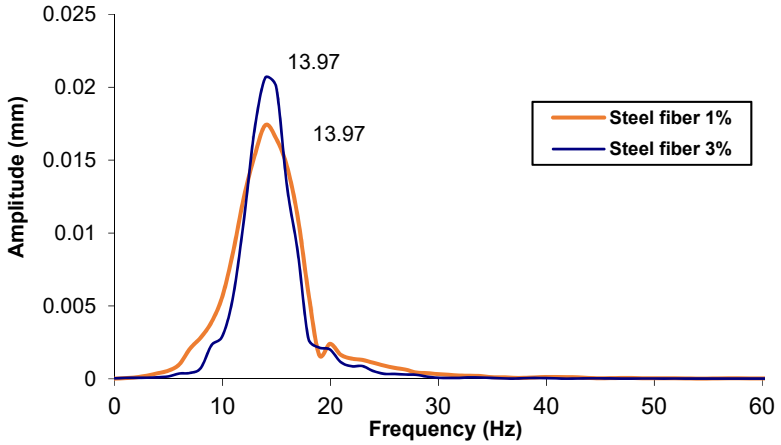


Fig. 6 - Diagram of natural frequency obtained from displacement data in the beam 10x10x200 cm made of UHPFRC with 1 and 3% steel fibers

3. CONCLUSION

The physical properties of the component materials used and the mechanical properties of UHPFRC are presented in this paper. The obtained results show that with the increase in steel fibers there is an increase in the mechanical properties, which can be applied to both the static modulus of elasticity in compression and the natural frequency.

Tests carried out on beams with cross-section dimension of 60x60mm, tested in a static system of simple supported beam, with a static span of 1800 mm and loaded with static load of 30 kN positioned in the middle of the span, which were induced to oscilate by a 2 kg hammer, indicate that as the content of steel fibers increases, the oscillation frequency obtained with the accelerometer also increases. The same behavior of the value of the oscillation frequency of the beams with a cross-section of 60x60 mm is also manifested in the measurement by the displacement measuring device. The acceleration results obtained by accelerometer measurements on beams with a steel fiber content of 1% are lower by 1.1 Hz compared to the value obtained with beams with a steel fiber content of 3%. The obtained values of oscillation frequencies of the beams measured by the displacement device indicate that concrete with a content of steel fibers of 1% has a lower value by 1.2 Hz than beams with a content of steel fibers of 3%.

Tests that have been carried out on the beams with cross section dimensions 100x100mm, which were also examined in a static system of a simply supported beam, with the static span of 1800 mm, and loaded with static load of 40 kN positioned in the middle of the span, which were induced to oscilate

with a 3 kg hammer, showed that with increasing of content of the steel fibers had no influence on the test values of the oscillation frequency obtained by a device for measuring of acceleration - an accelerometer. The same behavior of the values of oscillation frequency of the 100x100 mm cross-sectional beams is also manifested in the measurement by the displacement measuring device.

ACKNOWLEDGEMENTS

The results presented in this paper are part of the research within the research project TR 36017 "Usage of by-products and recycled waste materials in concrete composites within the sustainable development of civil engineering in Serbia: research and assessment of the environmental impact on possible applications", with the support of the Ministry of Education, Science and Technological Development of the Republic of Serbia.

REFERENCES

[1] B.A. Graybeal, Material Property Characterization of Ultra-high Performance Concrete, Federal Highway Administration, 2006.

[2] S.T. Kang, Y. Lee, Y.D. Park, J.K. Kim, Tensile fracture properties of an ultra high performance fiber reinforced concrete (UHPFRC) with steel fiber, Compos.Struct. 92 (1) (2010) 61–71.

[3] R. Toledo Filho, E. Koenders, S. Formagini, E. Fairbairn, Performance assessment of ultra-high performance fibre reinforced cementitious composites in view of sustainability, Mater. Des. 36 (2012) 880–888.

[4] A.P. Lampropoulos, S.A. Paschalis, O.T. Tsioulou, S.E. Dritsos, Strengthening of reinforced concrete beams using ultra high performance fibre reinforced concrete (UHPFRC), Eng. Struct. 106 (2016) 370–384.

[5] A.P. Lampropoulos, S.A. Paschalis, Ultra high performance fiber reinforced concrete under cyclic loading, ACI Mater. J. 113 (2016) 419–427.

[6] A.F.G.C. Bfup, Ultra High Performance Fibre-Reinforced Concretes, Interim Recommendations, AFGC/SETRA Working Group, France, 2002.

[7] A.A. Shah, Y. Ribakov, Recent trends in steel fibered high-strength concrete,Mater. Des. 32 (8–9) (2011) 4122–4151.

[8] Glaubitt A, Middendorf B. Non-destructive ultrasonic testing methods for quality control of UHPC. In: Fehling E, Schmidt M, Stürwald S, editors. Proceedings of the second international symposium on ultra high performance concrete. Kassel, Germany: Kassel University Press GmbH; 2008. p. 319–26.

[9] Washer G, Fuchs P, Rezai A, Ghasemi H. Ultrasonic measurement of the elastic properties of ultra-high performance concrete (UHPC). In: Shull Peter J,Gyekenyesi Andrew L, Mufti Aftab A, editors. Nondestructive evaluation and health monitoring of aerospace materials, composites, and civil infrastructure IV. San Diego, CA, USA: SPIE; 2005. p. 416–22.

[10] Janković, K., Stanković, S., Bojović, D., Stojanović, M., and Antić L. (2016): "The influence of nano-silica and barite aggregate on properties of ultra high performance concrete", Construction and Building Materials, Vol. 126, 147-156, DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2016.09.026

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanskiodredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

MM - 12

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

ВРСКА ПОМЕЃУ БЕТОНИ СО РАЗЛИЧНИ КАРАКТЕРИСТИКИ

Никола УЗУНОВ[1], Горан МАРКОВСКИ[2]

АПСТРАКТ

Тема на трудот е анализа на резултатите од извршени споредбени испитувања на конструктивната врска која се остварува помеѓу два бетона при санација. Испитувањата се вршени според две методи, во согласност со соодветните европски стандарди:

- EN12636 Одредување на Атхезијата на свеж бетон со стврднат бетон, “Pull-Off” тест, (*Determination of adhesion concrete to concrete Adhesively bonded dollies method*)
- EN12615 Одредување на Аголната јакост на смолкнување (*Determination of slant shear strength*) на врската на свеж бетон со стврднат бетон

Во рамките на истражувањето, извршено е испитување на влијанието на перформансите на бетонот, типот на врзното средство и изложеноста на бетонот и двослојниот (санирaн) систем на дејство на карбонизација и на мраз.

Притоа, искористени се повеќе типови на бетон со различни јакосни карактеристики (со јакост на притисок од 10MPa до 70MPa), какви што можат да се сретнат во реалните конструкции кои се предмет на санација.

Земајќи во предвид дека една од основните причини за деградација на бетонските и АБ конструкции е изложеноста на дејство на интензивна карбонизација и циклуси на срзнување/размрзнување, извршено е испитување на влијанието на ваквата изложеност на врската стар-нов бетон, како и на влијанието кое изложеноста на мраз и карбонизација ќе го има на санираната конструкција во текот на идната експлоатација.

Сите испитувања се извшени во три серии, при што се применети различни врзни средства – на база на цемент и полимер (Репаратур Пенетрат), на база на епоксидни смоли (Адингпокс-Н) и референтен бетон (Еталон) изработен без примена на врзно средство.

Целта на извршените испитувања е да се продлабочат реалните познавања од оваа материја и да се олесни изборот на материјали и рашенија при вршење на идните санации.

Клучни зборови: *Бетон, Адхезија, Европски норми EN1504, Санација, Карбонизација*

[1] М-р. Градежен инженер, АДИНГ АД - Скопје, Република Северна Македонија, uzunov@ading.com.mk
[2] Проф. д-р, Градежен факултет, Универзитет “Св.Кирил и Методиј”, Скопје, Република Северна Македонија, markovski@gf.ukim.edu.mk

1. ВОВЕД

Бетонот е економичен и достапен еколошки градежен материјал, што придонесува да биде најширок распространет градежен материјал на светот. Бетонот и Армираниот бетон се применуваат за градење на објекти на сите континенти, во секоја климатска зона, за изведба на инженерски и хидротехнички објекти, построенија во секоја индустрија, подземни конструкции, пристаништа, нафтени платформи и други конструкции во и покрај мориња. Вакваиот широк спектар на примена ги прави различните бетонски и АБ-конструкции изложени на агресии предизвикани од физичко-механички влијанија, атмосферски влијанија, хемиска контаминација и др.

Изложеноста на бетонските конструкци (особено доколку истите не се правилно проектирани, коректно изведени и соодветно заштитени) неизбежно доведува до постепено дегрдирање на бетонот, губење на функционалноста на објектот, и ултимативно до нарушување на стабилноста на конструкцијата. Кај ваквите објекти неопходно е да се изврши санација.

За успешна санација може да се смета онаа санација при која во потполност е вратена функционалноста на објектот и спречено е понатамошно деградирање на конструкцијата. Во многу случаи ваквата цел не е возможно да се постигне без да се изврши дополнително зајакнување на констукцијата – да се надокнади делот од изгубената носивост поради настанатите оштетувања.

Целта на извршените иситувања презентирани овој труд е да даде придонес кон проширување на фондот на практични знаења кои можат да најдат примена при проектирње и вршење на санации. Предмет на истражување е конструктивната врска помеѓу бетоните со различна старост, која често наоѓа примена при санациите. За остварување на таа цел извршена е серија на лабораториски испитувања и анализирани се повеќе примери на врски помеѓу стар и нов бетон, остварени со користење на различни типови на материјали за врска, како и различни класи на бетон.

2. МАТЕРИЈАЛИ И СИСТЕМИ ЗА КОНСТРУКТИВНА САНАЦИЈА

Материјалите и системите за конструктивна и неконструктивна санација се дефинирани во Европскиот стандард EN1504-3, и истите се применуваат кај следните принципи на санација:

Принцип 3: Репарација на бетонот /concrete restoration/
Ги вклучува следните методи:
- Рачно нанесување малтер
- Репрофилирање со бетон
- Прскање малтер или бетон (*Shotcrete*)

Принципот 4: Конструктивно зајакнување /structural strengthening/
Ги вклучува следните методи:
- Додавање на бетон или малтер

Принципот 7: Сочувување или враќање на пасивноста /preserving or restoring passivity/
Ги вклучува следните методи:
- Зголемување на заштитниот слој над арматурата со малтер или бетон
- Замена на деградиран бетон

Со цел наведените принципи и методи да се спроведат успешно, потребно е применетите материјали за санација и зајакнување да бидат со соодветни перформанси за постигнување на бараната цел – јакост на притисок, модул на еластичност, волуменска стабилност, компензирано собирање/експанзија, отпорност на карбонизација, термичка компатибилност, капиларна апсорбција и водонепропусност.

Исто така, неопходно е врската помеѓу постоечкиот бетон кој се санира и новиот репаратурен бетон за санација и зајакнување да биде со соодветни јакосни карактеристики кои ќе овозможат структурно поврзување – спрегање на двата материјала.

Причина е тоа што композитните бетонски елементи составени од бетонски елемент како основа и конструктивно врзан нов бетонски слој преку неа, имат значајно повисока носивост и крутост во споредба со двослоен бетонски елемент составен од неврзани слоеви.
Покрај наведената причина – обезбедување на монолитно однесување на двата слоја на бетон, соодветна конструктивна врска помеѓу слоевите на бетонот е задолжителна со цел да се обезбеди контрола на појавата на пукнатини во горниот слој на бетонот и со тоа да се спречи продор на вода и штетни субстанции во контактната зона помеѓу двата бетона.

3. ВРСКА ПОМЕЃУ БЕТОНИ СО РАЗЛИЧНИ КАРАКТЕРИСТИКИ ПРИ КОНСТРУКТИВНА САНАЦИЈА

Постигнувањето на трајна конструктивна врска помеѓу слоевите на бетон при санации е комплексна задача која зависи од повеќе фактори меѓу кои се издвојуваат

- Перформансите и состојбата на бетонската подлога – бетонот да биде со соодветни јакосни карактеристики, без сегрегации и микропрснатини, подлогата да биде здрава и без лабилни делови или цементно млеко, да биде чиста, водозаситена, рапава
- Својствата на новиот бетон - новиот слој на бетон да биде правилно вграден, со високи јакосни карактеристики, правилно негуван во долг временски период
- Примена на средства за врска
- Типот на оптоварување на конструкцијата - Приуство на циклично повторувано товарење (пр. Сообраќај во рана фаза по вградување на бетонот)
- Изложеноста на конструкцијата на надворешни влијанија во текот на експлоатацијата

Со цел да се утврди влијанието на наведените фактори на трајноста на врската Стар-Нов бетон, извршивме серија на лабораторијски испитувања со примена на бетон со различни перфорнамси и различни врзни средства. Испитувањата беа извршени во лабораторијата на Адинг Скопје, со примена на Европскиот Стандард EN 1504-4 кој ги дефинира барањата за перформанси на материјалите наменети за остварување на конструктивна врска.

- EN12636 Одредување на атхезијата на свеж бетон со стврднат бетон, “Pull-Off” тест, (*Determination of adhesion concrete to concrete, Adhesively bonded dollies method*)
- EN12615 Одредување на аголната јакост на смолкнување (*Determination of slant shear strength*) на врската на свеж бетон со стврднат бетон

3.1. Експериментално испитување на влијанието на перформансите на старата бетонска подлога, како и на врзното средство на врскара Стар-Нов бетон

Во првиот дел на истражувањето, со примена на методата EN12636 - “Pull-Off” тест, испитани се следните типови на конструктивната врска на стар со нов бетон:

1. Бетон со екстремно ниска јакост <10 MPa со деградирана површина
2. “Стандарден” бетон C30/37 со неподготвена површина
3. “Стандарден” бетон C30/37 со подготвена - орапавена површина
4. Високо вреден SCC бетон со марка повисока од >60MPa со мазна-лиена површина
5. “Стандарден” бетон C25/30 со неприпемена површина
6. “Стандарден” бетон C25/30 третиран на 50 циклуси мраз-соли со деградирана површина

На секоја од наведените подлоги извршени се по 3 испитувања со употреба на различни врзни средства:

1. Еталон - без врзно средство (само бетон – бетон).
2. Со користење на материјал за врска стар-нов бетон на база на цемент и полимери (Репаратур Пенетрат)
3. Со користење на материјал за врска стар-нов бетон на база на епоксидни смоли (Адингпокс-Н)

Бетонските тела на кои се вршени испитувањата се со димензии 30x30 cm, со дебелина на бетонот во првиот слој ~7cm и за вториот слој ~3cm. Од ваквиот дво-слоен бетонски систем се вадат бетонски јадра на кои се испитува атхезијата со "Pull-Off" тест Од секоја серија, испитани се по 4 јадра (4 керна Ф50mm - A=19,625cm^2).
Испитувањата се извршени во Централна Лабораторија Адинг – Скопје.



Сл. 1. Подготовка на пробните тела и вршење на испитувањата

3.2. Експериментално испитување на влијанието на врзното средство на врскара Стар-Нов бетон преку определување на аголната јакост на смолкнување

Во вториот дел на истражувањето, со примена на методата EN12615 Одредување на аголната јакост на смолкнување (*Determination of slant shear strength*), извршено е споредбено испитување на врска стар-нов бетон остварена со користење на различни типови врзиво:

- Без материјал за врска (само бетон – бетон).
- Со користење на материјал за врска на база на цемент и полимери
- Со користење на материјал за врска на база на епоксидни смоли

Испитувањата се извршени на бетон со класа C30/37, 3-фракциски, со максимална гранулација Dmax=16mm. За секое испитување изработени се по три пробни тела – призми со димензии 100x100x400mm, кои се третирани 28 дена во согласност со барањата на стандардот EN1766. Потоа истите се пресечени под агол од 60° и површината е измиена со вода и челична чека. Пред нанесување на врзното средство, бетонската подлога на контактот е заситен со вода.

Новиот бетон е од истата класа C30/37, 3-фракциски, Dmax=16mm. Бетонот се вградува на свежо врзно средство, во рамките на "отвореното" време за работа на материјалот (врзното средство).

Притоа, добиените резултати покажуваат дека кај пробните тела е постигната конструктивна врска, односно напрегањата потребни за да се предизвика лом во бетонот се соодветни на напрегањата при кои би дошло до лом во бетонскиот елемент кога истиот би бил изведен монолитано. Кај сите пробни тела дел од површината по која настанува лом минува низ структурата на бетонот (кај некои од испитаните призми лом настанува 100% во бетонот).

Испитувањата се извршени во соработка со Лабораторијата за бетон, ГП Гранит – Скопје.

Табела 1. Одредување на аголната јакост на смолкнување
проба 1, еталон – без врзно средство

Стар Бетон	Подлога /контактна површина/	Нов Бетон	Врзно средство
C30/37 3-фракциски, Dmax=16mm	Заситена со вода	C30/37 3-фракциски, Dmax=16mm	Без В.С.
Испитување на аголната јакост на смолкнување			
Тип на лом	Сила на притисок при лом (kN)	Аголна јакост на смолкнување (MPa)	
Тип А: Лом на бетонската основа	394,1	17,04	





Табела 2. Проба 2, полимер-цемнтно врзно средство - репаратур пенетрат

Стар Бетон	Подлога /контактна површина/	Нов Бетон	Врзно средство
C30/37 3-фракциски, Dmax=16mm	Заситена со вода	C30/37 3-фракциски, Dmax=16mm	Полимер-цементно врзно средство, НБ вграден на свеж прајмер
Испитување на аголната јакост на смолкнување			
Број на Проба	Тип на лом	Сила на притисок при лом (kN)	Аголна јакост на смолкнување (MPa)
1	Тип А: Тип В = 20:80 Лом на бетонската основа : Прекин на атхезијата на една контактни површии	328,3	14,2




Табела 3. Проба 3, епоксидно врзно средство - адингпокс-н

Стар Бетон	Подлога /контактна	Нов Бетон	Врзно средство

	површина/		
C30/37 3-фракциски, Dmax=16mm	Заситена со вода	C30/37 3-фракциски, Dmax=16mm	Епоксидно врзно средство, НБ вграден на свеж прајмер

Испитување на аголната јакост на смолкнување			
Број на Проба	Тип на лом	Сила на притисок при лом (kN)	Аголна јакост на смолкнување (MPa)
2	Тип А: Тип С = 30:70 Лом на бетонската основа : Лом на ВС	351,8	15,21





3.3. Експериментално испитување на влијанието на изложеноста на старата бетонска подлога, како и на санираниот систем на карбонизација и дејство на мраз

Како што беше презентирано во воведното поглавје, конструктивно врзување помеѓу материјалите најчесто се применува при санација и зајакнување на оштетени или деградирани армиранобетонски конструкции. Поради својот карактер и висок степен на изложеност, бетонските конструкции во современите урбани средини, како и објектите од патната инфраструктура (мостови, тунели, вијадукти, потпорни ѕидови и сл.) се чест предмет на санации и зајакнување.

Со цел да се утврди на кој начин ваквата состојба во која се наоѓа конструкцијата влијае на врската на материјалите при санација, како и да се утврди влинието на изложеноста на санираната конструкција во текот на понатамошната експлоатација, извршени се дополнителни испитувања на "санирaн" бетон изложен на карбонизација и дејство на мраз.

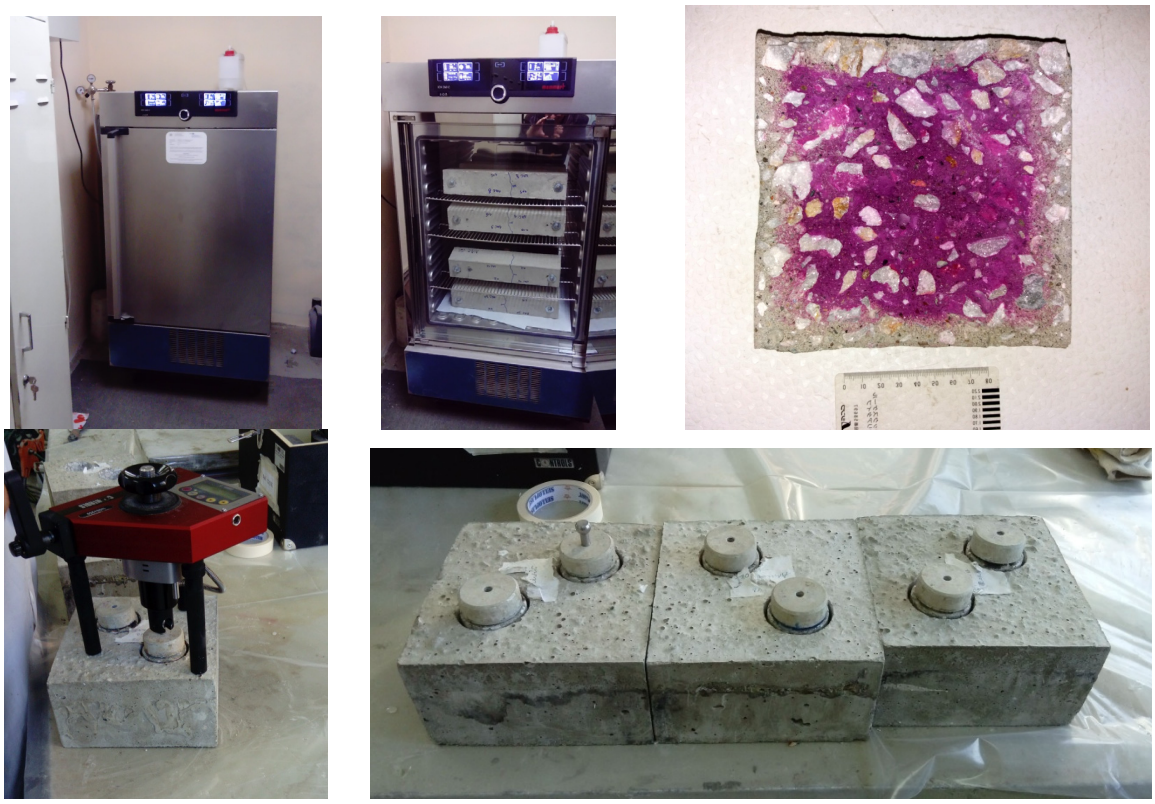
Извршените испитувања може да се поделат во две групи

- Влијание на изложеноста на подлогата на карбонизација
- Влијание на изложеноста на санираниот систем на дејство на карбонизација и дејство на мраз

Притоа, ботонот кој е користен како подлога не е со високи перформанси (истиот е со марка МБ30, 3-фракциски, Dmax=16mm, произведен со релативно ниска количина на цемент <350 kg/m^3 и без користење на адитиви), со цел да се симулира по-неповолна ситуација која често се јавува во пракса.

Бетонот кој е користен за изведба на вториот слој е со слични перформанси, (3-фракциски, Dmax=16mm, со класа на јакст C25/30, количина на цемент CEM II Усје, <350 kg/m^3, произведен без користење на адитиви). Целта на користење на ваков тип бетон (со ниска отпорност на продор на вода и агресивни материи), е да се максимизира неповлоното влијание на изложеноста на санираниот систем.

Исто така, користени се различни типови на врзни средства за постигнување на врката помеѓу бетоните, како и кај референтни примероци на бетони излиени без употреба на врзно средство. Испитувањата на забрзана карбонизација и изложеност на бетонот и санираниот дво-слоен систем на замрзнување/одмрзнување, извршени се во Лабораторијата за бетон при Градежниот Факултет од Белград



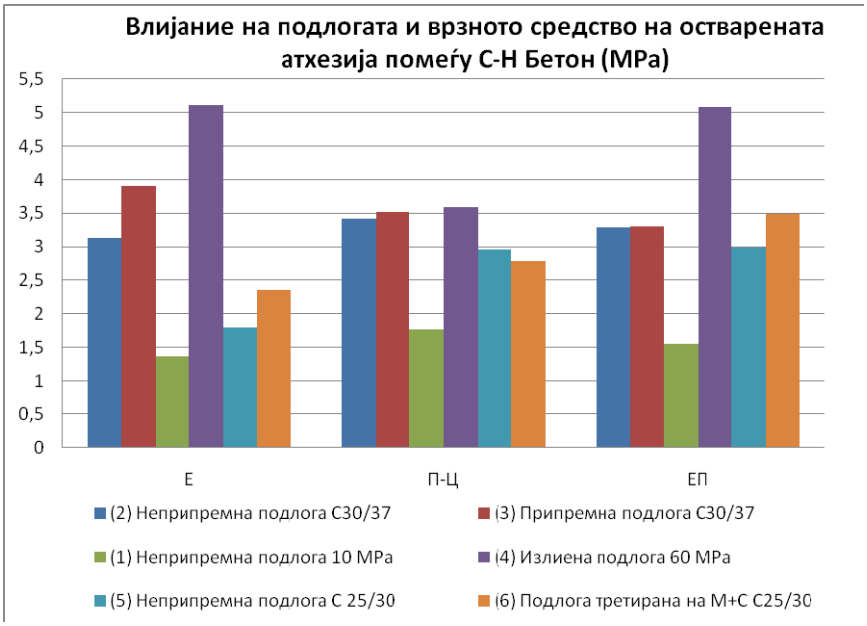
Сл. 2 Изложеност на на пробните тела на забрзана карбонизација и замрзнување/одмрзнување вршење на испитувањата

4. АНАЛИЗА НА ДОБИЕНИТЕ РЕЗУЛТАТИ

Сумарно, при извршените испитувања на врската Стар-Нов бетон, со примена на методата EN12636 - "Pull-Off" тест, кај различни типови на бетонски подлоги и со примена на различни типови на врзни средства, добиени се следните резултати:

Стар Бетон	Подлога /контактна површина/	Нов Бетон	Врзно средство	Тип на лом	Сила на зат. при лом (kN)	Јакост на Атхезија (MPa)
СЕРИЈА 1						
10 Mpa	Неподготвена Заситена со вода	C30/37	Без ВС	Стар Бетон	2,69	1,37
			Пол-цем ВС	В.С : С. Б = 40 : 60 %	3,53	1,77
			Епоксидно ВС	Стар Бетон	3,592	1,56
СЕРИЈА 2						
C30/37	Неподготвена Заситена со вода	C30/37	Без ВС	Лом на С.Б.	6,12	3, 13
			Пол-цем ВС	Лом на С.Б.	6,71	3, 42
			Епоксидно ВС	Лом делумно бетон, делумно епоксид	6,53	3,29
СЕРИЈА 3						
C30/37	Исчистена и орапавена со	C30/37	Без ВС	Лом на С.Б.	7,75	3,91
			Пол-цем ВС	Лом на С.Б	7,00	3,53

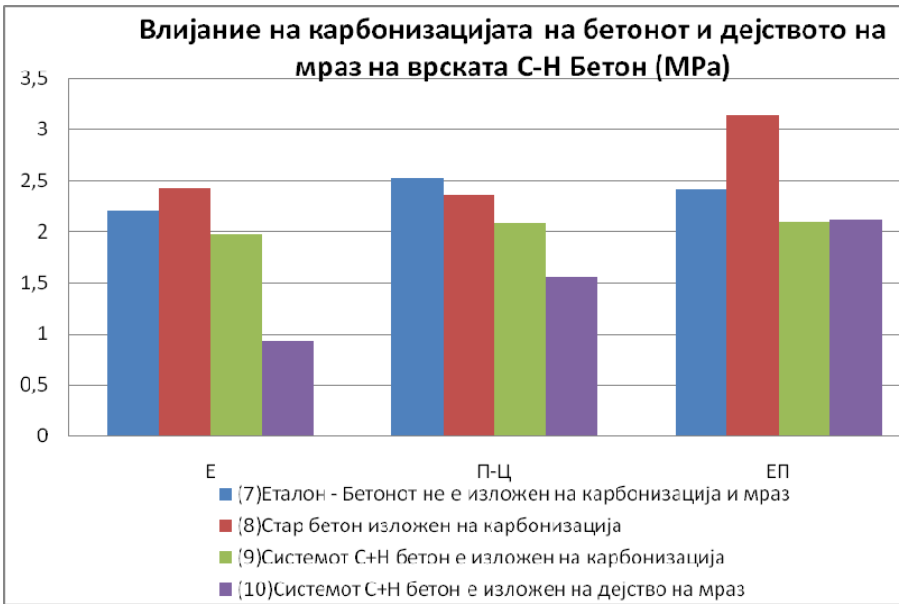
	челична четка и бормашина Заситена со вода		Епоксидно ВС	Лом С.Б.	6,57	3,31
СЕРИЈА 4						
60MPa	Мазна, излиена, неподготвена Заситена со вода	70MPa	Без ВС	Лом на С.Б.	10,12	5,11
			Пол-цем ВС	Лом на В.С.	/	~4,0
			Епоксидно ВС	Лом на С.Б.	9.95	5,09
СЕРИЈА 5						
C25/30	Неподготвена Заситена со вода	2-фракц. C25/30	Без ВС	Лом врска СБ-Н.Б (цем. млеко)	3,58	1, 8
			Пол-цем ВС	Н.Б -Папуча	5,88	2,96
			Епоксидно ВС	Лом врска СБ-В.С (цем. млеко)	5,94	3,0
СЕРИЈА 6						
C25/30	Третирана на мраз и соли неподготвена Заситена со вода	2-фракц. C25/30	Без ВС	Лом врска СБ-Н.Б (цем. млеко)	4,7	2,37
			Пол-цем ВС	Лом врска СБ-В.С (цем. млеко)	5,54	2,8
			Епоксидно ВС		6,92	3,49



Легенда:
“Е” – ЕТАЛОН (без врзно средство)
“П-Ц” – Полимер-цементно врзно средство
“ЕП” – Епоксидно врзно средство

При испитувањето на влијанието на изложеноста на врската Стар-Нов бетон на карбонизација и замрзнување/одмрзнување, со примена на различни типови на врзни средства, добиени се следните резултати:

Стар Бетон	Подлога /контактна површина/	Нов Бетон	Врзно средство	Тип на лом	Сила на зат. при лом (kN)	Јакост на Атхезија (MPa)
СЕРИЈА 7						
3-фракц. C25/30	Неподготвена Системот С-Н бетон не е изложен	3-фракц. C25/30	Без ВС	Врска С.Б : Н. Б	4,378	2,20
			Пол-цем ВС	Врска С.Б : В. С	5,015	2,52
			Епоксидно ВС	Врска С.Б : В. С	4,799	2,41
СЕРИЈА 8						
3-фракц. C25/30	Карбонизирана, Неподготвена	3-фракц. C25/30	Без ВС	Врска С.Б : Н. Б	4,806	2,42
			Пол-цем ВС	Врска С.Б : В. С	4,69	2,36
			Епоксидно ВС	Н.Б. : Папуча	6,222	3,14
СЕРИЈА 9						
3-фракц. C25/30	Неподготвена Системот С-Н бетон е изложен на карбонизација	3-фракц. C25/30	Без ВС	Врска С.Б : Н. Б	3,916	1,97
			Пол-цем ВС	Врска С.Б : В. С	4,144	2,08
			Епоксидно ВС	Врска С.Б : В. С	4,21	2,1
СЕРИЈА 10						
3-фракц. C25/30	Неподготвена Системот С-Н бетон е изложен на мраз	3-фракц. C25/30	Без ВС	Врска С.Б : Н. Б	1,831	0,92
			Пол-цем ВС	Врска С.Б : В. С	3,104	1,56
			Епоксидно ВС	Врска С.Б : В. С	4,211	2,12



Легенда:
“Е” – ЕТАЛОН (без врзно средство)
“П-Ц” – Полимер-цементно врзно средство
“ЕП” – Епоксидно врзно средство

5. ЗАКЛУЧОК

1. Кога се работи за конструктивно врзување на бетони со високи јакосни карактеристики (со класа C30/37 или повисока), до лом доаѓа при достигнување на ултимативната јакост на бетонот на затегнување (помеѓу 3-5 MPa), односно до лом доаѓа во структурата на бетонот и без примена на специјализирани врзни средства.

2. Во случаите кога бетонската подлога која се санира има пониски јакосни карактеристики (до 30MPa), дегадирана површина, хемиски контаминирана или претходно изложена на влијание на мраз и/или соли, вообичаено до лом доаѓа на контактот помеѓу бетоните или помеѓу врзното средство и стариот (послабиот) бетон. Во овие случаи, за остварување на подобра и потрајна конструктивна врска препорачливо е користење на полимерни врзни средства. Во зависност од јакоста на бетонот, до лом доаѓа при напрегања од 1,5-2,5 MPa кога врзно средство не се применува, односно при напрегање 2,5-3,5 MPa кога се применува.

3. Карбонизацијата на стариот бетонот нема влијание на врската со ново вграден бетон за санација.

4. Изложеноста на карбонизација на системот стар-нов бетон исто така нема значајно влијание на остварената врска помеѓу бетоните.

5. Изложеноста на системот стар-нов бетон на дејство на мраз има големо (негативно) влијание на врската помеѓу бетоните. Во тие случаи, значајно подобри резултати се добиваат при користење на полимерни врзни средства, особено средства на база на епоксидни смоли.

6. Светските истражувања и искуствата од праксата, покажуваат дека истото се однесува и на врска помеѓу елементи кои се изложени на циклични и динамични оптоварувања. Врската остварена со користење на полимерни реактивни врзива се покажува како далеку потрајна во случај на изложеност на ваквов тип оптеретувања.

7. Практичните искуства на санација на поголеми бетонски површини кај реални конструкции (коловозни плочи кај мостовите или индустриски подови) укажуваат на важноста на димензиите на бетонскиот елемент кој се санира, начинот на вградување и нега на новиот бетон. Кај ваквите конструкции подобри резултати во поглед на трајноста на врската се добиваат со примена на полимерни врзни средства. Новиот бетон мора веднаш по вградувањето да се заштити од директна изложеност на сонце и ветер, постојано да се негува со вода, а поголемите површини да се поделат на полиња со работни фуги.

РЕФЕРЕНЦИ

[1] М-р Никола Узунов Врска помеѓу бетони со различни карактеристики, Магистерски труд, Универзитет „Св. Кирил и Методиј“ Градежен факултет – Скопје

[2] Prof. Johan Silfwerbrand, Bonded Concrete Overlays, Concrete International Magazine

[3] European Standard EN12636 Determination of adhesion concrete to concrete - “Pull-Off” test, (Adhesively bonded dollies method).

[4] European Standard EN12615 Determination of slant shear strength

[5] EN 1504-3, Products and systems for the protection and repair of concrete structures - Definitions, requirements, quality control and evaluation of conformity - Part 3: Structural and non-structural repair

[6] EN 1504-4, Products and systems for the protection and repair of concrete structures - Definitions, requirements, quality control and evaluation of conformity - Part 4: Structural bonding

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

ST - 1
mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

АНАЛИЗА НА СТАБИЛНОСТ НА НЕСТАБИЛНА ЗОНА НА ПАТ Р-1202 МАВРОВО – ДЕБАР

Сеад АБАЗИ[1], Бојан СУСИНОВ[2], Димитриј КОЦЕВСКИ[3], Васко ГАЦЕВСКИ[4]

АПСТРАКТ

Климатските промени, интензивните врнежи се само некои од факторите кои предизвикуваат ерозија и лизгање на инженерските и природните косини. Свлечиштата како феномен на нестабилност на теренот т.е. лизгање на земјиштето може да предизвиказначајни оштетувања на објектите, па и да загрози човечки животи. Овој труд опфаќа анализа на стабилност на нестабилна зона на регионалниот пат Р-1202: Мавровo – Дебар во западна Македонија. Поширокиот терен околу локацијата се карактеризира со стрмни падини, а нестабилностите се причинети од неадекватно одржување и чистење на дренажите и каналите. Од тие причини, поради настаната нестабилност, овој труд дава препораки за мерки за санација со конструкција за премостување и зајакнување на нестабилната зона составена од плоча фундирана на колови кои ќе го пренесат товарот до подлабоките, подоброносиви слоеви.

За анализа на стабилноста на трупот на патот направени се две анализи: анализа на стабилност по гранична рамнотежа во програмскиот пакет Slide и геостатичка пресметка во Plaxis 2D со методот на конечни елементи за симулација на интеракцијата помеѓу старата и новата конструкција во четири изведбени фази.

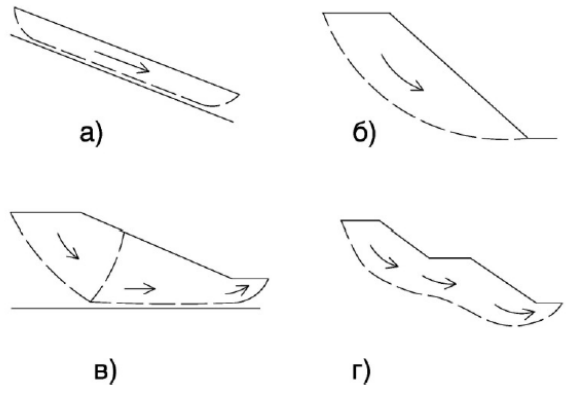
Резултатите покажуваат дека предвидените мерки за стабилизација и санација ги задоволуваат проектно – експлоатационите барања. Оттука, ова решение може да послужи како пример кој ќе може да се примени кај слични објекти, а такви секојдневно се појавуваат вдолж нашите патиштата.

Клучни зборови: *Свлечиште; Нестабилна зона; Стабилност на косини; Геостатичка анализа; Плоча фундирана на колови*

[1] Assist. Msc, Faculty of Civil Engineering, University “Ss. Cyril and Methodius”, Skopje, Republic of North Macedonia, sead@gf.ukim.edu.mk
[2] Assist. Msc, Faculty of Civil Engineering, University “Ss. Cyril and Methodius”, Skopje, Republic of North Macedonia, susinov@gf.ukim.edu.mk
[3] Faculty of Civil Engineering, University “Ss. Cyril and Methodius”, Skopje, Republic of North Macedonia, dimitrij.kocevski@gmail.com
[4] Faculty of Civil Engineering, University “Ss. Cyril and Methodius”, Skopje, Republic of North Macedonia, vaskogacevski@yahoo.com

1. ВОВЕД

Поројните дождови, големите температурни промени, тектонските поместувања и потреси, и геомеханичкиот состав на теренот стрмните косини застапеноста на распукани и распаднати карпи се едни од главните фактори кои предизвикуваат ерозија и лизгање на теренот. Свлечиштата претставуваат појави на нестабилност, односно лизгање на почвените маси кои најчесто се јавуваат на стрмните косини и имаат големо значење во обликувањето на денешниот релјеф. Тие можат да се формираат со различни површини на лизгање (слика 1. а-г) и се со различни димензии, размер и длабочини. Станува збор за многу сложен проблем поради бројните природни и антропогени фактори поврзани со процесите на свлекување на земјиштето.



Сл. 1. Видови на површини на лизгање



Сл. 2. Свлекување на регионалниот пат Р 1202 Маврово – Дебар (km 43+100)

Неадекватното одржување на патиштата и ненавремената интервенција по појавата на свлекувањето, особено на свлечиштата кои се јавуваат на лесно достапни места за луѓето, може да предизвика разни материјални штети, како и човечки жртви. Поради тоа, постои реална потреба за проценка и санирање на евентуалните потенцијални нестабилни зони кои имаат поволни услови за лизгање на теренот. Многу често, главна и директна причина за појава на свлечиштата претставува несоодветната активност на човекот во просторот, преку изградба на патишта на нестабилни терени.

Овој труд разработува решенија за санација на нестабилната зона на регионалниот пат Р 1202 Маврово – Дебар (km 43+100). Врз основа на ситуацијата, станува збор за релјеф со голем број на изразени проблеми со стабилноста на косините. Тоа пред се, се должи на несоодветното одржување и одводнување на атмосферските води, тектонските движења и топењето на снегот. Цел на трудот е да предложи решение за стабилизација на косината и ќе се обезбеди сигурен и безбеден сообраќај на регионалниот пат, а како такво ќе послужи како пример кој ќе може да се примени кај слични објекти, а такви секојдневно се појавуваат вдолж нашите патиштата.

2. ГЕОЛОШКИ И ГЕОМОРФОЛОШКИ КАРАКТЕРИСТИКИ НА ТЕРЕНОТ

Во корелација со геолошкиот развиток и геолошките процеси кои се одвивале во истражниот терен, поврзани се и геоморфолошките карактеристики на локацијата на теренот во која се јавува косината. Теренот е ридско - планински на кој на еден дел се застапени зелени тревнати површини (пасишта), а другиот дел од теренот е пошумен со нискостеблести и високостеблести дрвја, како над патот така и под него. Во зоната на нестабилна косина теренот има просечна надморска висина од околу 650 m.

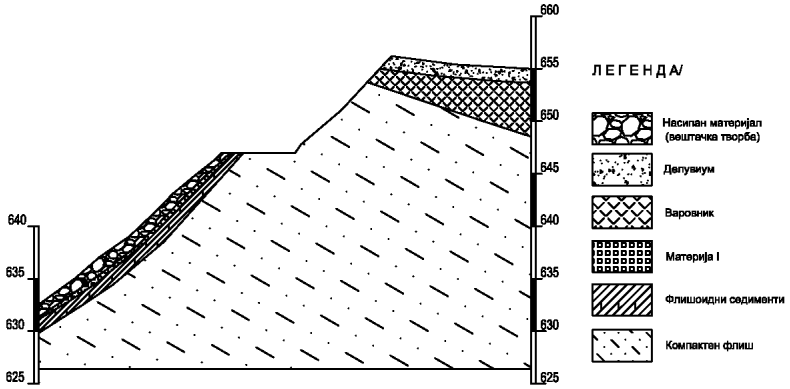
Врз основа на претходно извршените истражувања (според елаборатот за геотехничките теренски истражни работи и лабораториски испитувања на локација на потенцијално нестабилна зона на регионалниот пат Р 1202 Маврово – Дебар (km 43+100)), инженерско геолошкото картирање, како и врз база на изведените истражни дупнатини и картирањето на материјалите од истражните работи, дефинирана е геолошката градба на теренот.



Сл. 3. Флишоидни седименти подложни на испирање и линиска ерозија



Сл. 4. Контакт помеѓу флишни седименти и варовник



Сл. 5. Разгледуван геотехнички профил

Од извршеното теренско инженерско геолошко картирање на просторот со непосредната околина, констатирано е дека, во геолошката градба на истражниот простор учествуваат кредни флишоидни седименти изградени од песочници, глинени шкрилци и алевролити, над кои нормално лежат варовниците. Во површинскиот дел застапени се делувијални творби кои се продукт на површинско физичко - механичко распаѓање на карпестите маси под дејство на надворешните (атмосферски) влијанија. На еден дел од косината констатиран е дробински материјал кој е одронет од погорните делови на косината и се наталожил на самата косина. Исто така на дел од теренот констатирано е присуство и на насипан материјал, кој најверојатно е од ископот на косината при изведба на патот, како и од чистењето на одронот од косината.

Според тоа, геотехничкиот профил составен е од:

- Флишоидни седименти: на истражниот простор ја сочинуваат основата на теренот и над нив лежат останатите литолошки единици. Претставени се со прослојци на песочници, глинени шкрилци и алевролити кои наизменично се сменуваат едни со други, без можност посебно да се издвојат.
- Варовници: лежат нормално над флишоидните седименти, како помали или поголеми маси.
- Делувијални творби: констатирани се на самата ивица од косината на патот и во позадина од теренот. Изградени се од необработени парчиња, дробински материјал од варовник измешани со поситна глиновита компонента.

Насипан (депониран) материјал: на добар дел од истражниот простор, пред се на косината под патот има дебели наслаги од дробински материјал депониран при изведбата на патот. Материјалот е мешавина од флишните седименти и варовникот кој е над нив. Во овој материјал не е евидентирана нестабилност, односно негово свлекување.

3. ОПИС НА ПРОБЛЕМОТ И РЕШЕНИЕТО

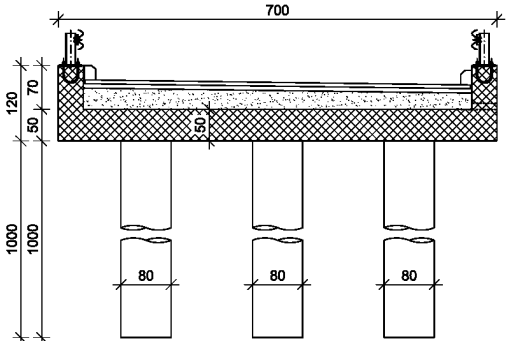
Поради појавата на свлечиштето, на едната коловозна лента од страната на косината, забележано е слегнување на коловозната конструкција. Доколку патот не се санира, со текот на времето и во зависност на многу други фактори, може да дојде до целосно свлекување на трупот на патот. Решението за стабилизација предвидува изведба на плоча за премостување на критичниот дел која ќе се фундира на шахматно поставени колови со што ќе се обезбеди пренесување на товарите од плочата на добро носивиот слој и индиректно зајакнување на косината.

Статичката пресметка и димензионирањето на конструкцијата е во согласност со актуелната регулатива, според Правилникот за бетон и армиран бетон од 1987 година. За потребите на статичката анализа, конструкцијата е товарена со постојани и корисни товари. Во постојани товари влегуваат: сопствената тежина, тежината на парапетната греда, тежината на еластичната одбојна ограда, земјените притисоци и коловозната конструкција. Во корисни товари спаѓаат: подвижниот товар од типско возило, V600.

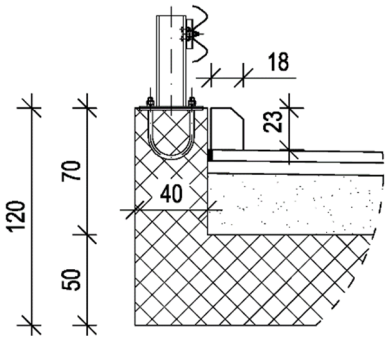
Самата конструкција која е предмет на анализирање и пресметка во овој труд претставува еден вид на мостовска конструкција составена од колови како столбови и надколова плоча. Од конструктивен аспект, станува збор за конструкција проектирана од армиран бетон со марка на бетон МБ30 и арматура RA400/500-2.

Надколовата плоча е со дебелина од 0.5 m, ширина од 7.0 m и должина од 66.0 m. Поради карактеристиките на бетонот, таа е поделена на два еднакви дела со дилатација од 4.0 cm, односно 2×33.0 m. Коловите се со дијаметар од 80.0 cm и висина од 10.0 m (слика 6). Поставени се шахматно, на меѓусебно осовинско растојание од 3.0 m во подолжен и 2.20 m во попречен правец. Вкупно во една надколова плоча има 17 колови, односно вкупно во целата конструкција има 34 колови.

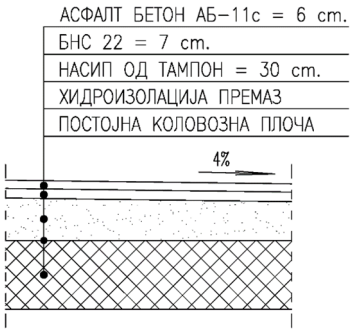
За подобрување на врската меѓу мостот и трупот на сообраќајницата се предвидува и преодна плоча по ширината на коловозот од патот положена со наклон од 10:1. Должината на преодната плоча изнесува 5.0 m, а додека дебелината изнесува 0.30 m.



Сл. 6. Попречен пресек на конструкцијата



Сл. 7. Детаљ на парапетната греда и одбојната ограда



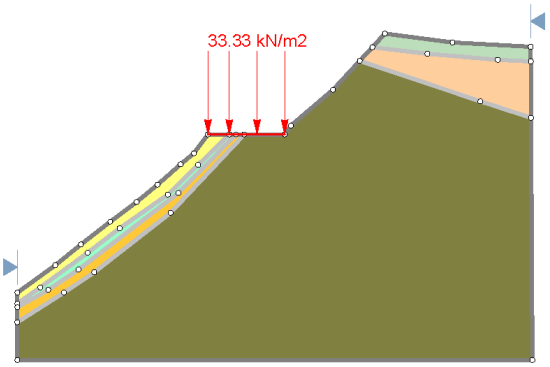
Сл. 8. Детаљ на натколовата плоча и коловозната конструкција

По краевите на надколовата плоча се поставени парапетни греди со ширина од 0.40 m и висина од 0.70 m. На нив е поставена еластичната одбојна ограда, составена од челични столбчиња со „I“ профил поставени на осовинско растојание од 0.40 m и еластичен одбојник изработен од пресуван лим. Коловозната конструкција е составена од насип од тампон со дебелина од 30.0 cm, БНС со дебелина од 7.0 cm и асфалт со дебелина од 6.0 cm. По краевите на коловозната конструкција се поставени бетонски рабници со висина од 23.0 cm и ширина од 18.0 cm. Помеѓу бетонските рабници и парапетната греда се оставаат 2.0 cm слободен простор за малтер. Поставена е и хидроизолација со премаз, а одводнувањето е решено со ПВЦ цевки Ø100 mm поставени на 10.0 m.

4. АНАЛИЗА НА СТАБИЛНОСТА НА ПРИРОДНАТА КОСИНА ВО SLIDE

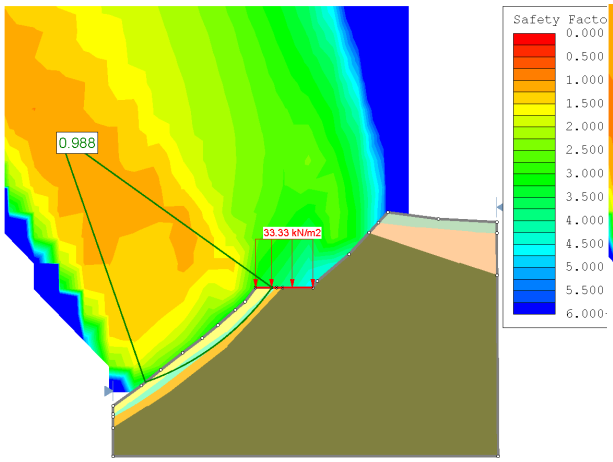
Анализата на свлечиштата претставува една од најсложените проблематики кои се јавуваат во геотехниката. Еден од најбитните чекори при анализата на стабилноста на една косина е дефинирањето на лизачката рамнина. Во овој труд, е користен софтверот Slide. Софтверот работи по методите на гранична рамнотежа и се користи за дво - димензионална анализа на стабилноста на природните или вештачки косини. Овој софтвер ги пресметува глобалната и локалната стабилност на косината според различни методи, меѓу кои и најприменуваниот метод на Bishop. Методот на Bishop претставува аналитичко решение за гранична рамнотежа следејќи го концептот на ламели, кога лизгачката површина е дефинирана во вид на кружен лак. Пресметката на стабилноста на косината според методот на Bishop се заснова на еднаквоста на моментите на надворешната сила и внатрешниот отпор на почвата.

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kN/m2)	Phi	Water Surface	Ru
Nasipen materijal		21	Mohr-Coulomb	6	36	None	0
Deluvium		19	Mohr-Coulomb	25	25	None	0
Varovnik		24	Mohr-Coulomb	85	40	None	0
Flisoidni sedimenti		20	Mohr-Coulomb	25	31	None	0
Kompakten flis		23	Mohr-Coulomb	33	33	None	0
Materija I		20	Mohr-Coulomb	5	32	None	0.1

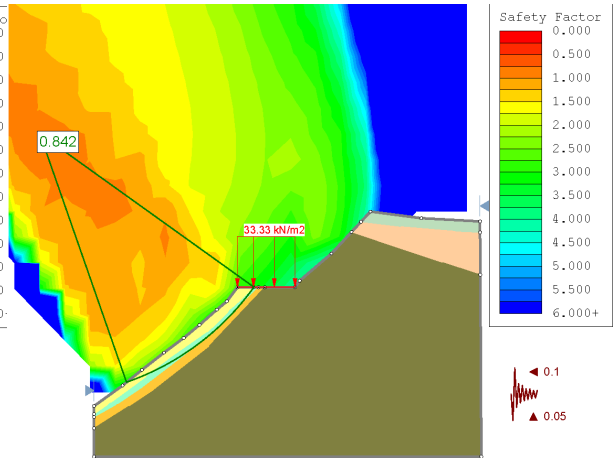


Сл. 9. Приказ на геометријата на моделот, влезните геомеханички параметри и товарот

Направена е анализа во статички и сеизмички услови со K_h=0.1 и K_v=0.05. Според актуелните прописи за стабилност на косините, факторот на сигурност Fs за статички услови треба да е поголем од 1.5, а во сеизмички услови да е поголем од 1.1. Во продолжение, на сл. 9 е прикажан математичкиот модел и влезните параметри кои се користени за анализирање на стабилноста. Под претпоставка за разминување на два товарени камиони, товарот е со интензитет од 33.33 kN/m^2 рамномерно распределен по ширината на патот.



Сл. 10. Пресметковен модел со фактор на сигурност Fs=0.988 во статички услови



Сл. 11. Пресметковен модел со фактор на сигурност Fs=0.842 во сеизмички услови Kh=0.1 Kv=0.05

Според направените пресметки во Slide, може да се заклучи дека глобалната стабилност не е задоволена, односно факторот на сигурност во статички услови прикажан на сл. 10, изнесува Fs=0.988, во ситуација кога вредноста 1.0 претставува лабилна рамнотежа. Факторот на сигурност во сеизмички услови прикажана на сл. 11, изнесува Fs=0.842.

Врз основа на горенаведените заклучоци, се докажува дека косината не е стабилна и има појава на свлечиште. Изведбата на натколовата конструкција е оправдана и ќе се изврши индиректно зајакнување на косината и санација на патот со помош на армиранобетонска плоча и колови.

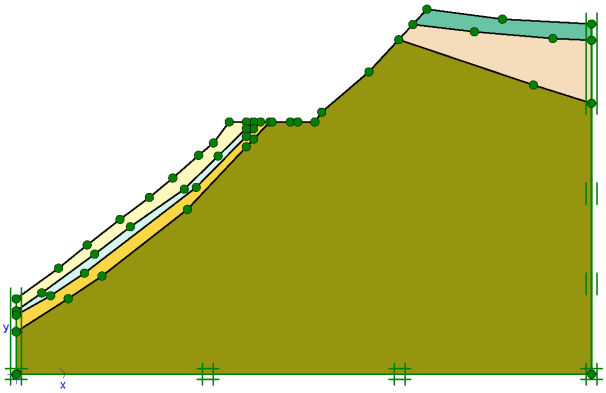
5. ГЕОСТАТИЧКА ПРЕСМЕТКА ВО PLAXIS

За да се пресметаат деформациите и напрегањата во околната средина, како и поместувањата на потпорната конструкција и статичките големини на конструктивните елементи, направена е геостатичка пресметка во програмскиот пакет Plaxis 2D. Направена е дводимензионална анализа на рамнинската состојба на деформации каде тлото како континуирана средина е апроксимирано со Mohr–Coulomb-овиот модел. Проектирањето на техничкото решение е симулирано во неколку изведбени фази, односно: почетна состојба; прва фаза: изведба на колови; втора фаза: изведба на надколова плоча; трета фаза: експлоатација. Тлото е дефинирано преку неговите физичко – механички и јакостно – деформабилни карактеристики прикажани во следната табела.

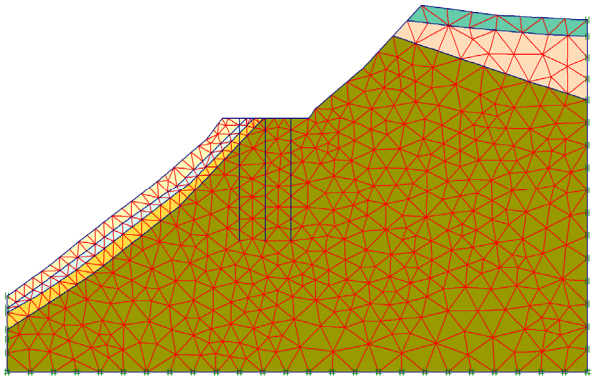
Табела 2. Геомеханички параметри на тлото кое се користи при анализата.

Материјал	Природна волуменска тежина γ [kN/m^3]	Волуменска тежина во Водозаситена состојба [kN/m^3]	E_{ref} [kN/m^2]	Кохезија c [kPa]	Агол на внатрешно триење φ [°]
Рас. флиш	20	21	25000	25	31
Ком. флиш	23	24	50000	33	33
Варовник	24	25	50000	85	40
Делувиум	19	20	15000	25	25
Насип	21	22	20000	6	36
Материја I	20	21	15000	5	32

На сл. 12 е прикажана геометријата на дефинираниот модел, а на сл. 13 генерираната мрежа на конечни елементи.

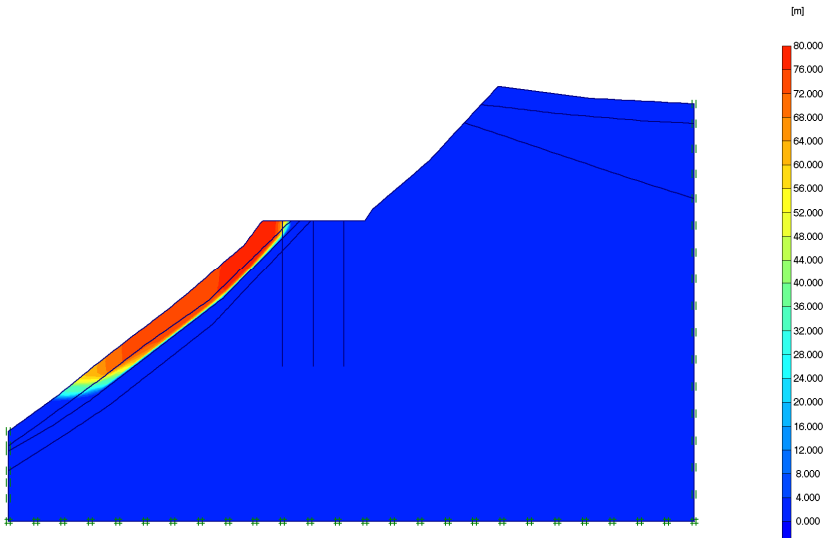


Сл. 12. Приказ на геометрија на моделот



Сл. 13. Приказ на генерираната мрежа на конечни елементи

Од почетната состојба во Plaxis, може да се увиди дека добиената критична лизгачка површина прикажана на сл. 14 се поклопува со лизгачката површина од спроведената анализа во Slide. Добиениот фактор на сигурност изнесува Fs=1.03. Малата разлика во факторот на сигурност добиен во двата софтвери се должи на различните пресметковни методи кои двата софтвери ги користат, односно методот на конечни елементи и методот на гранична рамнотежа.

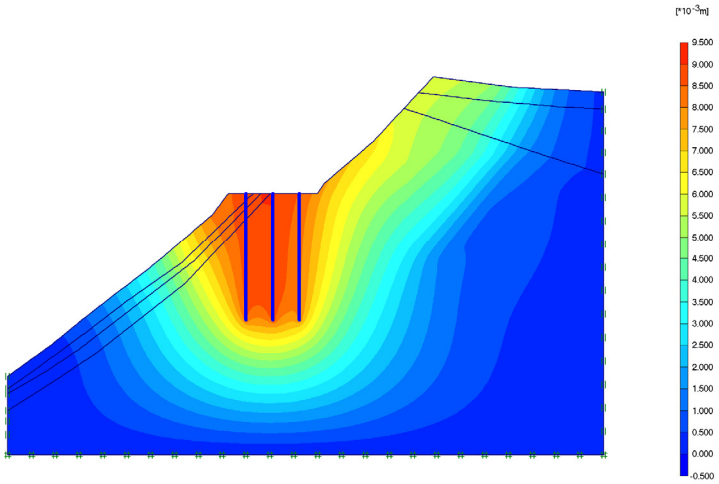


Сл. 14. Приказ на критичната клизна површина од Slide

Првата фаза од моделирањето започнува со задавање на геометријата на коловите. АБ колови се моделирани како линиски елементи со еквивалентна дебелина d_e на плочастиот елемент добиена со изедначување на крутостите на единечниот кол со дијаметар од 80.0 cm и плочастиот елемент со должина еднаква на растојанието меѓу коловите, односно 3.0 m.

Табела 3. Карактеристики на коловите кои се моделирани.

d_e [m]	EA [kN/m]	EI [kNm^2/m]	Поасонов коефициент - ν
0.431	13576500.00	210165.35	0.2



Сл. 15. Вкупни деформации од првата фаза: Utot=9.06 mm

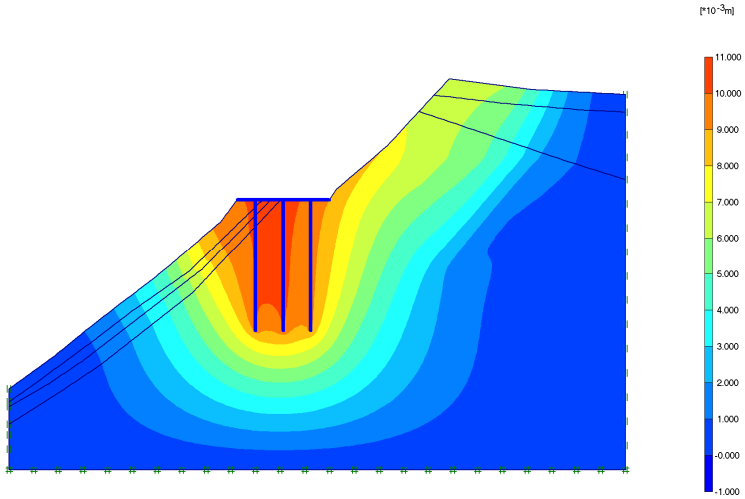
Вкупните деформации кои се јавуваат во првата фаза се прикажани на сл. 15. Максималните слегнувања се јавуваат на левиот ред колови од страната на косината и изнесуваат Utot=9.06 mm.

Во втората фаза е симулирана натколова плоча, моделирана како линиски елемент со соодветна дебелина. Плочата според техничкото решение е армиранобетонска, со карактеристики кои се дадени во табелата подолу.

Според резутатите се јавува мало зголемување на вкупните деформациите од 1.36 mm кое се должи на сопствената тежина на плочата. Добиените резултати се прикажани на сл. 16.

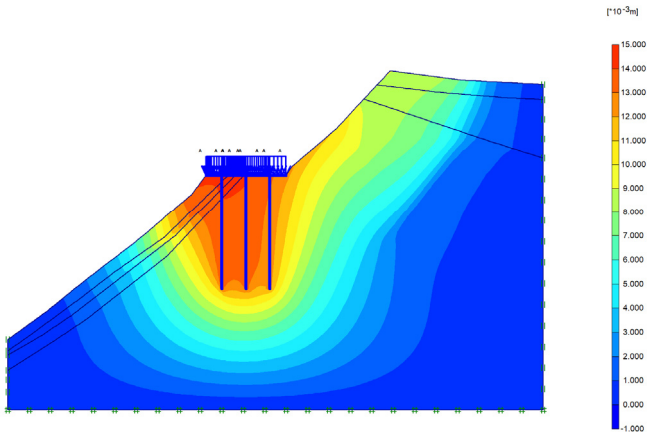
Табела 4. Карактеристики на натколова плоча.

d [m]	EA [kN/m]	EI [kNm^2/m]	Поасонов коефициент - ν
0.50	13576500	210165.35	0.2

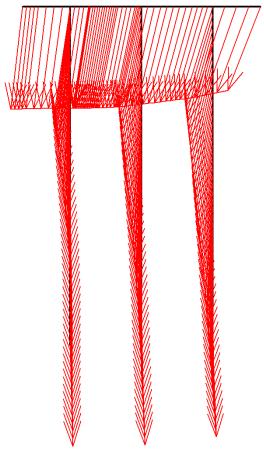


Сл. 16. Вкупни деформации од втората фаза: Utot=10.4 mm

Во третата фаза, се симулира дека конструкцијата е веќе целосно изведена и е пуштена во употреба. Според тоа, веќе изведената натколова плоча со реконструиран горен строј на патот по својата ширина се товари со замислено типско возило V600, како рамномерно распределен товар со интензитет A=33.33 kN/m^2. Максималните деформации од спроведената анализа се веднаш над косината, на левиот раб од натколовата плоча (Utot=14.23 mm). (Сл. 17).



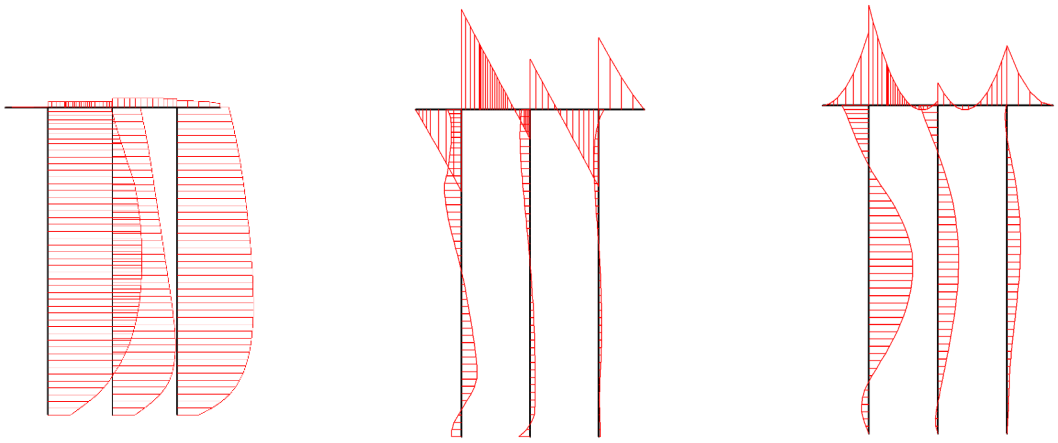
Сл. 17. Вкупни деформации од третата фаза: Utot=14.23 mm



Сл. 18. Дијаграм на вкупни деформации во елементите

Врз основа на горенаведените резултати од фазната изведба на конструкцијата, констатирано е дека меродавни се резултатите добиени од последната фаза на експлоатација. Во таа насока, во следните редови се прикажани вкупните деформации и дијаграмите на статичките големини кои се јавуваат во конструкцијата. Максималните деформации се јавуваат во натколовата плоча и изнесуваат Utot=14.23 mm во статички услови. Доминантни се вертикалните поместувања со 14.13 mm, а додека хоризонталните поместувања изнесуваат 4.50 mm.

На сл. 19 се прикажани дијаграмите на статичките големини кои се јавуваат во конструкцијата во статички услови.



Сл. 19. Дијаграми на аксијални сили, трансверзални сили и нападни моменти во елементите во статички услови

Табела 5. Максимални вредности за поедини конструктивни елементи.

Елемент од конструкцијата	N_{max} [kN/m]	T_{max} [kN/m]	M_{max} [kNm/m]
АБ натколова плоча	-19.89	74.03	-57.21
АБ кол	-201.78	12.60	-25.13

Вредностите на статичките големини се однесуваат за еден метар должен од потпорната конструкција. Дефинитивните статички големини кои припаѓаат на еден кол се пресметани со мултиплицирање на вредностите со осовинското растојание помеѓу коловите во еден ред, односно 3.0 m.

6. ЗАКЛУЧОК

Во овој труд, прикажан е еден можен пристап за санација на нестабилната зона на регионалниот пат Р1202 Маврово – Дебар. Решението не претставува директна санација на свлечиштето, туку негово индиректно зајакнување со помош на коловите кои служат и за фундирање на плочата.

Направените анализи се однесуваат за најкритичниот попречен пресек на геолошкиот профил, со најголема висина и најстрмна косина. Димензионирањето на армиранобетонските елементи е извршено за гранична состојба на носивост и се задоволени сите контроли согласно ПБАБ. Како што беше очекувано, максималните деформации се јавуваат во најлевиот ред на коловите и најлевиот раб на надколовата плоча. Бидејќи атмосферските влијанија се едни од главните причинители за појава на свлечиштето, посебен акцент е ставен на обезбедување успешно одводнување на самата конструкција во текот на нејзиниот експлоатационен век.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Димитриевски, Љ., Механика на почвите, универзитетска скриптара;

[2] Шендов Б. (1986), Темелење – книга II, Универзитет „Кирил и Методиј“, Скопје;

[3] Mitrovic, P. (2013), Sanacija klizista I nedovoljno nosivog tla, AGM Knjiga, Beograd;

[4] Атанасовски С. (1992), Армиранобетонски конструкции I, Градежен факултет, Скопје;

[5] Десовски, З. (2010), Армиранобетонски мостови, Градежен факултет, Скопје.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

ST - 2

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

IMPACT OF PERCIEVED INDOOR ENVIRONMENTAL QUALITY ON OVERALL SATISFACTION IN FIVE HIGH SCHOOL BUILDINGS IN TIRANA, ALBANIA

Sokol DERVISHI[1], Jonida BOJAXHIU[2]

ABSTRACT

Poor indoor environmental quality (IEQ) in classrooms may be a risk for health symptoms and academic performance. The specific aim of the present thesis is to study the overall satisfaction of the occupants via different aspects of the indoor environment in school buildings being that these studies are limited to the Albanian context. The research was conducted in five public schools in Tirana selected as case studies of educational institution conditions in Albania. The database of the indoor environmental conditions were assessed based on responses of a questionnaire-guided survey, which represent students in different school building locations (dense area, suburb area) and microclimatic conditions. The analysis shows that the highest impact on occupant's overall satisfaction is related to the poor indoor air quality (IAQ). However, it is demonstrated that the range of the influencing factors of perceived indoor environment (e.g. too high temperature, dust, noise) on overall satisfaction is affected by individual and building characteristics, urban morphology (e.g. traffic, density) and outdoor microclimatic conditions.

Keywords: *Indoor Environmental Quality*; *Thermal comfort*; *Measurements*; *Survey*

[1] Prof. Sokol Dervishi, Department of Architecture, Epoka University, Tirana, Albania sdervishi@epoka.edu.al
[2] Ms. Jonida Bojaxhiu, Department of Architecture, Epoka University, Tirana, Albania jbojaxhiu09@epoka.edu.al

1. INTRODUCTION

Well-being, satisfaction and productivity are important aspects determining the quality of life of an occupant, including students. Albania as a developing country urgently needs to explore studies related to indoor environmental quality in schools, in order to achieve harmonization with E.U. standards. Students spend a significant part of their life in school environment. Various studies have focused on the way a building's occupants perceive the indoor environment and what they find to be satisfactory. A number of physical and chemical parameters have been observed, which have an impact on the occupant's satisfaction level. Besides building location and environmental quality, there are a number of other factors, which influence indoor environmental quality (IEQ), including building condition and maintenance (US EPA, 1991). Other factors can also have an effect on IEQ. For instance, pollutants present in classrooms, such as bacteria, molds and allergens, may negatively affect and aggravate indoor air quality (IAQ) (Zhuohui, et al., 2007). Maintaining satisfactory indoor air quality is particularly important in schools and has been observed to have a direct effect on the learning performance of students (Fisk, 2000). A series of studies in this area have shown that it is essential to measure the characteristics of indoor environment as well as the way in which these characteristics can be combined in order to achieve occupant satisfaction and comfort (Zalejka J & Wilhelmsson, 2013).

Moreover, thermal comfort directly affects a building's energy consumption, which impacts its sustainability (Fergus & Humphreys, 2002). Although thermal comfort may be satisfactory; in practice, the temperatures may significantly be higher than expected. Furthermore, studies have shown that thermal comfort varies depending on gender, with females generally revealing lower levels of satisfaction by indoor temperature in comparison to males (Katafygiotou & Serghides, 2014). The present research was conducted in five public schools in Tirana selected as case studies of educational institution conditions in Albania. The database of the indoor environmental conditions were assessed based on responses of a questionnaire-guided survey, which represent students in different school building locations (dense area, suburb area) and microclimatic conditions.

2. METHODOLGY

In order to generate qualitative data, monitoring the indoor climate quality (ICQ) in buildings while they are in operation [Corgnati SP, 2011] is crucial. The present investigation was carried out by implementing subjective surveying in order to evaluate the indoor environmental quality in five case studies on school buildings. The subjective evaluation was based on students' personal characteristics, health-related symptoms, perceptions of the surrounding environment, behavior towards discomfort and overall satisfaction. A total of 493 questionnaires were distributed to students in five school buildings in Tirana before lunch break and were gathered 20 minutes later.

A typical example of a questionnaire was divided in six sections, respectively: general information (personal characteristics), indoor air quality, thermal comfort, illumination, acoustic environment in the classroom and ventilation. While questions regarding students personal characteristics were as follows; the place of origin, house typology, chronic diseases, ability to breathe, allergy, heavy head and their position inside the classroom (near the window, in the middle or near the door). The questions related to personal characteristics have a high importance in understanding the students' ability to evaluate the surrounding environment.

Moreover, in order to estimate the indoor situation, students were required to make an overall assessment on the indoor environment parameters. The answers were given regarding a five point scale from 1 to 5, where 1 indicate the less important parameter and 5 indicate the most important one. This last assessment was required in order to evaluate better the students' perceptions of the environment and as a consequence to contribute on their overall satisfaction.

Considering the last assessment, the results showed that IAQ had the highest importance for overall satisfaction with IEQ, approximately on all case studies. In addition, this situation occurred because of the high average of students per classroom and the lack of a proper ventilation system. To sum up 5 high schools participated in the questionnaire. The survey attempted to interview a low range of age, respectively high school students from 14 to 18 years old. Only one of the school buildings under study makes an exception. School K.Kristoforidhi accommodates students of any age, due to the fact that it

works as a “part time” high school. The range of students’ age varies from 15 to 55 years old. Table 1 shows Building characteristics of five high schools under study. The goal of the overall data is to develop crucial information to further explore the students’ perceptions and behaviors’ towards indoor environment.

Table 1. Building characteristics of five high schools under study

high school	Built year	location	density	Thermal insulation	Heating system	Ventilation system	Number of students
A.Buda	2005	Laprake	High, Residential	Thermal	No	Manual	688
A.Z. Cajupi	1959	Rr.Dibres	Medium, Mix used	No	Electrical	Manual	1200
K.Kristoforidhi	1945	Rr.Kavajes	High, Residential	No	Electrical	Manual	1000
Partizani	1964	Selvia	Low, Residential	No	Electrical	Manual	1300
P.N.Luarasi	1959	Rr.Sami Frasheri	Medium, Mix used	No	Boilers	Manual	1457

2.1 Petro Nini Luarasi High School

“School P. N. Luarasi” was constructed in 1959 with a number of 1457 students on average. It is situated in a medium mix-used area in suburbs and oriented to the west (Fig.1). This is the only school building restored lately in 2008, which has a proper central heating. This building is lacking thermal insulation and the students do the ventilation manually. Both female and male students occupied the classrooms under study where female students were higher in number, 85% on average. The average number of students in classrooms is higher than in other school buildings, with an average of 38 students per classroom (Figure 10). The classroom (a) selected for the investigations was oriented to the south and occupied by 1st year students and has two windows from one side. The classroom is oriented to the north, occupied by 2rd year students, and has three windows from one side.



Fig.1. P.N.Luarasi high school

2.2 Aleks Buda High School

“School A.Buda”founded in 2005 operates as a normal high school with students from 14 to 18 years old and a total of 800 pupils (Fig. 2). Students attend school from Monday to Friday up to six hours per day, respectively from 08:00 to 14:00. This high school building is situated in a low-density residential area, near an important road axis in suburbs of Tirana. The 4 storey high school oriented to the north-east is one of the newest school buildings in the city and for this reason it also has a proper thermal insulation.

The heating was made by central boilers even that the last years it does not work normally. Both female and male students occupied the classrooms under study, where females were higher in number, roughly 82% of the students. The average number of the students for the classrooms is 23. Each classroom has row windows from one side of the wall that are opened manually by students.



Fig. 2. A. Buda high school

2.3 Andon Zako Çajupi High School

"School A.Z.C" founded in 1959 operates as a normal high school building with a number of 1200 students with an average of 36 students per classroom (Fig.3). The green space surrounding the building is 20% of overall surface in a radius of 100 m. A partial intervention such as replacement of furniture and wall painting was applied during 1998. Both female and male students occupied the classrooms under study where female students were higher in number, 60% on average. Although the school does not have a heating and cooling system, electrical heaters provided the heating inside some classrooms while the others were unheated. The classroom selected for the investigations is oriented to the south and occupied by 2st year students.



Fig. 3. A.Z. Cajupi high school.

2.4 K.Kristoforidhi High School

"School K.Kristoforidhi" which was founded in 1945, operates as a part time high school with students of any age, 1000 in number and 25 in average per classroom. Students attend School from 08:00 to 13:00 or from 15:00 to 21:00 on school days (see fig.4). The two-storey building oriented to the south is built of concrete and bricks without the placement of a proper thermal insulation on the walls. Interventions such as renovations or replacement of furniture were never applied.

Two classrooms were selected for the survey, one facing the north and the other to the south. Both female and male students occupied the classrooms under study where male students were higher in number, 70% on average. The classroom (a) selected for the investigations was oriented to the south and occupied by 1st year students. The classroom (b) was oriented to the north and occupied by 3rd year students.



Fig. 4. Kostandin Kristoforidhi High School

2.5 Partizani High School

"School Partizani" is located in a low-density residential area and oriented to the south. Constructed in 1964 the school is occupied by 1200 students with an average of 26 students per classroom. The green space surrounding the building is 8% of overall surface in a radius of 100 m, see (Fig. 5). The last restoration was made in 2002 even through the building is lacking thermal insulation and ventilation is done manually.

The classroom (a) selected for the investigations was oriented to the south and occupied by 2st year students and has three windows from one side. The classroom (b) was oriented to the north, occupied by 2rd year students, and has three windows from one side. Both female and male students occupied the classrooms under study where female students were higher in number, 55% on average.



Fig. 5. Partizani High School

3. RESULTS AND DISCUSSION

Students in School PL and AZC were observed to be the most dissatisfied with indoor air quality due to the higher average of students per classroom. Although the average of students in school AB was low, stuffy air was the most problematic issue because of the building location in a high acoustic polluted area. Density of the area and the low number of students per classroom enabled school KK and PA to have less discomfort towards indoor air quality than the other case studies. However, stuffy air was one of the main problems that students felt uncomfortable with. Figure 6 graphically shows the influence of different IAQ factors in students discomfort with IEQ. Students evaluated the parameters with a range from 0 to 5 where 5 was the worst scenario.

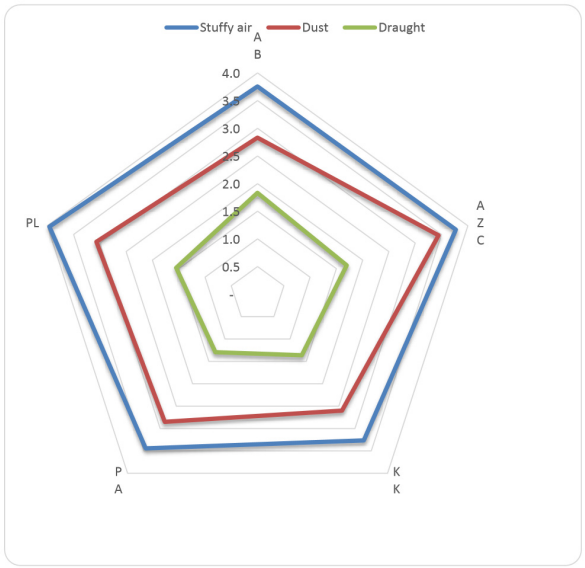


Fig. 6. The influence of different IAQ factors on students overall satisfaction.

Figure 7 explains the impact of building-related factors on students' wellbeing according to thermal comfort in different high school indoor environments. The survey was based on naturally ventilated case studies however, thermal sensation differ according to student average number per classroom. On the other hand, orientation plays an important role on thermal comfort where school PA oriented to the south has a good thermal environment differing only with 0.5 on average with school PL oriented to the west and which uses central heating. School AB thermally insulated and AZC oriented respectively on north and north-west has the higher discomfort towards thermal comfort. While in school KK oriented to the south and constructed in 1945, thermal comfort differs only with 0.15 on average regarding school AB oriented to the north.

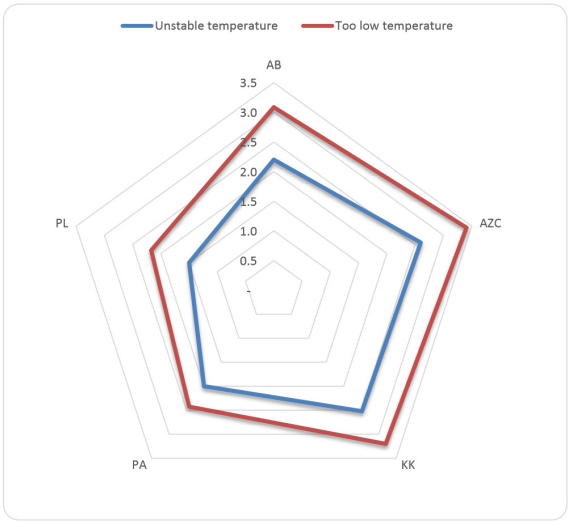


Fig. 7. The impact of building related factors on student' wellbeing according to thermal comfort in different high school indoor environments.

Figure 8 shows the importance of acoustical comfort for overall satisfaction with IEQ. Given that all surveyed school buildings are lacking acoustical insulation, the levels of indoor and outdoor noise remained high. School AZC situated in a medium density area is the most problematic according indoor and outdoor acoustic comfort. It is followed by school AB and PL, while school KK and PA, which are located in low and medium density areas have less acoustic discomfort. School AZC and PL were the

cases with a higher average of students per classroom while school AB was situated near the main road axis where acoustic pollution levels are greater.

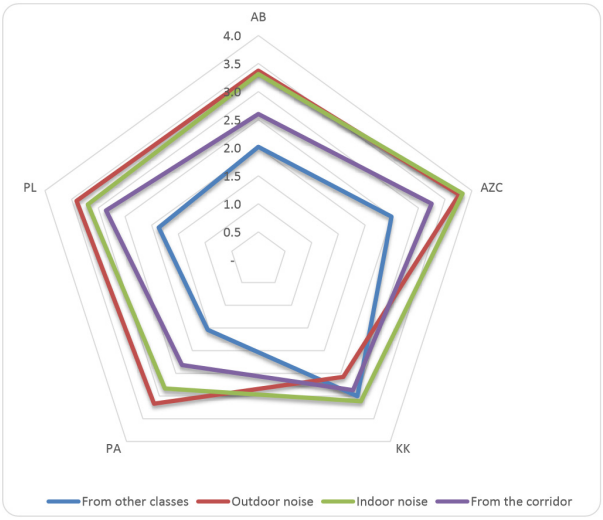


Fig. 8. The importance of acoustic comfort for overall satisfaction with IEQ.

Figure 9 explains the importance of visual comfort for overall satisfaction with IEQ. Visibility over the desks and on the blackboard was not problematic in all cases. However, students disagreed that lighting in classroom was sufficient. Schools AB, AZC and KK had glare problems due to the fact of missing curtains on the windows and the absence of shading devices.

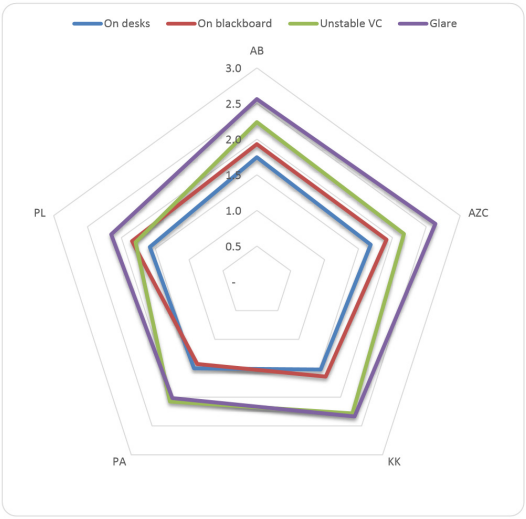


Fig. 9. The importance of visual comfort for satisfaction with IEQ

The results show that IAQ has the highest importance for overall satisfaction with IEQ approximately on all case studies. IAQ tends to be higher in schools with high average of students per classroom like School PL~38; School AZC~36; while in “School AB” dust, air pollution and acoustic pollution of the area effect on the high IAQ of classroom environment. The case of “School KK” with no renovation and “school AZC” renovated in 1998 students are in general dissatisfied with IEQ. Students’ ranked acoustic comfort and thermal comfort as paralleled in importance. Moreover, school buildings located in high-density areas faced higher discomfort with acoustics than thermal comfort. According to VC even that 80% of the students were comfort with lighting over the desks and on the blackboard, 75% of them disagreed that lightning in classrooms was sufficient. Glare problems were indicated due to the fact that schools were not equipped with shading devices and curtains inside some of the classrooms were missing.

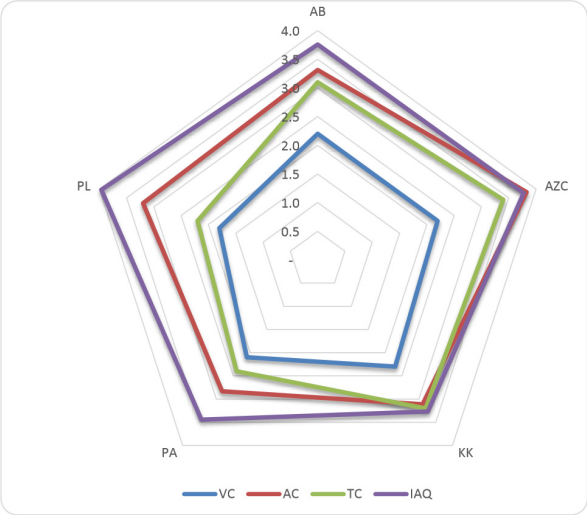


Fig. 10. The classification of different environmental conditions for overall satisfaction with IEQ according student's perception.

4. CONCLUSION

The study presents the results regarding to students perceptions according indoor environment quality in high school buildings in Tirana, Albania. It examined the effect that perception of indoor environment quality has on overall satisfaction and how does individual characteristics influence on the awareness of the indoor environment. High school buildings in Tirana were observed based on students' surveyed perceptions results.

The results indicate that pupils can provide important feedback on building performance. Given that objective measurements were not made in the observed buildings, the results are based on subjective surveying. However, even with those limitations, the presented analysis contributes to understanding the interaction between overall satisfaction and perception of IEQ. Moreover, they demonstrate occupants' opinion and indicate some potential challenges regarding the performance of educational buildings in general.

This research is especially relevant in the Albanian context, because no research has been conducted in the area of IEQ in public schools thus far. Poor IEQ can have a negative effect on the pupil's health, leading to absence from school and low performance. The results provided by this thesis in the area of indoor environment quality provide crucial inputs for building simulations. The data for this research has been collected from 30 March 2015 to 03 April 2015, each day in one different high school building. It is also important to explore data in other seasons in order to compare and further analyze student's perceptions of the indoor environment. Further development efforts are required and should be focused on the settlement of polices according the European standards in educational buildings. The inputs presented in this study can be helpful in building simulations for future predictions on building consumption in order to maximize the overall satisfaction of occupants.

REFERENCES

[1] ASHRAE standard 55-2004. (2004). Thermal Environmental Conditions for Human Occupancy. In r. a. American society of heating. Atlanta.

[2] BBC. (2015). Weather Servicce. Tirana.

[3] Bilgin, H., & Korini, O. (2013). Seismic Safety Assessment of an Unreinforced Masonry Building in Albania. Vienna Congress on Recent Advances in Earthquake Engineering and Structural Dynamics, (pp. 1-8). Vienna. Retrieved February 15, 2015, from https://www.academia.edu/7518719/Seismic_safety_assessment_of_an_unreinforced_masonry_building_in_Albania

[4] Cowan, J. (1994). Handbook of Environmental Acoustics. In V. N. Reinhold. New York.

[5] EN 12464-1. (2002). Light and Lighting - Lighting of Work Places. Brussels: European Committe for Standartization.

[6] EN 12665. (2002). Light and Lighting - basic terms and criteria for specifying lighting requirements. Brussels: European Committe for Standartization.

[7] Fergus, N. J., & Humphreys, M. A. (2002, July). Adaptive Thermal Comfort and Sustainable Thermal Standards for Buildings. Energy and Buildings, 34(6), 563-572. Retrieved February 4, 2015, from http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0378778802000063

[8] Fisk, W. J. (2000). Review of Health and Productivity Gains from Better IEQ. Indoor Environment Department . Berkeley: Annual Review of Energy and the Environment. doi:25:537–66

[9] Katafygiotou, M. C., & Serghides, D. K. (2014, October). Thermal Comfort of a Typical Secondary School Building in Cyprus. Sustainable Cities and Society, 13, 303-312. doi:10.1016/j.buildenv.2013.02.005

[10] US EPA. (1991). A Guide for Building Owners and Facility Managers. US Environmental Protection Agency, Indoor AIR quality. Environmental Protection Agency. Retrieved January 2015, from http://www.epa.gov/iaq/largebldgs/baq_page.htm

[11] Zalejka J, A., & Wilhelmsson, M. (2013, May). Impact of Percieved Indoor Environment Quality on Overall Satisfaction in Swedish Dwellings. Building and Environment, 63, 134-144. doi:10.1016/j.buildenv.2013.02.005

[12] Zhuohui, Z., Zhang, Z., Wang, Z., Ferm, M., Liang, Y., & Norback, D. (2007, October). Asthmatic Symptoms among Pupils in Relation to Winter Indoor and Outdoor Air Pollution in Schools in Taiyuan, China. Environmental Health Perspectives, 190-197. doi:10.1289/ehp.10576

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

ST - 3
mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

THERMAL PERFORMANCE EVALUATION OF AN INDUSTRIAL SITE IN POGRADEC, ALBANIA: AN ADAPTIVE REUSE APPROACH

Sokol DERVISHI [1], Jona OSMAN[2] , Rudina BELBA[3]

ABSTRACT

The adaptive reuse of historic buildings contributes to the sustainability of urban generation processes, as it extends the life cycle of the buildings, avoids demolition waste, encourages energy efficient solutions, and provides significant social and economic benefits to the society. The adaptive reuse of the industrial buildings affect directly in the sustainability of the urban generation and life cycle of the buildings. Several advantages of adaptive reuse are: economic, social, and environmental ones. Adaptive reuse provides a link to the past in addition to revitalizing a neighborhood. The neighborhood will have the same "sense of place", and surrounding structures correspond with the existing landscape division. The existing industrial buildings are constructed using a specific range of materials. Renovation can bring the reuse of the materials and structural elements, and reduce landfill waste. In addition, economic benefits are more easily observed in rehabilitated spaces than in the newly built ones. This, unless there is an extensive structural reconstruction needed.

Industrial buildings have a very significant role in Albania, not only in history and politics, but also in the social and economic life of the country. Industrial complexes used to provide economic stability not only to the locals who lived nearby, but to all Albanian residents. Nowadays, most of Albania's industrial sites are ruined. The present paper focuses on the thermal performance evaluation of adaptive reuse industrial buildings in Pogradec, Albania. The study includes the indoor environmental (thermal) building performance via occupancy satisfaction and parametric computational simulation to study possible improvement scenarios. Detailed information of the building characteristics and schedule was implemented. The simulation results showed that these buildings require no cooling. In addition, the changes in building fabrics could reduce the annual heating energy up to 35 %.

Keywords: *Adaptive reuse; Industrial complex; Comfort and Performance; Building Simulation*

[1] Prof. Sokol Dervishi, Department of Architecture, Epoka University, Tirana, Albania sdervishi@epoka.edu.al
[2] MSc. Jona Osmani, Department of Architecture, Epoka University, Tirana, Albania josmani12@epoka.edu.al
[3] MSc. Rudina Belba, Department of Architecture, Epoka University, Tirana, Albania rbelba12@epoka.edu.al

1. INTRODUCTION

The adaptive reuse of the industrial buildings affect directly in the sustainability of the urban generation and life cycle of the buildings. Several advantages of adaptive reuse are: economic, social, and environmental ones.

- Social benefits: Adaptive reuse provides a link to the past in addition to revitalizing a neighborhood. The neighborhood will have the same "sense of place", and surrounding structures correspond with the existing landscape division. Demolishing these sites and buildings, will lead to the migration of the people, abandoning and losing the identity of the whole area [1].
- Environmental benefits: The existing industrial buildings are constructed using a specific range of materials. Renovation can bring the reuse of the materials and structural elements, and reduce landfill waste. Positioning and relation of these buildings with the landscape and infrastructure might be considered as an environmental benefit. [1].
- Economic benefits: These benefits are more easily observed in rehabilitated spaces than in the newly built ones. This, unless there is an extensive structural reconstruction needed. Added to that, the time needed for a space to become rehabbed is measured to be up to 75% of the time needed to demolish and reconstruct a new one. In this case, demolition and reconstruction are avoided. [2].

Industrial buildings have a very significant role in Albania, not only in history and politics, but also in the social and economic life of the country. Industrial complexes used to provide economic stability not only to the locals who lived nearby, but to all Albanian residents. Nowadays, most of Albania's industrial sites are ruined.

The present research in focused on identifying the sustainable potentials and evaluating the thermal performance of one of the most important buildings in "Guri i Kuq" Industrial site, in Pogradec, Albania. Their adaptation is a challenge, since these buildings carry a story upon themselves.

2. IMPORTANCE OF ADAPTIVE REUSE IN ALBANIAN CONTEXT

1.1. Overview

The process of industrialization includes in itself changes in the social, economical, political and global aspect. It started in the Great Britain during the 1840's. This period was known as the "Industrial Revolution". Very soon it emerged in other regions of Western Europe, Northern America, Japan and eventually all over the world.

In Albania, it started in the first part of the 20th century, when Albania became a socialist state under the "sovereignty" of Enver Hoxha. During this period, Albania focused on national unity, and it depended only on itself and its own resources. In 1967, Albania announced itself an atheist state, and one year later, it withdrew from the Warsaw Pact. During this time, Mao Zedong was following the campaign of Cultural Revolution in China, which also influenced Hoxha. After the death of Zedong, the Albanian Government worked on decreasing the dependence on China. After having profited from the extensive knowledge of foreign professionals and specialists, the process of industrialization was facilitated. The Party's program was to create a complex industry (heavy and light) by making use of the modern production techniques and technology of the time. The term "Industrial archaeology" was firstly was used in 1955, by Michael Rix, an amateur historian. Twelve years later, the first definition of the concept was again made by Rix, he said that it is: recording, preserving in selected cases and interpreting the sites and structures of early industrial activity, particularly the monuments of the Industrial Revolution" [3]. The term became well known ever since and has been used to refer to different cases; such as industrial heritage, industrial monuments or industrial landscape.

1.2. Conservation and Regeneration of Industrial Sites

In the 20th century there was an increased awareness raised for the importance of conservation of industrial remains. During this period, urban areas were increasing and the technological advances were bringing sophisticated changes to the world and everyday life. In this period, industrial areas moved away from the city centers, leaving behind empty and ruined structures. The demolition of these

buildings drew the attention of the civil societies and professionals. Since then, several policies started to be implemented in order to restore these sites. The first international congress on industrial archaeology was held in Britain, in 1973. Its participants intended to develop and appreciation of the values (cultural and historic) of the industrial past [4]. The International Committee for the Conservation of the Industrial Heritage (TICCIH) was founded after the congress. In Albania there are no organizations or institutions that deal with the revitalization of industrial sites. Several personal and volunteer initiatives have been spotted in these last years, where groups of people document the remains of ex-industrial sites, as a way to raise awareness in the population and attract the government's attention.

3. CASE STUDY DESCRIPTION

The case study of "Gur i Kuq" industrial complex, was part of the studio courses Arch401 and Arch402 of Epoka University during the 2015-2016 academic year. The main aims of the course were the analysis of the site, data gathering in order to understand its history, and ideas on how it could be revitalized and regenerated. The general idea of revitalization made use of a well-known concept in this field, which is making the site "a museum of itself". This implies that other uses can be superimposed into the empty buildings, but they would be restored if necessary to host activities that bring the community together and enforce its sense. The site was conceived as a park in itself, and the team decided to name it "MemoPark". In this paper, only one of the buildings found in the site has been taken into account.

1.3. The Site

The industrial complex of "Gur i Kuq" is located in Pogradec, a city in the south-eastern Albania. The complex was established as an Iron –Nickel mine, due to the high resources of these minerals in the area. The site is relatively large in area and it is positioned in the hill nearby the village of Mëmëlisht. The area is enclosed by water: on the western side there is the lake of Pogradec surrounding the area, and in the north-eastern axis there are two springs of fresh water (Figure 1). After the socio-political transition in the 1990s, many of the state properties were shut down and the land was returned to the previous legal owners. This brought the destruction of a very large number of ex-public properties throughout the country and as a consequence the degradation of the complex.

The street that links the site with the city center is located along the lakeshore, and it has been renovated in the last 3 years. The complex is six minutes away from the center of Pogradec by vehicular transportation, and approximately fifty minutes by foot. Because of the complex's vicinity with the lake and the steep terrain of the hill, the site's potentials and its unique wilderness increase.

1.4. The "Giza" Building

The building is located along the main road and in the most eastern side of the site. Its longer outer dimension is eighty-one meters, while the smaller one is twenty-two meters. Its structure is built with precast concrete elements, and it is covered with concrete panels of 1m x 2m dimensions. On the upper sides of the facades large windows are placed. It has a concrete gable roof designed to fit to the weather conditions of the area. Before the 1990s, the building was used as a treatment plant. Nowadays, this building is partly used as a cast iron foundry.

The existing situation of the building is considered not suitable for its current use, because of the degradation that is has suffered. The new uses for this building, part of the overall adaptation project of the site, are linked to the business sector and sports activities. On the first floor, several bars, cafes, and restaurants are placed, together with info points, sitting areas, restrooms, and changing rooms. The first floor is connected to the ground floor via two staircases and galleries. It hosts offices, shops, play areas, and restrooms. A sports field lies on the northern side of the building, and it stretches into both floors, making use of the whole height of the building (Figure 2). The simulation data was collected through a year (Jan 1st- Dec 31th), in one hour interval. The evaluation used for temperature and energy results was provided by the simulation software [Design Builder]. *Table 1* shows the BC condition and material for the first design.



Fig. 1. Top view of the site located in the vicinity of the lake and the selected building (shown in red)



Fig. 2. Ground floor plan of the building (up) and the first floor plan (down)



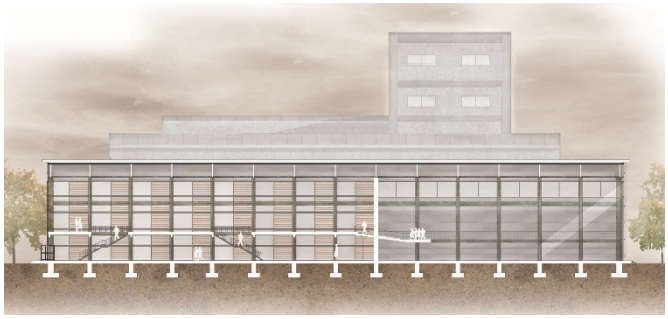


Fig. 1. Transversal building section (up) and longitudinal section (down)



Fig. 2. Building elevation



Fig. 3. Building system detail

Table 1: Base case condition and material for the first design

Code	Scenario	U-Values	Description
BC	Base case- H1	U_{Walls} = 2.11 W.m^{-2}.K^{-1} U_{roof}= 2.5 W.m^{-2}.K^{-1} Uwindow = 2.6 W.m^{-2}.K^{-1}	Wall- 20 cm concrete blocks Roof- Uninsulated pitched roof, Heavy weight Window- Double glazing, Clear, Argon filled

Table 2: Improved scenarios of the second design

Code	Scenario	U-Values	Description
WI	Wall Insulation	U_{Walls} = 0.42 W.m^{-2}.K^{-1}	Inner Insulation PVC= 12 cm
RI	Roof insulation	U_{roof}= 0.5 W.m^{-2}.K^{-1}	Glass Wool 8 cm
DG	Double glazing	Uwindow = 1.16 W.m^{-2}.K^{-1}	Replacement of Double Glazing with Triple Glazing
WI+RI			
WI+DG			
RI+DG			
WI+RI+DG			

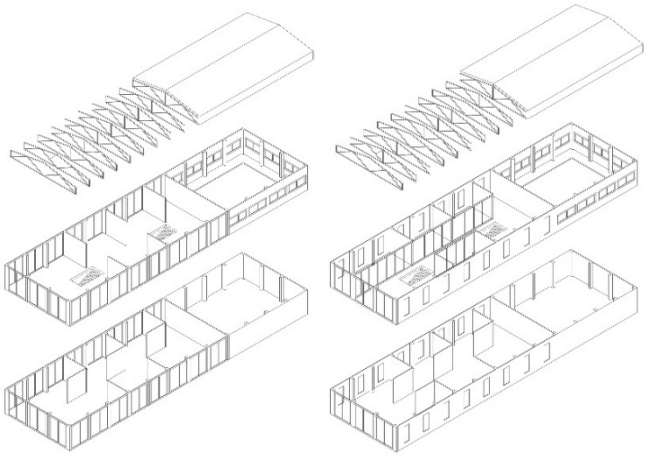


Fig. 4. Structure of first design D1 (left) and the second design D2 (right)

4. RESULTS AND DISCUSSION

Given the climatic conditions in Pogradec, industrial buildings require partially closed façades, rather than full-glass façades. Heating is a must, but cooling is relative, as it can be done by natural ventilation. The simulation results demonstrate that the thermal comfort is directly connected with the climate conditions, construction fabrics, dwelling shape and people activity. Some interventions to the windows' size and building's fabrics can bring about better performance. Certain combinations of improvement measures (such as insulation in walls, roof, and better windows) have the ability to improve the thermal performance of the building in the climatic context of Pogradec, Albania. Wall insulation and the other combinations with it, have increased temperatures and reduced energy consumption considerably, compared with the other scenarios (25 to 30%). Another intervention that affect directly in the energy consumption of a certain building is the change of structure and facade. After changing the design and closing the windows, we directly received a lower energy consumption values, up to 60 %.

After analyzing the existing conditions, of the second design, seven scenarios were applied. The scenarios will include construction interventions in roof, window and wall. A base case temperature for both designs and seven improvement scenarios were considered for parametric simulation in 2 day interval (1-2 July). *Table 2* shows the improved scenarios of the second design. Below are shown the temperature and energy consumption results before and after scenarios implements. The purpose is to achieve a more stable temperature in the indoor environment and to have less energy consumption. What is important to compare, is the U value for the wall, roof and window before and after insulation. *Table 2* shows the improved scenarios of the second design. In the *Figure 7* is shown the comparison between outside temperature and different zones of the first design. *Figure 8* represent the difference in temperature between D1 and D2. After the design was changed, and seven scenarios were implemented, the difference in temperature is noticed. *Figure 9* and *Figure 10* represent the difference in temperature between these scenarios. The change in design also affected directly the amount of energy consumption. In the *Figure 11* is shown the comparison of energy consumption in two different designs (D1 & D2). *Figure 12* represent the comparison of energy consumption between seven scenarios in se second design (D2).

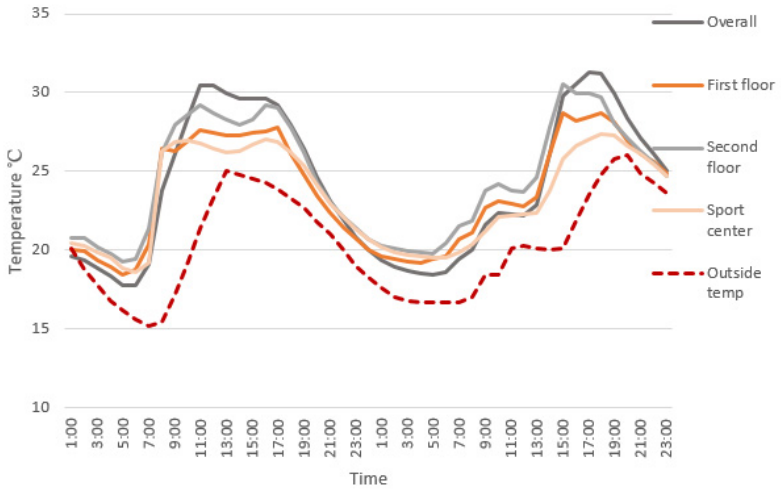


Fig.5. Temperatures of D1

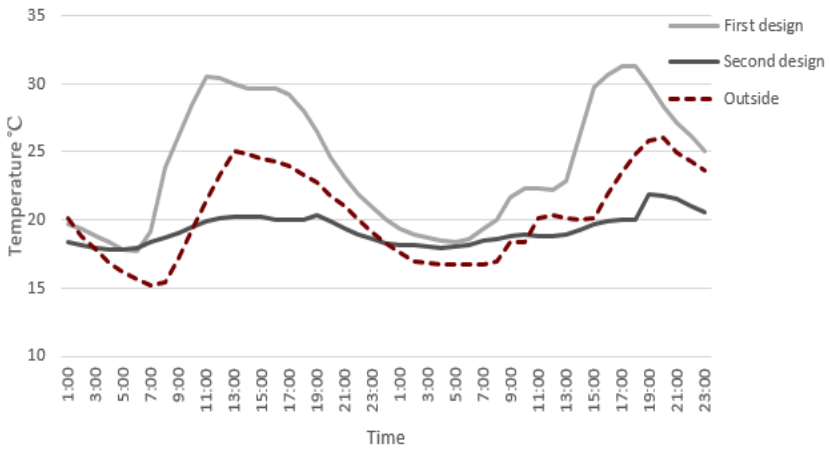


Fig.6. Comparison of temperatures D1 & D2

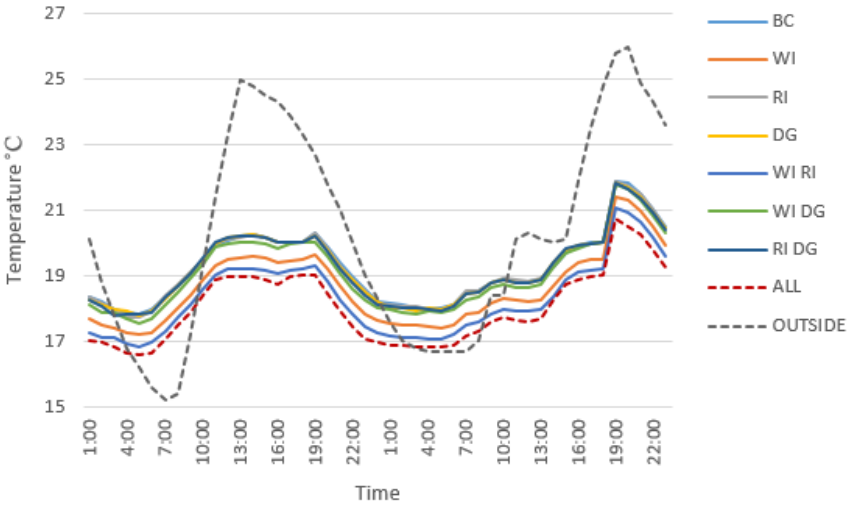


Fig. 7. Temperature of D2 Scenarios

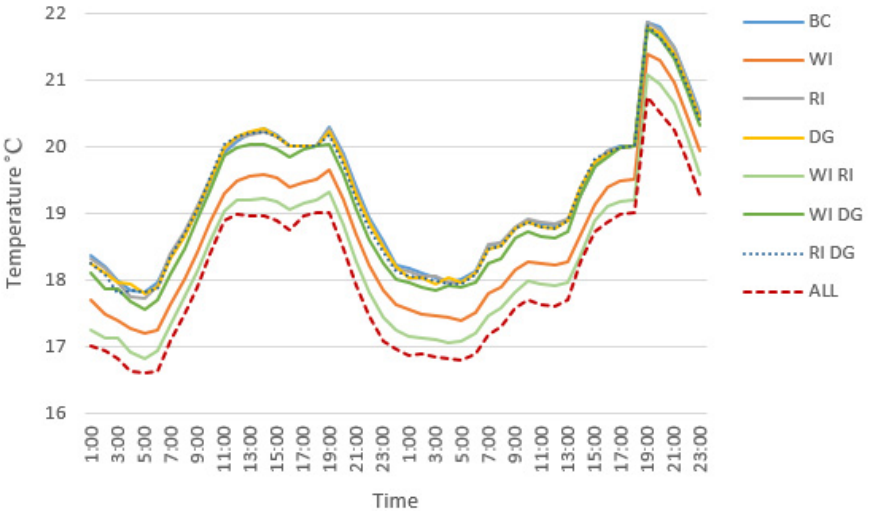


Fig. 8. Comparison between scenarios

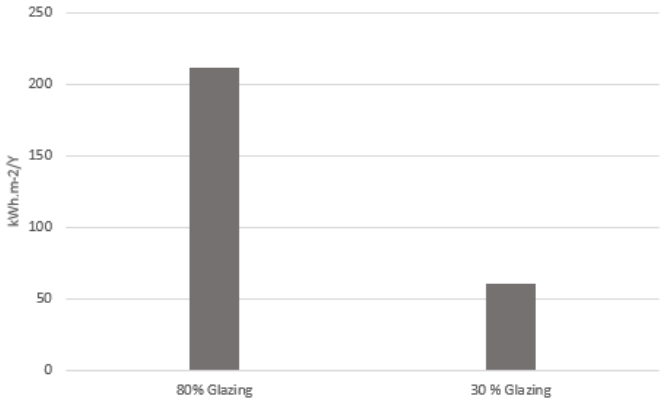


Fig. 9. Comparison of energy consumption between D1 & D2

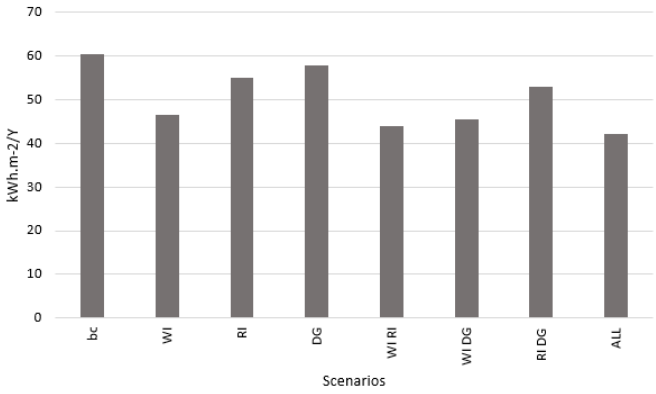


Fig.10. Comparison of energy consumption between scenarios

5. CONCLUSION

The adaptive reuse of historical buildings contribute to the sustainability of the urban generation, as it extends the life cycle of the buildings, avoids demolition waste, encourages energy efficient solutions and provides significant social and economic benefits to the society. Industrial buildings have a very significant role in Albania, not only in history and politics, but also in the social and economic life of the country. Industrial complexes used to provide economic stability not only to the locals who lived nearby, but to all Albanian residents. Nowadays, most of Albania's industrial sites are ruined.

The present paper evaluates the thermal performance of adaptive reuse industrial buildings in Pogradec, Albania. The research in focused on identifying the sustainable potentials and evaluating the thermal performance of one of the most important buildings in "Guri i Kuq" Industrial site, in Pogradec, Albania. Their adaptation is a challenge, since these buildings carry a story upon themselves. The study explores the indoor environmental (thermal) building performance via occupancy satisfaction and parametric computational simulation to study possible improvement scenarios. Detailed information of the building characteristics and schedule was implemented. The simulation results showed that these buildings require less cooling loads.

ACKNOWLEDGMENTS

We deeply that M. Sc Jurtin Hajro and M. Sc. Egin Zeka for their continuous guidance during the 2015-2016 academic year for the Arch401 and Arch402 courses. Their valuable critics and support have helped shape this project.

REFERENCES

[1] E. H. K. Yung, and E. H. W. Chan, “Implementation challenges to the adaptive reuse of heritage buildings: Towards the goals of sustainable, low carbon cities,” Habitat International, vol. 36, pp. 352-361, July 2012

[2] A. Saberi, A. Talib, S. Motamedi, and S. Kariminia, “Adaptive Reuse of Historical Safavid Caravanserais in Iran as a Sustainable Development Strategy,” International Journal of Multicultural and Multireligious Understanding. Vol. 3, Issue 3, pp. 15-25, June 2016.

[3] J. Douet, Industrial Heritage Re-tooled: The TICCIH Guide to Industrial Heritage Conservation, Routledge, 2016.

[4] A. Raistrick, Industrial Archaeology. Paladin Grafton Books, London, 1986

[5] Çevik S, Vural S, Tavs F, Asık O. An example to renovation and revitalization works in historical city centers: Kunduracılar Street/Trabzon - Turkey. Building and Environment 2008; 43(5): 950-962.

[6] Franceschi S. and Germans L. Operating manual for the architectural restoration. methods of intervention for the restoration and preservation of historical heritage 2010: 106-150. English Heritage . 2012. Energy Efficiency and Historic Buildings.

[7] Esther H.K, Yung, Edwin H.W. Implementation challenges to the adaptive reuse of the heritage buildings: towards the goals of sustainable, low carbon cities. 2012.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

ST - 4
mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

STRUCTURE AS A SYMBOL: MODERNIST HIGH-RISES IN SKOPJE

Ana IVANOVSKA DESKOVA[1], Jovan IVANOVSKI[2], Vladimir DESKOV[3]

ABSTRACT

There are often periods in the development of the cities, which carry certain energy released in the space in form of waves. Over time, the traces of these cycles slowly fall into oblivion until another wave brings some of them to the surface again.

The aim of this paper is to contribute to the renewed visibility of one of the forgotten and thematically least examined architectural layers of Skopje - the buildings that develop in height (high-rises, towers) – product of one of the dominant models of urbanization and development of the European cities in the second half of the 20th century. Focusing on the period of highest intensity of building, from the origins in the 1950s, all the way to the late 1980s, this work aims to perform a comprehensive study of the architecture of the "vertical city", the conditions under which it was created, the main defining features, the qualities and values it possesses.

The investigation relies upon a large research sample, encompassing more than 50 high-rise buildings dispersed on the territory of Skopje. In terms of urban layout, they form various configurations, showing different relationship of the building(s) and the immediate surrounding. In terms of use – housing, collective housing, administrative and industrial buildings were taken into consideration. In terms of architectural expression, they represent a rich selection regarding the simplicity/complexity of their spatial and volumetric structure, the architectural typology, the disaggregation of the plan, the materiality and the details applied.

Keywords: *High-rise; Vertical; Modernism; 20th Century Architecture;*

[1] Assistant Professor, PhD, Faculty of Architecture, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of North Macedonia, ivanovska.ana@arh.ukim.edu.mk
[2] Associate Professor, PhD, Faculty of Architecture, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of North Macedonia, ivanovski.jovan@arh.ukim.edu.mk
[3] Teaching Assistant, PhD c., School of Architecture and Design, University American College Skopje, Skopje, Republic of North Macedonia, deskov@uacs.edu.mk

About the vertical

In his work entitled "Dynamics of the Architectural Form", Rudolf Arnheim wrote that "...geometrically, all three coordinates of the Cartesian spatial system are equal in character and importance...". However, the force of gravity is the one that separates the vertical as a direction, so that the vertical becomes the basis and a measure for all other directions. "Among the infinite number of directions of the three-dimensional space (along which we can theoretically move), one direction is distinguished by Earth's gravity - the vertical one...",[4] and due to the built-in verticality measure, that we have, every different position in space is perceived as a position relative to the vertical.

In a symbolic sense, the horizontal and vertical positions carry different, binary contrasting features: earth versus sky, earthly versus cosmic, physical versus spiritual. Contrary to the stability and the weight of the horizontal, the vertical is a symbol of defiance and independence. If digging into the ground is related to penetration into the matter and density of the ground, the movement in height represents the release of the weight, purification, the acquisition of extra-human abilities.[5] In contrast to the horizontal, which represents a linear process (the linear time and the path from birth to death, from the beginning to the end), the vertical is associated with the domain of the spiritual, with the axis mundi, representing the connection between the Earth (earthly) and the universe at the symbolic level. Contrary to the horizontal as a symbol of the physical world, the movement in height has always been linked to the abandonment of matter, the widening of the spiritual horizons and spiritual progression.

Hence, it is not surprising that since the earliest times the aspiration towards the verticality was the basis for various aspirations towards the sublime and supernatural, while the pleasure of movement in height has always been a heroic act of liberation, imbued with numerous symbolic meanings.[6]

Skopje high-rises

Skopje's "verticals" (high-rises) and their remarkable architectural figures to a large extent define the specific, modern identity of the city. Although, similarly to other European cities, the history of Skopje's verticals can be traced through all the epochs of its historical development - from the protuberant, defensive towers of the Skopje and surrounding fortresses, through its religious landmarks (the bell towers and the minarets), the profane landmarks - the Clock Tower, the buildings that speak about ones prominent social position - the "Begovska" Tower, etc., the verticality and the development of the city in height was achieved in its true meaning in the period after the Second World War, through the high-rise towers as one of the main features of the Modern city.



Fig. 1. Panorama of the Skopje city center

[4] Rudolf Arnhajm. (1990). *Dinamika arhitektonske forme*. Beograd: Univerzitet umetnosti u Beogradu, 36

[5] Ibid.

[6] More about the symbolical meaning of the "vertical" and the development of the idea of the high-rises in Ivanovski J., Ivanovska Deskova A and Deskov V. (2018). *Skopskite vertikali*. Skopje: Muzej na grad Skopje (publikacija od istoimenata izlozba, maj 2018)

The period after the Second World War marks the beginning of a new stage in Skopje's development. Within the new socio-political context, the city became the main administrative, political, economic and cultural center of Socialist Republic of Macedonia, followed by rapid urban development.

The post-war period, within the entire territory of former Yugoslavia, is characterized by intense process of construction which carries a clear modernization sign. Although the modernism in Yugoslavia has its roots even before the Second World War, the mass modernization and industrialization of the cities in the post-war years was directly linked to the new political system and its spatial policies.[7] During this period, as a result of the intensive migration of the population from rural areas, the cities began to grow dramatically; thus urban planning became a top priority of the state and a practical mechanism through which the paradigms of the socialist ideology were applied. The new spatial organization was to a large extent implemented and especially typical for the big cities and major centers. The modernization at this period lost its primarily aesthetical character. Rather, it had become a vast and comprehensive process, in a social and emancipatory sense, focused towards everyone. This process both required (and created) a new knowledge regarding the overall organization of the design process, mostly concerning the coordination of frequently complex construction processes based on the mass, rationalized industrial production.

The first post-war plan for development of Skopje (lacking local educated architects and planners) was prepared in 1948 by a group of experts from Czechoslovakia, headed by the architect Ludjek Kubesh. In relation to the existing, radial, development of the city, the plan was a conceptual overturn directed towards linear growth of the city along the east-west axis and coinciding with the natural disposition of the Skopje valley.[8] Mostly based on the theoretical concepts of CIAM, the Athens Charter and the works of Le Corbusier, the plan was a formalization of the modernist paradigm, characteristic for the urban planning after the Second World War. Hence, the functional and spatial organization of Skopje in the 1950s and early 1960s begun to be constituted by large scale urban spaces and the idea of organized spatial units - functionally zoned, hierarchically arranged and completed.[9] The city image was dominated by open spatial systems where the traffic and built structures/elements were independent of each other. The new spatial configurations came as a result of the interaction between the autonomous figures and the open spaces between them. The figures established (or did not establish) a mutual relation, depending on the existence of gravitational forces between the individual elements and the size of the empty space between them.

The linear disposition of the city in the east-west direction was later confirmed and additionally underlined with the expansion of the urban perimeter in the post-earthquake renewal of Skopje. The specific situation following the earthquake turned the city into an open "laboratory" for exploring different urban and architectural concepts – from continuation of the modernist paradigm, through various late-modern influences, reviewing the functionalist model, all the way to utopian visions for Skopje as a city of the future. The new urban ensembles were usually high in density, most commonly composed of groups of blocks and towers, organized in well-placed urban modules, positioned within well-arranged green areas, properly oriented, with lots of air and sunlight.

Within these tactics of "conquering" the space, the role of the high-rise as a spatial and compositional element became even more significant. In spite of the earlier, relatively sporadic and more modest buildings with limited heights, the architectural and urban projects constructed during the post-earthquake renewal of Skopje were bigger in scale, while the buildings had achieved greater architectural ambition. Besides providing controlled densification of the territory, the high-rises became

[7] On the specific model of Yugoslav socialism, more in: Maroje Mrduljaš, Vladimir Kulić. (2012) *Unfinished Modernizations, Between Utopia and Pragmatism*. Zagreb.; Wolfgang Thaler, Maroje Mrduljaš and Vladimir Kulić. (2012) *Modernism In-Between: The Mediatory Architecture in the Socialist Yugoslavia*, Jovis.

[8] Having Kubesh's plan as a conceptual model, by the 1960s, several other plans were developed, leading towards rapid territorial and demographic growth of Skopje.

[9] This manner of planning, and even more so the realization of large urban and architectural activities, was possible due to the socialist social and political system, where the state possessed the land and controlled its development, in which the public, collective interest dominated over the private, and where the state was the main investor that could bear the financial burden of large construction investments. Within such specific conditions, the modern architecture "project" overlapped with the "project" of socialism.

striking, visually distinctive dominants, the presence of which contributed to the shaping of the surrounding and creation of the specific city skyline.

In Kenzo Tange's Plan[10], the verticals become part of the "City Wall" – an almost continuous ring (horseshoe) of buildings with residential character, which enclosed the city center. At a time when the functionalistic principle of planning underwent a process of questioning and revision, while the question of the 'city center' regained relevance on the international architectural scene, Kenzo Tange envisioned unique spatial structures with highly emphasized symbolism. Thus, the "City Wall" was a clearly legible architectural and urban compound, which even in its linguistic meaning on a symbolic and metaphorical level, referred towards the historical forms of the city (a wall, a fortification, a historical fortress located opposite the river). Through the two most iconic spatial elements of the plan – the "City Wall" and the "City Gate", Tange introduced metabolic mega-structures that would significantly increase the density of Skopje. On a symbolic level, they are tied to the capacity of the city for "rebirth" following the great catastrophe, and symbolize the survival, the collective will to restore the ruined city and the perspective towards the future.

The spatial layout of the high-rises

Regarding the spatial layout, Skopje high-rises compose various urban configurations. Each of the architectural and urban ensembles defines its own spatial framework:[11]

- an individual, freestanding building that marks and dominates the surrounding space. The distance of this autonomous figure as well as its height relative to the surrounding built context, affect whether we experience the building as a sovereign element in the space (such as the tower "Vrteshka", the "EVN" building, the tower in "Avtokomanda", "Alkaloid", Macedonian Radio-Television, etc.);
- a tower with a low annex – a spatial structure where the masses are composed of a high, vertical segment and a lower wide annex which communicates with the surrounding context (such as the National Bank of the Republic of Macedonia, the "Macedonia" Insurance, "Mavrovka", etc.);
- an architectural and urban composition consisted of an independent vertical and horizontal element, most commonly a spatial response to the specific functional requirements. In the post-war years, such configuration is a frequent answer of the International Style regarding the public buildings and city centers (such as the "Koco Racin" Workers' Home);
- a group of towers in a free system – a sequence of free-standing buildings that form a certain spatial configuration. The number of buildings within the group usually varies (about 3-5 buildings), whereas the (self)similarity and the small distance between the buildings make them be perceived as a whole/group. As the distance between the buildings increases, the density of the space and the connections that hold the buildings together declines (such as the towers of the "November 13th" riverbank, the towers of "Partizanski Odredi" Blvd., "Volgogradska" Str., the Romanian towers etc.);
- free-standing buildings positioned along an important traffic artery could be considered as a group of verticals in a free system. Such urban disposition is often associated with planning of new traffic infrastructure and the new axes of growth and development of the cities (such as the towers "K1-K6" type along the "Partizanski Odredi" Blvd.)[12] and
- the "City Wall" – a configuration of towers and blocks as a particularly specific architectural and urban ensemble from the period of the post-earthquake renewal of Skopje. Positioned in a double ring, along the circular street that defines the city center, the system of towers and blocks confirms the previous, pre-war plans for Skopje's city center.

[10] Following the terrible earthquake that struck Skopje in 1963 and after the adoption of the new General Urban Plan for Skopje, in 1965 the center of the city (a territory of approx. 2x2 km) became a subject of a separate, international architectural and urban competition with 8 invited teams. Kenzo Tange's team won the competition, winning 60% of the prize, while the remaining 40% were won by the Croatian team led by Radovan Mishevich and Fedor Venzler.

[11] The classification is mainly based on: Jovan Rankovikj. (1975). *Residential towers*. Skopje: Ss. Cyril and Methodius University.

[12] Particularly impressive is the segment of the boulevard "Partizanski Odredi" formed with alteration of residential blocks and towers in the settlements Taftalidze 1 and 2. The repetition of identical elements in a certain rhythm strongly defines the character of one of the most important traffic arteries in the city.

The high-rise and its use

In terms of their use, Skopje's high-rises could be mainly divided into residential and public buildings (institutions, commercial and administrative buildings etc.), although certain industrial structures can be also considered as verticals.[13]

The housing was one of the key priorities of the former socialist planning system from 1945 until the late 1980s, also understood as one of the key instruments of the socialist state. Consequently, the state organized construction of apartments was one of the main activities of the centrally planned economy through which one could follow various state policies.[14] The need for rapid construction of residential buildings in Skopje, firstly following the Second World War and especially after the earthquake in 1963,[15] lead towards highly economic and efficient construction manner. The construction in vertical usually implies multiplication of the floor-plan typology and its repetition in height. Although the level of repetition and rationalization was usually high (sometimes even the number of identical buildings – as in the case of the towers along the "Partizanski Odredi" Blvd.), in the case of Skopje this construction manner did not only satisfy the elementary "existential" minimum. On the contrary, it provided a relatively high quality of living both in terms of quantity – a significant increase in the number of m^2 per inhabitant,[16] as well as in terms of quality – high equipment standard within the new residential areas.

Considering the residential development, the center of the city has been densified on two major occasions - once immediately following the Second World War, during the 1950s (with the construction of the tower "Vrteska", the towers on the "November 13th" riverbank, etc.) and following the 1963 earthquake, i.e. following the adoption of the plan for the city center (main arrangement of high-rises are the both types of towers from the City Wall – tower type "M" and "B", which in urbanistic and architectural terms define the center of the city).

Outside the city center, the most dynamic territories were usually the new urban areas on the city outskirts, where large residential complexes were built. In the pre-earthquake period, the construction of the high-rise towers which define "Partizanski Odredi" Boulevard was particularly important, together with the linear blocks positioned parallel to the boulevard in the part of Karposh 1 and 2. This linear arrangement continued to grow intensively towards west during the post-earthquake reconstruction of the city. In the post-earthquake period (during the 1970s and 1980s), the conquering of the territory east of the new Railway station was substantial. The high-rises in this period played an important role in defining the new large residential complexes (the towers next to the Railway Station, the military towers and many other towers in the Aerodrom settlement).

In addition to housing, the high-rises were a symbol and spatial marker in the domain of public buildings: administrative buildings, banks, facilities planned for modern communication (PTT Centre, publishing house, radio and television station), etc. Within the specific Yugoslav self-governing socialism, those programs were located in purpose-built structures, most of them financed by the state, other, invested by the enterprises themselves with ambition to represent the status and the achieved social position. The vast majority of these buildings are concentrated within the city center, strongly influencing its characteristic city image. In the pre-earthquake period, it is important to emphasize the buildings of "Elektrostopanstvo na Makedonija" (today "EVN") and the vertical of the "Koco Racin" Workers' House, both prominent in their clear cubic geometry and pure surfaces in marble and glass in accordance with the post-war global trends in architecture.

[13] The administrative buildings of the industrial complexes will be considered as public buildings, together with the administrative buildings of the other enterprises. Distinguishable and particularly interesting typology of industrial high-rises are the silos. With their absolute volume and continuous envelope, they are powerful, impressive masses, especially when their surrounding environment is relatively low in rise.

[14] Jovan Ivanovski. (2013). Postsocijalistichkata tranzicija na primerot na Skopje – novite urbani prototipovi i noviot pejzazh na domot. Doktorska disertacija (neobjavena). Univerzitet "Sv. Kiril I Metodij", Arhitektonski fakultet, Skopje.

[15] The earthquake severely damaged the housing stock. Up to 80.7% of the total number of apartments were destroyed beyond repair, while only 19.3% were repairable with minor interventions. Of the total number of residents at the moment of the earthquake (about 198.000), more than 150.000 were left without home.

[16] The fact that the residential area before the earthquake was just over $8m^2$ per inhabitant may serve as an illustration; the intention was to raise it up to $20m^2$ per inhabitant by the mid-1980s.

The post-earthquake period, being dramatic in the total extent of construction, had a strong reflection in the construction of public high-rise buildings as well. Within a short period of fifteen to twenty years, significant buildings with a strong architectural ambition were completed, such as the Tower of the Telecommunications Centre (as the vertical dominant of the entire composition), the building of the National Bank of the Republic of Macedonia, the RTS building (later the Macedonian Radio Television) , the “NIP Nova Makedonija" building, the "Makedonija" insurance company, etc. Even to this day they remain to be outstanding benchmarks in the city.

The architecture of the high-rise

In terms of architectural form and transformation of the architectural expression, a clear distinction can be made regarding the period before and after the earthquake.

During the 1950s and early 1960s, strict and simple forms dominate; simple, "white" volumes, with rare exceptions with a slightly complex shape (as the "Vrteshka" tower), or when the vertical enters into a dynamic relation with a horizontal element (as in the tower of the "Koco Racin" Workers' Home). This is the period of dominance of the International style; therefore, the high-rises can be observed as autonomous structures that penetrate the abstract, free space, or as elements that arise from it – from the wide and well-designed surrounding. Buildings are generally prismatic in shape with limited height (usually between 30 and 40 m), restrained regarding the complexity of the plan or the façade decoration. The functional space is closed within flat surfaces with varying degrees of openness and glazing. The basic dynamic of their appearance is provided with the rhythm of the window openings – simply "cut" within the wall plane, as well as the strict geometries of the terraces – indented or protruded from the main mass. The selection of materials put further emphasize on the character of the surface; the white plaster makes a continuous and even finish, thus becoming a symbol of the period.



Fig. 2. Tower „Vrteska”.
Architect: Aleksandar Serafimovski



Fig. 3 Worker's home "Koco Racin".
Architect: Slavko Brezovski

The public buildings, usually have a more permanent coating in different types of stone/marble with a neutral, usually white or grey color, placed in a way that confirms the impression of continuity of the wall surface. New architectural element is the continuous glazed wall, the so-called "glass curtain"[17]

[17] "The volumes tend towards immateriality; a space framed with continuous surfaces that resemble a skin stretched over a skeleton (...) the curtain-walls leave an impression of lightness, like a stretched piece of cloth..." Hichkok – Dzonson. (1989). *Internacionalni stil*, Beograd: Građevinska knjiga.

(as in “EVN” tower) or the continuous strip of window openings (as in "Kocho Racin" Worker’s home). Although a desired theme since the avant-garde pre-war years and the expressionism in architecture, the use of glass became a dominant theme in the post-war years, enabling the desired effect of lightness, transparency and reflection. In that sense, although quite modest in size and with a limited height, Skopje was trying to follow the global trends in architecture imposed by Le Corbusier and Mies van der Rohe. The standardized, industrial production of the elements gives an impression of discipline and a high degree of consistency, further reinforcing the principle of order. Without exception, the buildings lack ornament and they are generally restrained in the use of color,[18] [39] while certain elements typical for modern functionalism – *brise-soleils*, horizontal and vertical ribs and other facade details - often emerge as secondary plastic.

Quite different ambition regarding the architectural appearance could be seen within the group of high-rise buildings constructed in the years after the earthquake (between 1965 and 1985). The crisis and critique of the Modernism and the International style, as well as the specific situation following the earthquake – various forms of international intervention in the city's reconstruction, the intense influx of finance, the high degree of openness and cultural freedom – all led to a specific mixture of architectural influences and high level of plurality in the architectural expression. The trend of conquering the space through the vertical is intensified, while the high-rise becomes a symbol of the faith in the renewed Skopje, of the progress of the state and the city, of the development of the architectural thought and the capabilities of the ever-expanding local construction industry. A section through the period indicated the state policy not only to restore the ruined city, but to make a significant qualitative leap forward. The buildings grow in height; their silhouette and slenderness are further emphasized by the division and grouping of the masses within the structure itself. The increasingly complex geometries, came as a result of a process of continuous research from the first, more restrained ones. The complexity and disaggregation of the plan, multiplied in height, as well as the skillful play of protruded and indented parts in the exterior led to bigger sculpturality of the building, often additionally emphasized by difference in color or material - use of natural concrete, facade brick, marble, travertine, plastic mortars etc. The division of the plan led towards higher quality of the interior spaces, gradation of different types of spaces and better insolation. Although using a finite range of basic rules, generally repeated in height, the constructed buildings suggest a vast number of possibilities for expression.



Fig. 4.
Tower „Avtokomanda”.
Architect: Trajko Vasilev



Fig. 5. Architects:
Dragan Tomovski, Nikola Lagudin, Kiril Muratovski, Atanas Bancotovski



Fig. 6. Insurance Company “Macedonia”. Architects: Kiril Muratovski, Miroslav Sidovski

[18] "Modern style sets a high, but not impossible standard in terms of decoration: if it is not good, it is better not to have it at all. This principle is more aristocratic, rather than Puritan. Its goal is also to prevent the creation of monstrous objects, which in the nineteenth century failed so obviously, but it also validated the masterpieces" Hichkok - Dzonson. (1989). Op. cit., 39

Within the residential buildings, the ground floor is clearly distinguished from the remaining residential floors, usually treated in similar manner. The flat roof terrace still remains the most common roof cover, although the buildings can often receive expressive roof finishes (again in the late 1970s and 1980s). As for the public buildings, the typology of a vertical tower with a low annex with emphasized physical asymmetry of the building masses is often present, as we can see in the building of the National Bank of the Republic of Macedonia, the "Macedonia" Insurance Company building, the Hotel "Continental" etc. Here, the lower part is the center of gravity and establishes communication with the surrounding and relation with the human scale, while the high part, whose weight even in a symbolic sense decreases with the growing distance from the ground, becomes thinner and receives greater architectural and visual freedom and independence. Within this period, it is difficult to speak of a single formal language or a general tendency. As a result of the pluralism on the global architectural scene, as well as the different influences in the period after the earthquake, there is no fixed aesthetical type; on the contrary, it is a process of intense research of different forms and possibilities, that at the end provided the city a collection of buildings with a strongly emphasized architectural identity. Accepting and creatively reinterpreting different strategies, concepts and models the buildings speak a multitude of languages. From the omnipresent influence of Japanese metabolism that penetrated in Skopje mainly through Kenzo Tange's plan for the city center, through accepting the American sculptural brutalism which came as an influence mainly through the works of Georgi Konstantinovski and Janko Konstantinov, following the principles of the Modern architecture from the pre-earthquake period, all the way to various attempts for applying abstract ornaments (mainly as a secondary plastic of the building).[19]

The high-rise and the advancements in technology

The construction of the high-rises usually includes two basic architectural features - a relatively small and compact footprint and a tendency to grow vertically, i.e. adoption of a common, characteristic floor-plan that multiplies in height within a structural framework of rational constructive spans. Thus, one of the key incentives for innovation was the development of technology. As the local construction industry achieved a higher technological level, it stimulated and supported researching and development of new architectural concepts. In the case of Skopje, the post-earthquake renewal period should be especially emphasized - in general, and especially in the technology of building of the high-rises as a distinctive construction typology. As a result of the series of researches following the earthquake, as well as the newly acquired knowledge regarding seismology, important recommendations for future construction followed, which led to a significant increase of the standard and quality of buildings.[20] In the years that followed, the seismological research became an inseparable part of the design process and on the long run changed the manner of construction in Skopje. The regulations for aseismic construction become an obligation, while the buildings were designed and built in a way that they can withstand high seismic activity. In doing so, it became mandatory to check the built-in materials, the quality of the construction, etc. The immense simultaneous construction front, as well as the scope and the complexity of the endeavors, clearly indicate the growth of the construction industry and its capability to cope with complex operations.[21]

In the years following the earthquake, the construction industry underwent a thorough revision towards a more streamlined production – higher economy of materials and constructions during the construction process, unification, standardization and mass production. Although most of the selected buildings have

[19] Ana Ivanovska Deskova. (2015). *Architekturata od periodot na postzemjotresnata obnova na Skopje, vrednosti i sostojba vo sovremeniot kontekst.* Doktorska disertacija (neobjavena). Univerzitet "Sv. Kiril I Metodij", Arhitektonski fakultet, Skopje.

[20] Upon the recommendation of the United Nations Consultative Committee for Reconstruction of Skopje, in 1965, the Institute for Earthquake Engineering and Engineering Seismology (IZIIS) was been established at the Ss. "Cyril and Methodius" University in Skopje, as one of the top scientific and research institutions of its kind.

[21] As an illustration, the data taken from the daily newspaper "Nova Makedonija" (November 13, 1976), presents the most significant construction companies with the number of employees, past and current projects in Skopje, the republic and outside SFRY. According to these data, in 1976 CC "Pelagonija" had 9.500 employees, "Mavrovo" - 4.200, „Granit" - 5.000 employees, etc. Such data clearly speak of the rise of construction industry, the huge number of projects and the significance of this branch in the total economy of the Republic of Macedonia. The trained construction operations would successfully export knowledge and technology beyond the borders of Macedonia and Yugoslavia - in the USSR, Czechoslovakia, Iraq, Libya, Kuwait etc., exporting a complete product - from design to final realization.

a reinforced concrete structure built directly at the construction site, the use of prefabricated elements and more often a combined method was introduced in line with a more cost-effective construction. The precise and oftentimes very modest budget, especially when it comes to residential buildings, encouraged creative thinking and desire to provide an appropriate model. Due to the imperative for an increasing functionality and rationality, one would expect reduction of any ornaments in the architectural expression. On the contrary, in the 1970s and 1980s, the tendency towards increased sculpturality was strongly expressed – both in the primary division of masses and the secondary ornamentation. Experiments were made with great enthusiasm and strong confidence in the result, and led to high level of knowledge and perfection in the work with concrete, as can be seen on the "Goce Delchev" Student Dormitory, the facilities of the Telecommunications Centre, the National Bank of the Republic of Macedonia and many other buildings.

Within this vast number of built structures, certain buildings are distinguishable by their exceptional architectural ambition and quality. These are cases where the space, the structure and the appearance of the building are interconnected in such complex and suggestive ways, that the architecture in the same time becomes "a dream, a function, an expression of utopia and an instrument of comfort".[22]

*

Introducing new, modern paradigms regarding both spatial planning and its built structure, the intense process of modernization began to change Skopje's appearance first in the post-war 1950s, and particularly intensely in the period of the post-earthquake renewal of Skopje (the second half of the 1960s, the 1970s and the first half of the 1980s). This segment of the architectural history of Skopje belongs to a period when the cities, on a global level, are still perceived as a "result of a collective effort", while the architecture as "public matter"; as a significant emancipatory tool for social and especially cultural improvement; globally, a time of gigantic-scale projects and utopias for the future.

During the time of intense modernization of Skopje, the vertical model of "settlement" and growth of the city occupied important place in the architectural and urban compositions, both symbolically and due to its specific typology. Growing in height allowed higher density on a smaller footprint, at the same time releasing large ground areas for common public spaces. The freestanding position of the high-rises allowed the inner (residential or working) space to receive the most favorable orientation, exposure to sunlight and good views. This "freedom in the heights" added a new quality that the previous, traditional, model of city did not possess. Despite the above-mentioned qualities, the high-rises, too, did not avoid the belated crisis and criticism of Modernism - in terms of "destroying" the clear, historical image of the city, in relation to their high density, the alienation and isolation (precisely as a consequence of that density), all compared to the former, in a way mythologized way of living and working.

The years of decay of the socialist socio-political system, followed by the long process of transition towards a liberal capitalism, led to creation of completely new conditions for development of the architecture and the city. The state lost its power to be the major planner and financier, while the new policies of management of space still lack a universal idea and a basic system of values concerning the public interest and collective welfare. The replacement of the modernist with the liberal, postmodernist narrative, lead towards gradual disappearance of certain urban and architectural concepts for development of the city, among which – the typology of the high-rise.

Despite the fact that the buildings of the new, transitional time continue to conquer the city's space at full speed, filling it with a building substance without particular architectural quality, the powerful modernist matrix of the Skopje high-rise structures and their distinctive architectural character continue to dominate the city panorama. The multitude of impressive architectural figures of the Skopje high-rises are still in an active relationship with the structure of the modernist city, representing an important element of its contemporary identity. The fact that the contemporary Macedonian society has been struggling to accept (or reject) its own modernist heritage for several decades now, is a clear indication that the Modern architecture has never become deeply rooted, neither within the architectural profession, even less among the general public. All of this is a fitting incentive to explore the prominent examples of Modernist architecture, among which the architecture of Skopje's high-rises takes on an important

[22] Roland Barthes. "The Eiffel Tower and other Mythologies"

place as a result of authentic architectural imagination which deserves to be properly recognized, understood and valued.

REFERENCES

[1] Arnhajm, R. (1990). Dinamika arhitektonske forme. Univerzitet umetnosti u Beogradu, Beograd, Srbija.

[2] Ivanovski J., Ivanovska Deskova A and Deskov V. (2018). Skopskite vertikali. Skopje: Muzej na grad Skopje, (publikacija od istoimenata izlozba, maj, 2018).

[3] Mrduljaš M., Kulić V. (2012). Unfinished Modernizations, Between Utopia and Pragmatism. Zagreb.

[4] Thaler W., Mrduljaš M. and Kulić V. (2012). Modernism In-Between: The Mediatory Architecture in the Socialist Yugoslavia, Jovis.

[5] Rankovikj J. (1975). Residential towers. Ss. Cyril and Methodius University, Skopje.

[6] Ivanovski J. (2013). Postsocijalistichkata tranzicija na primerot na Skopje – novite urbani prototipovi i noviot pejzazh na domot. Doktorska disertacija (neobjavena). Univerzitet "Sv. Kiril I Metodij", Arhitektonski fakultet, Skopje.

[7] Hichkok - Dzonson. (1989). Internacionalni stil, Beograd: Građevinska knjiga, 1989

[8] Ivanovska Deskova, A. (2015). Architekturata od periodot na postzemjotresnata obnova na Skopje, vrednosti i sostojba vo sovremeniot kontekst. Doktorska disertacija (neobjavena). Univerzitet "Sv. Kiril I Metodij", Arhitektonski fakultet, Skopje.

[9] Nordenson, Guy. (2004) „Tall Building as Metaphor". Tall Buildings, The Museum of Modern Art, New York, (exhibition 16.07-27.09.2004).

All photos by Vase Petrovski Amanito

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

ST - 5

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

ОПРЕДЕЛУВАЊЕ НА АКУСТИЧНИ ПАРАМЕТРИ НА УЧИЛНА

Милица ЈОВАНОСКА[1], Тодорка САМАРЏИОСКА[2]

АПСТРАКТ

Звучната комуникација која е основно средство за перцепција, пренос, односно размена на информации ја наметнува потребата од звучна оптимизација на просториите. Зависно од намената на просторијата се поставуваат различни критериуми за акустичен квалитет, тргнувајќи од елементарен конфор па се до точно дефинирани акустични потреби кај простории со специфична намена како предавални, концертни сали, театри, студија за снимање итн. Лошата акустика во училните предизвикува нарушена перцепција и разбирање на говорот, звучно вознемирување и гласовен замор кај наставниците, со што се истакнува важноста на акустичниот квалитет.

Со цел да се испита акустичниот квалитет на селектирана училна, извршени се повеќе мерења за определување на звучното поле и времето на реверберација во 1/3 октавен спектар. Мерењата се извршени со помош на звукомерот Cirrus 171b кој е опремен со микрофон од класа 1 и предзасилувач на микрофонот. Како звучен извор употребен е аудио запис на розова бучава, емитуван преку звучници со засилувач. За споредба, симулиран е и Дираков импулс преку пукање на балони. Звучниот извор е поставен на вообичаената позиција на наставникот, централно во однос на ширината на просторијата, а за регистрирање на звучните сигнали избрани се 11 мерни позиции (позиции на студенти).

Акустичните параметри релевантни за училни како Јасност на звук (C50) и Индекс на пренос на говор (STI), пресметани се во функција од времето на реверберација врз основа на релациите изведени од Барон и Ли, во октавен спектар.

Клучни зборови: *Акустика на училна; Време на реверберација; Јасност на звук; Тонови форми; Индекс на пренос на говор*

[1] Асистент, м-р, Градежен факултет, Универзитет “Св. Кирил и Методиј”, Скопје, Република Северна Македонија, m.jovanoska@gf.ukim.edu.mk
[2] Проф. д-р, Градежен факултет, Универзитет “Св. Кирил и Методиј”, Скопје, Република Северна Македонија, samardzioska@gf.ukim.edu.mk

1. ВОВЕД

Земајќи предвид дека поголемиот број дејствија човекот ги извршува во затворени простории, дефинирањето на поимот акустичен квалитет е од особено значење. Дури и простории со секундарна примена, како ходници, скалишни простории и сл. треба да имаат некоја задоволителна акустика. Различни критериуми за акустичен квалитет се поставуваат во зависност од намената на просторијата, тргнувајќи од елементарен конфор па се до точно дефинирани акустични потреби кај простории со специфична намена како предавални, концертни сали, театри, студија за снимање итн.

Како главни параметри кои влијаат на звучното поле во затворени простории се обликот и димензиите на просторијата, како и материјалните карактеристики на внатрешната контура на просторијата. Во зависност од фреквентниот спектар на проектниот звук очекуван да се генерира во просторијата и во зависност од нејзината намена, зависи и пристапот за акустично обликување. Главно, постапката за акустично проектирање се состои од комбинација на проектирање на обликот и геометријата на просторијата и/или проектирање на звучната рефлексија преку димензионирање и позиционирање на рефлектори и/или проектирање на звучната апсорпција преку димензионирање и позиционирање на апсорбери и/или проектирање и позиционирање на звучни блокатори.

2. АКУСТИКА НА ПРОСТОРИИ: ПРИСТАПИ ЗА ПРЕСМЕТУВАЊЕ

Тоа што ја прави акустиката во простории посебна е суперпозицијата на директниот звук и многуте рефлексии од прв и повисок ред. Како последица на звучната енергија која е акумулирана во овие рефлексии е реверберацијата која се опишува со параметарот време на реверберација, Т.

За да се истражи звучното поле на една просторија се применуваат три методи:

- статистичка акустика на простории,
- геометриска акустика на простории,
- акустика на простории базирана на бранова теорија.

Во статистичката акустика на простории главно упростување претставува претпоставката за дифузно звучно поле. Анализата се фокусира на соодносот на директниот и дифурзниот звук и се занимава со реверберацијата. Ѕидовите, подот и таванот се опишани статистички со коефициентот на апсорпција, αs.

Во геометриската акустика, звучната пропагација се моделира како енергија која се пренесува преку прави звучни зраци. Карактеристиките на рефлексијата се дефинирани преку коефициентот на апсорпција и дифузивност.

Акустиката на простории која базира на брановата теорија бара решение на равенката на бран. Пропагацијата на звук е моделирана коректно од физички аспект и ги вклучува феномените како резонанса, интерференција и дифракција. Но, аналитичките решенија се можни само за неколку едноставни геометрии. За генерални проблеми, потребна е примена на нумерички методи како што се Методот на гранични елементи (МГЕ) и Методот на конечни елементи (МКЕ). Граничните површини потребно е да се опишат со нивните импеданси. Потешкотиите произлегуваат од фактот што нивното определување во пракса е доста тешко.

Во мали простории, звучното поле за ниските фреквенции е диктирано од резонанси (сопствени фреквенции) со мала густина (изолирани резонанси). Во ваквите ситуации методите на статистичка и геометриска акустика не можат да се применат, односно мора да се земе предвид брановата природа на звукот преку теориската акустика на простории. За повисоките фреквенции густината на тоновите форми е доста висока, со што е задоволен условот за дифузно поле. Шрудеровата фреквенција ги раздвојува овие два случаи:

$$f_S = 2000\sqrt{\frac{T_{60}}{V}} \tag{1}$$

3. ТОНОВИ ФОРМИ КАЈ РЕГУЛАРНИ ПРОСТОРИИ СО КРУТИ ЅИДОВИ

Терминот регуларна просторија се однесува на просторија која има три пара паралелни ѕидови кои со соседните се поврзуваат под прав агол. Просторијата се протега од x=0 до x=Lx во x-правец, и слично за другите два правци, од y=0 до y=Ly и од z=0 до z=Lz. Се претпоставува дека сите ѕидови се крути, тоа значи дека на површината од ѕидовите нормалните компоненти на брзината на честичките исчезнува. Тргнувајќи од равенката на Хелмхолц и поставувајќи ги соодветните гранични услови се добиваат сопствените фреквенции на една просторија, [7]:

$$f_{nx,ny,nz} = \frac{c}{2\pi} k_{nx,ny,nz} \tag{2}$$

$$k_{nx,ny,nz} = \pi \left[\sqrt{\left(\frac{n_x}{L_x}\right)^2 + \left(\frac{n_y}{L_y}\right)^2 + \left(\frac{n_z}{L_z}\right)^2} \right] \tag{3}$$

Каде, n_x, n_y, n_z се позитивни цели броеви, кои ја идентификуваат тоновата форма, c е брзина на звук во воздух и k претставува бранов број.

4. КРИТЕРИУМИ ЗА КВАЛИТЕТ – ПАРАМЕТРИ

Долго време, како главен параметар за дефинирање на акустичниот квалитет на простории претставувало времето на реверберација T60. Денес со развојот на техниката и софтверите кои служат за обработка на сигнали, развиени се мноштво параметри кои посочуваат на некоја објективна и/или субјективна акустична карактеристика. Овие параметри се фреквентно зависни и истите се дефинирани во соодветните стандарди [6]. Меѓу најупотребуваните параметри се:

- време на реверберација, T60,
- јасност на звук, C50 или C80,
- време на рано опаѓање, EDT,
- дефинираност на звук, D50,
- јачина на звук, G,
- пренос на говор, STI, итн.

Овие параметри може да се измерат, дел може и да се пресметаат преку релации изведени врз основа на некои идеализации, а дел од параметрите се и меѓусебно зависни.

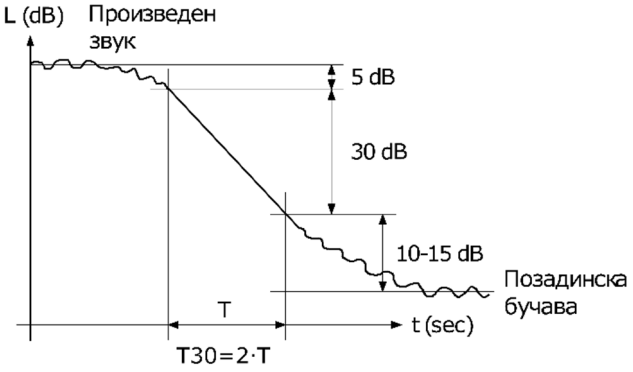
4.1. Време на реверберација, T (параметар за реверберантност)

Со времето на реверберација T се опишува реверберантноста на просторијата. T претставува време во секунди потребно нивото на звучен притисок да се намали за 60 dB. За да се измери времето на реверберација на една просторија, потребно е да се генерира звук во просторијата, кој може да биде рандом звук (розова бучава, бела бучава и сл.) или звучен импус како Дираковиот импулс (пукање на балон, плескање со раце и сл.), а потоа да се исклучи и да се регистрира падот на звучниот притисок за 60 dB. Јасно е дека за да може да се регистрира намалувањето од 60 dB, потребно е да се постигне многу високо ниво на звук во просторијата во која се мери времето на реверберација (75-80 dB повисоко од позадинската бучава). Бидејќи во практиката тоа е многу тешко, особено за ниските фреквенции, наместо T60 може да се регистрира времето T потребно звукот да ослаби за 30 dB или 20 dB.

Ако звукот во просторијата е доволно дифузен, кривата на пад, Сл. 1, е речиси линеарна. Се забележува нелинеарност на почетокот и на крајот на падот, што се должи на влијанието на позадинската бучава во долниот дел од кривата и влијание на директниот звук на горниот дел од кривата - колку подоминантен е директниот звук, толку ќе се јави поголем пад. Поради сето ова, кога се мери времето на реверберација, треба да се игнорира падот на првите 5 dB. Исто така треба да се избегне мерење во рамките на 10 до 15 dB над позадинската бучава. Тоа значи дека ако се мери T30 потребно е да се обезбеди звучен извор кој ќе може да постигне ниво на звук од 45-50 dB над позадинската бучава, а за време на реверберација T20, 35-40 dB над позадинската бучава. За да се добие времето на реверберација за пад од 60dB, треба да се направи екстраполација на кривата.

Бидејќи мерењата се вршат во дифузно поле, падот има линеарна зависност и важи:

$$T_{30} = 2 \cdot T, \quad T_{20} = 3 \cdot T \tag{4}$$



Сл. 1. Определување на T30 преку кривата на опаѓање на звук.

Ако материјалите се тврди и рефлективни, како на пример малтерисан бетон, тула и сл., тогаш е потребно подолго време за да се намали енергијата на звукот, т.е. времето на реверберација е подолго. Спротивно, доколку дел или сите материјали од затворената просторија се апсорбирачки, како на пример мек мебел, теписони, завеси итн., времето на реверберација е пократко. Треба да се потенцира дека времето на реверберација се менува во зависност од фреквенциите. За пониски фреквенции тоа е подолго, за повисоки фреквенции е пократко. Доколку времето на реверберација е кратко, просторијата звучи "глуво", доколку времето на реверберација е долго, просторијата звучи хаотично/матно.

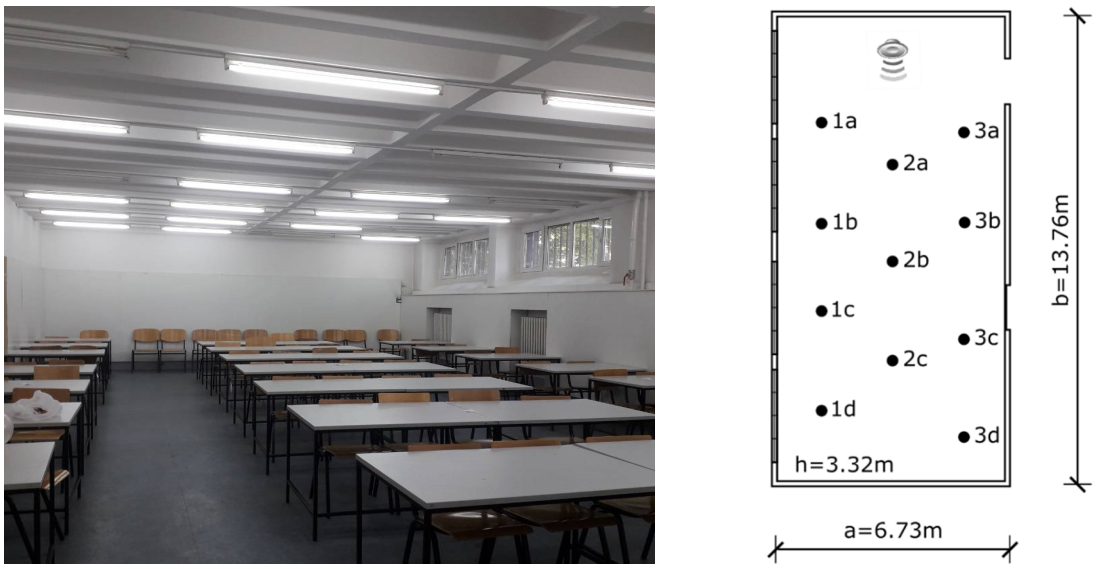
Оптималното време на реверберација зависи од повеќе параметрки, но генерално за простории наменети за говор, времето на реверберација треба да се движи од 0.5-0.7 s, додека за простории наменети за музика како концертните сали оптималното време на реверберација треба да биде околу 1.8-2.2 s за средно фреквентно подрачје.

4.2. Јасност на звук, C50 (параметар за јасност) и индекс на пренос на говор , STI (параметар за рабирање на говор)

Освен времето на реверберација, за проценка на акустичниот квалитет на училни се применуваат параметрите јасност на звук, C50 и индекс на пренос на говор, STI. Параметарот Јасност на звук, C50 се изразува во dB и претставува сооднос помеѓу раната звучна енергија, односно звучната енергија која пристигнува во првите 50 ms и звучна енергија после тоа. Колку е поголема вредноста на овој параметар толку јасноста на звукот во просторијата е поголема, бидејќи во тој случај директниот звук и раната рефлексија кои се носители на оригиналниот звук се доминантни во однос на доцната рефлексија, односно реверберацијата која ја намалува јасноста на звукот. Индексот на пренос на говор, STI е еден од основните параметри за проценка на разбирливоста на говорот во една просторија. Овој параметар се заснова на идејата дека говорот може да се разгледа како амплитудно-модулиран сигнал, во кој степенот на модулација ја носи информацијата на говорот. Доколку при преносот на звук, настанува модификација на оригиналната модулираност, поради присуство на шум или реверберација, се намалува разбирливоста на говорот.

5. АКУСТИЧНИ ПАРАМЕТРИ НА УЧИЛНА

Со пренаменување на подрумски простор, изградена е помошна училна, Сл. 2. Училната има регуларна форма со димензии во основа 6.73m x 13.76m и висини h=2.95m до гредите и h=3.30m до плочата. Меѓукатната конструкција е бетонска, ситноребреста. На зидовите, до висина од 2m, се поставени оплеменети плочи од иверица. Подот е изведен од ламинат. Прозорците се единечни со дрвени рамки. Очигледно е дека површините на просторијата се исклучиво рефлектирачки, недостасува апсорпциона површина и поради тоа, се очекува долго време на реверберација, односно лоша акустика во училната. За да се испитаат акустичните параметри на училната направени се повеќе мерења. Местоположбата на звучниот извор и шемата на мерните позиции во основа се дадени на Сл. 2.



Сл. 2. Основа на училна и шема на мерни позиции.

Во училната извршени се следните мерења во 1/3 октавен спектар:

- Ниво на звук, L, при генерирање на розова бучава за сите мерни позиции за следните на висини: ниво 1 (h=1.2m), ниво 2 (h=1.5m), ниво 3 (h=2.0m),
- Време на реверберација, T, за сите мерни позиции на ниво 2, односно висина h=1.5m за два типа на звучен извор: розова бучава и дираков импулс – пукање балони.

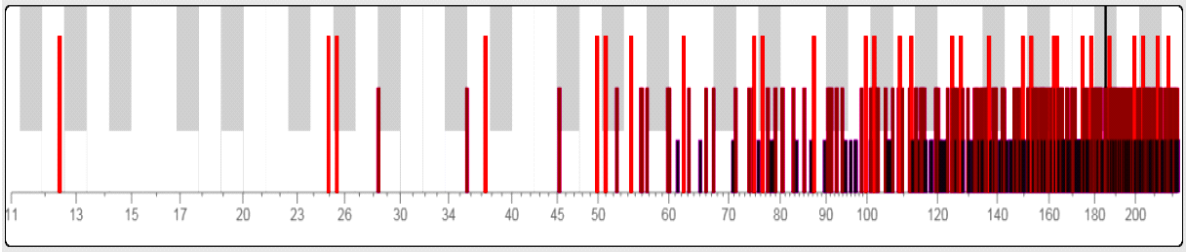
Мерењата се извршени со помош на звукомер Cirrus 171b, опремен со микрофон од класа 1 и предзасилувач. Употребени се два типа звучен извор: аудио запис на розова бучава, емитуван преку звучници и симулација на Дираков импулс преку пукање на балони. Бидејќи звукомерот Cirrus 171b ги регистрира податоците за најмалку 62.5 ms не е возможно да се измери параметарот C50, па затоа овој параметар е пресметан врз основа на релациите изведени од Барон и Ли [2] во октавен спектар, а врз основа на истите релации пресметан е и параметарот STI.

5.1. Определување на тонови форми

Доколку се занемари ситноребрестата конструкција, врз основа на Рав. 2 и 3, може да се пресметаат аксијалните, тангенцијалните и просторните тонови форми. Најголема енергија носат аксијалните, потоа тангенцијалните тонови форми, додека просторните тонови форми обично се занемарливи. Над Шрудеровата фреквенција, просторијата се однесува како реверберантна просторија, додека под Шрудеровата фреквенција доминираат влијанијата на дискретните тонови форми. За разгледуваната просторија, просечното време на реверберација изнесува T=2.5 sec, додека волуменот е еднаков на V=13.76x6.73x3.15=291.7m3, па оттука:

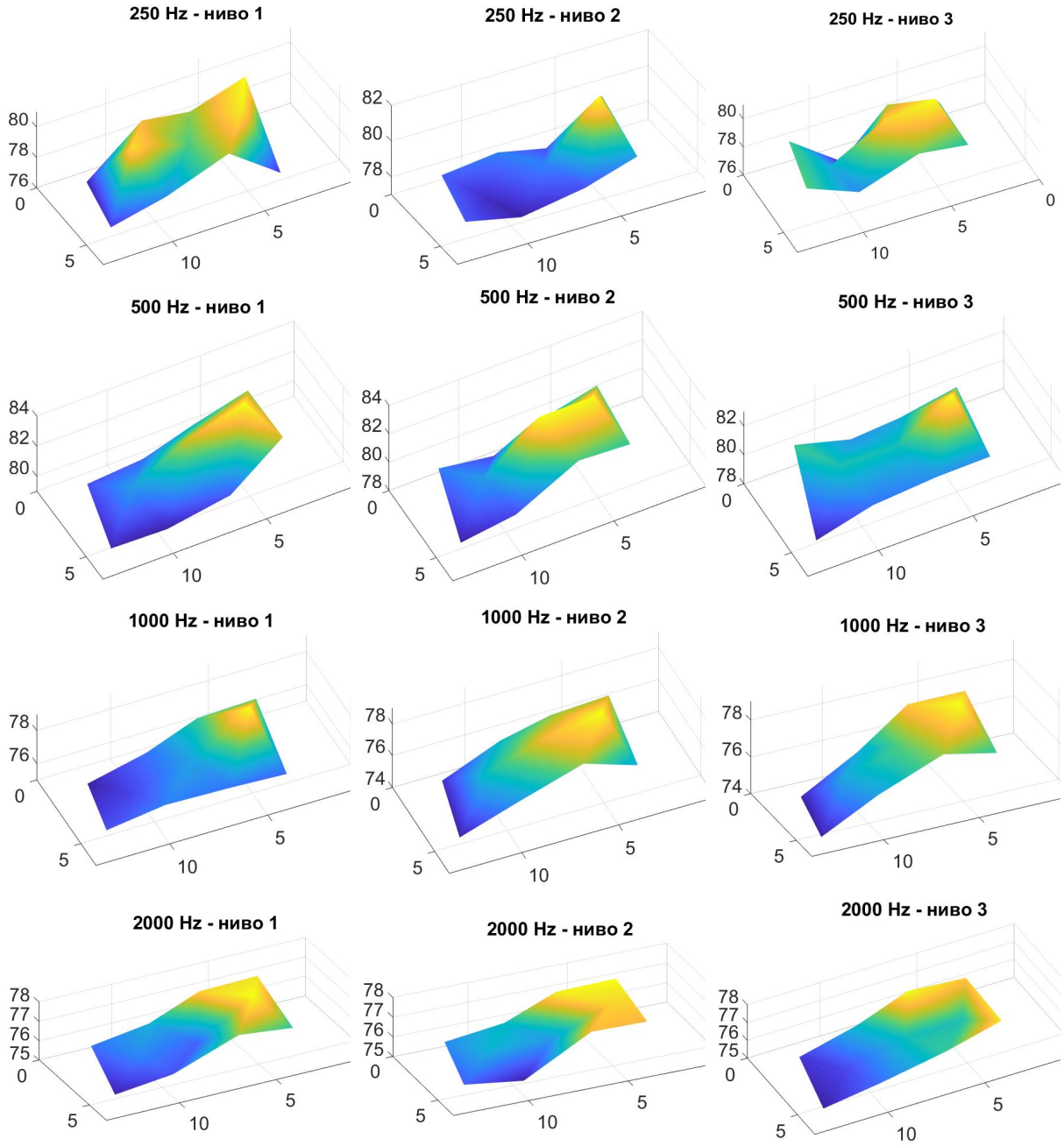
$$f_s = 2000\sqrt{\frac{2.5}{291,7}} = 185\ Hz \tag{4}$$

Распределбата на тоновите форми под Шрудеровата фреквенција за разгледуваната училна е прикажана на Сл. 3.



Сл. 3. Распределба на тоновите форми под Шрудеровата фреквенција.

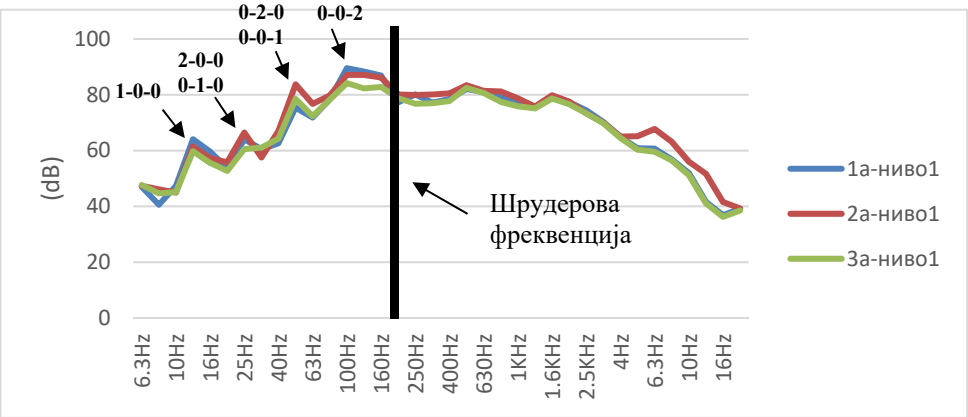
Нивото на звук, L, е регистрирано со звукомерот во 11 мерни позиции во три нивоа (ниво 1=1.2 m, ниво 2=1.5 m, ниво 3=2 m). За секоја мерна позиција и за секое ниво, извршени се по три мерења, а потоа е направено нивно усреднување. Вкупно се обработени 99 мерења во 1/3 октавен спектар. Графичкиот приказ на звучното поле во училната е прикажано на Сл. 4 по нивоа за некои фреквенции.



Сл. 4. Ниво на звук во мерни позиции по висини/нивоа.

Разликата во нивото на звук, L, помеѓу различните мерни позиции од едно исто ниво се движи од 1.5 dB до 6 dB. Генерално поголема разлика се јавува кај ниските до средни фреквенции, а помала разлика се јавува кај високите до средни фреквенции. Јасно е дека не се формира потполно дифузно поле, односно влијанието на директниот звук, сепак, има нешто поголемо влијание во мерните точки кои се блиску до звучниот извор. Врз формирањето на звучното поле за ниските фреквенции, влијание имаат тоновите форми на просторијата, кои предизвикуваат пикови во одговорот. Во ниско-фреквентниот регион негативни пикови во одговорот може да се јават доколку постои големо растојание помеѓу тоновите форми (20 Hz и повеќе), но може и да се јават поради деструктивна интеракција на звучниот извор со рефлектираните звуци од

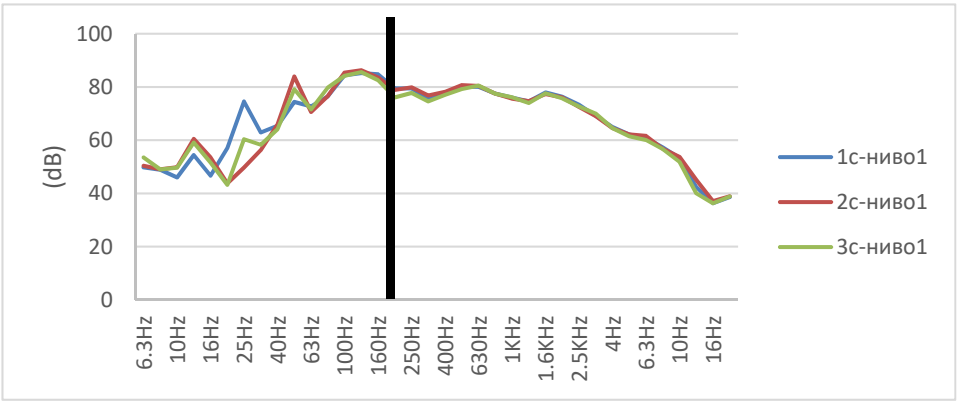
околните површини. Врз звучното поле влијание има и недеструктивната рефлексијата, која го засилува звукот, а влијание има и насочниот капацитет на звучниот извор.



Сл. 5. Ниво на звук во линија a за сите висини/нивоа.

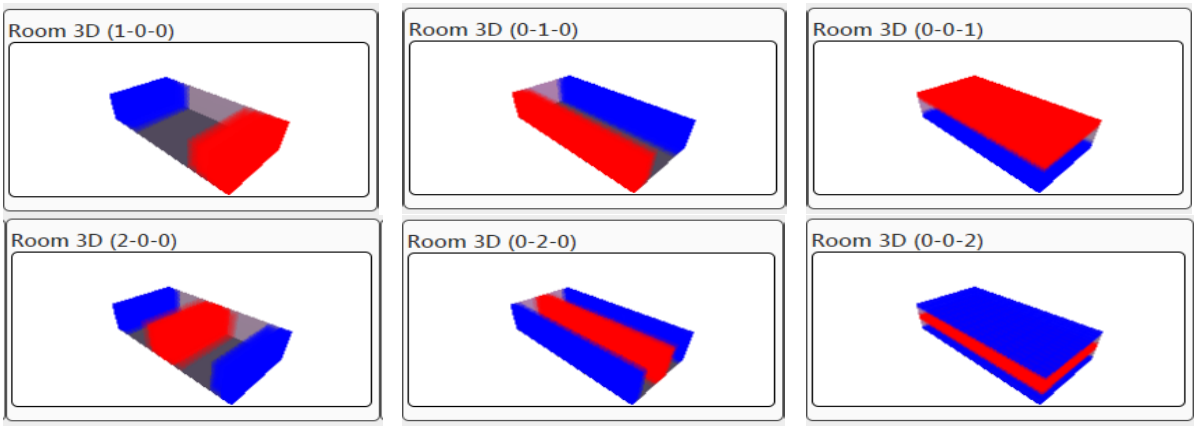


Сл. 6. Ниво на звук во линија b за сите висини/нивоа.



Сл. 7. Ниво на звук во линија c за сите висини/нивоа.

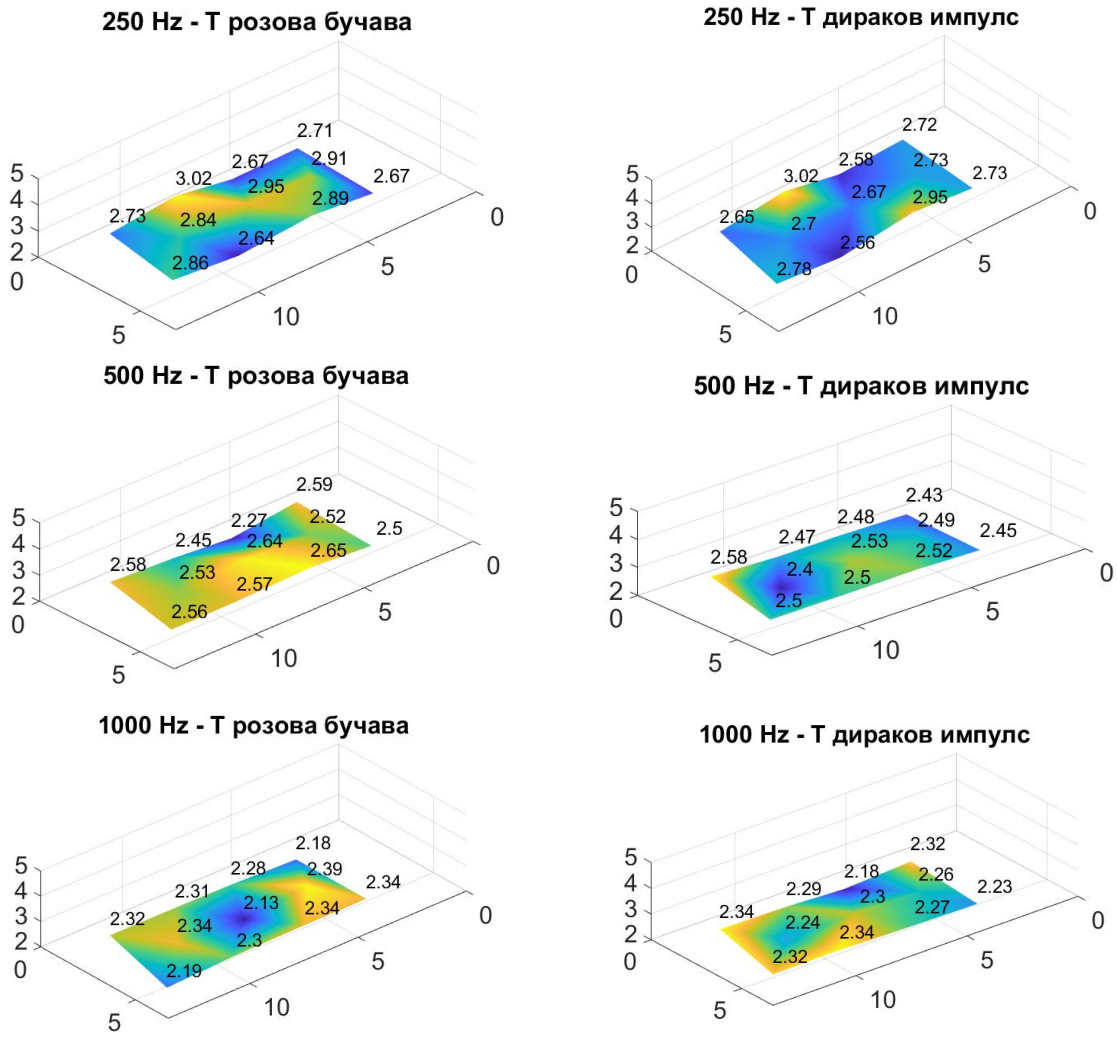
Шрудеровата фреквенција прави јасна поделба помеѓу делот со голема густина на тоновите форми (десно) и делот со ниска густина на тоновите форми (лево). Во одредени позиции, одредени тонови форми, т.е. позитивните пикови се поизразени поради поклопување на мерната позиција со високите амплитуди на тоновата форма, додека во одредени позиции, тоновите форми не се многу изразени поради поклопување на мерната позиција со ниските амплитуди. Аксијални тонови форми од прв и втор ред, во однос на должина (прва координата), ширина (втора координата) и висина (трета координата) се прикажани на Сл. 8. Обоените површини означуваат делови со највисоки амплитуди. Драматичните пикови во нивото на звук го нарушуваат акустичниот квалитет во просторијата и потребно е соодветно да се третират. Овие пикови кога се јавуваат во нискиот фреквентен регион даваат ефект на “грмење”.

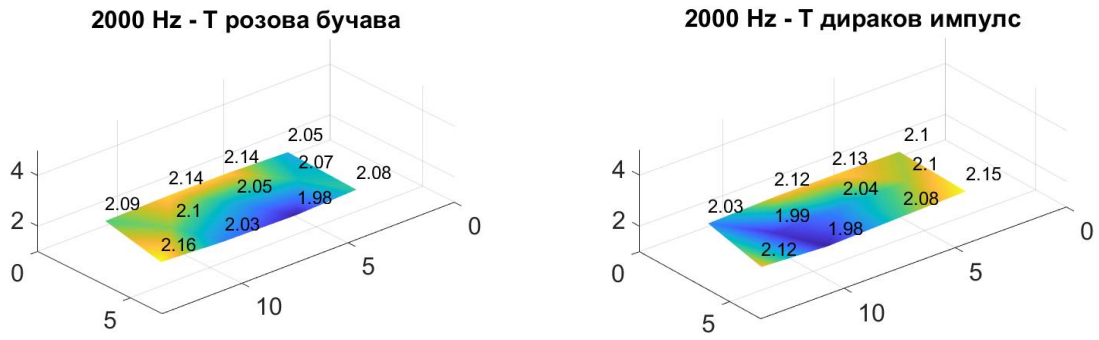


Сл. 8. Аксијални тонови форми на училната.

5.2. Време на реверберација, T

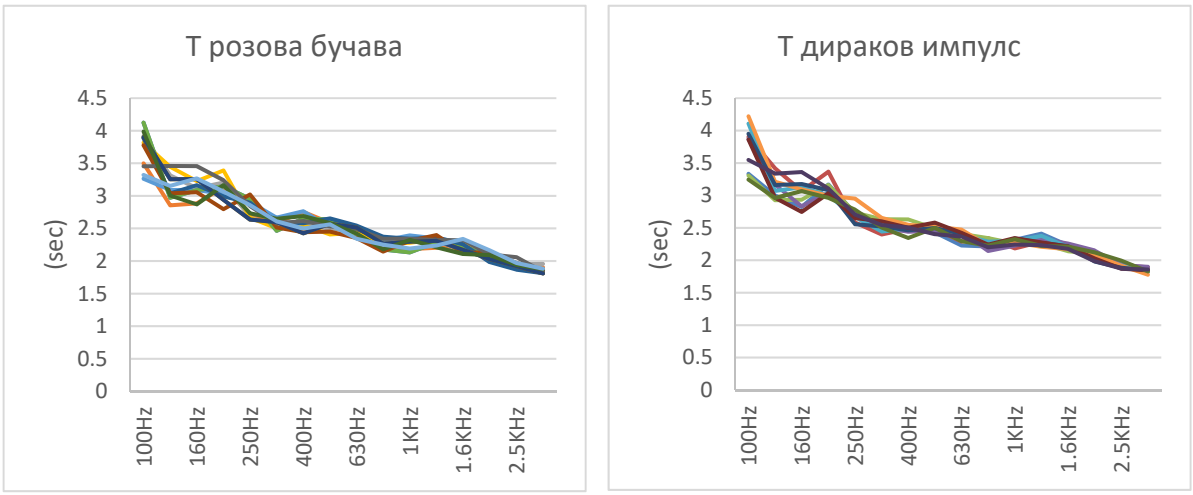
Времето на реверберација е определено за два различни извори на звук: розова бучава и Дираков импулс. Извршени се по три мерења, во секоја мерна позиција на висина h=1.5 m, за двата извори на звук, односно обработени се вкупно 66 мерења. Дел од резултатите се прикажани графички на Сл. 9.





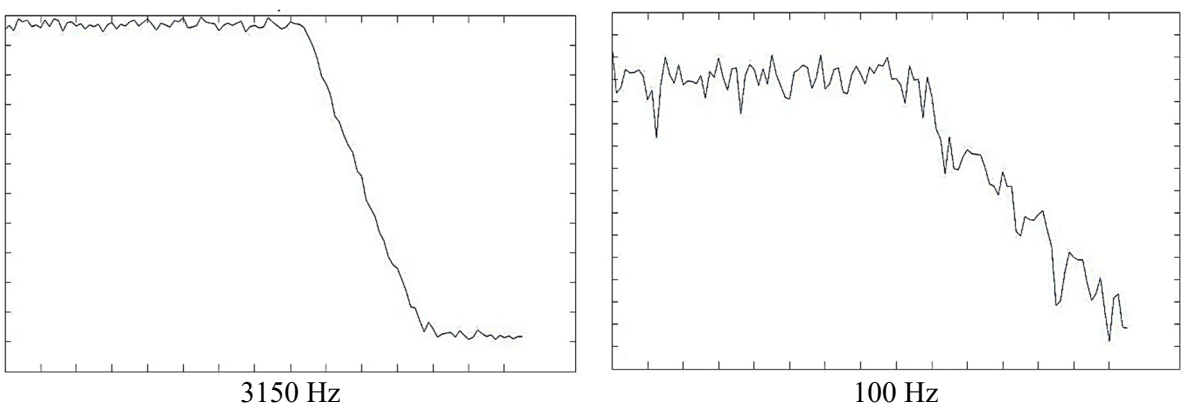
Сл. 9. Време на реверберација по фреквенции.

Со споредба на добиените резултати, може да се заклучи дека времето на реверберација, за дадена мерна позиција, за двата различни извори на звук е речиси идентично. Разликите се движат најмногу до 0.33 sec и тоа главно кај ниските фреквенции, додека просечната разлика изнесува 0.086 sec. Што се однесува до времето на реверберација за дадена фреквенција во однос на сите мерни позиции, разликите достигнуваат вредност до 0.98 sec за ниските фреквенции, додека просечната разлика изнесува 0.33 sec. Најголема вредност на времето на реверберација изнесува 4.22 за 100 Hz, а најниската вредност изнесува 1.77 Hz за 3150 Hz, додека просечното време на реверберација изнесува 2.54 sec. Ова значи дека разгледуваната просторија не го задоволува акустичниот критериум за просторија наменета за говор.



Сл. 10. Време на реверберација за сите фреквенции.

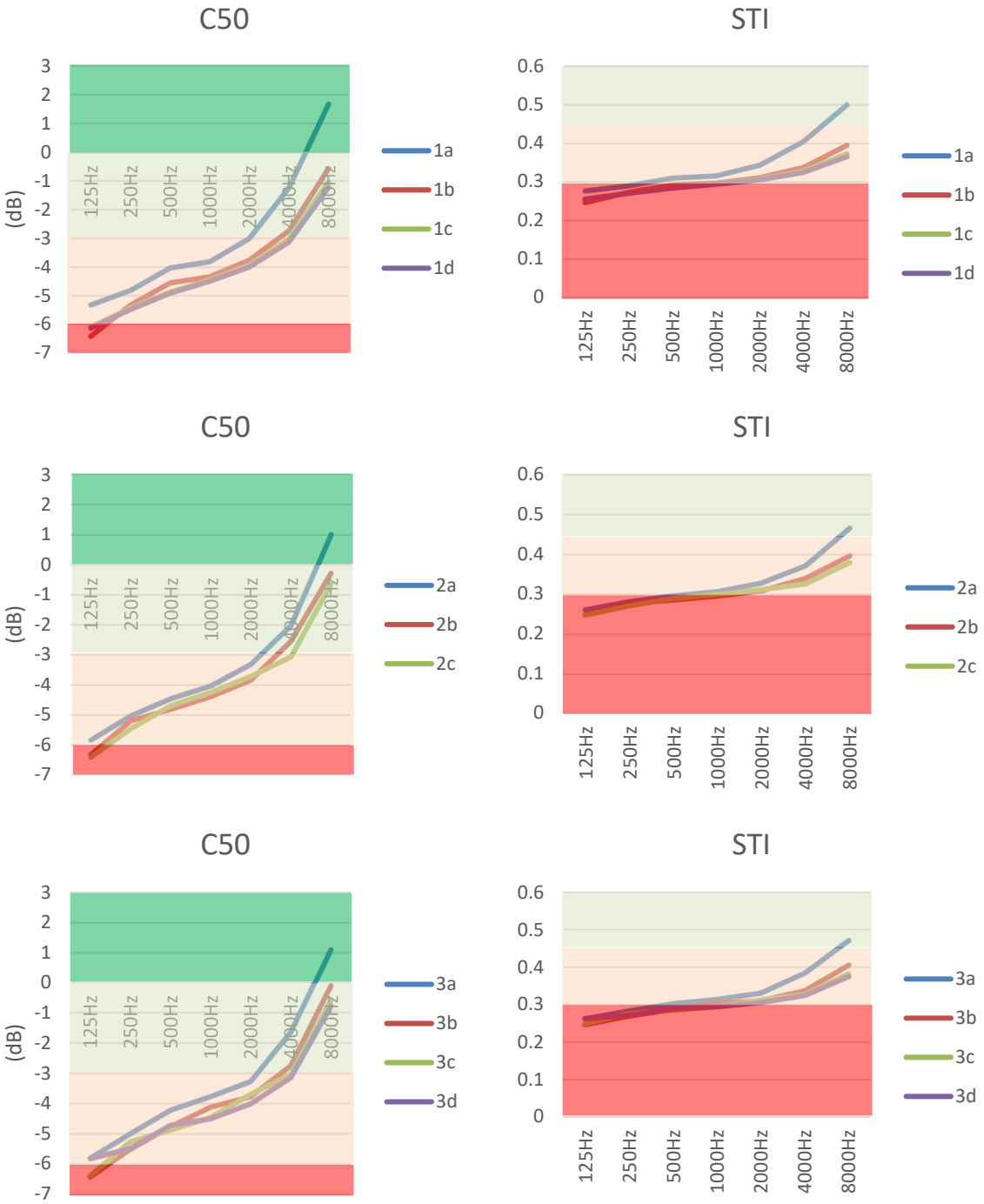
Определувањето на времето на реверберација за ниските фреквенции е особено тешко поради слабата дифузност во просторијата, со што се губи линераниот пад на кривата на нивото на звук, Сл. 11.



Сл. 11. Крива на опаѓање на звук за високи и ниски фреквенции.

5.3. Јасност на звук, C50 и индекс на пренос на говор, STI

Доколку се претпостави идеална дифузност односно идеален експоненцијален пад на звучното поле, врз основа на релациите изведени од Барон и Ли [2], може да се пресметаат параметарите јасност на звук, C50 и индексот на пренос на говор, STI, во октавен спектар, Сл. 12 и Сл. 13.



Сл. 12. Јасност на звук, C50.

Сл. 13. Индекс на пренос на говор, STI.

Параметарот јасност на звук, C50 се изразува во dB и може да има позитивна и негативна вредност. Колку е поголема неговата вредност толку е подобра акустиката во просторијата. Од добиените резултати се забележува дека јасноста на звукот има помала вредност за ниските фреките фреквенции, а поголема вредност за високите фреквенции. Мерните позиции кои се поблиску до звучниот изворот исто така имаат повисоки вредности на овој параметар. За разбирливост на слоговите поголема од 80%, јасноста потребно е да биде C50>-2dB, во овој случај, само за високите

фреквенции, генерално над 4 kHz е задоволен овој параметар. За C50>3dB јасноста на звукот е одлична, за 0dB<C50<3dB јасноста на звукот е добра, за -3dB<C50<0dB јасноста на звукот е задоволителна, за -6dB<C50<-3dB јасноста на звукот е слаба и за C50<-6dB јасноста на звукот е лоша. За разгледуваната просторија, јасноста на звук за ниските, средни и дел од високите фреквенции е слаба, а само за мал дел од високите фреквенции е задоволителна.

Индексот на пренос на говор, STI исто така покажува алармантни вредности за ниските до средни фреквенции кои влегуваат во подрачјето на лоша акустика, средните и високите фреквенции влегуваат во подрачјето слаба акустика, само многу мал дел од високите фреквенции, за линијата а на мерни позиции, влегува во делот задоволителна акустика.

6. ЗАКЛУЧОК

Кај просториите наменети за говор, од особена важност е постигнување на задоволителен акустичен квалитет. Лошата акустика, кај вакви простории, води кон слаба разбирливост, што ја нарушува ефикасноста и концентрацијата, како кај слушателите така и кај говорникот.

Разгледуваната училна не ги задоволува основните параметри за акустичен квалитет за простории наменети за говор. Добиените резултати одговараат на субјективниот впечаток што се јавува кај луѓето кои ја користат оваа училна. Кога училната е полна, поради дополнителната апсорпција, лошиот акустичен впечаток се намалува, но, сепак, неопходен е акустичен третман за овозможување на соодветна функционалност.

Главниот проблем во просторијата е изразената рефлектирачка природа на сите составни површини. Тоа се покажува преку исклучиво големи вредности на параметрите време на реверберација, Т. Според равенката на Сабин, [7], за да се постигне оптималното време на реверберација од 0.5 sec, потребна е еквивалентна апсорпциона површина од 93.93 m^2. Според измереното време на реверберација од 2.5 sec, актуелната површина изнесува 18.79 m^2, што значи дека е потребна пет пати поголема апсорпциона површина.

Бидејќи училната спаѓа во простории со средно голем волумен, со инсталирање на доволна апсорпциона површина, Шрудеровата фреквенција би се намалила, со што тоновите форми кои прават пикови во кривата на ниво на звук би се поместиле кон пониските фреквенции, со што би се избегнал нивниот негативен ефект. Кај простории со мал волумен, овој проблем би бил сеуште актуелен.

Денес постои широка палета на акустични третмани со кои се постигнуваат одлични ефекти. Смирувањето на пиковите во регионот на ниските фреквенции, кои се резултат на тоновите форми, се решава со вметнување на резонантни апсорбери и/или порозни апсорбери. Резонантните апсорбери уште може да бидат панелни апсорбери и Хелмхолц резонатори. Апсорпцијата на високите фреквенции, за разлика од ниските фреквенции е едноставна за реализација. Високите фреквенции може да се апсорбираат со акустични панели, завеси, тапацир на мебел, теписони итн. Композитните материјали интегрирани во концептот на метаматеријалите се најновото технолошко достигнување кое со 3Д принтерите може да ја збогатат досегашната практика за акустичен третман, [8].

ЛИТЕРАТУРА

[1] Ballou Glen, Handbook for Sound Engineers, Elsevier, Burlington, 2008.

[2] Barron M., Lee L. J., Energy relations in concert auditoriums, J Acoust Soc Am, vol 84, p.618-628, 1988.

[3] Barron M., Loudness in Concert Halls, Acustica - acta acustica, vol.82, suppl. 1, 1996.

[4] Everest F.Alton, Pohlmann Ken C., Master Handbook of Acoustics, New York, 2009.

[5] Heutschi Kurt, Lecture notes on Acoustics, ETH, Zurich, 2016.

[6] ISO 3382_1/2/3.

[7] Kuttruff Heinricsh, Room Acoustics, Spon Press, Oxon, 2009.

[8] Yang M., Sheng P., Sound Absorption Structures: From Porous Media to Acoustic Metamaterials, Annu. Rev. Mater. Res. 47:83–114, 2017.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

ST - 6

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

RISKS IN CONSTRUCTION PROJECTS

Marijana LAZAREVSKA[1], Mihail NAUMOVSKI[2]

ABSTRACT

Risk represents an uncertain condition that, if occurs, might have one or more impacts with positive or negative effects on the project objectives. Compared to many other industries, construction industry is subjected to more risks due to its unique features, such as: long duration, complicated processes, unpredictable environment, financial intensity and dynamic organizational structures.

The process of planning, executing and maintaining all construction project activities is very complex and time-consuming. The whole process require many people with diverse skill sets and coordination of a vast amount of complex and interrelated activities. The situation is made even more complex by many external factors that influence directly on the construction project activities. The specific characteristics of construction projects are, in fact, a possible risk sources: uniqueness, complexity, long project life-cycle, large number and variety of project participants, specific construction conditions, human factors that influence the decision-making etc.

Unfortunately, there is no way to completely avoid risks as there are bound to be unknown factors that arise over the course of a project. That is why, in the construction industry, a strict set of codes, laws and regulations must be followed during the construction process in order to best avoid these risks.

This paper gives an overview of the most common types of risks that can occur in the construction industry. One of the best ways to manage risks is to know the various types and how they can be managed. If risk are being properly identified and categorized, before the start of a project, then the risk management activities can be optimized in order to avoid any possible future losses and/or failures.

Keywords: *risk, management, construction project.*

[1] Associate Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University “Ss. Cyril and Methodius”, Skopje, Republic of North Macedonia, marijana@gf.ukim.edu.mk
[2] Teaching assist. BsC, Faculty of Civil Engineering, University “Ss. Cyril and Methodius”, Skopje, Republic of North Macedonia, naumovskimgf@outlook.com

1. PROJECT RISKS

Through the world the word 'risk' is used with many different meanings.

The European Commission suggests that a risk is any factor, event or influence that threatens the successful completion of a project in terms of time, cost or quality.

Risk represents a situation where there is no knowledge of its outcome. Or, risk is the variation in possible outcomes that exist in nature in a given situation.

Risk is a high probability of failure - the chance of something happening that will have an impact on project objectives.

According to PMI (Project Management Institute) risk represents an uncertain condition and, if it occurs, it may have one or more impacts which in turn may have positive and negative effects on the project objectives.

The classic definition of risk is: risk is the probability of occurrence of an unwanted event multiplied by the consequence (loss) of the event (impact of this risk):

$$R = P \cdot I \tag{1}$$

R – grade (rang) of the risk

P – probability of occurrence of a defined event

I – quantified level of the consequences caused by that event

Project risk is an uncertain event or condition that, if it occurs, has an effect on at least one project objective: cost, time, scope or quality.

Generally, risks can occur during every project or process, so any project uncertainties can be considered a project risk.

Project risks include events or conditions that could be positive or negative in nature. Positive risks are also known as opportunities. Negative risks are also known as threats.

The most common project risks are:

- Cost risk, typically escalation of project costs due to poor cost estimating accuracy and scope creep.
- Schedule risk, is the risk that the project takes longer than scheduled. It can lead to cost risks, as longer projects always cost more, and to performance risk, if the project is completed too late to perform its intended tasks fully.
- Performance risk, the risk that the project will fail to produce results consistent with project specifications.
- Governance risk relates to board and management performance with regard to ethics, community stewardship, and company reputation.
- Strategic risks result from errors in strategy, such as choosing a technology that can’t be made to work.
- Operational risk includes risks from poor implementation and process problems such as procurement, production, and distribution.
- Market risks include competition, foreign exchange, commodity markets, and interest rate risk, as well as liquidity and credit risks.
- Legal risks arise from legal and regulatory obligations, including contract risks and litigation brought against the organization.
- Risks associated with external hazards, including storms, floods, and earthquakes; vandalism, sabotage, and terrorism; labor strikes; and civil unrest.

2. RISKS IN CONSTRUCTION PROJECTS

2.1. General

The construction industry is characterized with the largest exposure to risks and uncertainties from the whole industry sectors. Records obtained from the statistical analyses of risks – for the last 3 decades – show that the construction process is extremely sensitive to risks! After mining and agricultural sector, the construction industry demonstrate the major number of accidents with critical consequences (average 4.8 accidents on 100 000 workers every year).

Compared to many other industries, construction industry is subjected to more risks due to its unique features, such as: long duration, complicated processes, unpredictable environment, financial intensity and dynamic organizational structures.

The process of planning, executing and maintaining all construction project activities is very complex and time-consuming. The whole process require many people with diverse skill sets and coordination of a vast amount of complex and interrelated activities. The situation is made even more complex by many external factors that influence directly on the construction project activities.

The specific characteristics of construction projects are, in fact, a possible risk sources: uniqueness, complexity, long project life-cycle, large number and variety of project participants, specific construction conditions, human factors that influence the decision-making etc.

Construction projects are very complex and can face various internal and external risks. Some risks can be easily predicted or identified; still some can be totally unforeseen.

Some of the critical and negative effects of risks are:

- failure to achieve operational requirements and the required quality,
- non completion of the project within stipulated time and estimated cost.

Examples from the past show that almost none of the capital construction projects in Republic of North Macedonia are being finished inside the planned schedule and planned budget. Through the literature there are also evidences of bad experience when managing international construction projects, such as: exceeded project budget, huge delays in planned schedule, increase of the project total cost, unsuccessful project completion, failure to achieve the main project objectives etc.

Unfortunately, there is no way to completely avoid risks as there are bound to be unknown factors that arise over the course of a project. That is why, in the construction industry, a strict set of codes, laws and regulations must be followed during the construction process in order to best avoid these risks. One of the best ways to manage risks is to know the various types and how we can manage them. If we can identify and categorize risks before we start a project, we can optimize our risk management and avoid any possible losses.

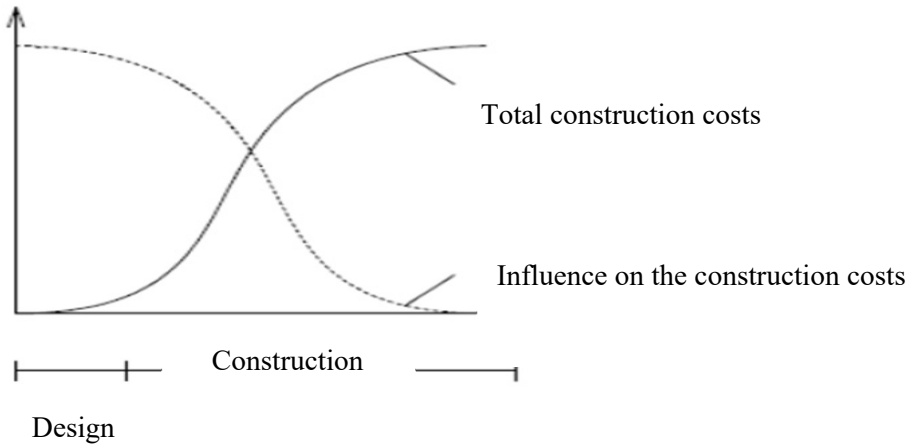


Fig. 1. Dependence between the total construction costs and the influence on the cost

The influence on the project cost and time is more efficient at the beginning phases of the project life-cycle. The influence is decreasing as we reach the final project realization (Fig. 1). That is why, identification and analysis of the potential risks, as well as Risk Management, should be performed at the beginning of the project. But, it is important to note that risk management should be always performed in accordance with the strategic project management.

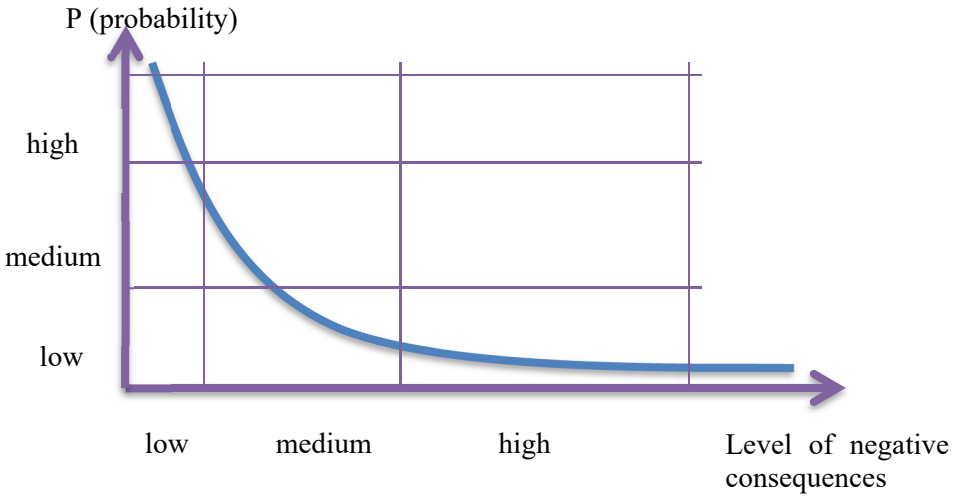


Fig. 2. Dependence between the probability of risk occurrence and the level of negative consequences

Fig. 2 presents the dependence between the probability of risks occurrence and the level of negative consequences. It is evident that if the risk has high probability of occurrence, than the level of negative consequences is usually low. If the risk has low probability of occurrence, than the level of negative consequences is increasing significantly. Speaking about the construction projects, this means that we should identify and analyze all the possible risks during the beginning phases of the project, and that we should put all our resources and time into a longer planning and designing phase. In that way we will be able to achieve shorter construction time and plan our risk respond strategies accordingly.

2.2. Types of risks in construction projects

One of the best ways to manage risks is to know the various types and to learn how to manage them. If we can identify and categorize risks before we start a project, we can optimize our risk management activities and avoid possible losses.

Risks can be known or unknown. Known risks are usually being handled with management resources, while the unknown risks are handled with contingency reserves.

The risks can be characterized as internal or external.

- An internal risk is unique to a project and is caused by sources inherent in the project; example can be the inability of a product to function properly.
- An external risk has origin in sources external to the project scope, such as cost cuts by senior management.

Risks can be either acceptable or unacceptable. An unacceptable risk is one which has a negative impact on the critical path of a project.

Risks can be viewed as manageable and unmanageable. A manageable risk can be accommodated, example being a small change in project requirements. An unmanageable risk, on the other hand, cannot be accommodated, such as turnover of critical team members.

Risks can either have short term or long term duration. In case of a short term risk, the impact is visible immediately, such as a requirement change in a deliverable. The impact of a long term risk is visible in the distant future, such as a product released without adequate testing.

Many examples from the practice show that construction project risks are actually interrelated and interdependent. Risk are peculiar to each particular project and each project participant. However, it is recognized that all construction projects do share some common risks that can be classified as follows:

- Technical risks
- Logistical risks
- Environmental (external) risks
- Management related risks
- Financial risks
- Socio-political risks

Technical risks include anything that restricts us from creating the project that the investor wants. They include uncertainty of resources and availability of materials, inadequate site investigations, or incomplete design etc. These risks can usually occur when there are changes in project scope and requirements, and if there are some design errors or omissions.

Technical risks – examples:

- Owner involvement in design
- Inadequate and incomplete design
- Late drawings and instructions
- Late surveys, incomplete or wrong
- Errors in structural / geotechnical / geological / foundation conditions
- Wrong selection of materials
- Uncertainty over the source and availability of materials and resources
- Site access
- Changes in the project requirements
- Cost of tests and samples
- Inaccurate contract time estimates, Inaccurate quantities of work
- Work permissions
- Unsuitable equipment and materials
- Equipment commissioning
- Construction occupational safety, Worker and site safety
- Accidents (such as collision, fire and so on)

There are various logistical risks that need to be addressed before beginning a project. Without addressing these logistical issues, we risk huge project delays and losses. These risks can be associated with: procurement, planning and execution of resources (ordering, reception, transport and storage), availability of transportation facilities and availability of resources (equipment such as spare parts, fuel and labor), supply chains delivering products from external sources to the building site (supply logistics) and coordination of material flows on the construction site (on-site logistics).

The most common management related risk is uncertain productivity of resources. Before we begin a project we need to be sure that we have sufficiently skilled staff and that we have adequately defined their roles and responsibilities. Failing to do this can lead to disastrous losses.

Management related risks – examples:

- Project purpose definition, needs, objectives, costs, deliverables are poorly defined or understood
- Uncertain productivity of resources
- No control over staff priorities
- Too many projects
- Consultant or contractor delays
- Estimating and/or scheduling errors
- Lack of coordination / communication
- Inexperienced workforce / inadequate staff / resource availability

Environmental risks include natural disasters, weather and seasonal implications. These risks are commonly overlooked when people are unfamiliar with local conditions. If we are going to be working

on a project in a new city, we need to become familiar with that region's weather patterns, because if we prepare for possible weather risks, we are much more likely to avoid potential delays and losses.

Environmental risks – examples

- Environmental regulations change
- Water quality issues
- Environmental analysis incomplete or wrong
- Hazardous waste, preliminary site investigation wrong
- Historic site, endangered species, or wetlands present
- Subsurface geology and geotechnical conditions, ground water
- Weather and seasonal implications
- Natural disasters

Inflation, local taxes and availability and fluctuation of foreign exchange are few of the possible financial risks that can occur during a construction project. Different countries have drastically different taxes that need to be taken into account before starting a international project. The project finances look very different when working in a tax-free city versus a high-tax city.

Financial risks – examples:

- Funding
- Inflation
- Delays in payment
- Availability and fluctuation in foreign exchange
- Local taxes
- Repatriation of funds
- Customs and import restrictions and difficulties disposing of equipment are a few of the socio-political risks that might occur during a construction.

Socio – political risks – examples:

- Different regulations and codes depending on where our project is.
- Constraints on the availability and employment of expatriate staff
- Customs and import restrictions and procedures
- Difficulties in disposing of plant and equipment
- Insistence on use of local firms and agents
- Local communities pose objections

Force majeure risks. The term 'force majeure' comes from French law, where it translates as 'superior force'. Very broadly, it relates to exceptional, unforeseen events or circumstances that are beyond the reasonable control of a party to a contract and which prevent or impede performance of their obligations under the contract. Generally it cannot be an event that the party could reasonably have avoided or overcome, or an event attributable to the other party.

Force majeure risks – examples:

- Political factors change (political interference)
- Political climate
- Economic instability
- Market conditions
- Exchange rate fluctuation
- Public safety regulation
- Unforeseen changes to legislation
- Wars and other hostilities (such as terrorism)
- Exceptionally adverse weather
- Civil unrest, such as riots or revolution.
- Strikes (other than by the contractor or subcontractors).
- Natural catastrophes such as fires, earthquakes, floods and volcanoes.
- Epidemics or pandemics.

2.3. Risks classifications

To better understand risks, it is essential to understand that risks fall into categories.

According to the level of occurrence risks can be divided into 3 main categories:

- Strategic risks (represent systematic threats that significantly influence on the Company as a whole)
- Operational risks (occur during the project realization and are mostly caused by the ongoing work activities)
- Project risks (all risks that can occur during the project realization)

According to the geographical classification, risks are divided according to the market, culture, tradition, habits, applied materials, methods of work in the country, region or location of project realization, into 2 groups:

- Risks at national projects
- Risks at international projects

Classification according to the size and project complexity defines that number of risks that might occur is not proportional to the size, scope of work and financial value of the project. All risks should be identified on time, before the beginning of the design phase, regardless of the complexity of the project, Risks under this category can be divided into 4 main groups:

- Risks at small projects
- Risks at average projects
- Risks at big projects
- Risks at capital projects

Classification according to the type and intensity of the possible consequences includes the possibility of the occurred events and the type and intensity of the uncertain events. Risks can be divided as:

- Damaged property
- Exceeded costs
- Exceeded time
- Damages to people (accidents, deaths)

According to the chronological classification project risks can be divided as:

- Risks before construction (Risks during the initial phase of the project and Risks during the design phase)
- Risks in the construction phase (risks of location, technical risks and risks cause by the people actions)
- Risks after construction phase

Risks can be classified according to the possibility for insurance, as:

- Risks that can be insured
- Risks that cannot be insured

According to the location of the risk source, risks can be classified as:

- External risks – risks from the surrounding area for which it is hard to mitigate, avoid or lower their effect (force ‘majeure’, ecological, political, economic, legal etc)
- Internal risks – risks that are directly connected to the project realization and can be effectively managed (non-technical, technical, financial, management related etc.)

3. CONCLUSIONS

In the context of construction industry, it is the likelihood of the occurrence of a definite event or combination of events which occur during the whole process of construction. Construction involves many variables, and it is often difficult to determine cause and effect, dependence and correlations. Hence, those risks play a significant role in decision making and may affect the performance of a project and its main objectives.

Each construction project is unique and comes with its own set of challenges and opportunities. Identifying and managing risks can be tricky, but not impossible with careful planning and execution. When a risk turns into reality it can disrupt and derail a project. Risks aren't always a negative. Being able to effectively identify and manage risks can lead to increased profits, establishing good relationships with clients that result in more projects and being able to expand the business into new markets and sectors.

The process of risk identification should be done as early as possible, during the preconstruction phase of the project. The management team in a construction company should hold brainstorming sessions with the project team and all project stakeholders to identify risks and all possible risk scenarios that could negatively impact the project. They should hold regular meetings and rely on the expertise, experience and knowledge base of the project team, review past similar projects and analyze the possible risks that might happen in the future.

Furthermore, in order to avoid disaster, we need to be able to properly assess, control and monitor risks once they've been identified. Good risk management requires a high level of collaboration and communication with all stakeholders involved. Keeping everyone on the same page and working together allows proper identification and management of risks before they become a problem. It is important to understand that risks can lead to great rewards and positive effects only when they are effectively and timely managed.

REFERENCES

[1] PMI (2008). A Guide to the Project Management Body of Knowledge (PMBOK Guide), 4th ed. Pennsylvania USA: Project Management Institute.

[2] PMI (2009). Practice Standard for Project Risk Management. Pennsylvania USA: Project Management Institute.

[3] PMI (2013). A Guide to the Project Management Body of Knowledge (PMBOK Guide), 5th ed. Pennsylvania USA: Project Management Institute.

[4] Knežević M. (2005). Risk management of civil engineering projects, doctoral dissertation, Civil Engineering Faculty of University in Belgrade, Serbia.

[5] Divjak B. and Buü S. (2009). Risk management system on public housing projects, Gradjevinar, 61 (2009) 1, 1-13.

[6] Mikić M. (2015). Risk management during planning and construction of large infrastructure projects for improving their sustainability, Doctoral theses, University of Belgrade, Faculty of Civil Engineering, Belgrade.

[7] Ali, R. (2005). The Application of Risk Management in Infrastructure Construction Projects, Cost Engineering, 47(8), p. 20–27.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

ST - 7

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

ANSI/PMI STANDARD FOR RISKS MANAGEMENT OF CONSTRUCTION PROJECTS

Marijana LAZAREVSKA[1]

ABSTRACT

Risk management represents a formal and regular process of systematic risk identification, analyses and responses, towards elimination, mitigation and/or control of the risks. It is a decision-making process, and it involves having a full understanding of a known risk and/or necessary actions to reduce the effect and chances of the event of such risks, in other to reduce its complications and increase the chances of success.

Risk Management is an integral part of the process which aims at identifying the potential risks associated with a project and responding to those risks. It includes activities which aim to maximize the consequences associated with positive events and to minimize the impact of negative events, in order to meet the main project objectives.

Proper evaluation and analysis of risks will help decide about implementing a costly measures to reduce the level of risk. The goal of risk management process is not to completely remove all project risks. Its aim is to produce an organized framework for managing project risks, especially the crucial ones, in a more efficient and effective way.

This paper presents the general principles and phases of risk management. Furthermore, it gives an overview of the American standard ANSI/PMI 99-001-2004 as a standard which is recommended for professional project management in the field of civil engineering.

Keywords: *risk, management, construction project, American standard.*

[1] Associate Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of North Macedonia, marijana@gf.ukim.edu.mk

1. INTRODUCTION

Project Management is the science which applies skills, tools and techniques to complete project activities in a way that the expectations and requirements of stakeholders are fulfilled or exceeded.

Risk Management is an integral part of the process which aims at identifying the potential risks associated with a project and responding to those risks. It includes activities which aim to maximize the consequences associated with positive events and to minimize the impact of negative events.

Risk represents an uncertain condition that, if occurs, it might have one or more impacts with positive or negative effects on the project objectives. Risks can occur during all construction project activities; it is only the amount which varies from one activity to another. The riskier the activity is, the costlier will be the consequences in case a wrong decision is made.

Records obtained from the statistical analyses of risks show that the construction projects are extremely sensitive to risks, especially due its unique features, such as: uniqueness, long duration, complexity, complicated processes, unpredictable environment, large number and variety of project participants, specific construction conditions, financial intensity and dynamic organizational structures.

Unfortunately, risks cannot be totally avoided, but with proper risk management they can be minimized. Proper evaluation and analysis of risks will help decide about implementing a costly measures to reduce the level of risk. It can also help to decide if sharing the risk with an insurance company is justified.

2. PMI STANDARD FOR RISK MANAGEMENT

The American standard ANSI/PMI 99-001-2004 is recommended for professional project management in the field of civil engineering. It has a well-established position on the global investment market and it has been accepted in the international engineering practice: This standard has a practical and concrete approach for project management.

Risk management is one of 10 fields of project management process, according to PMI. The appendix of PMBOK for construction defines 4 additional areas: management of project safety, management of environmental safety, management of project financing, claims management.

Project Risk Management includes the processes of conducting risk management planning, identification, analysis, response planning and controlling risk on a project!

The objectives of PRM are to increase the probability and impact of positive events and decrease the probability and impact of negative events in a project.

Risk management processes, according to PMI/ANSI Standard, are divided into 5 phases:

- Risk management planning
- Risk identification
- Analysis and risk assessment
- Planning of risk responses
- Risk control

For each phase the standard defines the: input data, tools and techniques and the output data.

Risk management planning (Phase 1) is the process of defining how to conduct risk management activities for a project. Because risks can arise from the very beginning of a project, risk management should begin right away, and continue throughout project. Early planning allows sufficient resources and time to be allocated to risk management.

The main purposes of risk management planning are to:

- Outline how Risk Management will be conducted on the project
- Identify techniques to be used in risk discovery, analysis and management
- Discover and document potential project risks
- Catalog risk characteristics and attributes
- Sort and prioritize project risks
- Determine probability or risk transpiring

Risk management planning aims to:

- Determine impact of risk on project should it occur
- Determine which risks require a response, then draft responses accordingly
- Quantitatively analyze the impact risks can have on the project
- Generate plans to reduce or mitigate threats and enhance opportunities
- Derive specific projections of cost and schedule implications
- Implement risk response plans
- Track and monitor risks / Identify new risks that arise
- Gauge effectiveness of risk management

Table 1. Phase 1 - Risk management planning

Inputs	Tools & techniques	Outputs
✓ Project Management Plan ✓ Project charter ✓ Stakeholder Register ✓ Enterprise Environmental Factors ✓ Organizational Process Assets	✓ Analytical Techniques ✓ Meetings ✓ Expert judgment All inputs are analyzed during the meetings lead by project manager	✓ **Risk management plan**

Risk identification, as a second phase of this standard, is a process of determining which risks may affect the project and documenting their characteristics. Analysis conducted in this phase make the project team aware of potential risks and allow a suitable preparation if some risk occur.

Table 2. Phase 2 - Risk identification

Inputs	Tools & Techniques	Outputs
✓ Risk management plan ✓ Cost management plan ✓ Schedule management plan ✓ Quality management plan ✓ Human Resource management plan ✓ Scope baseline ✓ Activity cost estimates ✓ Activity duration estimates ✓ Stakeholder register ✓ Project documents ✓ Enterprise environmental factors ✓ Organizational process assets	✓ Documentation reviews ✓ Brainstorming ✓ Delphi method ✓ Interviewing ✓ Root Cause Analysis ✓ Checklists analysis ✓ Assumptions analysis ✓ Diagramming techniques (cause-and-effect diagrams) ✓ System or Process Flow Charts ✓ Influence Diagrams ✓ SWOT analysis ✓ Expert judgment	✓ **Risk register**

Qualitative risk analysis is a process of prioritizing risks for further analysis or action by assessing and combining their probability of occurrence and impact. It puts risks in perspective by comparing them with each other and predicting their effects on the project.

Risks can be rated based on type of impact: cost, schedule, scope and quality.

Table 3. Phase 3 - Qualitative Risk Analysis

Inputs	Tools & Techniques	Outputs
✓ Risk management plan ✓ Scope baseline ✓ Risk register ✓ Enterprise environment factors ✓ Organizational process assets ✓ List of probability and impact of risks	✓ Risk probability and impact assessment ✓ **Probability and impact risk rating matrix** ✓ Risk data quality assessment ✓ Risk categorization ✓ Risk urgency assessment ✓ Expert judgment	✓ **Risk score list**

One of the mostly used tools for qualitative risk analysis is the Probability and impact matrix. This is a team technique for all engaged project stakeholders who can analyze the risk probability of all identified project risks and their effect on the project goals. It can be completed quickly and at low cost.

The qualitative risk analysis consists of assessment of two risk factors: probability and impact of risks in order to obtain the risk priority. Probability measures the likelihood an event will occur. Impact measures the effect a risk may have on a project. Risk ratings are created by multiplying probabilities and impacts.

Table 4. Probability and impact matrix - example

			Risk probability				
			Insignificant	Not probable	Probable	Very probable	Almost certain
			1	*2*	*3*	*4*	*5*
Impact	*1*	Insignificant	1	2	3	4	5
	2	Low	2	4	6	8	10
	3	Moderate	3	6	9	12	15
	4	High	4	8	12	16	20
	5	Critical	5	10	15	20	25

Risk ratings indicate how priority each risk should be in risk management.

According to the obtained risk ratings a risk priority is gained, as an input for preparation of risk strategies and risk responses that are required for other project management phases as well.

Teams and organizations may weight different risk types differently. The scale is usually defined by the Company. Risk thresholds and number of thresholds may vary, and are also set by the project team

Scales for risk factors can be different:

- High, moderate, low risk
- Catastrophic, high, moderate, minimal, insignificant risk

- Almost certain, probable, possible, less possible and rare influence
- 1, 3, 5
- 1, 2, 3....9, 10

Table 5. Risk priority scale – example

Risk	R = Vj x Ut	Priority
Acceptable to unacceptable	15-25	Very high
Significant	9-12	Attention is needed
Critical	5-8	Normal attention
Insignificant	1-4	Under control

The **Quantitative Risk Analysis** follows the qualitative analysis, but it is more costly and time – consuming. This analysis provides firmer numbers to indicate the risk impact on the: project costs and project schedule.

It has to be noted that it may not be always possible to perform this type of analysis, because it mainly depends on the amount of available information. Also, it is not always necessary to perform such an analysis, because it generally depends on probability and potential impact of identified risks.

Table 6. Phase 4 - Quantitative Risk Analysis

Inputs	Tools & Techniques	Outputs
✓ Risk management plan ✓ Cost management plan ✓ Schedule management plan ✓ Risk register ✓ Enterprise environment factors ✓ Organizational process assets	✓ Data gathering and representation techniques ✓ **Quantitative risk analysis and modeling techniques** ✓ Expert judgment	✓ **List of priority quantified risks** Risk list should consists of risk description and the measures for its control. ✓ Project Documents Updates

Often times the Quantitative analysis alone doesn't provide enough information about what risks should have the highest priority. That is why it is usually combined with other tools and techniques, such as the sensitivity analysis.

Sensitivity analysis represents a modeling technique that determines which risks have the most impact on the project and prioritizes risks by potential outcome variance. One way of conducting sensitivity analysis is by using Tornado diagrams (special bar chart that is used to compare the importance (relative) of different variables).

Another tool for quantitative risk analysis is and EMV (Expected Monetary Value) Analysis. Through this analysis we can discover the optimal decisions for a project, given the different risks, probabilities and benefits (depending on the path that is chosen). EMV analysis calculates the average outcomes of future scenarios. It is very good at comparing effects of various decisions and scenarios Positive values represent opportunities, while negative values represent threats. (Example – one risk may cost the project an additional 40 000 Euros if it occurs, but there is only a 20% probability of the event happening. So EMV for above example would be 8000 Euros).

EMV analysis often powers the Decision Tree Analysis. In this analysis the possibilities are sketched out based on different decisions and potential outcomes. Each decision (path/branch) is evaluated for Risk and Impact i.e. EMV. The resulting net value are calculated for each set of decisions and possibilities. The rule is that the option offering the highest EMV should be selected.

The main differences between the qualitative and quantitative analysis are:

- The qualitative analysis is required for project planning, while the quantitative analysis is not
- The qualitative analysis represents a subjective assessment of the risk factor and its influence
- The quantitative analysis represents an exact (objective) calculation of the risk effect and risk factor

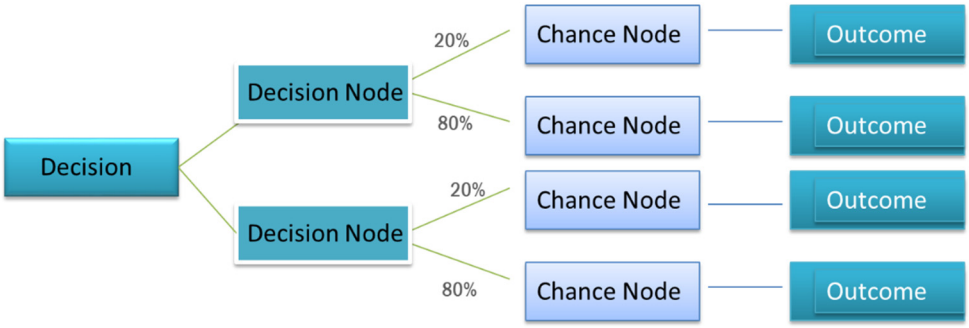


Fig. 1. Decision Tree Analysis

Phase 5 of the PMI/ANSI Standard is about **planning of the risk responses**. It is a process of developing options and actions to enhance opportunities and to reduce threats to project objectives. This phases is addressing all the risks that have been prioritized by qualitative and/or quantitative analysis. The responses are being planned in an order based on this prioritization. Planned responses might add additional resources and activities to project plan, budget and schedule.

Table 7. Phase 5 – Plan Risk Responses

Inputs	Tools & Techniques	Outputs
✓ Risk management plan ✓ Risk register	✓ Strategies for negative risks or threats ✓ Strategies for positive risks or opportunities ✓ Contingent response strategies ✓ Expert judgment	✓ **Plan for Risk Responses** ✓ Project management plan updates ✓ Project documents updates

In general, there are 4 basic strategies of how to handle a project risk, whether it is negative or positive.

- Negative risks may impact the project cost, schedule, quality, performance or ability to complete objectives. Strategies for handling a threats can be:
- Avoidance (preparation of revise plans to steer clear of the potential risk, when possible)
- Transference (to shift the ownership and responsibilities to a third party, often in the form of insurance or special structured contracts)
- Mitigation (development of strategies to reduce the likelihood or impact of threats to the project)
- Acceptance of the risk (team defers any action until a risk comes to pass; often dealt with using a contingency reserves at that point)

Positive risks may allow project work to be completed: more quickly, at lower cost, with better quality and with secondary objectives being achieved. Strategies for handling an opportunities can be:

- Exploitation (preparation of a revise plans to guarantee opportunity can be leveraged, often by applying its best resources or technology)
- Sharing (developing a joint venture or partnership that allows a third party to exploit an opportunity to the benefit of both parties)

- Enhancement (developing a strategies to increase the likelihood or impact of opportunities to the project)
- Acceptance of the risk (team defers any action until and opportunity comes to pass; may apply contingency reserves at that time)

Risk responses must be appropriate for the risk they address. They have to fulfill the 4 main criteria, they have to be: cost – effective, time – effective, realistic and supported by the key stakeholders.

Controlling and monitoring of risks (Phase 6) is the process of implementing risk response plans, tracking identified risks, monitoring residual risks, identifying new risks, and evaluating risk process effectiveness throughout the project.

Table 8. Phase 6 – Control and Monitor Risks

Inputs	Tools & Techniques	Outputs
✓Project management plan ✓Risk register ✓Work Performance Data ✓Work Performance reports	✓Risk reassessment ✓Risk audits ✓Variance and trend analysis ✓Technical performance measurement ✓Reserve analysis ✓Meetings	✓**Plan for Unpredicted Risk Responses (workaround plans)** ✓Work Performance Information ✓Changes requests ✓Project management plan updates ✓Project Documents Updates ✓Organizational process assets updates

During the project realization new risks can emerge, known risks may change, some risks can become outdated. That is why risks and risk responses must be controlled throughout the project lifecycle. All of the project data should be constantly reviewed, in order to be able to react quickly if a new risk is uncovered or to implement one of the proposed response strategy.

Furthermore, it is recommended to mark the risk activities into the dynamic plans of project realization and to control and monitor them on the same way as for the critical activities. An additional column for risks should be added into the project Gantt charts for easier and efficient risk control and monitoring. The priority risks, the responsible for risk response and the risk status should be subject of discussion of every monthly meeting and should be included into the official Reports for project work progress.

Without careful monitoring even the best plans and strategies will not get implemented in time to save the project if a risk happens!

If previous phases of PRM are not properly conducted:

- The project managers could make unplanned decisions as risk responses that are not systematically identified and analyzed, or
- The project managers will spend lots of time to solve problems for risk scenarios that could have been avoided

3. CONCLUSIONS

The general recommendation is that all risk management processes has to be iterative. Each project change requires immediate identification of new possible risks, risk analysis and preparation of new risk response strategies and tactics.

Risk management of construction projects has to be:

- Thorough (it has to include all project activities and components (human resources, processes and technological elements)

- Systematical (it has to include the iterative management processes through precisely defined phases and activities
- Continuous (it has to be implemented throughout the project life-cycle)
- Proactive (to aim towards prevention or mitigation of risk impact and consequences)
- Adjustable (to include a wide spectrum of quantitative and qualitative methods for risk analysis)
- Oriented towards the future (dedicated to continuous individual learning and improvement of the company's knowledge)

Examples from the worldwide construction practice demonstrate that proper risk management leads to more successful construction projects and more successful construction companies.

History shows that no construction project is immune to risk. Risks can be managed, minimized, allocated or accepted, but, for sure, risks cannot be ignored.

REFERENCES

[1] PMI (2008). A Guide to the Project Management Body of Knowledge (PMBOK Guide), 4th ed. Pennsylvania USA: Project Management Institute.

[2] PMI (2009). Practice Standard for Project Risk Management. Pennsylvania USA: Project Management Institute.

[3] PMI (2013). A Guide to the Project Management Body of Knowledge (PMBOK Guide), 5th ed. Pennsylvania USA: Project Management Institute.

[4] Knežević M. (2005). Risk management of civil engineering projects, doctoral dissertation, Civil Engineering Faculty of University in Belgrade, Serbia.

[5] Divjak B. and Buü S. (2009). Risk management system on public housing projects, Gradjevinar, 61 (2009) 1, 1-13.

[6] Mikić M. (2015). Risk management during planning and construction of large infrastructure projects for improving their sustainability, Doctoral theses, University of Belgrade, Faculty of Civil Engineering, Belgrade.

[7] Ali, R. (2005). The Application of Risk Management in Infrastructure Construction Projects, Cost Engineering, 47(8), p. 20–27.

ДГКМ
ДРУШТВОНА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

ST - 8

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

APPLICATION OF BIM FOR SUSTAINABLE DESIGN, CONSTRUCTION, OPERATION AND RENOVATION OF BUILDINGS

Dijana LIKAR[1], Aleksandra TRAJKOVSKA[2], Dragan STAMEV[3], Paul Mc CORMACK[4], Andrew HAMILTON[4], Eduardo REBELO[4], Avril BEHAN[5], Barry McAULEY[5], Barry NEILSON[6], Gayle BECKETT[6], Antonio AGUIAR COSTA[7], Paulo CARREIRA[7], Sheryl LYNCH[8], William HYNES[8], Toni BORKOVIC[9]

ABSTRACT

The construction industry and its associated supply chain are a significant contributor to economy, but the built environment is also widely recognised as one of the largest consumers of natural resources and energy, as well as producers of carbon emissions and wastage. To improve the built environment towards a more sustainable and energy efficient benchmark, a more coordinated approach is needed. BIM as a sustainability supportive technology is based on the methodology of a holistic collaborative design, construction, operation and renovation of buildings, enhancing sustainability and green construction principles application, particularly in the field of efficient embedded and operational energy, having near zero energy buildings as a target of collaborative delivery.

Governments globally have identified Building Information Modelling (BIM) as one of the core multidisciplinary, collaborative processes that enables creation and control of the Built Environment for better conservation of materials and resultant lower embedded and ongoing energy consumption BIM is a process that encompasses information relevant for all phases of the building life cycle (plan, design, construction, operation and maintenance, refurbishment or demolition), contained in a single geometry and information model. Information included in the BIM model enables work in a common digital environment, for all participants in the building life phases. Information included in the BIM model enables work in a common digital environment, for all participants in the building life phases.

Keywords: *BIM; Sustainability; Life cycle of buildings;*

[1] Dipl.mech.eng.
[2] Dipla. Arh.eng.
[3] Dipl.civil eng. MSc,
In collaboration with BIMcert Project Team:
[4] Belfast Metrolpoliten Colledge
[5] Technological University Dublin
[6] Construction Industry Training Board Northern
[7] Instituto Superior Tecnico, Lisbon
[8] Future Analytics Consulting, Dublin
[9] Energy Institute Hrvoje Pozar, Zagreb

1. INTRODUCTION

The construction industry and its associated supply chain are a significant contributor to the European economy, but the built environment is also widely recognised as one of the largest consumers of natural resources, producers of carbon emissions and sources of energy wastage. To improve the built environment towards a more sustainable and energy efficient benchmark, Europe requires a more coordinated approach in order to enhance collaboration and other skills in the industry. This will, in turn, help reduce waste, reduce inefficiencies in the all supply chain, and improve coordination and management,while incorporating better, more suitable and more sustainable design choices and decision making Senior level professionals as well as blue collar workers face challenges in relation to achieving sustainable energy targets and efficient construction. These challenges cross the entire sector affecting designers, architects, engineers, building managers, technicians, installers, blue collar workers (including apprentices and other building professionals), as well as facility operators and building sector investors. The industry is complex, interconnected, and increasingly technology-dependent in its progress towards goals of nearly zero energy buildings and smart cities, and implementation of methods to predict, quantify and manage data to increase energy and resource efficiency to better tackle climate change. The aim to improve the collaborative skills of practitioners at all levels will enhance the sectors ability to deliver energy efficient buildings through new construction and, perhaps of greater impact, when renovating our existing stock of buildings.

Governments globally have identified Building Information Modelling (BIM) as one of the core multidisciplinary, collaborative processes that enables creation and control of the Built Environment for better conservation of materials and resultant lower embedded and ongoing energy consumption (delivery of at least 30% reduction in carbon, while becoming an economic booster by help to achieve savings in cost, time and exports). BIM also simultaneously improves construction productivity, which has been flat or decreasing for the last 80 years – *McGraw-Hill Annual Reports on Construction*. Emerging technologies such as AR/ VR and Data Analysis can be further integrated into the construction industry through BIM to enhance these impacts

2. BRIEFLY ABOUT BIMCERT

2.1 Project desription

BIMcert is a project financed by Horizon 2020, a prestigious European Comission fund for support of research and innovation projects. BIMcert was given grant under the H2020 Work Programme: Clean, Secure and Efficient Energy, as the best ranked project in the category of calls. The Project started in March 2018 and will end in January 2020

BIMcert is the development of a series of training interventions using digital technology and improved blended techniques to support, enhance and maximise the impact of energy efficient skills at all operational levels within the modern construction industry. BIMcert will be an accessible portal for training the vast middle tier of the construction industry supply chain workers to improve their BIM access skills leading to better collaborative working that guarantees energy efficient, sustainable buildings and increased quality throughout the entire construction supply chain. BIMcert will enable participants to go beyond their current non-integrated construction functionality to an optimum digitally enabled energy efficient position where they can employ all the IT enabled functionality and the BIM tools, processes, services and products to deliver near zero carbon construction and renovation.

2.2. Project partners

BIMcert Project partners are:

1) Belfast Metropolitan College, the United Kingdom (Lead partner)

2) Construction Industry Training Board Northern Ireland

3) Technical University Dublin, Republic of Ireland

4) Future Analytics Consulting, Republic of Ireland

5) Instituto Superior Técnico, Portugal

6) Energy Institute Hrvoje Pozar, Croatia

7) Institute for research in environment, civil engineering and energy, North Macedonia .



2.3. BIMCert objectives

1. To improve the sustainability of the built environment by training its workforce in more efficient and greener ways of designing and constructing through the use of BIM processes, better materials, products, and energy sources.
2. To improve the sustainability of the built environment by training its workforce in more efficient and greener ways of designing and constructing through the use of BIM processes, better materials, products, and energy sources.
3. To encourage greater workforce mobility, continuous upskilling and better employability for all levels of employee in the construction sector. To be achieved through development and sustainable provision of an efficient, standardised and itself sustainable blended training programme, based on international best practice, policies and mandates, and utilising real-world prototypes to achieve better employability for all levels of employees in the construction sector.
4. To create clear pathways of development for individuals and SMEs to upskill from any starting point of knowledge to any required level of individual or collaborative expertise in support of sustainable energy efficient construction
5. To develop a pan-European framework for recognition and accreditation of BIMcert's "bite-sized" learning modules, which constitute what we call "micro-accreditation" of knowledge and which recognise and certify existing and new skills. Sets of these Micro accredited learning modules will combine to build towards fully standardised skills recognition linking within existing national and European initiatives and frameworks of accredited courses and awards

3. WHAT IS BIM

3.1. General notes

BIM as a sustainability supportive technology is based on the methodology of a holistic collaborative design, construction, operation and renovation of buildings, enhancing sustainability and green construction principles application, particularly in the field of efficient embedded and operational energy, having near zero energy buildings as a target of collaborative delivery.

BIM enables modelling of the form, function and behavior of buildings, whilst traditional methods based on CAD enable only presentation of the geometry. In addition, BIM, enables simulation of consumption of energy, materials and generation opf waste and thereby optimization of environmental impacts of the building throughout thetir life cycle..

BIM uses completely collaborative 3D environment that enables all participants included in the project to work on a common platform,. Rresults are decreased costs of transfer of data and project materials, as well as avoidance of omissions and reduction of delays..

One of the key outputs of BIM process is the Model, the digital description of every aspect of the built asset.The Model contains both graphical and non-graphical information in a Common Data Environment (CDE) (a shared repository for digital project information), such as 3D geometry, installed materials, energy efficiency, costs, time) which are necessary for simulation and optimization of the builidng's behaviour throughout its life cycle

3.2. Dimensions of BIM

2D: Design using CAD 2D

3D: Design – Development of a model (architectural, structural, MEP), collaboration, clash avoidance, authoring, visualisation

4D: Schedule of construction – Project phasing, virtual construction, sequencing and time scheduling of construction

5D: Estimation – Estimation of bill of quantities, prices, project costs management

6D: Sustainability – Energy efficiency, green construction methods and materials, refurbishment optimization

7D: Life cycle - As-Built documents, O&M manuals, safety files, facilitation of maintenance plans and technical support

3.3. Levels of BIM

According to the British standard PAS 1192-2:2013, there are 3 levels of BIM are the following:

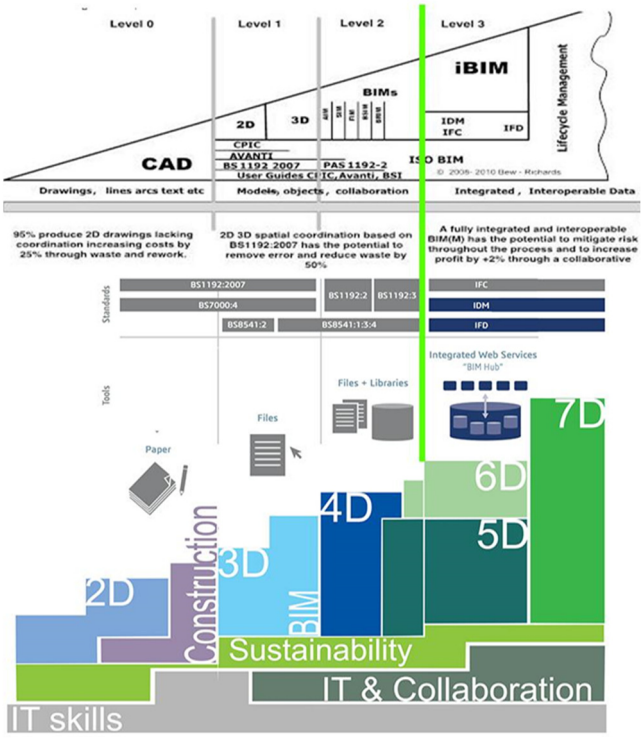


Fig. 1. Levels of maturity of BIM

3.4. How BIM works

- Development of a 3D geometric model, by an architect designer
- Sharing of the model among other team designers (MEP and structural engineers)
- Feedback from designers, model adjustments, clash detection
- Parametric attributes are assigned to the model components
- Authorized changes of the model in one design phase(e.g. structure), are automatically reflected to all design phases; errors are avoided; time for design modification is reduced

- Outputs: 3D model, 3D and 2D drawings, calculation sheets, priced bill of quantities, simulation of construction schedule, simulated energy behavior, maintenance schedule, O&M manuals
- BIM communicates with plug-in software tools for calculation of: electrical installations, HVAC, structural members, energy consumption, bill of quantities of materials, construction costs, construction sequencing and schedule
- BIM communicates with data base comprising catalogue information about products and materials to be embedded in the building
- BIM enables off-site production of building components, to shorten time of construction and avoid pollution due to production on site

4. USE OF BIM TOOLS IN SUSTAINABLE DESIGN, CONSTRUCTION, OPERATION AND RENOVATION OF BUILDINGS

Various components and levels of BIM (3D, 4D, 5D, 6D) are used for:

- Optimization of: geometry, orientation, materials selection (in the design phase – analysis and comparison of design alternatives);
- Optimization of scheduling - minimum time and energy consumption; prefabricated elements application; minimum waste and emissions production; clash and delays avoidance (in the construction phase);
- Minimization of energy consumption (in the operational phase; by implementation of Energy Management System);
    - Minimization / recycling of waste (in the demolition phase - applying Design for Demolition principle).

5. HOW BIM SUPPORT SUSTAINABILLITY OF THE CONSTRUCTION SECTOR

The design, construction, and maintenance of buildings have a significant impact on our environment and natural resources:

- 40% of global raw materials is consumed by buildings;
- Tons of waste is a result of building construction;
- Buildings use 40% of all the energy consumed (in the EU), and two-thirds of all electricity;
- Buildings are also a major source of air pollution that contributes greatly to climate change.

Sustainability of buildings is closely related to global climate issues, because construction and operation of buildings have impact on:

- Global warming;
- Environmental pollution;
- Reduction of waste;
- Efficient use of resources (energy, water, materials);
- Reduction of fossil fuels usage and decarburization of the energy sector.

Sustainability of buildings means not only meeting the above targets, but also fulfilling citizens' needs for health, safety, comfort and quality of life.

To enable sustainability of buildings, selection of green construction materials and techniques should start in early design phase. Materials selected should meet not only criteria of functionality, technical performance, durability, recyclability and economy, but also their production, transport and installation should have minimum effect on environmental conditions. These aims are met by acting in compliance with international and national regulations.

Sustainable construction materials are those that:

- Require minimum energy and natural resources for manufacture, transport and installation;
- Have minimum carbon footprint;
- Require minimum maintenance;
- Have possibility for recycling and reuse.

Construction sector sustainably ensures that the social, economic and environmental aspects are taken into account throughout a building's life-cycle: starting from design, through construction, use, maintenance, and up to renovation and demolition.

Refurbishment of buildings could be a huge generator of waste due to demolition works and application of inappropriate construction methods. Reduction of waste during construction is achieved by:

- Implementation of design for demolition principle, selection of materials with high environmental performance;
- Application of construction materials, techniques and prefabricated products, that enables reduction of construction waste during execution of works;
- Elimination of materials containing toxic or dangerous components;
- Enhanced recycling and reuse of demolition waste, including production of new raw materials and energy;
- Appropriate handling of not-recyclable waste, by allocating to disposal sites;

BIM supports most effectively all the measures for sustainable construction, as specified above, by:

- Providing a model of a building that contains information about materials in aspect of their environmental performance;
- Selection of construction schedule and sequence of activities and methods that will generate the least amount of waste in construction and demolition phase and will require the least amount of energy;
- Applying design for demolition principle and supporting life cycle analysis in early design stages.

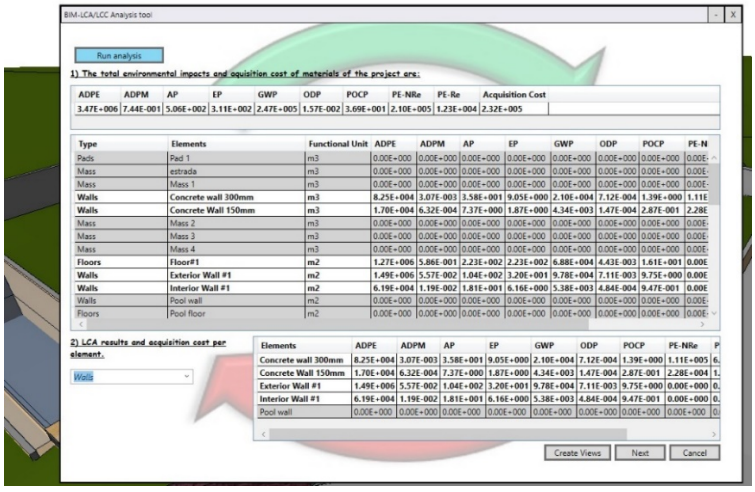
6. LCA AND LCEA UNDERPINNED BY BIM

BIM is a very effective and supportive tool used for LCA and LCEA. The digital information of constituting elements, visualization, simulation, processing and comparison of a large number of design alternatives and variation of impact factors within a collaborative environment for various specialists, are the major BIM advantages that are used for precise LCAs and LCEAs.

In addition, BIM integration in LCA reduces significantly the time of analysis which is a great advantage for designers as well for energy managers and operators.

Using these analytical tools in early design stages is a major step toward a sustainable project. Use of BIM model is a basis for evaluation of various performance analyses. The BIM approach provides an optimal collaboration environment for specialized applications.

The fig. 3 presents inclusion of environmental and cost information In a BIM model.



- *Fig. 2. Environmental and cost information inserted in BIM objects*

7. HOW BIM FACILITATES SYSTEM THINKING – BASIC ADVANTAGES OF BIM IN COLLABORATION AND EXCHANGE OF DATA

BIM facilitates system thinking by:

- Collaboration among participants (use and exchange of graphic and non-graphic information contained in the BIM model; use of model outputs adjusted to the needs of different participants);
- Recognizing roles and tasks of the participants and stakeholders throughout the AEC supply chain;
- Visualization and simulation, prediction of energy consumption, reduction of gaps;
- Multi – criteria (energy, environment, economy) optimization.

Using BIM 3D model is essential for an effective sustainable design process, providing:

- Continuous control of materials/components used - detailed data about quality and quantity of building components can be generated very simply from the 3D model, providing the architect, constructors, facility managers and the owner with valuable information about the materials used;
- Various design alternatives scenarios for design optimization are processed fast and accurately and the ability to run different scenarios supports the design optimization process;
- Variations and simulations of outdoor conditions, such as analytical sun studies, to optimize illumination, or air flow, to optimize ventilation, help the designers to evaluate and refine projects to effectively use outdoor sources.

BIM is a process that encompasses information relevant for all phases of the building life cycle (plan, design, construction, operation and maintenance, refurbishment or demolition), contained in a single geometry and information model. In each of the phases it is very important to take into account all energy aspects in order to decrease the environmental impact of the building during its life cycle. Information included in the BIM model enables work in a common digital environment, for all participants in the building life phases.

Therefore, identification of roles and collaboration among stakeholders is of significant importance for achieving sustainable energy targets. Collaborative working process in all phases of the building life cycle is one of the main advantages of BIM compared to traditional method of design, construction and management of buildings. Project participants use BIM collaborative processes, standards and procedures, working in the same digital environment, to exchange, apply and modify information in their field of responsibility. Designers and contractors collaborate in the same digital model environment, in order to provide best accuracy and minimize gaps between designed and achieved performance. Site workers, foremen and managers use BIM model to understand the construction procedure, installation of equipment, insulation, detect clashes and discrepancies, and follow the construction sequence and schedule). Designers, construction contractors and clients collaborate to meet requirements set in EIR. Facility managers, maintenance operators and owners use the digital BIM environment to provide best practice of usage and energy consumption. Thus, all participants are connected and involved through transfer of relevant data, authorized changes and modifications, optimization of time, energy and costs, feedback for further design, construction and consumption patterns.

8. USE OF BIM TOOLS IN OPTIMIZATION OF ENERGY PERFORMANCE OF BUILDINGS

Various components and levels of BIM (3D, 4D, 5D, and 6D) are used for:

- Optimization of: geometry, orientation, materials selection (in the design phase – analysis and comparison of design alternatives, variation of impact parameters, simulation of outdoor and indoor varying conditions, visualization of scenarios and results).
- Optimization of scheduling - minimum time and energy consumption; prefabricated elements application; minimum waste and emissions production; clash and delays avoidance (in the construction phase).
- Minimization of energy consumption (in the operational phase; by implementation of Energy Management System). Optimization of energy consumption patterns.

- Minimization / recycling of waste (in the demolition phase - applying Design for Demolition principle).

9. BENEFITS OF APPLYING BIM FOR SYSTEM THINKING APPROACH, COMPPARED TO TRADITIONAL METHOD OF DELIVERY

BIM is a modern digital technology that supports sustainability trends in construction sector, particularly the increasing requirements for energy efficiency competences and applicable skills, which result from European decarburization and sustainable energy long-term strategies.

The benefits of applying BIM for system thinking approach are the following:

BIM is information carrier: BIM model contains graphic and non-graphic information for materials incorporated in the building that are exchanged and used by participants. Graphic information are contained in drawings, which are derived from the 3D model, while non –graphic information, contained in the same digital file are in form of: material features specifications, outputs of structural, thermal, energy and other analysis, specification of quantities and costs, schedule of construction, installation instructions, manufacturers' manuals, etc.

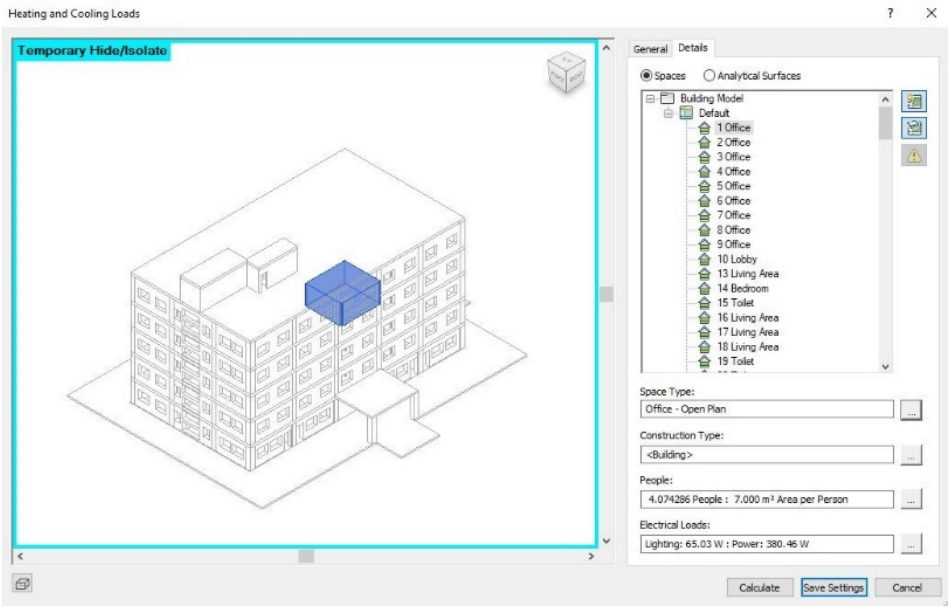


Fig. 3. Graphic and non-graphic information in BIM model

BIM enables high level of collaboration: BIM enables effective workflow of information, which provides for higher level of accuracy, avoidance of gaps, overlaps and clashes. It also enables adjustments made by all authorized users, inclusion of all relevant participants, recording of history of changes, data bases of design changes and modifications that is more compact than traditional CAD and CAD derivate information.

BIM enables simulation: This is a strong tool for setting and comparison of alternatives, leading to accurate multi criteria evaluation and selection of the optimal one. Changes made in alternatives, in one of the models (architectural, structural, MEP, energy, cost model) are processed promptly and accurately in other models, where their feasibility is checked.

BIM enables visualization, which helps designers, construction contractors and operators / facility managers to provide visual feedback on the quality of their work:

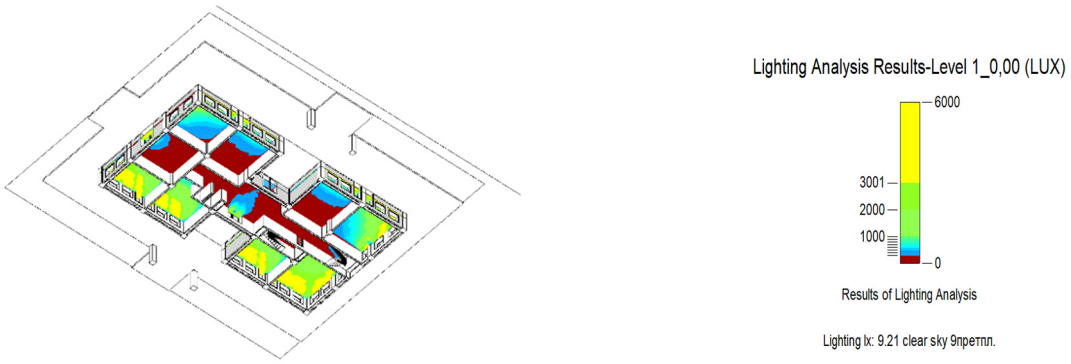


Fig. 4. Daylight simulation in BIM model

BIM enables economic work on design and construction, saving time and avoidance of discrepancies, delays and lack of information. Digital model contains more information than a drawing set, while working in the same collaborative environment provides for faster procession of modifications in any part of the design. This method saves money and time and improves quality of the design and construction works in the same time.

BIM enables optimal schedule of works: BIM level 4D provides programming of sequence and visualization of works, which is a powerful tool for designers, constructors and site workers. The result of such visualization are: effective construction, avoidance of clashes, delays, cost effectiveness and high environmental performance of construction (reduction of waste).

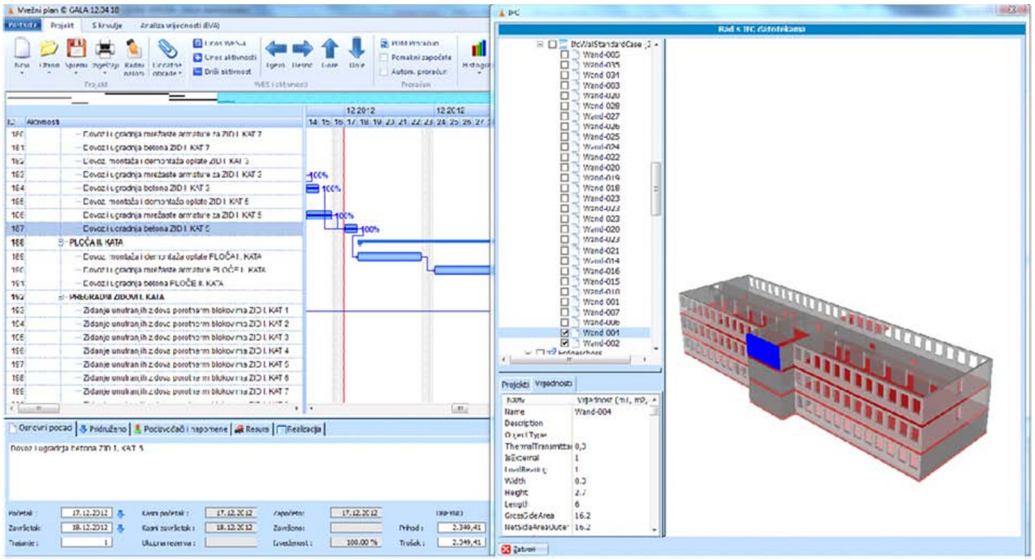


Fig. 5. Schedule (4D) and 3D model)

BIM enables optimization of costs: BIM dimension 5D provides detailed estimation of costs, optimization and all adjustments due to selection of alternative components and techniques.

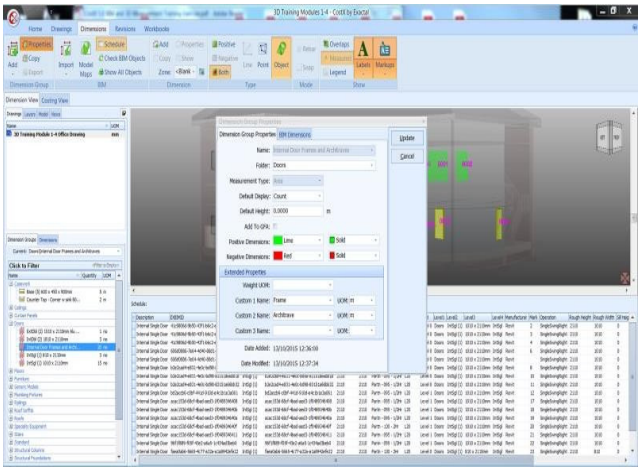


Fig. 6. BIM 5D: Costing capabilities

BIM supports sustainability: BIM collaborates with plug in tools for energy modeling (BIM level 6D),

BIM supports system thinking in building service and usage, by applying modern methodological and software tools for life –cycle analysis, preparation of BIM as-built model, operation and maintenance manuals (BIM level 7D).

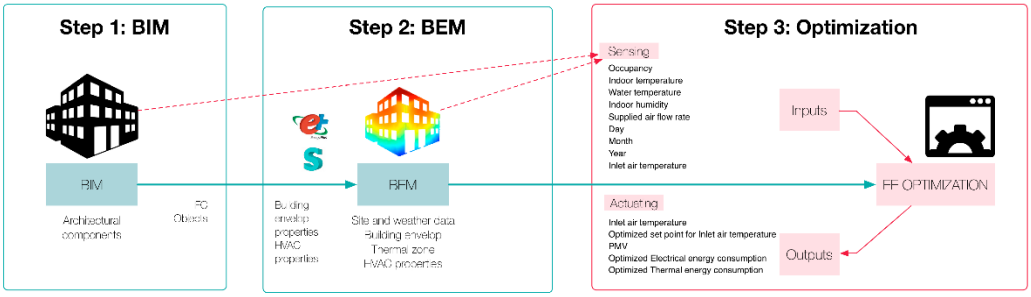


Fig. 7. Optimization of the required operational energy based on a BIM model of a building

10. SUMMARY

Benefits of BIM for the construction sector are:

1. BIM is is a process for **creating and managing information** on a construction project across the **project lifecycle (Startup, Planning, Execution, Closeout).**
2. BIM is a data repository on builidng's performance in all stages.
3. It provides for svings of costs and time and avoidance of delays
4. It su[pports sustainable construction methods and materials.
5. Adoption of BIM will:
    - Improve coordination between actors in construction industry (policy makers, designers, constructors, manufacturers, facility operators, investors, academia),
    - Improve development of energy efficient design and operation,
    - Enforce renovation projects,
    - Improve implementation of green construction methods and techniques, particularly prefabricated materials,
    - Reduce construction delays and design, construction and operation costs.
    - Optimize building life cycle.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanskiodredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

ST - 9

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

SMART TECHNOLOGIES IN ROAD ASSET MANAGEMENT

Anastasios MOURATIDIS[1]

ABSTRACT

Road assets, considered in the frame of asset management policies and methods, define a wide range of road components and structures of different character. Road pavements, shoulders, medians, safety devices, parking lots are designed by road engineers. Tunnels, retaining structures and earthworks require geotechnical insight, while bridges, overpasses and culverts are road assets conceived and designed by structural engineers. Certainly, the list of road assets is long, encompassing also toll plazas, sign gantries, utility poles, pavement markings and other. Subsequently, road asset maintenance is a multi-disciplinary task requiring not only a comprehensive and accurate methodology but, also, meticulous monitoring and interpretation of results by competent specialists.

In most European countries, the cycle of road construction projects, that reached full bloom in previous decades, seems to have been substantially completed. The actual trends in the field of road engineering activities are currently orientated to maintenance needs and improvement of existing infrastructure. New technologies may constitute powerful weapons in this regard: digital twins, intelligent pavements, automated construction, smart work-zones and real-time safety management systems, all innovative applications of digital technology and telematics may improve safety and serviceability of road links while saving resources to road operators.

In the present paper, the concept and the scope of these techniques are presented along with the respective fields of application in a new technological era of road engineering. To date, only modest steps in this direction are taken by motorway operators but, it is strongly believed that, a wide-scale implementation in the area of road monitoring, assessment, maintenance and rehabilitation must be expected.

Keywords: *motorway; maintenance; smart technology; road; management*

[1] Dr.Ing. Professor, Aristotle University of Thessaloniki, Thessaloniki, Greece, anmouratidis@civil.auth.gr

1. ROADS, MOTORWAYS AND ROAD ASSETS

The industrial and social development, in Europe, East Asia and North America, during the postwar period, was accompanied by impressive advances in the field of transport infrastructure and, especially, of road construction projects. The development of road infrastructure in these countries absorbed a large part of public and private investment and triggered significant activities in public works. Economic development and expansion of road infrastructure marked parallel courses for many years and, to date, the density and the quality of the road network in each country is a criterion of financial soundness and a precondition of incessant growth.

In most European countries, national road networks, constituting for years a first priority, yielded the top of the line place to modern motorway networks. Motorways, providing safety and comfort to drivers and passengers, traverse nowadays the whole of the European continent. Thus, the cycle of road construction projects, that reached full bloom in previous decades, seems to have been substantially completed. The actual trends in the field of road engineering activities are currently orientated to maintenance needs and improvement of existing infrastructure. Consequently, the issues of rehabilitation, improvement and modernization of the infrastructure are high priorities for research and development in the field of road engineering [6].

From the first day under traffic, roads start deteriorating. The need for maintenance appears after some years, while the time elapsed from the opening to traffic depends on the construction quality and the traffic features.

In current practice, authorities and operators of road networks are obliged to establish balance between engineering needs and financial shortage. Since the early 2000's, many national road authorities as well as international operators, focus on optimization of road maintenance, that is, provide best quality at least expenses. This trend is due to limited financial resources which must be carefully and effectively allocated. On the other hand, in terms of engineering, improved monitoring systems and technological tools for assessing road condition provide reliable and exploitable results. A road asset management system is called for predicting needs and identifying methods suitable to maintain and upgrade road assets by taking into consideration available financial resources.

Road assets, considered in the frame of asset management policies and methods, define a wide range of road components and structures of different character. Road pavements, shoulders, medians, safety devices, parking lots are designed by road engineers. Tunnels, retaining structures and earthworks require geotechnical insight, while bridges, overpasses and culverts are road assets conceived and designed by structural engineers. Certainly, the list of road assets is long, encompassing also toll plazas, sign gantries, utility poles, pavement markings and other. Subsequently, road asset maintenance is a multi-disciplinary task requiring not only a comprehensive and accurate methodology but, also, meticulous monitoring and interpretation of results by competent specialists.

2. NEW TECHNOLOGIES IN ASSET MANAGEMENT

Road Asset Management is "a strategic and systematic process of operating, maintaining, and improving physical assets, with a focus on both engineering and economic analysis based upon quality information, to identify a structured sequence of maintenance, preservation, repair, rehabilitation, and replacement actions that will achieve and sustain a desired state of good repair over the lifecycle of the assets at minimum practicable cost" [4].This definition, much like many others, developed by different organizations around the world, presents a comprehensive explanation of the concept of asset management, highlighting its basic principles which include: (i) a systematic evaluation of asset needs and available resources, (ii) consideration of entire asset lifecycle, (iii) combining engineering and economic principles, (iv) data-driven decisions and investments, and (v) efficiency and cost-effectiveness as primary outcomes [4].

In fact, in current practice, a road operator must deal with much more complicated issues and is driven to search effective solutions: lifecycle of assets cannot be considered for each asset separately because lifetime cannot be different from one asset to another. Much more than this, a road operator must conceive and plan multi-faced interventions and maintenance operations [5]. A road closure, even a

partial one, constitutes an impediment to traffic and a serious nuisance to passengers and has, therefore, to be planned carefully at long time intervals.

In the field of road serviceability improvement, some modest steps towards innovation and economy are taken: photo-luminescent road markings, auto-dimming street lighting, solar roadways and other. Smart technologies may constitute valuable tools on the track of innovation: they comprise nanotechnology, artificial intelligence, telematics and digital technology. It seems that current applications of these technologies are at the very beginning of the way and will evolve impressively fast during the next years.

3. DIGITAL TWINS AND INTELLIGENT PAVEMENTS

A digital twin is a system consisting mainly of a mathematical model representing a physical or an engineering asset. The representation may provide information about the asset: its accuracy of design, current condition, state of stresses and its performance, and can help designers and operators improve the quality of their products and services.

Digital twins are having an impact on road asset management. With the digital and physical worlds merging, road operators are experiencing a digital transformation of the road monitoring and survey activities [8]. A digital twin of a road infrastructure asset may be composed of three major parts: the monitoring sensors and, probably, the CCTV cameras, the data integrating unit and the interpreting digital software (Fig.1). The system provides continuous information about the condition of road assets under real traffic conditions over time and detects eventual deterioration or malfunction.

The objective is to enable timely intervention and upgrading and to prevent sudden deterioration and unpleasant road closures. In certain cases, such as defective old bridges, the digital twin technology can prevent disasters and save lives. A report by the American Road & Transportation Builders Association [1] showed that, in the U.S. alone, 47,052 of America's 616,087 bridges are rated "structurally deficient" and require "urgent repairs." Creating digital twins of these bridges, but also, of tunnels and other transportation infrastructure will allow to closely monitor and appropriately intervene.



Fig. 1. Digital twin of urban freeway (Source:Wikipedia)

Intelligent pavements are equipped with sensors providing information about weather effects and traffic loads on the roadway: snow, rainwater, ice, air pollution but also the stress state on the road surface. They enable operators to warn drivers and to plan necessary maintenance operations.

Recently, the Concessionaire of the Olympia Motorway in Northern Peloponnese has installed a pilot digital twin in a tunnel structure dealing mainly with tunnel electro-mechanical operations: ventilation, electricity, safety. It is supposed to improve the performance of the infrastructure and to save resources, in the long-term, under real traffic conditions.

4. AUTOMATED CONSTRUCTION-MONITORING

Automated construction is a computer-aided construction process using digital 3-D simulation of the zone of work operations. The main goal is to achieve geometric accuracy in shaping road layers and, thus, to improve quality and diminish costs, particularly, in earthwork engineering. The most advanced systems presently available permit partial automatic control of the machine blade based on 3-D positioning and 3-D models [3].The hardware may be installed either, in the mechanical equipment to guide the operator, or on-site, to provide continuous monitoring information to the chief engineer (Fig. 2).



Fig. 2. Automated construction by digital monitoring and guidance (source: unmanned systems)

Unmanned survey devices and drones may also be used for monitoring purposes before maintenance operations. They can also be systematically used instead of survey patrols on motorways.

The ultimate stage of automated construction is the robotic construction, where a robot takes the place of the operator in the mechanical equipment. The technique is at an early stage but seems promising, especially in case of lack of experienced personnel and high risk conditions.

5. SMART WORK ZONES

Smart systems to manage traffic adjacent to or in work zones aim to improve traffic flow and minimize accidents. They are digital systems receiving and processing real-time data and provide information and guidelines to ensure comfortable and safe driving (Fig.3). They are portable, automated-requiring minimum human intervention-and must be reliable, unmistaken [2]. Their use protects the exposed to traffic risks personnel of work-zones and provides stable flow to through-traffic in an innovative way.



Fig. 3. Digital warning sign (source : SRF consulting)

Warning hazard lights and digital arrows, zipper merge units, rumble strips, road surface flares, variable speed limit signs and variable message signs are some basic components of a smart work-zone system, while road safety at night is one of the major challenges.

6. REAL-TIME SAFETY MANAGEMENT SYSTEMS

Real-time safety condition assessment and warning systems are most innovative applications of digital technology. They are systems receiving and processing images of traffic conditions at real-time and they evaluate accordingly the accident risk [7]. They adequately inform and warn drivers through variable message signs (Fig.4) or by in-vehicle displays (connected vehicles).

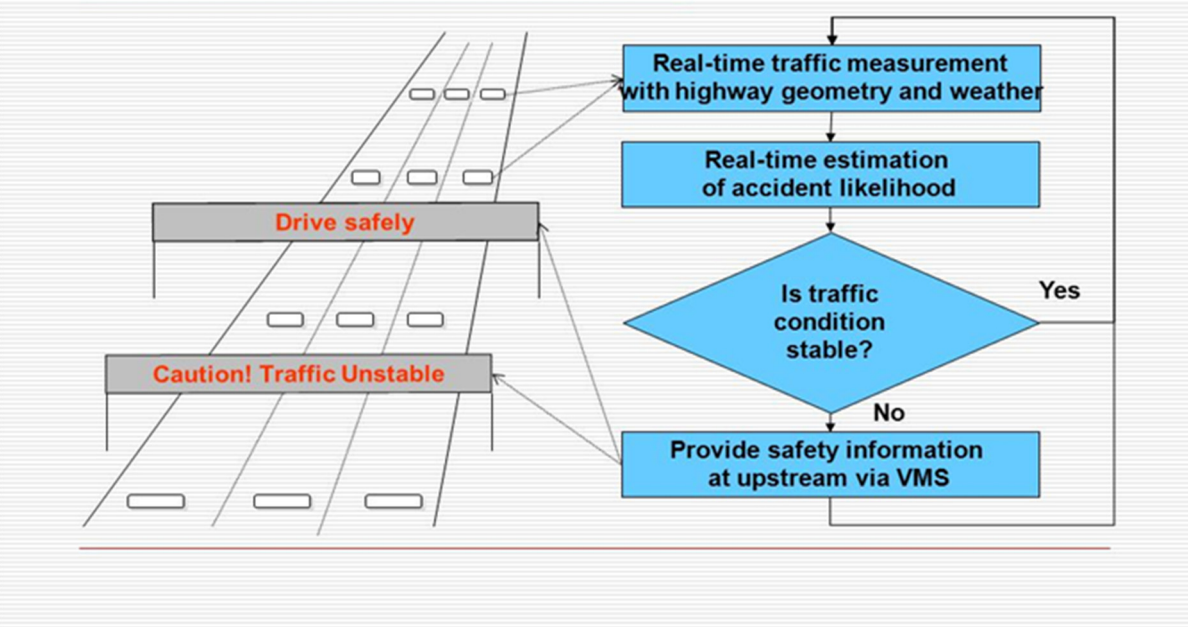


Fig. 4. Architecture of a Real-Time Safety Management System (source : sideplayer.com)

Accident risk on motorways may be generated by ghost vehicles, stopped car or object on roadway, inconsiderate driving, merging difficulties, off-lane border driving and other. The digital software identifies eventual risk-prone situations and the system transmits the warning signal. Application of these systems may prove beneficial in case of congested motorways and black spots on national roads.

The Laboratory of Highway Engineering of AUTH has conducted research on this topic and identified ten major criteria of accident risk to be introduced in a safety management software. In brief, these criteria are: a) excessive speed, b) headway vs. speed/tailgating c) critical merging conditions at intersections, d) deceleration ahead/accident, stopped vehicle, pavement distress e) border or off-lane driving f) inconsiderate driving/ unsafe lane change g) ghost vehicle h) rainwater, snow, ice on roadway, i) low visibility/fog, k) extreme weather /snowstorm, rainstorm, tornado, strong wind.

In the case of long-dated motorways, previous data from collisions and crashes may also be used in the safety condition analysis.

7. OVERVIEW

Smart technologies applied to road asset management aim at the fundamental functional characteristics of roads: safety, serviceability, economy. In Table 1, the objectives of each technological application are displayed.

The field of application of each technology is specific and well-defined, although more extended use must not be excluded. Digital twins are mainly designed for structural assets while real-time safety systems are suitable to check accident risk at interchanges and abrupt turns. Table 2 outlines the fields of application of these smart technologies.

Table 1. Objectives of smart technologies.

Technological applications	Traffic Flow improvement	Traffic safety	Economy	Road serviceability	Maintenance forecasting
Digital twins	(*)	*	*	**	**
Intelligent pavements	*	**	(*)	*	**
Automated construction	-	-	**	*	*
Smart work-zones	**	**	(*)	-	-
Real-time safety management	*	**	(*)	-	-

Table 2. Field of application of smart technologies.

Digital twins	**Intelligent pavements**	**Automated construction**	**Smart work-zones**	**Real-time safety**
Bridges	Rigid pavements	Earthwork	Motorway maintenance	Interchanges
Overpasses	Intersections	Unbound layers	Urban roads	Abrupt turns
Tunnels	Bridge decks	Tunnels	Road widening	Black spots

8. CONCLUSIONS AND PERSPECTIVIES

Smart technologies in road asset management are emerging techniques meant to improve safety and serviceability for road users and economy for operators of major road links. Although they are new techniques, it is undeniable that they can and will ensure long-lasting road performance and prevent unpleasant situations on roads and motorways.

At present, motorway operators may be hesitating or reluctant to adopt such innovations but, in the long term, it is certain that these technologies will prove cost-effective and image restoring for national roads and motorways.

REFERENCES

[1] American Road and Transportation Builders Association (2019)., 6th Annual Bridge Report .

[2] Federal Highway Administration (2017), Smart work-zone systems, Mobility and safety program

[3] Heikkilä R. et Jaakkola M., (2006), Automation of road construction – The state of the art in Europe, ISARC, pp.7-10

[4] International Road Federation (2014), IRF Examiner, Road Asset Management, Report, Vol.II

[5] Mouratidis A. (2019). Innovative technologies in road asset management, PP Presentation, National Infrastructure Congress, Athens.

[6] Mouratidis A. et al. (2019). Evaluation of pavement maintenance and strengthening techniques, Proceedings, 7th ICONFBMP, Thessaloniki.

[7] Oh J. (2007), -"Real-time Estimation of Accident Likelihood for Safety Enhancement", Western Michigan University, PP Presentation, 2007.

[8] Pribanic E. (2019). Impact of digital twins in asset management, TechFunnel

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

ST - 10

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

ПРАВИЛНА ПРОЦЕНА НА РИЗИЦИ ВО ГРАДЕЖНИШТВОТО ЗА ПОКВАЛИТЕТНИ ГРАДЕЖНИ ПРОЕКТИ

Михаил НАУМОВСКИ[1], Маријана ЛАЗАРЕВСКА[2]

АПСТРАКТ

Добро познато е дека градежните инжинери треба да го променат начинот на размислување и расудување во насока на создавање на квалитетни градежни проекти. Градежната пракса покажува дека и покрај тоа што ризиците се добро познати од страна на градежните инженери, истите не подлежат на соодветен третман. Овој труд ја прикажува важноста за управувањето со ризици во градежништвото и дава критички став по однос на проблемите што можат да се појават доколку ризиците не се правилно и навремено идентификувани, анализирани и третирани. Ризици можат да се појават во секоја фаза од проектот, од идејата па сè до неговата реализација. Важно е да се разбере дека различни ризици не влијаат подеднакво во сите фази од проектот, па затоа најдобро е да се третираат одделно, зависно од видот, можноста за појава и влијанието кое предизвикуваат врз градежниот проект. Ваквиот третман на ризици нуди можност јасно да се дефинира т.н. модел за управување со ризици, претставен подетално во трудот. Во продолжение се нуди и решение за изнаоѓање на најсоодветен модел, т.е прикажан е т.н. цикличен процес за управување со ризици. Трудот дава заклучни коментари и ја потврдува тезата дека во целокупната реализација на еден градежен проект, неизбежно е да се вклучи тим кој ќе биде задолжен за проценка на ризикот и негово управување. Заради тоа, прикажан е и преглед на организационите единици во две градежни компании, едната во нашата земја и другата во земја на Европската Унија, сè со цел да се покаже нивото на свест по ова прашање, т.е. да се покаже важноста на постоењето на организационите единици за управување со ризици, како дел од градежните компании.

Клучни зборови: *градежен проект, ризик, процена, цикличен процес, управување, решение.*

[1] Михаил Наумовски, д.г.и. Градежен факултет, Универзитет “Св. Кирил и Методиј”, Скопје, Република Северна Македонија, naumovskimgf@outlook.com
[2] Вон. проф. д-р. Маријана Лазаревска, д.г.и. Градежен факултет, Универзитет “Св. Кирил и Методиј”, Скопје, Република Северна Македонија, marijana@gf.ukim.edu.mk

1. ВОВЕД

Градежните прокети од аспект на капиталнни созданија во градежништвото се единствени, неповторливи и уникатни. Токму, квалитативниот пристап кон формирање на еден ваков градежен проект, несомнено бара огромен ангажман од сите учесници во истиот подеднакво. Имено, не само во фаза на проектирање, ами и во фаза на изведба мора да се дефинира т.н. животен циклус на проектот, кој со себе ги носи предностите и недостатоците, т.е. придобивките и ризиците од самиот проект.

Според ова, покрај стандардниот модел на класично проектирање и градење, во насока на создавање на што е можно поквалитетен градежен проект треба правилно и прцезино да се детектираат недостатоците, кои и тоа како претставуваат опасност, т.е. ризик за проектот. Но, само детектирање на ризикот може да значи свесно самоуништување на проектот. За да се спречи таквото самоуништување, мора да се формира стратегија која ќе се имплементира во самиот процес на создавање на животниот циклус на проектот во сите фази подеднакво. За таа цел, мора да постои инженерски тим, кој ќе биде во функција на зголемување на вредноста на еден градежен проект, по однос на факторот ризик.

Токму и целта на овој труд е како правилно да се процени ризикот, т.е. неговото влијание врз градежниот проект, сè со цел создавње на поквалитетен финален прозивод.

2. РИЗИКОТ ВО ЖИВОТНИОТ ЦИКЛУС НА ГРАДЕЖНИОТ ПРОЕКТ

Животниот циклус на еден градежен проект го дефинира скелетот на проектот. А, под скелет на проектот се подразбира целокупниот процесот на создавање, кој започнува со идејата за самоиот проект, па се' до неговата реализација. Бројни автори животниот циклус го дефинираат различно, но се согласуваат во едно, а тоа дека без него еден проект не може правилно да се дефинира, а уште помалку правилно да се реализира. Во насока на поедноставно претставување на животниот циклус за оние кои не се доволно упатени или прв пат се сретнуваат со оваа проблематика е илустрацијата прижажана на Сл.1. Имено, станува збор за "дрво" т.н. дрво на цели и проблеми. Целите од самиот зачеток на идејата за еден проект се пропратна компонента, т.е. причина за која велиме дека се изведува некој проект. Проблемите пак, се оние кои проектот го следат низ целиот животен циклус. Од коренот на дрвото, низ стеблото, па сè до гранките во кои веќе на повидок е остварена целата, т.е. е реализиран градежниот проект. Според сево ова, ризикот како фактор може да се појави во било која фаза од животниот циклус. Најчесто доаѓа непланирано и инцидентно, па затоа мора секогаш будно да се дочека, сè со цел минимални штети и загуби.



Сл.1. Илустрација на животен циклус.

3. УПРАВУВАЊЕ СО РИЗИКОТ ВО РАЗЛИЧНИ ФАЗИ ОД ПРОЕКТОТ

Честопати се наметнува прашањето: „Што преставува ризикот во проектот, т.е. проектниот ризик и како правилно се управува со него?", па како општоприфатен одговор се нуди: *„Ризикот е можен настан или можна состојба, кои ако се појават имаат позитивно или негативно влијание, на барем еден од основните параметри на проектот и тоа: време, средства, ресурси,*

трошоци и опсег. Истите можат да настанат од една или повеќе причини и резултираат со една или повеќе последици." Ваквиот одговор нуди еден огромен спектар на идеи за тоа што сè може да се вброи како ризик и на што тој ризик може директно или идиректно да влијае. Па, за поедноставно доближување на ризикот во склоп на градежниот проект мора да се направи дистинкција помеѓу фазите од проектот во кои тој ризик се појавува.

Имено секој проект во својот животен циклус главно поминува низ исти или слични фази. Фазите се рзликуваат исклучиво во обемот на активностите, т.е. работите од кои што се составени и кои несомнено треба да се изведат. Според ова, секоја фаза си има свои специфичности и истата треба да се третира како посебна целина. А, кога се мисли на третман на фаза како посебна целина, се мисли исклучиво на дефинирање на модел за управување со даден ризик, кој воедно се заканува на истата таа целина. Моделот за управување со ризик, и тоа се мисли на проектниот ризик, се состои од неколку последователни фази, меѓу кои:

- утврдување или детектирање на ризикот;
- квалитативна анализа на ризикот;
- квантитативна анализа на ризикот;
- прогнозирање на модел за справување со ризикот;
- поставување на модел за справување со ризокот;
- искуства и заклучоци од добиените резултати, пропратени со соодветна документација.

Ваквата интерпретација на идејата за дефинирање на модел за управување со ризик, изискува и изнаоѓање на оптимално решение за тоа кој конкретно модел би се спровел при решавање проблемот. Имено, како и во секојдневната пракса при проектирање на еден градежен објект, се нудат варијантни решенија. Истите се разработуваат до степен да се доведат на ниво за споредување на недостатоците и добрите страни. Од претходно формиран тим, составен од инженери експерти во оваа проблематика, се одбира најсоодветното решение кое во секој случај го нуди бараниот квалитет.

4. ЦИКЛИЧЕН ПРОЦЕС ВО УПРАВУВАЊЕ СО РИЗИК ВО ГРАДЕЖНИОТ ПРОЕКТ, КАКО НАЈСООДВЕТЕН И ДОКАЖАН ВО ГРАДЕЖНАТА ПРАКСА

Изнаоѓањето на најсоодветен модел за управување со ризик во некој градежен проект, претставува долготраен процес кој започнува со фазата на препознавање на ризикот. Препознавањето, можеби е и најважна фаза во дефинирање на моделот, кој би се применил при решавање на проблемот.

Во овој контекст, прво се изработува т.н. список на ризици од кои може да биде зафатен еден градежен проект, а за да се изработи истиот предмет на претходно истражување се потенцијалните извори од кои може да настанат самите ризици. Кога станува збор за изработка на список на ризици, главно се мисли на ризици, кои може да предизвикаат негативни последици врз градежниот проект. На пример, при бетонирање на меѓукатна конструкција од некој станбено – деловен објект мора да бидат пропишани амбиентални услови, во кои ќе се изведе самото бетонирање. Имено, не смее да се дозволи предвремено замрзнување на водата во свежата бетонска маса, пред да дојде до нејзино врзување, па стврдување, прикажано на Сл2. Во спротивно може да дојде до појава на сегрегација[3], која резултира со нехомоген материјал кој се одликува со и тоа како пократок "животен век", прикажано на Сл.3.

Како пример може да се наведе и препознавање на ризик, кој и тоа како може да се контролира од страна на стручни лица. Имено, станува збор за надоградба на стар објект во кој има слаба електрична инсталација. При истовремена работа на неколку машини, настанува спој и избувнува пожар. Ваквиот ризик и тоа како претходно треба да се детектира, сè со цел навремено

[3] Сегрегација – појава на одвојување на зрната на агрегатот од свежата бетонска маса, заради несоодветно истурање на бетонската маса во оплатата, прерано замрзнување на водата, несоодветно вибрирање и некомпактно пакување на зрната на агрегатот – неедна ква застапеност на сите гранулации.

интервенирање и санирање на слабата електрична инсталација. Интересен е фактот дека, светската асоцијација за третирање на пожарот како влијание и натоварување на конструкциите, вели дека алармантен е порастот на опожарени објекти, како во фаза на изградба, така и во фаза на експлоатација. А тоа се должи пред сè на несовенсното и несвесното однесување на човекот како битие.



Сл.2. Предвремено замрзнување на водата во свежата бетонска маса – појава на сегрегација.



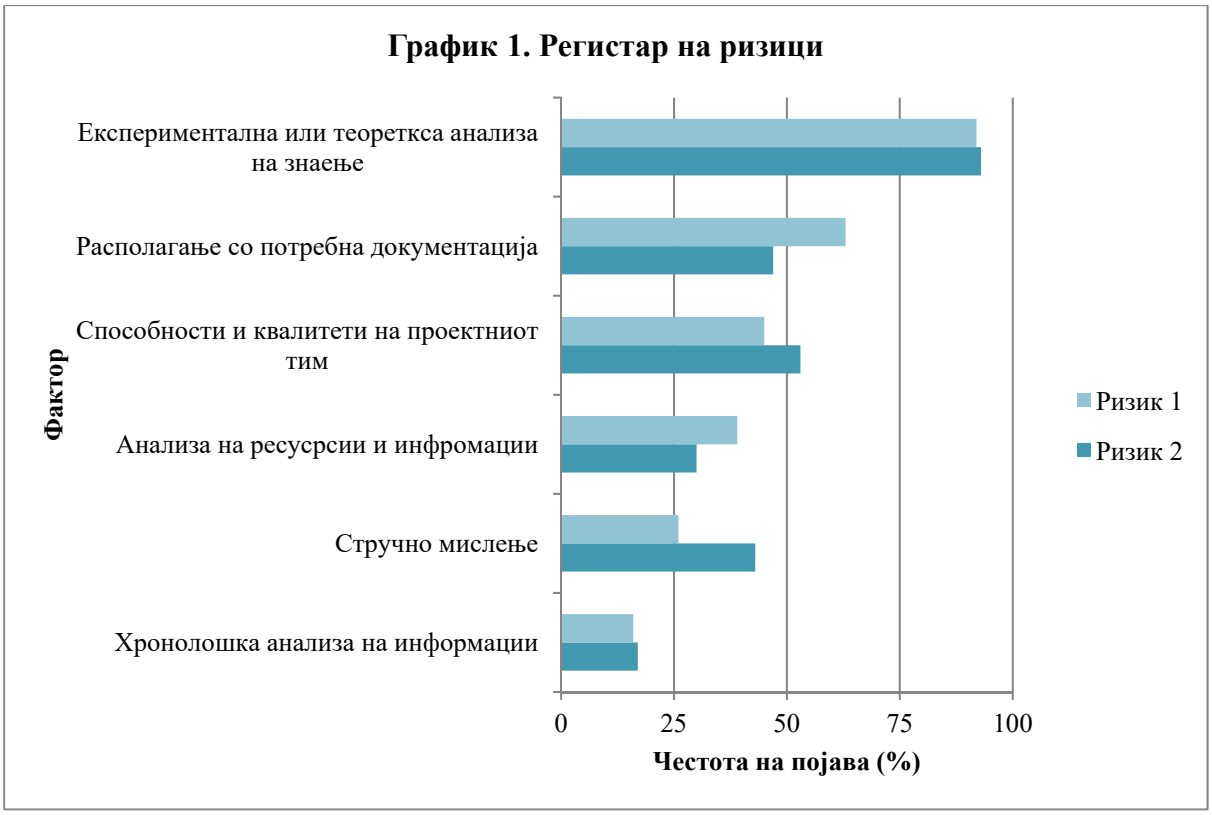
Сл.3. Стврдната бетонска маса со изразита сегрегација заради предвременото замрзнување на водата пред врзувањето.

Откако ќе се направи листата на ризици, со критични осврт кон потенцијално најштетните ризици, се дефинира т.н. регистар на ризици. Во овој регистар ризиците се поставени на хиерархиско скалило од најштетниот, па сè до оној кој дури не се смета ниту за ризик. Покрај ваквата хиерархиска распределба, за секој од ризиците треба да стои детален опис за тоа како настанува и како влијае врз градежниот проект во целост.

Имено најдобро е за секој од ризиците покрај описот, да се изработи најнеповолното сценарио со кое иситот може да влијае врз проектот. На тој начин само може да се зголеми сигурноста во проектирањето и изведбата, бидејќи пластично може да се постигнат посакуваните ефекти, т.е. последици. Ваквиот пристап, кон дефинирање на најнеповолно сценарио нуди можност за откривање на одговорот по однос на самиот ризик.

Кога сево ова ќе се изработи, веќе може да дислоцираат причинителите на самиот ризик и едноставно да се дојде до солуција на проблемот, а уште подобро да не дојде ни до проблем. Ваквите анализаи најчесто подлежат на веројатност на појава на ризикот, при што за секој ризик може да се определи колку често може да се појави на еден ист или на различни градежни проекти. Така, се зголемува факторот на безбедност од ризик кој се коси со факторот на појава на ризик.

На График 1. претставена е честотата на појава на два ризици, врз основа на факторите кои најчесто влијаат истите да се појават во склоп на еден градежен проект. Ваквиот регистар може да даде конкретна слика за тоа кој ризик како влије врз одреден дел од проектот или врз проектот во целост. Генерално ваквата престава на регистарот на ризици се покажала доста корисна во праксата, па затоа истата е и често применувана.

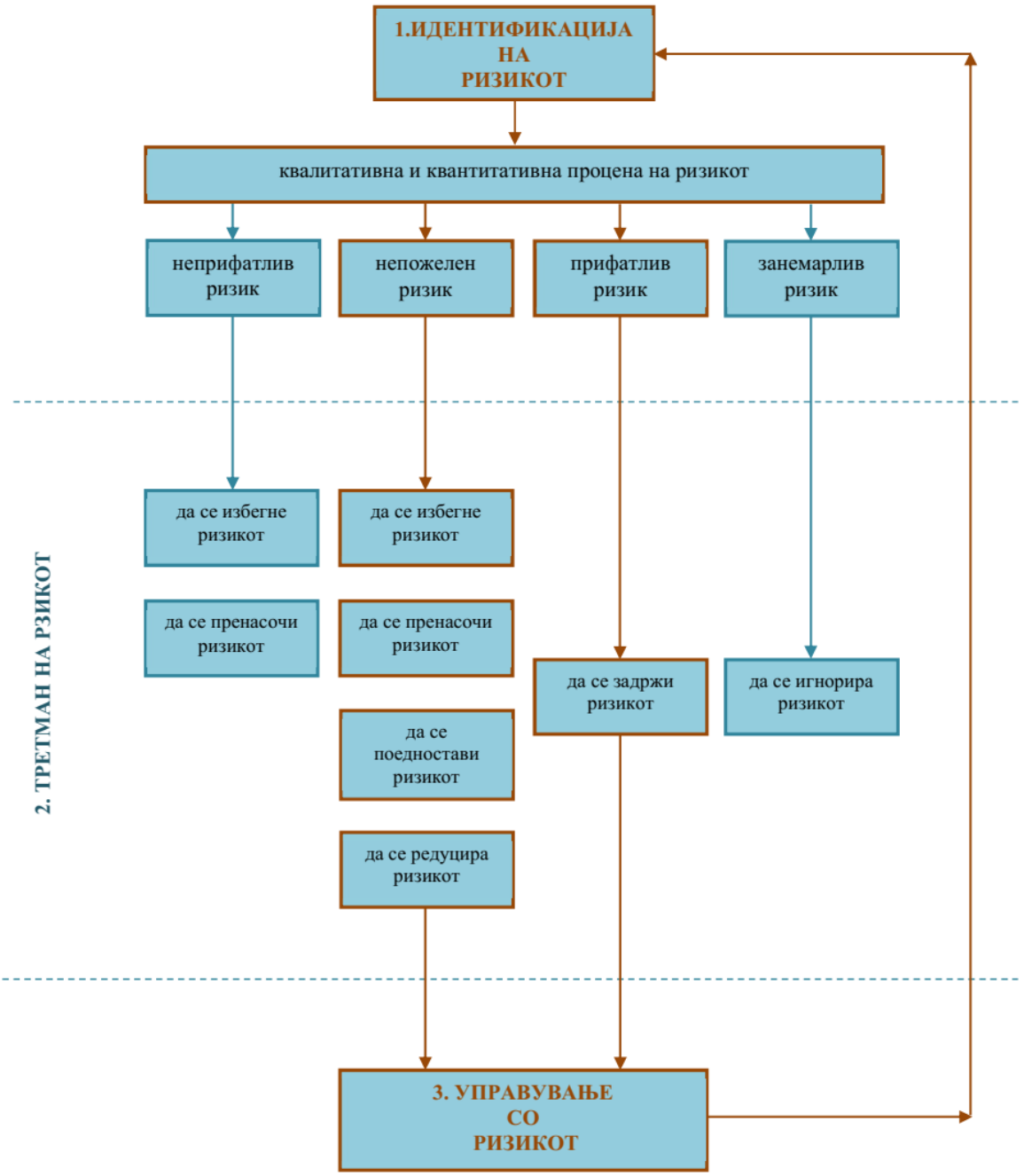


По изработката на ваквиот регистар следи квалитативен и квантитативен осврт кон ризиците кои се веќе на назначената листа. Само на овој начин, може да се согледаат добрите страни, но и пропустите кои биле направени при идентификацијата. Понатаму ризикот се класфицира во еден од четирите основни видови на ризици, меѓу кои:

- неприфатлив ризик;
- непожелен ризик;
- прифатлив ризик;
- занемарлив ризик.

По извршената класификација, за секој од ризиците постои предлог за негов третман, кој воедно претставува пат преку кој се воведува ризикот до последната фаза, а тоа е фазата на управување. Во оваа фаза се согледуваат карактеристикичните сценарија на ризиците кои го зафатиле градежниот проект, т.е. се анализираат сите оние сценарија за ризиците од регистарот на ризици. После ваквата опсежна анализа, целокупниот процес треба да се врати на повторна разработка, сè со цел она што недотасува да се санира или имплементира во проектот. На ваков начин процесот станува цикличен. Основната шема за претставување на ваквиот цикличен процес за управување со ризици е прикажана соодветно на Сл.4.

Од особено значење е оваа шема да има константен тек во смисла на навремено и концизно изведување на сите чекори прикажани во истата. Главно, кога станува збор за ваквата шема е тоа што сите чекори се подеднакво важни, при целокупниот процес на управување со ризокот. Но, онаму каде што ние како инженери, треба да се покажеме во најдобро светло е процесот на третирање на ризикот. Во суштина третманот на ризикот е најцелисходниот дел во кој во целост може да се покаже инженерската умешност и имагинација кон успешно решавање на проблемот што еден ризик го предизвикал кај градежниот проект, во насока на пораст на вредноста на иститот во целсот.



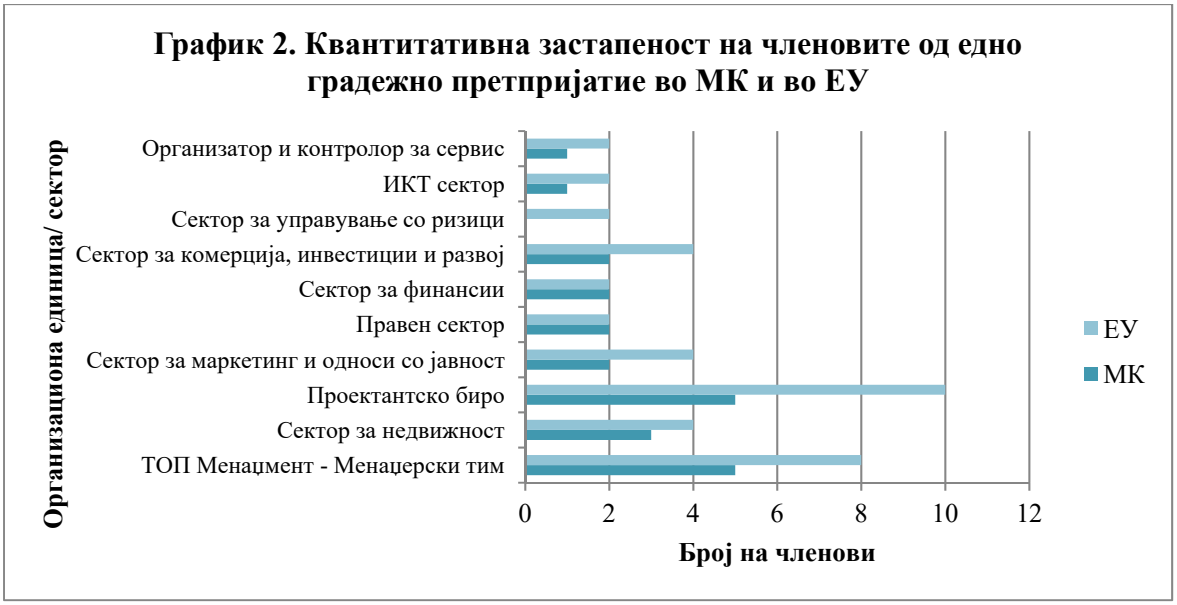
Сл.4. Основна шема за управување со ризици во еден градежен проект.

5. ЗАКЛУЧОК

Стручните кадри од понов датум несомнено се одликуваат со висок степен на наобразба не само од теоретски аспект, туку и од негова апликативна примена во праксата. Но, кога станува збор за делот од градежништвото, кој бара познавање од проблематиката за управување со ризици, се јавува огромен дефицит. Речиси ниту едно градежно претпријатие нема сектор кој е задолжен за третман на ризикот како фактор кој влијае врз градежниот проект.

Особено кај нас, ризикот е општоприфатен како појава која е пропратна компонента во секој проект и истиот најчесто се третира искуствено. Имено, под искуствено третирање на ризикиот, се мисли на третман на иситот врз основа на претходни искуства, т.е. како ист или сличен ризик бил третиран во даден момент. Ваквиот начин на третман се покажал доста практичен од аспект на моментална солуција на проблемот, но кога станува збор за трајно решение на истиот се јавуваат низа на недостатоци. Токму за анулирање на недостатоците, третманот на ризикот мора

да биде сфатен со еден посериозен пристап кон ангажирање на стручни кадри кои токму ќе се занимаваат со ваквата проблематика. А за истите да се ангажираат претходно мора да бидат обучени, т.е. да добијат таков степен на наобразба каков што проектант би проектирал било каков објект од високоградба или изведувач истиот би го извел без проблем. На График 2. во продолжение е претставена споредба на квантитативната застпаеност на членовите во едно градежно претпријатије во Македонија и во Европската Унија. Интересен е фактот што во Македонија нема ниту еден член во секторот за управување со ризици, наспроти двата кои се ангажирани од страна на градежно претпријатие во Европската Унија.



ЛИТЕРАТУРА

[1] Certic A., Maric T. (2011). Određivanje prvenstva pri upravljanju rizicima građevinskih projekata. GRAĐEVINAR 63 (2011) 3, 265-271.

[2] Divjak B., Buü S. (2009). Risk management system on public housing projects. GRAĐEVINAR 61 (2009) 1, 1-13.

[3] Ali, R. (2005), The Application of Risk Management in Infrastructure Construction Projects, Cost Engineering, (2005), 47(8), p. 20–27.

[4] Mikić M. (2015), Risk management during planning and construction of large infrastructure projects for improving their sustainability, Doctoral theses, University of Belgrade, Faculty of Civil Engineering, Beograd, (2015).

[5] Knežević M. (2005). Risk management of civil engineering projects, doctoral dissertation, Civil Engineering Faculty of University in Belgrade, Serbia, (2005).

[6] PMI, 2013, A Guide to the Project Management Body of Knowledge (PMBOK Guide), 5th ed. Pennsylvania USA: Project Management Institute.

[7] PMI, 2009, Practice Standard for Project Risk Management. Pennsylvania USA: Project Management Institute.

[8] PMI, 2008, A Guide to the Project Management Body of Knowledge (PMBOK Guide), 4th ed. Pennsylvania USA: Project Management Institute.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

ST - 11

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

ВИБРАЦИИ ВО УРБАНИ СРЕДИНИ, СО ПОСЕБЕН ОСВРТ НА ВИБРАЦИИ ОД ЖЕЛЕЗНИЧКИ СООБРАЌАЈ

Никола НАУМОВСКИ[1], Лидија КРСТЕВСКА[2],

АПСТРАКТ

За време на дневните активности, интеракции помеѓу луѓето и објектите со животната средина обично вклучуваат изложеност на голем број различни извори на вибрации. Типични примери се вибрации од автомобили кои се чувствуваат за време на возење, вибрации кои се чувствуваат преку рацете кога се користи процесор за храна (миксер) во кујна, вибрации на цело тело кои вообичаено се чувствуваат кога се стои во близина на машина за перење.

Во некои случаи, вибрациите кои потекнуваат од извори вон зградата можат да се почувствуваат внатре во становите. Ова се однесува, на пример, на градежни работи како што е при поставувањето на шипови, сообраќај со тешки возила, трамвајски и железнички линии, како површински така и во тунели. Дали вибрациите ќе се почувствуваат зависи од многу фактори кои вклучуваат растојание од изворот, брзина и тип на сообраќај, квалитет на пат или шини, површинска или тунелска линија, тип на изградено тло, начин на кој зградата се потпира врз фундаментите како и конструкцијата на самата зграда. Кога станува збор за вибрации од железнички сообраќај, тие се чувствуваат како нежно тресење или треперење на подот во објектот. Тресењето на конструкцијата може да се почувствува со рака, стопало или со цело тело. Се чувствува како целата конструкција да се тресе. Вибрацијата е најчесто генерирана на контактот меѓу тркалата на возовите и шините. Потоа вибрацијата патува од шините, преку тлото, до фундаментите на зградите.

Во овој труд даден е осврт на потребата од мерењето на вибрациите и нивното влијание врз човекот и објектите, критериумите за оцена на влијанието на вибрациите, постојната законска регулатива, како и предвидување и мерење на нивото на вибрации во случај на изградба на нови коридори или при промена или реконструкција на постојна железничка линија.

Клучни зборови: *Вибрација; Критериуми за вибрација; Предвидување на вибрација; Вибрации пренесени преку почва; Железница;*

[1] Асистент м-р, ИЗИИС , Универзитет “Св. Кирил и Методиј”, Скопје, Република Северна Македонија, nikolan@iziis.ukim.edu.mk

[2] Проф. д-р, ИЗИИС, Универзитет “Св. Кирил и Методиј”, Скопје, Република Северна Македонија, lidija@iziis.ukim.edu.mk

1. ВОВЕД

Во модерното секојдневие, луѓето се изложени на многу типови на вибрации. Типични примери се вибрации од автомобили кои се чувствуваат за време на возење, вибрации кои се чувствуваат преку рацете кога се користи процесор за храна (миксер) во кујна, вибрации на цело тело кои вообичаено се чувствуваат кога се стои во близина на машина за перење. Ова е случај и кога станува збор за вибрации од возовите, односно чувствување вибрација на цело тело од страна на патниците кои чекаат на платформите од железничките станици.

Во основа, секој тип на ротирачка машина предизвикува вибрација. Оваа вибрација може да се пренесе преку конструкцијата на објектот, а потоа да се почувствува во другите простории, вон изворот. Честопати, перцепцијата претставува спој од акустични сензации (звук) и динамички сензации (вибрации). Во многу случаи вибрацијата се прифаќа како вообичаена и не претставува причина за загриженост, како на пример кога се вози автомобил (вибрација од нерамнини кои се пренесуваат преку гумите, каросеријата на автомобилот и седиштата; вибрација од моторот која се пренесува преку врската на моторот со конструкцијата на возилото), или кога се возиме со лифт.

Во некои случаи, вибрациите кои потекнуваат од извори вон куќата можат да се почувствуваат внатре во становите. Ова се однесува, на пример, на градежни работи како што е при поставувањето на шипови, сообраќај со тешки возила, трамвајски и железнички линии, како површински така и во тунели. Дали вибрациите ќе се почувствуваат зависи од многу фактори кои вклучуваат растојание од изворот, брзина и тип на сообраќај, квалитет на пат или шини, површинска или тунелска линија, тип на изградено тло, начин на кој зградата се потпира врз фундаментите како и конструкцијата на самата зграда. Понатаму, може да игра улога степенот до кој чувствувањето на вибрациите е маскиран со звук како и индивидуалната чувствителност на поединецот.

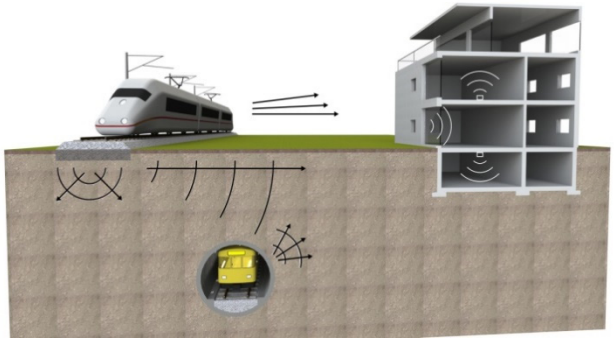
Во табелата 1 е даден опсегот на параметрите на одговор на конструкција за различни извори на вибрации.

Табела 1. Опсег на параметрите на одговор на конструкција за различни извори

Извор на вибрации	Фреквентен домен Hz	Амплитуден домен μm	Опсег на брзина на честица mm/s	Опсег на забрзување на честица m/s^2
Сообраќај патен, железнички	1 ÷ 100	1 ÷ 200	0.2 ÷ 50	0.02 ÷1
Вибрации од експлозии	1 ÷ 300	100 ÷ 2500	0.2 ÷ 100	0.02 ÷50
Вградување на шипови	1 ÷ 100	10 ÷ 50	0.2 ÷ 100	0.02 ÷2
Надворешни машини	1 ÷ 100	10 ÷ 1000	0.2 ÷ 100	0.02 ÷1
Внатрешни машини	1 ÷ 300	1 ÷ 100	0.2 ÷ 30	0.02 ÷1
Човекови активности	0.1 ÷ 30	5 ÷ 500	0.2 ÷ 20	0.02 ÷0.2
Земјотреси	0.1 ÷ 30	1 ÷ 100	0.2 ÷ 400	0.02 ÷20
Ветер	1 ÷ 10	1 ÷ 100	-	-
Акустични (внатре)	5 ÷ 500	-	-	-

Кога станува збор за вибрации од железнички сообраќај, тие се чувствуваат како нежно тресење или треперење на подот во објектот. Тресењето на конструкцијата може да се почувствува со рака, стопало или со цело тело. Се чувствува како целата конструкција

да се тресе. Вибрацијата е најчесто генерирана на контактот меѓу тркалата на возовите и шините. Потоа вибрацијата патува од шините, преку тлото, до фундаментите на зградите. Генерално (но не секогаш), интензитетот на вибрациите на тлото се намалува со оддалечување од шините. Интензитетот на вибрација може да се зголеми доколку се појават резонантни услови на вибрирање на конструкцијата на објектите. На Сл. 1 даден е шематски приказ на ширењето на вибрациите.



Сл. 1. Распростирање на брановите во почвата- систем извор-патека-примател

2. ОЦЕНА НА ВЛИЈАНИЕТО НА ВИБРАЦИИТЕ ВРЗ ОКОЛИНАТА

2.1. Законски обврски

Во многу малку земји постои законска рамка која обврзува нивоата на вибрација да се држат во рамките на специфицирани граници. Од друга страна, многу земји имаат рамка која бара оцена на вибрациите по значителни промени на железниците. Ова вообичаено се применува во случај на промени на железничката инфраструктура, како што се:

- Нова пруга која се планира да се гради и да поминува низ урбана средина;
- Постојна пруга која значително се изменува заради ширење со повеќе пруги или пак пруги во близина на станбени објекти.

Некои земји бараат оцена по промена на оперирањето на возовите на постојните пруги како што се:

- Зголемување на брзината на возовите, сообраќајниот волумен или аксијалните товари врз постојните пруги,
- Воведување на товарни возови на линии на кои оперирале само патнички возови.

Друг случај е кога се планира нова урбана средина (или друга чувствителна градба) во близина на постојна железница. Во овие случаи, телата кои се одговорни за планирањето се одговорни за оцена на влијанието, со изработка на соодветни елаборати од компетентни лица.

Во секој случај, потребно е да се изврши оцена на очекуваните нивоа на вибрација кај блиските градби.

Доколку нивоата на вибрација се оценуваат во постојни ситуации, сознанијата многу ретко би воделе кон мерки за ублажување од несаканите ефекти. Ова се должи на фактот дека е скоро невозможно, во постојните ситуации, да се преземат ефективни мерки со разумни трошоци за намалувањето на нивото на вибрациите.

На ниво на ЕУ, во Директивата (ЕУ) 2016/797 на Европскиот парламент и на Советот од 11 мај 2016 во врска интероперабилноста на железничкиот систем во рамките на Европската заедница, во Анекс III (основни барања), параграф 1.4.5 (заштита на животната средина) се наведува дека „оперирањето на железничкиот систем не смее да

предизвика недопустливо ниво на вибрација на тло за активностите и површините во близина на инфраструктурата во услови на нормално одржување“.

2.2. Меѓународна регулатива

Во моментов нема национални барања или правила поврзани со транзитни вибрации во Македонија. Постојат повеќе национални стандарди во ЕУ и САД, при што варира прифатливото ниво на вознемирување за различни земји. Не сите земји имаат специфични ограничувања за вибрациите предизвикани од железница, додека Европската легислатива за железнички вибрации е сеуште во финален развој. Максималниот лимит на вибрација во зградите за живеење за ноќно време варира од 3.6 mm/s^2 (САД) до 10 mm/s^2. Интернационалниот стандард за вибрација на згради, во неговата прва верзија ISO 2631-2:1989, Евалуација на изложеноста на човекот на вибрација – Дел 2; Континуирани и ударни предизвикани вибрации во зградите (1 to 80 Hz) претставува основна крива за прифатлива вибрација на зградите. Оваа крива не е присутна во најновата верзија од 2003, но е користена во некои земји, на пример во Шведска, во САД (во фазата Детална Анализа) и во Франција. Критериумите и граничните вредности во други Европски земји се базирани на ова исто така, но се користат различни симболи (Австрија, Италија, Велика Британија). Согласно стандардот, нивото на вибрација во живеалиштата за да не се очекуваат поплаки, за минливи вибрациски побуди неколку пати на ден и ретки побуди ноќе, е 0,2 mm/s.

2.3. Дефинирање на ниво на вибрации со директно мерење

Во постојни ситуации, нивото на вибрациите предизвикани од воз може да се оцени со директни мерења на конкретната локација, односно со мерења по спратовите на селектиран број на згради долж пругата. Ова честопати е почетна точка за екстраполација која се врши за предвидување на влијанието од идни промени. Стандардите за мерење на вибрациите, особено ИСО 14837-1 даваат инструкции за тоа како треба мерењата да се вршат и резултатите да се анализираат. Мерењата мора да се вршат со големо внимание и од страна на акредитирани организации со експерти во ова поле за да се избегнат грешки и конфузија.

Главни цели кога се планираат мерења се:

- Да се изврши доверлива оцена на постојната состојба и на можна идна ситуација. Било која оцена на идна ситуација, особено во врска со изборот на мерки за ублажување треба да се засновува врз детална симулациска пресметка (на пример моделирање со конечни елементи);
- Да се изврши споредба со применлива гранична вредност и/или со состојбата која постоела пред промената;
- Да се добие доверлив совет во врска со можни мерки на ублажување.

Како минимум потребно, треба да се има во предвид следното:

- Во случај на урбана површина со многу различни карактеристики, потребно е да се селектираат доволно локации за мерења за да се овозможи репрезентативна оцена на сите погодени објекти
- Треба да се обезбеди мерениот вибрациски сигнал да биде чист (без влијание на други надворешни извори - удирање на врати, луѓе кои одат, итн);
- Мерењата да се вршат континуирано и доволно долго за да се добие доверлива просечна или максимална вредност. Ова бара земање во предвид на доволен број минувања на возови за секоја релевантна категорија на воз (во типичен случај, најмалку 10) и за секој период од денот (дење, вечер и ноќе). Се препорачува статистичка анализа на резултатите со цел вредноста која ќе се добие како резултат да е доволно точна и доверлива;
- Дали железничкиот сообраќај за време на мерењето бил мониториран и регистриран од аспект на број на возила, тип на возила и брзина - оваа информација вообичаено се добива од управителот на инфраструктурата;

Дали сензорот бил поставен адекватно, односно, дали истиот бил добро фиксиран за површината и на соодветна локација.

2.4. Предвидување на вибрации во врска со промени на постојни железници

Во случај кога се предлагаат значителни промени во врска со постојна пруга (на пример, дополнителна пруга во близина на постојни имоти и нови свртници и раскрсници) или железничкиот сообраќај, може да се бара повторно дефинирање на нивото на вибрации. Промените во сообраќајот можат да вклучат воведување на различен тип на возила (на пример, товарен сообраќај на претходна патничка линија), зголемување на брзина, или ноќен сообраќај на пруга која претходно била ограничена на дневен сообраќај. До одреден степен, овие случаи можат да се оценат преку интерполација или екстраполација на резултатите од мерењата кои се добиени за постојната ситуација.

Во случај на промена во растојание поради релокација на постојна пруга или додавање на нова пруга, оцената вклучува серија од нови мерења на вибрациите на различни растојанија од пругата за да се изведе атенуацијата со растојание. Во рамките на одредени граници, овој приод треба да обезбеди разумно доверливо предвидување (под претпоставка дека нема да има други промени освен во растојанието). Треба да се внимава во случај на примена на зависност од растојание на други локации бидејќи ова многу зависи од типот и составот на почвените слоеви на секоја локација.

2.5. Предвидување на вибрации за нови железници или за нови објекти

Постојат два основни типа на нови ситуации:

- Планирање на градење на нови објекти до постојни железници;
- Планирање на нова железничка линија до постојни објекти чувствителни на вибрации (на пример, урбано подрачје).

Во случај на градење нови објекти и населби во близина на постојна железничка линија, градителот или телата кои го вршат планирањето имаат одговорност да го оценат влијанието на вибрациите врз објектите што ќе се градат. Управителот со железничката инфраструктура нема одговорност во врска со ова, но секако може да земе учество со обезбедување на податоци за сообраќајот и за пругата.

Во име на градителот, мерења можат да се вршат на планирана локација на идна зграда со користење на сензор кој е монтиран на столб или на кука која се става во тлото. Различни национални и други стандарди даваат инструкции за тоа како овие мерења треба да се вршат и анализираат. Можно е да се вклучат и мерки за ублажување на ефектите како дел од проектот за изведување на зградата.

Во случај на планирање на нова железничка пруга, точните предвидувања кои се засновуваат само врз пресметки претставуваат главен предизвик поради големите напори кои се неопходни при собирањето на соодветни влезни податоци. Ова се однесува како на податоците за изворот на вибрации, така и на податоците за ширењето на вибрациите. За изворот (возот кој се движи по пругата), би можеле да се земат просечни податоци од претходни мерења на слична пруга, слични услови на подтлото и сличен железнички возен парк во валидирањето на предвидувањата во врска со моделот на извор. Сепак, на локално ниво може да се појават значителни девијации главно поради разликите во крутоста на железничката подлога, глаткоста на пругата, динамичките карактеристики на подтлото, нерегуларностите и особеностите на пругата. Во врска со ширењето и придушувањето на различните типови на бранови во тлото, можат да се користат податоци од сондажа на тлото за да се спореди разгледуваната локација со претходните локации на кои се извршени мерења. Под претпоставка дека овие податоци можат да се соберат со доволна прецизност, би била соодветна нумеричка метода, на пример, приодот со конечни елементи или приодот со гранични елементи. Овие типови на моделирање кои бараат значително знаење и експертиза. Алтернативно, може да се организира мерење на специфична локација каде се користи вештачки извор, на пример, побудувач или голема маса за да се побуди тлото на локацијата каде ќе се гради пругата при што нивоата на вибрација ќе се измерат во одреден опсег на растојанија. И во овој случај мора да се земе предвид варијабилноста на карактеристиките на тлото долж пругата.

3. ВЛИЈАНИЕ НА ВИБРАЦИИТЕ И КРИТЕРИУМИ

Постои широка лепеза од различни индикатори за опишување на интензитетот на вибрација. Амплитудата на вибрација може да се опише со максималната вредност или со просечната вредност на брзина или на забрзување. Некои индикатори го земаат предвид бројот на возови кои поминуваат за време на даден период на време, но повеќето индикатори применуваат фреквентна тежинска крива која е проектирана да го земе предвид фактот дека луѓето се почувствителни на одредени фреквенции во однос на други.

За минливи настани како што се возови кои минуваат, индикаторот има намена да ја рефлектира максималната амплитуда за време на поминувањето. Некои земји користат „ниво“ на вибрација или „доза“, понекогаш изразени во децибели, додека други користат брзина на вибрација во m/s или бездимензионална „вибрациска вредност“. Соодветно на тоа, постојат значителни разлики во релевантните гранични или таргетни вредности. Поради ова, потребно е големо внимание при споредбата на различни гранични вредности и вредности на изложување. Повеќето земји немаат сеопфатна законска рамка за да ги лимитираат или намалат вибрациите од железничкиот сообраќај (односно превенција и обврска да применуваат мерки во случај кога се надминуваат граничните вредности). Сепак, многу земји применуваат директиви, инструкции и препораки кои имаат скоро сличен статус. Честопати во овие регулативи се врши повикување на низа стандарди, било меѓународни (ISO или CEN) или национални (DIN, VDI, BS, UNI, O-Norm, итн.).

3.1. Критериум за вибрации

Кога се земаат во предвид ефектите на вибрациите на тлото врз објектите, опсегот на фреквенции на вибрацијата на тлото е од особена важност. Ако оваа фреквенција е иста или блиска со природната, т.е. сопствената фреквенција на објектот, се јавува ефектот на резонанс, при што вибрациите се појачуваат и можно е да се појават оштетувања. Сопствената фреквенција на една повеќеспратна зграда обично се зема како fn = 10/N, каде N е бројот на спратови. Станбените објекти вообичаено имаат сопствена фреквенција меѓу 4-10 Hz. Од друга страна, само интензитетот на забрзувањето не е доволен критериум за процена на повредливоста на објектите.

3.2. Ефекти врз објектите

Во литературата се наведуваат следните фактори кои влијаат на ефектите од вибрација врз објектите:

- Фреквенција на вибрацијата
- Интензитет на вибрацијата
- Крутоста на објектот
- Карактеристиките на пригушување на објектот
- Типот на конструкција
- Типот на темел (фундамент)
- Траење на вибрацијата
- Обликот на бран
- Условите на конструкцијата, т.е. почетните (постојни) статички напрегања

Критериумите за прифатлива вибрација на тлото се изразени во зависност од средните вредности на забрзувањето или во децибели. Граничните вредности се специфицирани за три категории на тло, како што е прикажано во Табела 2, за три случаи: чести, повремени и ретки.

- Категорија на вибрации 1 – Висока осетливост**:**

Во категоријата 1 припаѓаат објектите каде вибрацијата ќе се измеша со активностите во зградата, вклучувајќи и нивоа кои може да се доста пониски од оние поврзани со човечката осетливост. Степенот на човечката осетливост ќе зависи од специфичната опрема која ќе биде пореметена од вибрациите. Опремата како електронските микроскопи и литографската опрема може да се многу осетливи на вибрации кои се доста пониски од нивото на човечката осетливост. Производството на компјутерски чипови е пример на осетлив процес на вибрации. Лимитите на вибрации за категоријата 1 базираат на прифатлива вибрација за умерено-осетлива опрема на вибрации, како оптичките и електронските микроскопи со системи за изолација на вибрациите. За дефинирање на лимити за поосетливи системи потребен е детален преглед на предметната опрема. Овој тип на преглед вообичаено се врши за време на деталната анализа поврзана со фазата на финално проектирање и не е дел од истражувањето на влијанието на околината. Намалувањето на вибрациите кои ја пореметуваат осетливата опрема вообичаено вклучува модификација на системот на монтажа на опремата или преместување на опремата, што е подобро решение од преземање на други мерки. Треба да се нагласи дека оваа категорија не ги вклучува повеќето компјутерски инсталации или системите за телефонски приклучоци. Иако сопствениците на ваков тип опрема честопати се загрижени за појавата на вибрации на тлото, за да не се изврши прекин во нормалното функционирање, редок е случајот ваквата опрема да е високо осетлива. Поголем дел од овој тип опрема е проектирана да функционира во типична околина на објекти каде опремата се очекува да биде повремено изложена на удари и перманентни вибрации предизвикани од друга опрема.

- Категорија на вибрации 2 – Живеалишта:

Оваа категорија ги покрива сите населби и објекти каде луѓето престојуваат и спијат, како згради, болници, хотели. Нема посебна поделба меѓу населените подрачја, бидејќи вибрациите на тлото и шумот кои се чувствуваат внатре во објектите станарите не можат да ги избегнат или да го намалат нивното влијание. Критериумите се применуваат за вибрациите предизвикани од движење на подземни возови (метроа) и возови на отворена пруга.

- Категорија на вибрации 3 - Институционална:

Оваа категорија вклучува школи, цркви, други институции и мирни канцеларии каде нема опрема осетлива на вибрации, но се уште постои можност за комбинирано влијание. Иако генерално е соодветно да се вбројат објектите со канцеларии во оваа категорија, не е соодветно да се земат предвид сите објекти. Примерно, индустриските објекти исто така имаат канцеларии, но сепак тие не треба да се вклучат во оваа категорија.

Табела 2. Критериуми за влијание на вибрации на тлото (GBV) за општа проценка

Категорија на користење на земјиштето	Нивоа на влијание GBV (VdB реф. 1 micro-mm /sec) (mm/sec^2)		
	Чести настани 1	Повремени настани 2	Ретки настани 3
Категорија 1: Згради каде вибрациите се интерферираат со внатрешните активности	65 VdB4 (1.8 mm/sec^2)	65 VdB4 (1.8 mm/sec^2)	65 VdB4 (1.8 mm/sec^2)
Категорија 2: Живеалишта и згради каде луѓето спијат нормално	72 VdB (4.0 mm/sec^2)	75 VdB (5.6 mm/sec^2)	80 VdB (10 mm/sec^2)
Категорија 3: Институции кои се користат дење	75 VdB (5.6 mm/sec^2)	78 VdB (8 mm/sec^2)	83 VdB (14 mm/sec^2)

3.3. Реакција на луѓето

На реакцијата на луѓето на вибраците од тлото влијаат повеќе фактори, кои може да бидат физички - амплитудата и времетраењето на осцилациите и физиолошки - популацијата, возраста и полот на луѓето. Реакцијата на луѓето на вибрациите е субјективна, различна е за различни луѓе и може да се анализира само статистички. Во Табелата 3 е дадено нивото на забрзување (акцелерација) кое предизвикува одредена перцепција кај населението.

Табела 3. Перцепција на вибрации

Rms усреднета акцелерација		Перцепција
(m/s^2)	(mm/sec^2)	
< 0,01	<10	Неприметна
0,015	15	Долна граница на перцепција
0,015 - 0,02	15-20	Слабо приметна
0,02 - 0,08	20-80	Лесно приметна
0,08 - 0,315	80-315	Силно приметлива
> 0,315	>315	Екстремно приметлива

Факторите кои влијаат на реакцијата на луѓето на вибрации се:

- Траење на вибрацијата
- Моментална активност на личноста (стоење или лежење, работа или одмор и сл.)
- Пропратеност на вибрацијата со звук
- Фреквенција на вибрацијата
- Карактеристики на вибрацијата (минлива или континуирана)
- Интензитет
- Физичка и ментална состојба на лицето
- Период од денот

Забележано е дека нивото на толеранција е повисоко ако луѓето се запознаени со можните и очекувани вибрации. Од другите констатации, интересно е да се знае дека телото е почувствително на вибрации/забрзувања со ниски фреквенции, особено фреквенции од 2-5 Hz, што е опсег на резонансни фреквенции на човечкото тело. Фреквенциите повисоки од 20 Hz не претставуваат поголем проблем. Времетраењето на изложеност на вибрациите е исто така битен фактор кој мора да се земе во предвид.

4. ЗАКЛУЧОЦИ

- Во услови на постоечки извор на вибрации од сообраќајот, неопходно е да се дефинира постојното ниво на вибрации и истото да се спореди со критериумите за дозволени нивоа на вибрации за објекти и луѓе според усвоената законска регулатива
- Покрај директни мерења, на места каде што треба да поминуваат новите коридори на железницата потребно е по аналогија да се дефинира нивото на очекувани вибрации.
- Врз основа на дефинираните нивоа на вибрации по потреба да се препорачаат и мерки за намалување на вибрациите на местата каде што тие се поголеми од дозволените.
- Со оглед дека во Република Северна Македонија во моментов нема национална регулатива поврзана со критериуми за транзитни вибрации при реконструкција или изградба на нови железнички линии, во тек е изработка на докторски труд во кој дел од истражувањата и препораките ќе бидат насочени и во овој правец.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Griffin M. J. Handbook of human vibration, London, UK, Academic Press, 1996.

[2] Neil J.Mansfield, Human response to vibration, CRC PRESS LLC 2005.

[3] Thompson, David, Railway noise and vibration: mechanisms, modelling and means, Elsevier 2009 London.

[4] Noise and Vibration Mitigation for Rail Transportation Systems, Proceedings of the 11th International Workshop on Railway Noise, Uddevalla, Sweden, 9–13 September 2013.

[5] RIVAS- Railway Induced Vibration Abatement Solutions , FP7 2013.

[6] Transit Noise and Vibration Impact Assessment Manual, Federal Transit Administration Office of Planning and Environment U.S. Department of Transportation, 2018.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

ST - 12

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

ANALYSIS OF OFTEN IRREGULARITIES IN TERMS OF HEALTH AND SAFETY AT CONSTRUCTION SITES IN BULGARIA

Aleksandar STOYANOV[1]

ABSTRACT

Construction is a high risk production. This sets the high requirements for organizing construction sites in such a way that they are safe. The main objective is to eliminate or minimize the risk to the life and health of construction site workers. In the construction works, special attention is needed to the safety and health of the people, animals and vehicles passing close the construction site. The elimination of the possibility of incidents is to provide conditions for preventing people not occupied with construction from entering the construction site. The report provides an excerpt from a study of incidents and occupational accidents that have occurred at construction sites in the Republic of Bulgaria over the last ten years. Data are used from the National Statistical Institute of the Republic of Bulgaria. At the same time, the report presents monitoring for compliance with regulatory requirements for health and safety in several construction companies. For the purpose of the study, more than twenty construction sites, executed by different construction companies, have been observed. On the basis of the observation, a comparative analysis was carried out according to basic criteria - built collective means of protection, use of individual means for safe work, securing the construction site, minimizing the risk for people and cars passing by the construction site. Based on this analysis, examples of good construction practices in line with European and national health and safety requirements for construction sites are presented. The report presents photos that clearly distinguish striking differences between good construction practice and lack of commitment to safety and health - poor construction practice. The document draws more attention to the irregularities allowed for the safety of pedestrians and vehicles passing by the construction site. The examples presented are illustrate of the responsibilities that construction site managers take on the safety and health of their workers, as well as the safety of anyone who passes in the immediate vicinity of the construction site.

Keywords: *Construction site; Health and safety; Risk*

[1] MSc student, Faculty of Construction, VSU "Lyuben Karavelov" - Sofia, Bulgaria, drajeto23@gmail.com

1. INTRODUCTION

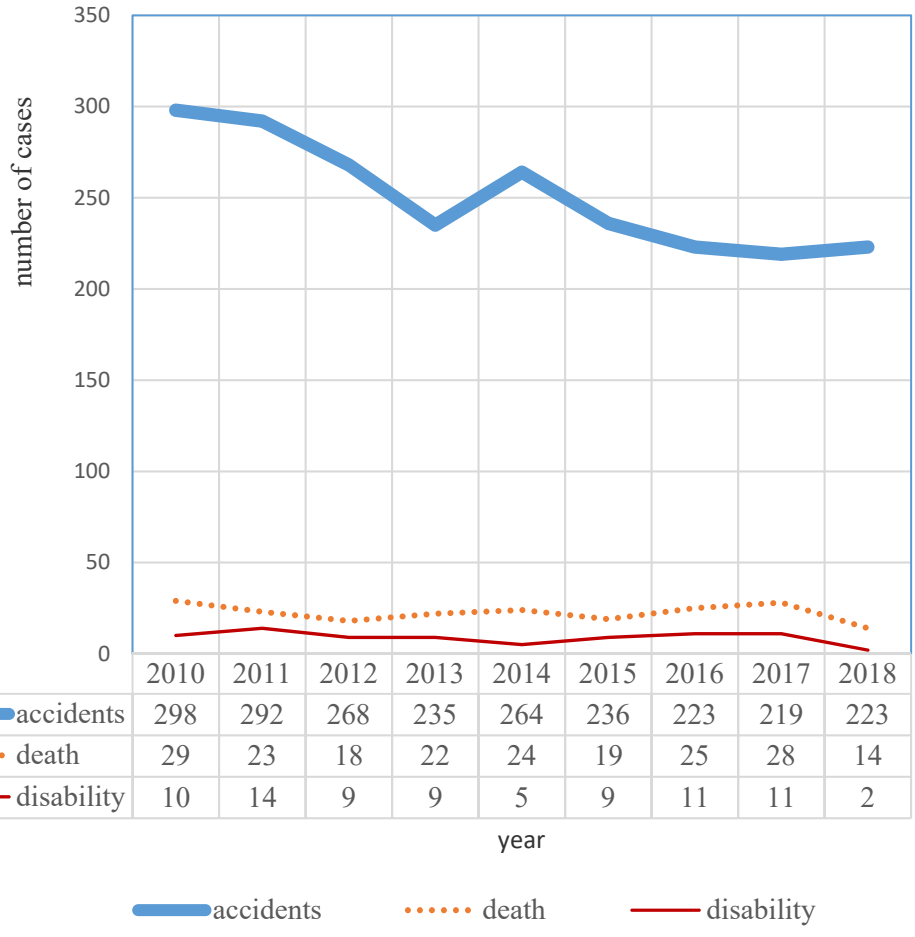
In the Republic of Bulgaria there is legislation related to health and safety at work, harmonized with European norms and standards in the field of safety in the performance of work activities [4]. As early as 1997, the Health and Safety at Work Act was promulgated, which has been improved and revised over the years.

Due to the fact that construction is an important factor in the industry of every country, as well as the fact that construction production is among the high-risk industries, published in 2004 was Ordinance No 2 on the Minimum Requirements to Healthy and Safe Labour Conditions in the Course of Construction and Installation Works.

2. EXHIBITION

For the needs of the workplace safety and health study, a sample was drawn from the National Social Security Institute of the Republic of Bulgaria (NSSIRB) for the period 2010 to 2018 [1].

The diagram shown in Figure 1 includes information on the total number of persons employed in the field of construction, the number of occupational accidents registered in the NSSIRB, as well as the number of fatal accidents (deaths) and cases leading to permanent disability of the victims.



	2010	2011	2012	2013	2014	2015	2016	2017	2018
accidents	298	292	268	235	264	236	223	219	223
death	29	23	18	22	24	19	25	28	14
disability	10	14	9	9	5	9	11	11	2

Fig. 1. Diagram of the results of statistical surveys on occupational accidents in the field of construction

The survey shows that there has been a relatively stable trend over the years in reducing occupational accidents. What is worrying in this case is that the tragic incidents remain a

relatively constant number. Of course, for the sake of more precise examination, the total number of employees in the construction sector for the same period was reported.

Based on the statistics collected was shaped the information shown in Table 1.

Table 1. Share of occupational accidents, per thousand construction workers

Relation to 1 000 construction workers			
Year	**Accidents**	**Death**	**Disability**
2010	1.674	0.163	0.056
2011	1.824	0.144	0.087
2012	1.76	0.118	0.059
2013	1.579	0.148	0.06
2014	1.729	0.157	0.033
2015	1.545	0.124	0.059
2016	1.543	0.173	0.076
2017	1.469	0.188	0.074
2018	1.487	0.093	0.013

Reported high levels of accidents at work in the construction field suggested that information was collected from selected construction companies about activities related to ensuring healthy and safe working conditions.

Twenty construction companies were selected, belonging to the medium-sized construction companies [2]. All are ISO 9001 certified, with 50% of the surveyed construction companies owning a BS OHSAS 18000. The same companies are interested in and will also be certified according to ISO 45001 - Occupational Health and Safety Management Systems - Requirements with guidance for use. This document sets out requirements for an Occupational Health and Safety Management System (OHSMS) and provides guidance for its implementation to enable the organization to provide safe and healthy workplaces, preventing injuries and illness by actively improving its OHS performance. This document is applicable to any organization wishing to establish, implement and maintain an Occupational Health and Safety Management System to improve occupational health and safety, eliminate or minimize the risks of Occupational Health and Safety (including system deficiencies).

In collecting information on good construction practice [3] presented by the researched construction companies, as well as the weaknesses they exhibit, photographic material was used for visualization purposes. Photographic material best represents the weaknesses in construction, as well as positive activities for safety and health.

A classification has been made with regard to the provision of collective protection instruments, the activities being divided into two main groups: ensuring the safety of pedestrians and vehicles passing nearby the construction site; minimizing risk, increasing safety and protecting the health of construction site workers [4]. The classification is presented in Table 2

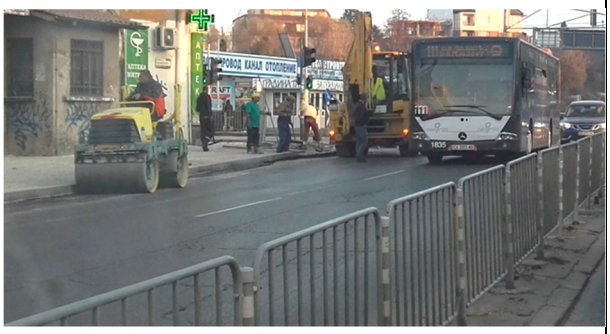
Table 2. Basic collective protection measures

Pedestrian and vehicle safety	**Safety of construction site workers**
• Temporary site fencing	• Temporary railings in dangerous places
• Pedestrian passage	• Overpasses

• Safety net against dust and small particles	• Sheds
• Safety net against falling of persons and objects	• Safety nets

The following Table 3 provides photos of good and bad construction practices taken from the surveyed construction companies.

Table 3. Good and bad construction practice

Good construction practice	**Bad construction practice**
Temporary fencing on a construction site	
	
Temporary organization of the traffic during the realization of construction	
	
Securing sidewalks	
	

Securing of temporary scaffolding	
	

From the sample material provided, it can be seen that the attitude towards safety is still perceived differently as a responsibility by the management of the different companies. From activities that can serve as an example, to activities that border on total irresponsibility, not only to company employees, but also to pedestrians and vehicles passing near the construction site.

3. CONCLUSION

Legislation, national and European norms and standards impose requirements for minimizing the risk of accidents [5,6]. Due to the nature of the work, construction is included in the high-risk industries. This implies extreme attention by the management of each construction company to safety requirements.

The main conclusions that can be drawn from the ongoing study include further investigation into the causes of increased risk of occupational accidents and construction site accidents. On the other hand, there are possibilities to eliminate the sources of risk in its formation.

Last but not least, the responsibility of the construction company management for the safety of its employees and for the safety of the construction site as a whole.

Further research will differentiate and define those major weaknesses in the construction companies examined, which should be given particular attention. In this way, real risk prevention could be achieved.

REFERENCES

[1] Официален сайт на национален осигурителен институт на Р. България (http://www.nssi.bg/aboutbg/st/statistic/303-tzpb/sgtz).

[2] Ibadov N. ,Kulejewski J., Stoyanov V. (2012) A theoretical basis for the classification of the types of delays in construction projects and their causes. 12th International Scientific Conference VSU 2012. Sofia, Bulgaria, ISSN 1314-3816, t III, pp. 81-84.

[3] Stoyanov V, Stoyanov A. (2018). Planning of labor resources and their impact on the construction site temporary facilities. 14th International Scientific Conference. Novi Sad, Serbia, Plenary lecture.

[4] Попиванов Хр., Хрисчев Л. (2011) Нормативно осигуряване на здравословни и безопасни условия на труд при строителната дейност в Р. България. ESI 201 International Scientific Conference. Pernik, Bulgaria, pp. 179-182

[5] Тасов К., Стоянов В. (2015) Логистични проблеми в строителното предприятие. Методи за управление на доставките. 15th International Scientific Conference VSU 2015. Sofia, Bulgaria, ISSN 1314-3816, t II, pp. 452-456.

[6] Popivanov H., Hrischev L. (2010) Individuelle Schutzmittel bei der Verarbeitung der Epoxidharz-Bodenbeläge. 7th International Colloquium Industrial Floors, Stuttgart, Germany, , ISBN 3-924-813-85X , pp. 319-324

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

ST - 13

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

PROBLEMS AND SOLUTIONS TO ENSURE OF STOCK ON THE CONSTRUCTION SITE

Ventsislav STOYANOV[1] Aleksandar STOYANOV[2]

ABSTRACT

In construction practice, the constant problem is the optimal levels of stocks, semi-finished products and raw materials stored on a construction site. These problems depend mainly on the uneven intensity of the use of resources, the wide variety of construction products needed for the normal course of the construction process, the requirements of the manufacturer to store the material until its use, the availability of free space on the construction site, restrictions on transport access and more. Each manufacturer defines its requirements for the specificity of storage of a particular material, semi-finished product or article so that the latter does not lose its qualities while staying in the temporary warehouse on the construction site. For the quality of construction products used for durable use in construction, exist Regulation 305 of 2011 and Regulation 764 of 2008 of the European Parliament, as well as relevant national requirements that every manufacturer and builder complies with. In addition to creating conditions tailored to the manufacturer's requirements, another important limiting condition for the designation of temporary storage facilities is the free space on the construction site where their placement is possible. Third are the costs that are incurred for the delivery and storage of the material.

The science of inventory management gives us a rich assortment of optimization solutions to logistics problems. This report addresses issues related to the specifics of construction activity and management decisions related to the capacity of the construction site to accommodate storage areas. Practical examples and opportunities for optimizing the decisions taken to provide and maintain temporary warehouses for construction products at the construction site are provided. Examples of the project activities of the authors are included, as well as management decisions of the project managers, which can be illustrated like good construction practice.

Keywords: *Construction site; Temporary storage; Construction products*

[1] Assoc. Professor, PhD, MSc Structure Eng., Faculty of Construction, VSU "Lyuben Karavelov" – Sofia, Bulgaria, venci_sto@abv.bg

[2] MSc student, Faculty of Construction, VSU "Lyuben Karavelov" - Sofia, Bulgaria, drajeto23@gmail.com

1. INTRODUCTION

Very often, the construction practice reveals an overspending of funds related to the construction, maintenance and demolition of temporary facilities, which are located on the construction site and are needed to service the basic construction. The purpose of these facilities is to store materials, semi-finished products and raw materials until their use in construction [1,3]. We call them “temporary warehouses on the construction site”. It is of particular importance to any construction investment project manager to determine the warehouses he will need during the construction of the building or facility.

2. EXHIBITION

Each manufacturer defines its requirements for the specificity of storage of a particular material, semi-finished product or article so that the latter does not lose its qualities while remaining in the temporary warehouses of the construction site. Considering these requirements, the Builder must ensure optimal storage conditions for the material concerned. Another important limiting condition for the designation of temporary storage facilities is the free space on the construction site where temporary warehouses deployment is possible. Third are the costs that are incurred for the delivery and storage of the material. The science of inventory management gives us a wide range of options for optimizing solutions to logistics problems [1,2].

This report addresses issues related to the specifics of the construction activity and the location on which the site is being built [2].

The problems related to the specifics of the construction activity are the change of the types of works during the construction. After the completion of certain construction activities, the need for some materials is eliminated and there is a need for others, related to the start of subsequent construction works. This change includes the need to free storage areas from certain materials and to occupy those areas with other, new materials needed to perform new types of work. If the last delivery is not made accurately, then the warehouses will have surplus materials that were needed for the activities already carried out. These materials must be moved from the construction site warehouse to the central warehouse of the construction company or to some other construction site where the need for this material has arisen, and a temporary warehouse has already been constructed at the new construction site to store these materials. The second option is the most appropriate, but precision is needed from the departments of the construction company dealing with the logistics problems at the business. In this case, there is no need to further increase the cost of transport, loading and unloading works and temporary storage of the material in an intermediate warehouse. It should be borne in mind that the passage of the material through an intermediate warehouse of the construction company increases the risk of additional wastage and losses due to repeated loading and unloading as well as storage in conditions other than the manufacturer's requirements.

When constructing buildings, especially in central urban areas, very often site managers are faced with problems such as: lack of free space on the construction site to accommodate temporary storage facilities, prohibition of passage for heavy vehicles, etc. In these cases, the most frequent thing to do is to increase the frequency of deliveries or to make a contract with owners of neighboring properties to provide free space for temporary warehouses. The manager of the construction investment project has to solve the optimization task, which involves determining the minimum costs when making alternative decisions - the frequency of deliveries or rent of a neighboring property. Here should be included the assessment of a number of risks, some of which are: the risk of delay in the execution of construction works due to a shortage of materials because of a request not executed on time; an unjustified increase in prices when a small temporary warehouse is needed to store specific construction materials; problems with

the internal transport of materials between the warehouses in the leased property and the construction site; unforeseen problems on the route; changes in the contractual terms with the landlord and others.Fig. 1 shows a photograph of a construction site comprising a complex of 10 residential buildings with ancillary and service facilities, which are being built on the territory of Sofia.



Fig. 1. A bird's eye view of the construction site

The management decision shown in Fig. 2 does not include the occupation of additional space outside the construction site required for the temporary construction. With the progress of the construction and the inclusion of more and more construction and erection works on all 10 buildings, the need for additional areas for the placement of temporary sanitary facilities and warehouses was identified.

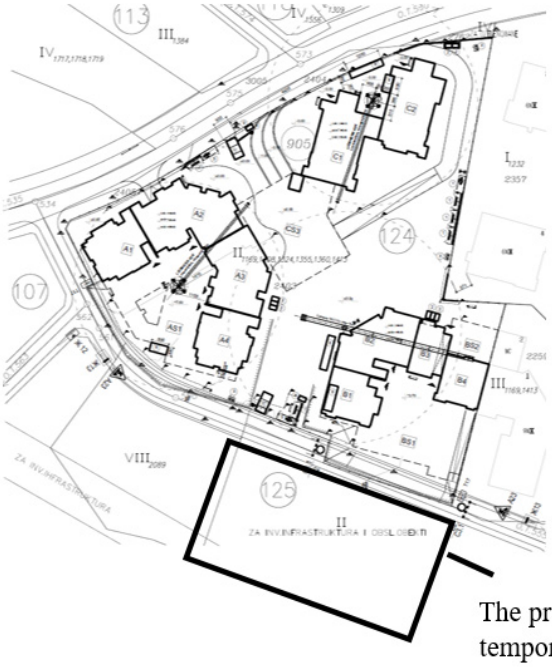


Fig. 2. Construction Master Plan before the need for additional temporary construction areas



Fig. 3. Construction Master Plan with additional areas for temporary facilities of a leased property south of the construction site

After negotiations, a contract was signed for renting a property south of the construction site to meet the need for temporary warehouses on the construction site (Fig. 3). In this case, the main problem that was solved was the development of a temporary organization and safety of traffic on the street, which separates the construction site and the rented property in which are accommodated the basic elements of temporary construction.

This is not always a possible solution. For example, if there are no properties in the immediate vicinity that could be rented for a certain period of time, or the owners do not want to give for rent their properties temporarily.



Fig. 4. A bird's-eye view of a property designed to build a residential building

In this case, the site manager is required to request the occupation of a sidewalk or part of the lane, and sometimes to ensure the safety of passing pedestrians or vehicles, to occupy a section of the street.

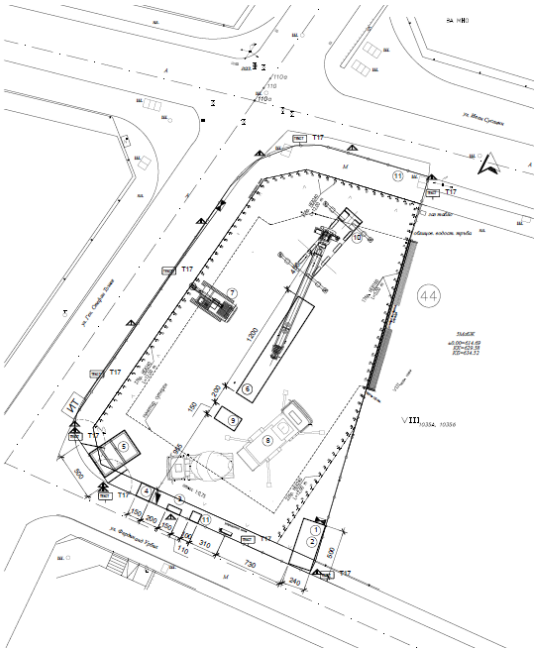


Fig. 5. Solution by temporarily occupying the sidewalk when performing strengthening and excavation works

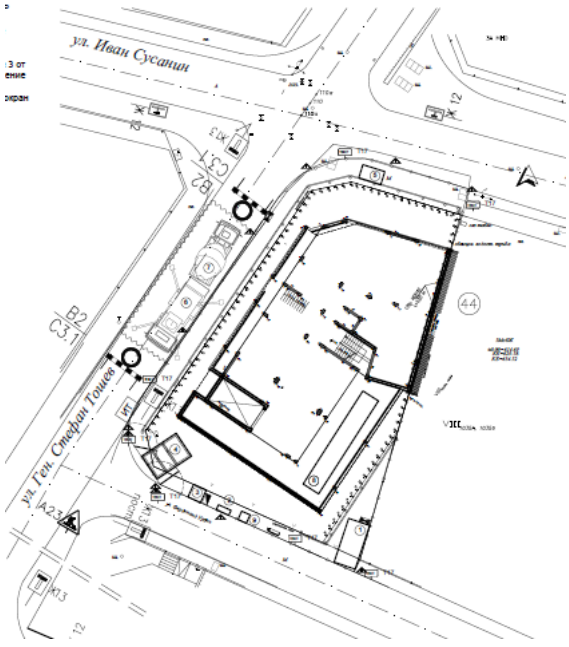


Fig. 6. Solution by temporary occupancy of the street under concrete works

In order to implement the enclosure of a sidewalk or street lane, the project manager is obliged to coordinate the possibilities for such measures with the municipal administration and the traffic police authorities. It is necessary to agree and approve a decision for temporary restrictive measures on the sidewalk and on the street, which not only ensure the temporary placement of machinery or equipment, but also the safety of people and vehicles passing by the construction site [4].

In Fig. 4 a photo is shown of a property for the future construction of a residential building. The underground part of the building - two underground floors, will be built along the whole area of the property. For this reason, it is necessary to occupy part of the sidewalk around the property. The purpose is to use these areas for the elements of temporary construction, as well as to provide space between the hazardous areas of the construction machines shown in Fig. 5 and allowing car and pedestrian to cross.

As the construction progresses, it is necessary to lay a concrete mix using a concrete pump. It is impossible to place the concrete pump within the construction site borders. It is not possible to provide the minimum requirements for safe passage of cars and pedestrians past the concrete pump when installing the concrete pump on the street [2]. For this reason, it is necessary to temporarily close a section of the street as shown in Fig. 6. It is mandatory for this measure to be coordinated with the municipal administration and the traffic police authorities.

Another problem with the construction of buildings in certain urban areas is the prohibition of passage for heavy vehicles from municipal authorities. This implies the use of small-scale transport equipment and hence an increase in the frequency of deliveries. In these cases, it is not uncommon to have additional access requirements, which are regulated by the municipal and state administration.

The project manager is obliged, first of all, to familiarize himself with the restrictive conditions imposed by the regulatory requirements of the respective municipal administration, and then to obtain the relevant permits for access of construction equipment and vehicles to the property under construction. After obtaining these permits, the investment project manager is able to design the material delivery schedule, as well as the areas and the distribution of the construction site warehouses.

3. CONCLUSION

The examples presented in this report are only a small part of the problems that a construction investment project manager must address to minimize the cost of implementing and maintaining temporary facilities designed to store materials, semi-finished products and products.

Optimization solutions for the placement of temporary warehouses on a construction site are often associated not only with meeting the manufacturer's storage requirements, but also with minimizing the costs of temporary construction known in the scientific literature as "basic methods of supply management".

Due to the specificity and uniqueness of each construction, the investment project manager faces and has to solve a number of problems, relying on his experience, good construction practice, in accordance with the legal requirements.

Some of the problems encountered and the solutions adopted for the normal course of construction in the course of several construction sites are presented in this report.

The authors thank the Project Managers for providing the necessary information.

REFERENCES

[1] Сакарев И., (1997). Организация и управление на строителството. Учебник. София, България

[2] Хрисчев, Л., Попиванов Хр. (2011). Нормативно осигуряване на безопасни и здравословни условия на труд при строителната дейност в Р. България. 1st International Scientific Conference ESI 2011. “Science and Inovations”. Pernik, Bulgaria, pp. 179-182

[3] Донали Дж., Гибсън Л., Иванчевич Дж. (1997). Основи на мениджмънта. ISBN 954-520-095-2, pp. 518-532.

[4] Nikolova I., The use of social marketing initiatives in the construction company. Conference “INDIS 2018” 21-23 November 2018., Novi Sad, Serbia

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

ST - 14

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

МЕТОДОЛОГИЈА ЗА ИЗБОР НА ОПТИМАЛЕН КОНЦЕПТ КАЈ ИНФРАСТРУКТУРЕН СИСТЕМ ЗА ТРЕТМАН НА ОТПАДНИ ВОДИ

Гоце ТАСЕСКИ[1], Петко ПЕЛИВАНОСКИ[2]

АПСТРАКТ

Канализационите системи за фекални води со пречистителната станица како објект за третман на отпадните води претставуваат инфраструктурни системи од огромно значење во заштитата на животната средина. За нивното изведување и управување потребни се големи финансиски средства а од друга страна пак овие објекти во фазата на експлоатација не продуцираат добивки односно истите се само потрошувачи, практично единствен бенефит од изградбата на овие инфраструктурни системи е заштитата на животната средина.

Поради претходното секогаш при изведување на овие системи треба и тоа како да се внимава не само на инвестиционите трошоци туку и на оперативните трошоци, односно може да се изведе објект со ниска инвестициона вредност а истиот да продуцира големи експлоатациони трошоци. Исто така кај овие инфраструктурни систем е значајно да се дефинира концепцијата на системот, која најчесто доколку има услови треба да е од регионален карактер, односно да има групирање на поголем број населени места во еден систем.

Во овој труд со примената на повеќе критериумска анализа во која се анализирана мерливите и не мерливите критериуми е презентирана Методологија за избор на оптимален концепт за инфраструктурен објект за прифаќање и третман на отпадните води. Приложената Методологија е применета на еден реален пример од практиката – Пречистителната станица за отпадни води Кичево, каде добиените резултати од анализата претставуваа основа за успешна реализација на проектот за пречистителната станица во Кичево.

Клучни зборови: *Повеќе критериумска анализа, Канализационен систем, Пречистителна станица, Инвестициони вредности, Оперативни вредности.*

[1] Доц. Д-р, Градежен факултет, Универзитет “Св. Кирил и Методиј”, Скопје, Република Северна Македонија, taseski@gf.ukim.edu.mk
[2] Проф. д-р, Градежен факултет, Универзитет “Св. Кирил и Методиј”, Скопје, Република Северна Македонија, pelivanoski@gf.ukim.edu.mk

1. ВОВЕД

Изградбата на инфраструктурните системи за прифаќање и третман на отпадните води во Северна Македонија е на сам почеток, односно моментално се изградени помалку од 25% од вкупните потреби, сепак како кандидат за членка на Европската унија Северна Македонија има обврска да направи национален акционен план за заштита на животната средина во кој план значаен дел ќе заземат системите за пречистување на отпадните води кои се и тоа како финансиски потрошувачи како во фаза на градба така и во фаза на нивно управување. Затоа при нива реализација треба да се направи анализа за нивната концепција, односно тука се поставува прашањето дали да се предвиди еден централизиран систем со една поголема станица за еден цел регион или целосно децентрализиран систем каде за секое населено место би имало станица за пречистување на отпадните води.

Така целта на овој труд е да се презентира Методологија за оптимален избор на концепција за вакви системи каде истата веќе е применета на реален изведен систем, студија на случај Станица за пречистување на отпадните води Кичево, каде практично оваа Методологија се докажа дека е применлива во нашата земја.

2. АНАЛИЗИРАНИ ПОДАТОЦИ ВО МЕТОДОЛОГИЈАТА

Добро е познато дека кај инфраструктурните системи кога треба да се направи избор на најповолно техничко решение потребно е да се анализираат најмалку две можни концепции од кои преку техничко економска анализа би се избрала по поволната концепција. Како што беше кажано и во воведниот дел кај канализационите системи со пречистителна станица за отпадни води се анализираат двете можни концепции – варијанти и тоа, канализационен систем со централизирано пречистување на отпадните води и канализационен систем со децентрализирано пречистување на отпадните води. Со напомена дека доколку се работи за голем број населени места каде има можност и да се направат помали групирања на населените места добро е да се примени и делумно централизиран систем, како впрочем што е направено за анализираниот Студија на случај ПСОВ Кичево.

Така кај вака потребните концепции во анализата се јавуваат два значајни параметри кои се предмет на анализа. Имено доколку се работи за централизирана систем должината и дијаметарот на колекторите е најголема исто така и пречистителната станица е најголема меѓуто во овој случај има една пречистителна станица, спротивно на овој случај кај децентрализираниот систем колекторите се со најмала должина и дијаметар исто така пречистителните станици се помалку меѓутоа се повеќе бројни. Па според тоа кај вака предвидените концепции потребните влезни параметри во Методологијата треба да се групираат во две групи на анализи и тоа, техничка и економската анализа на системот.

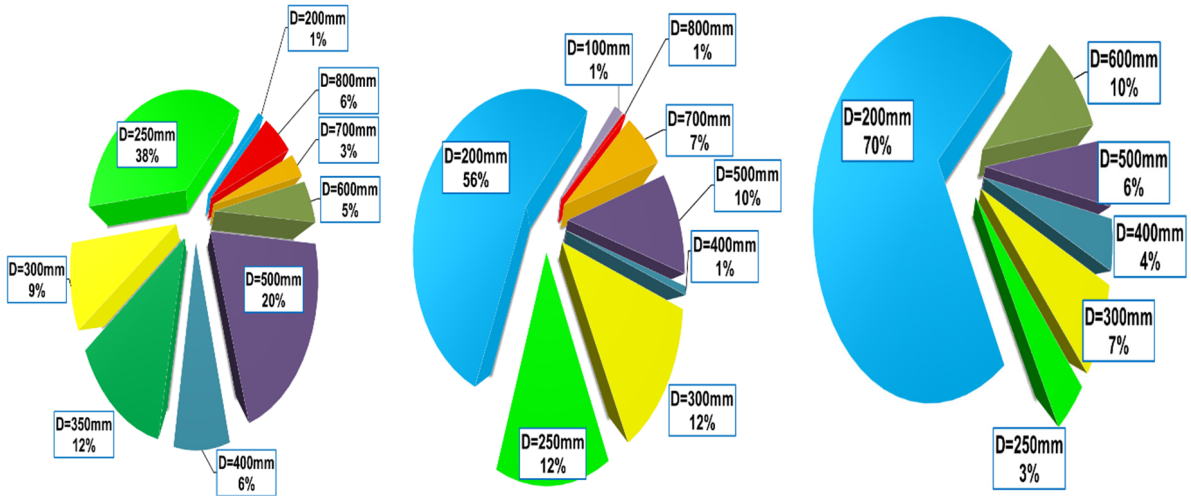
2.1. Податоци добиени со техничка анализа на системот

Техничката анализа на системот претставува основа за предвидување на концептите кои ќе се анализираат, имено во техничката анализа треба да се даде техничко решение на системот од каде ќе се види трасата и должината на сите колектори од анализираниот систем, локацијата и бројот на пречистителни станици кои ќе се анализираат и местоположбата на друга хидромеханичка опрема која евентуално би се применила во некоја од анализираните концепции како што се пумпните станици, базените за ретензија и сл.

Понатака како најзначаен основен влезен параметар за техничка анализа на системот е еквивалентниот бројот на жители и одводнителната норма од кои зависи количината на отпадна вода, потоа е значајно да се има податоци за индустриските отпадни води, количината на вода која би се инфилтрирала во системот и колкава количина на атмосферски води би влегува во системот.

Исто така тука е значајно да се располага со податоци за квалитетот на отпадните води кои ќе се предмет на пречистување и квалитетот на одата во реципиентот каде ќе се врши испуштање на прочистените отпадни води, ова е значајно бидејќи покрај количината на отпадна вода претставува основен параметар при димензионирање на објектите од пречистителната станица.

Понатака со вкупно добиените количина и квалитетот на отпадните води и дефинираната концепција на системот со стандардна хидрауличка анализа ќе се добијат дијаметри по потези на канализационите системи и големината на пречистителните станици. Како излезни параметри од техничката анализа на следната слика 1 се прикажани застапеноста на дијаметри за анализираните концепции кај Студијата на случај за ПСОВ Кичево.



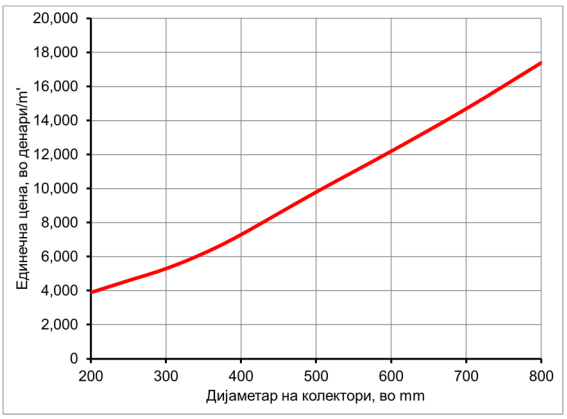
а/ б/ в/

Сл. 1. Застапеност на дијаметри кај а/централизиран систем, б/делумно централизиран и в/децентрализиран систем

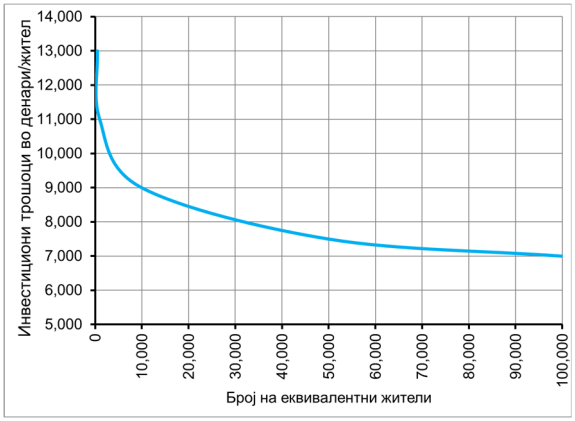
2.2. Податоци добиени со економската анализа на системот

Изградбата и управувањето со инфраструктурните системи за прифаќање и третман на отпадните води практично претставува значаен финансиски трошок каде како добивка се јавува само заштитата на животната средина, па според тоа во земјите во развој како што е Северна Македонија многу е тешко кај населението да се да се подигне свеста за Бенефитот од изградбата на вакви објекти па затоа треба особено да се внимава при изборот на концепција за прифаќање и третман на отпадните води во еден регион каде основен критериум за избор се финансиите, односно треба да се направи станица за пречистување со минимални средства за изградба која ќе продуцира и минимални трошоци за одржување и управување со истата. Токму поради тоа во фазата на планирање на идните станици значајно е да се користи Методологија во која се анализирани сите фактори кои влијаат на чинењето за изградба, одржување и управување на пречистителните станици. Во таа Методологија значаен удел има и економската анализа во која треба да се анализираат следниве трошоци:

- *Инвестициони вредности на системот*, каде потребните инвестиции за изградба на колекторите се определени со претходно направени анализи за чинење на m' изведен канализационен систем во зависност од дијаметарот на канализационата цевка. Со вака предвидена цена добиени се вкупните потребни инвестиции за изградба на колекторите, слика 2. Додека за пречистителните станици потребните инвестиции се определени во зависност од бројот на еквивалентни жители за кои е намената на пречистителната станица. Предвидените инвестиции на ПСОВ за еквивалентен жител се добиени искуствено од податоци за чинењето на веќе изградените станици како во Северна Македонија така и во потесното соседство слика 2. Со примен на ваквата метода во анализираната Студија на случај за ПСОВ Кичево добиено е дека за колекторите најголеми вкупни инвестициони вредности има централизираниот систем а најмали групираниот делумноцентрализиран систем, додека за пречистителните станици инвестиционите вредности се спротивно од колекторите, најмали се кај централизираниот систем а најголеми кај децентрализираниот систем.



а/



б/

Сл. 2. Инвестициони вредности за а/колекторите, б/пречистителни станици

- Оперативни трошоци. Како оперативните трошоци за колекторите се предвидени следниве: трошоци за одржување на колекторите и на пумпните станици, трошоци за персоналот – вработените, трошоци за амортизација, непредвидени трошоци и трошоци за отплата на евентуална позајмица на банкарски кредити. Додека за ПСОВ се предвидени следниве оперативни трошоци: за одржување, вработени – персонал, за енергија, за амортизација, за хемикалии, непредвидени и евентуални трошоци за отплата на банкарски кредити. Сите оперативни трошоци освем банкарските кредити и трошокот за електрична енергија во Методологијата е предвидено да се изразат како процент од вкупната инвестиција соодветно за колекторот и пречистителната станица.

Како и кај останатите инфраструктурни објекти така и кај канализационите системи со пречистителна станица потребните финансии најчесто се обезбедуваат од банкарски кредити или преку донаторска средства за заштита на животната средина кои најчесто се обезбедуваат од фондови од Европската унија па затоа во методологијата се разгледуваат претходно споменатите две можни варијанти на финансирање.

Годишните трошоци за отплата на кредитот се определени за различни по вредност месечни ануитети и еднакви годишни рати а начинот на нивно определување е прикажано во продолжение и во табела 1.

$$R_1 = R_2 = \ldots\ldots = R_i = \ldots\ldots = R_n \tag{1}$$

$$Z = \sum_{i=1}^{n} R_i = n \cdot R \tag{2}$$

$$A_i = R + I = R + r \cdot \big(n - (i-1)\big) = R \cdot \Big(1 + r \cdot \big(n - (i-1)\big)\Big) \tag{3}$$

$$\sum_{i=1}^{n} I_i = r \cdot Z \cdot \frac{n+1}{2} = r \cdot R \cdot \frac{n \cdot (n+1)}{2} \tag{4}$$

$$\sum_{i=1}^{n} A_i = \sum_{i=1}^{n} R_i + \sum_{i=1}^{n} I_i = Z + r \cdot Z \cdot \frac{n+1}{2} = Z \cdot \Big(1 + r \cdot \frac{n+1}{2}\Big) \tag{5}$$

$$A = \frac{Z \cdot r}{1 - (1+r)^{-n}} \tag{6}$$

$$Z = \sum_{i=1}^{n} R_i \tag{7}$$

$$D_j = D_{j-1} - R_j \qquad j = 1,2,\ldots,n \tag{8}$$

$$D_0 = Z \tag{9}$$

$$I_j = r \cdot D_{j-1} \qquad j = 1,2,\ldots,n \tag{10}$$

Табела 1. Пресметки за оперативни трошоци за отплата на кредит за еднакви годишни рати а различни ануитети.

i	D_{i-1}	$I_i = r \cdot D_{i-1}$	$R_i = R$	$A_i = R + I_i$
1	$D_0 = Z$	$I_1 = r \cdot D_0$	R	$A_1 = R + I_1$
2	$D_1 = D_0 - R$	$I_2 = r \cdot D_1$	R	$A_2 = R + I_2$
i	$D_i = D_{i-1} - R$	$I_i = r \cdot D_i$	R	$A_i = R + I_i$
n	$D_n = D_{n-1} - R$	$I_n = r \cdot D_n$	R	$A_n = R + I_n$

Каде:

Ri – месечни рати,

Z – вредност на заемот (кредит),

r – каматна стапка,

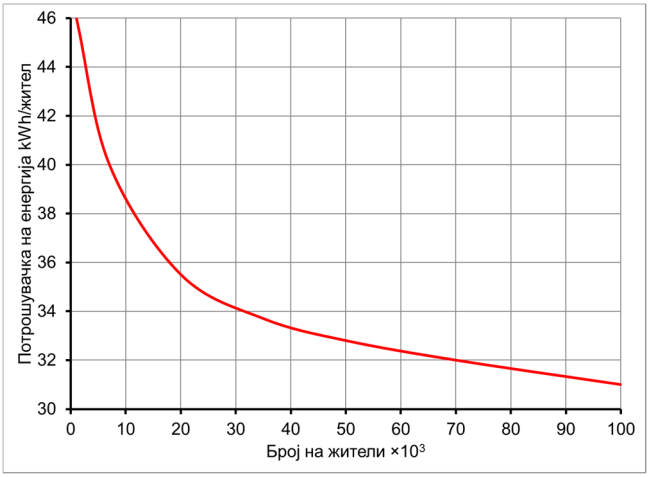
I – месечна камата,

A – ануитет и

D – остаток од вредноста на заемот (кредитот).

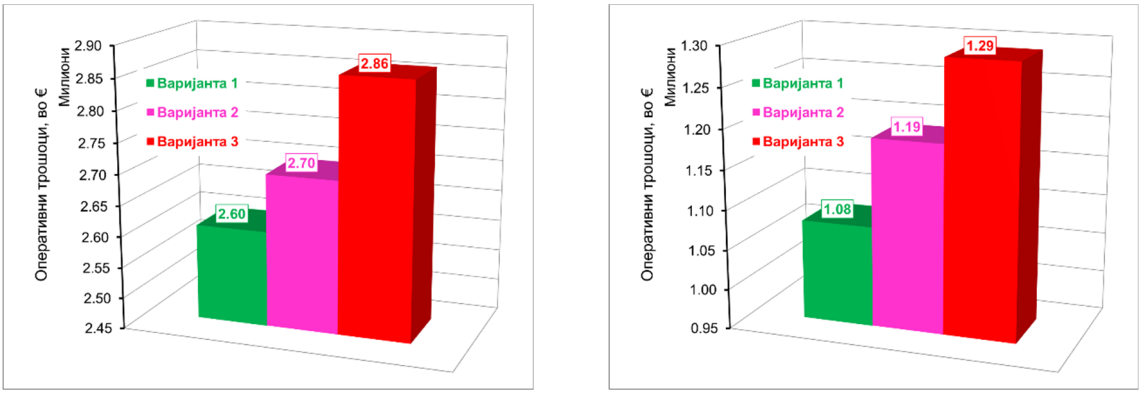
Потрошувачката на енергија во ПСОВ е значајна ставка во оперативните трошоци и затоа е важен параметар за избор на технологија на пречистување на отпадните води. Трошоците за енергија ги вклучуваат потрошувачката (и производството) на електрична енергија, гас, нафта и за греење. Како третман се смета дека аерацијата е главниот енергетски потрошувач во третманот на отпадните води.

За првични анализа како во нашиов случај за потрошувачката на енергија може да се користи графиконот кој е прикажан на слика 3. Од графиконот може да се забележи дека со зголемувањето на постројката за третманот на отпадните води опаѓа специфичната побарувачка на енергија изразена во kWh на еквивалентен жител.



Сл. 3. Графикон за определување на специфичната потрошувачка на енергија

Вака избраната Методологија за определување на оперативните трошоци е применета во студијата на случај за пречистителната станица во Кичево, а резултатите се прикажани на слика 4.



а/ б/

Сл. 4. Вкупни оперативни трошоци со а/банкарски кредит и б/донација

Со цел да се определи сегашната вредност на идните инвестиции со цел да се споредат одредени алтернативни решенија на инфраструктурните системи во методологијата исто така е предвидено да се определи Нето сегашната вредност на системот.

Со оваа метода при познати идни трошоци, со позната економска стапка може да се пресмета сегашната вредност на системот. Тоа може да се направи со следнава равенка:

$$NPV = F \cdot (1+i)^{-T} \tag{11}$$

Каде:

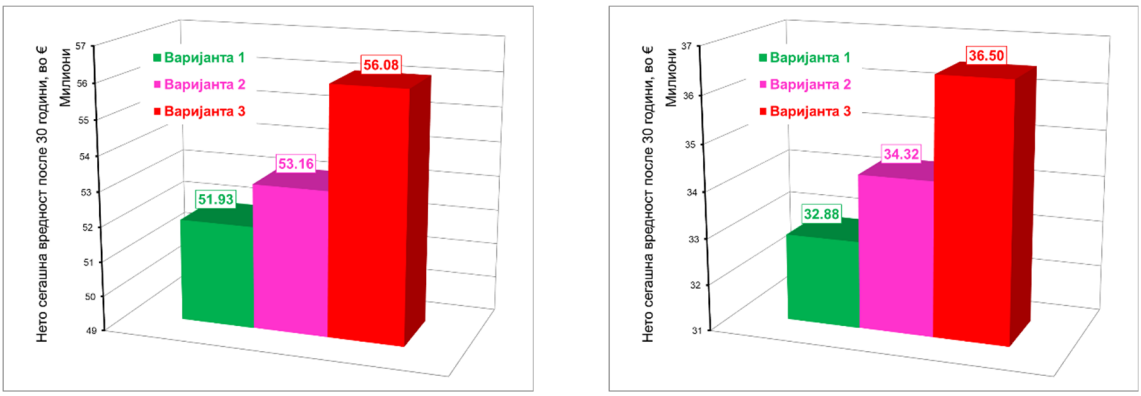
NPV – Нето сегашна вредност после Т години,

F – Оперативни (годишни) трошоци,

i – дисконтна стапка (стапка на повраток на инвестицијата за чија вредност претпријатието ќе работи профитабилно), i = 6,0 %

Т – Анализиран временски период, Т = 30 години.

Определената вредност за сите анализирани варијанти во студијата на случај е прикажана на слика 5.

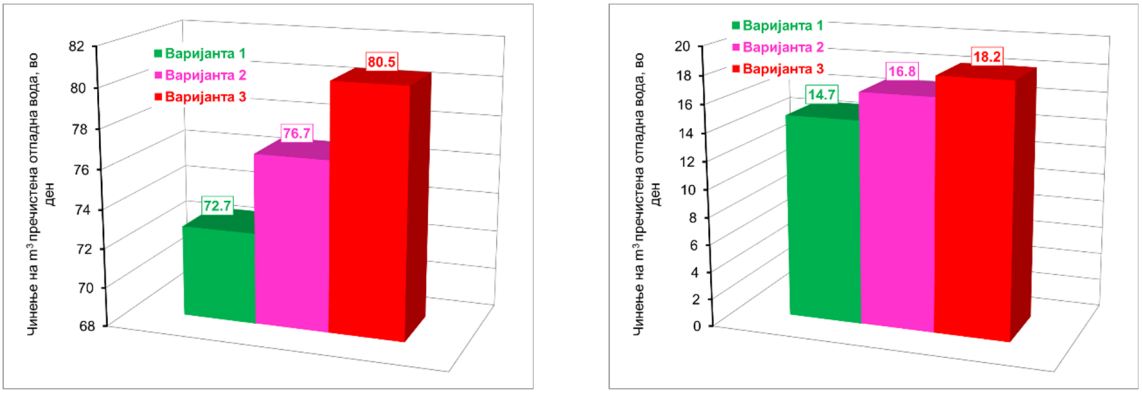


а/ б/

Сл. 5. Нето сегашната вредност на системот после 30 гоини

На крај од мерливите параметри во Методологијата се прави Cost-benefit анализа каде е вклучена и стапката за рентабилност на ЈП која претставува стапка на повраток на инвестициите и служи да се измери или спореди профитабилноста на инвестициите, исто така може да се дефинира и како дисконтна стапка што ја прави нето сегашната вредност на паричните текови еднаква на нула. Доколку СВР е помала од предвидената стапка на повраток на инвестициите ЈП би работело во загуби. Па според тоа на слика 6 се прикажани цените на m3 пречистена вода кои се добиените

со користење на оваа Методологија и истите се однесуваат на анализираната Студија на случај за ПСОВ Кичево.



а/ б/

Сл. 6. Графикон за чинење на m3 пречистена отпадна вода со а/банкарски кредит и б/донација

3. ДОПОЛНИТЕЛНА АНАЛИЗА ВО МЕТОДОЛОГИЈАТА

Со оглед на тоа дека ваквите инфраструктурни објекти имаат пошироко влијание на околината каде освем претходно анализираните мерливи компоненти при изборот на оптимална концепција задолжително е да се направи и дополнителна анализа врз основа на мерливи и немерливи критериуми на оценување на социјалните, техничките, економските и влијанието на животната средина. Анализата на овие критериуми е направена во форма на тежински матрици каде критериумите се оценуваат со предностите и недостатоците со индикатори од 1 до 10 во зависност од влијанието на компонентата. Индикаторот 1 е најслаб односно најнегативен индикатор а индикаторот 10 е најдобар односно најповолен индикатор.

Како мерливи компоненти кои се вреднувани со оваа Методологија се следниве: должина на колекторите, инвестициони трошоци за колектори и пречистителните станици, оперативни трошоци за колекторот и пречистителните станици, инвестициони трошоци за ПСОВ, нето сегашната вредност после 30 години, можноста за обработка на милта во ПСОВ, однос на инвестиции на колектор/ПСОВ, потрошувачка на енергија, производство на енергија.

Додека не мерливи компоненти се следниве: флексибилност на хидрауличкиот капацитет на ПСОВ, флексибилност во капацитетот за отстранување на загадувањето во ПСОВ, регионална опфатеност со системот, управување со системот, влијание на животната средина.

Исто така во методологијата е предвидено да се направи и уште една дополнителна анализа – SWOT Анализа која претставува метод на стратешко планирање и се користи за проценка на силните страни, слабостите, можностите и заканите од реализацијата на инфраструктурниот објект. Оваа анализа го вклучува одредувањето на целта на проектот и ги идентификува поволните и неповолните фактори за да се постигне таа цел. SWOT анализата прво започнува со дефинирањето на целите на проектот а потоа и нивно стратешко планирање со осознавање на:

- Предностите: карактеристики на одредена варијанта кои и даваат предност во однос на другите варијанти;
- Слабостите: одредени карактеристики на варијантата кои ја прават понеповолна во однос на другите варијанти;
- Можности: надворешни фактори кои даваат можност да се направи поголема добивка во однос на животната средина;
- Закани: надворешни фактори кои зависат од животната средина и кои може да предизвикаат проблеми на функционирањето на системот;

Целта на секоја SWOT анализа е да ги идентификува клучните внатрешни и надворешни фактори кои се важни за постигнување на целта со реализација на системот. Во оваа анализа клучните фактори се поделени во две групи, и тоа:

а) Внатрешни фактори (предности и слабости) и

б) Надворешни фактори (можности и закани)

Со внатрешните фактори може да се согледаат предностите и слабостите на внатрешната организација во зависност од нивното влијание врз предвидената цел на системот. Така одреден фактор може да претставува предност за исполнување на одредена цел а може да е слабост за постигнување на друга цел. Додека надворешните фактори ги вклучуваат макроекономските прашања, технолошките промени, законодавството, социо – културните промени, влијанијата врз животната средина и друго.

Како и за сите претходни анализи од методологијата така и за SWOT анализата е направена примена на анализираниот Студија на случај.

4. ЗАКЛУЧОК

Во период во кој се очекува интензивна изградба на инфраструктурни канализациони системи со пречистителни станици особено за големите градови во Северна Македонија применетата Методологија која е предмет на обработка во овој труд ја прикажува постапката во оптимален избор на концепција за прифаќање и пречистување на отпадните води во еден регион и истата при користење во Студијата на случај за пречистителната станица во Кичево даде задоволителни резултати во оптималниот изборот на концепцијата за прифаќање и пречистување на отпадните води од Кичевскиот регион па така истата како применлива беше потврдена од експертите од Европската унија која впрочем преку ИПА програмата ја инвестираше изведбата на пречистителната станица во Кичево. Тука е значајно дека оваа Методологија може да се користи и во други земји од регионот и пошироко со евентуални мали промени само во делот на влезните параметри за инвестиционите вредности.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Feasibility study for waste water drainage from the Kicevo Micro-region, 2011;

[2] Syed R. Qasim, 2000, Wastewater Treatment Plants – Planning, Design, and Operation, by CRC Press LLC, London, New York, Washington, D.C;

[3] Metclaf & Eddy, 2003, Wastewater Engineering – Treatment and Reuse, International fourth edition, by McGraw – Hill Higher Education;

[4] Zivko Veljanovski 2009, Vodovod I kanalizacija;

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

ST - 15

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

БЕНЕФИЦИИ ОД 3D МОДЕЛИРАЊЕ (BIM) И РЕДОСЛЕД НА РАБОТИ ЗА ЕДЕН ПРОЕКТ ОД ИДЕЈА ДО РЕАЛИЗАЦИЈА

Boris TASEVSKI[1], Boris ALEKSANDROV[2]

АПСТРАКТ

Располагањето со софтвери за 3D моделирање на конструкциите со примена на BIM концепт придонесува да од истите се извлечат следните бенефиции (придобивки) :(1) Полесна проценка и презентација на понудите ; (2) Изработка и детализација за сите конструктивни елементи; (3) Избегнување на грешки во деталите и можни колизии помеѓу фазите од проектот; (4) Ефикасно производство на конструктивните елементи; (5) Планирање на производството и рокови ; (6) Планирање на изведбата; (7) Организација на градилиштето.

3D моделирањето на објектите обезбедува добивање на точни количини уште во фаза на идејниот проект со што се намалува ризикот од грешка при давање на понудите. Изработката на прелиминарен 3D модел при понудата со визуелизација на решението придонесува полесно да ги демонстрирате алтернативните идејни решенија. Работењето со 3D модел е најточно и представува интегриран начин да се справите со деталите, производството и монтажата на конструктивните елементи. Изработка на проект со 3D модел овозможува нови ефикасности при производството посебно кај челичните конструкции. Со моделот останувате информирани и можете да ги информирате другите учесници во проектот и Инвеститорите во кој било период од реализацијата на проектот, додека со визуелните информации создавате подобри проекти за разбирање. Може да комуницирате со изведувачите на градилиштето со координација на производството во кое било време.

Проект направен со BIM моделирање овозможува да го направите процесот на производство поефикасен и пофлексибилен со што деталите ги прикажувате како 3D приказ и елементите директно ги сечете на CNC машини преку NC фајлови кои ги добивате со директно експортирање од моделот без можност за грешка. Интелигентниот модел кој е направен во себе ги содржи сите информации за генерирање на цртежите од проектот како и сите други потребни извештаи. Со добро направен модел може да се направи заштеда во време и трошоци и се проверува дали сите елементи се вклопуваат меѓусебно , пред да се монтираат на градилиште. Во продолжение прикажани се изведени градби конструктивно моделирани, произведени и монтирани со помош на 3D модели.

Клучни зборови: *3D моделирање; BIM моделирање;*

[1] MSc, Grad.Struct.Eng, Chief Engineer FAKOM AD Design office, boris.tasevski@fakom.com.mk
[2] Grad.Struct.Eng, Designer FAKOM AD Design office, boris.aleksandrov@fakom.com.mk

1. ВОВЕД

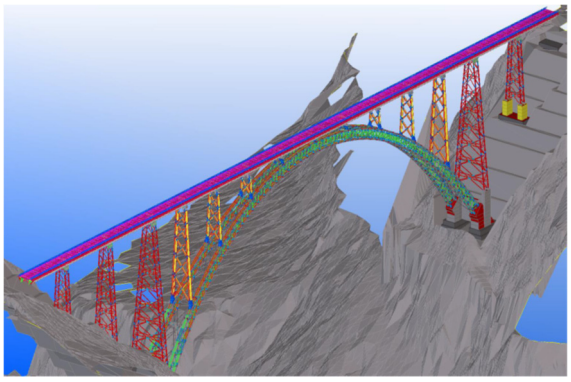
Располагањето со софтвери за 3D моделирање на конструкциите како што е TEKLA Structures овозможува примена на т.н. BIM (Building Information Modeling) концепт кој допринесува да од него се извлечат следните бенефиции :

- Полесна проценка и презентација на понудите за идните градби
- Изработка и детализација за сите конструктивни елементи
- Избегнување на грешки во деталите и можни колизии помеѓу фазите од проектот
- Ефикасно производство на констуктивните елементи
- Планирање на производството и давање на рокови за изработка
- Планирање на изведбата(монтажата) на градилиште

Поразвиените земји во светот во моментот без да постојат прописи и стандарди за задолжително 3Д моделирање на објектите веќе на високо ниво го употребуваат BIM – процесот низ проектите. Една од причините за ваквиот пристап е доброто образование , пред се на помладата генерација на инженери кои успеваат да го промовираат и истовремено да влијаааат на примената на ваквиот начин на проектирање , а крајна цел е економска заштеда за Инвеститорите и зголемување на вредноста на проектите. АД ФАКОМ Скопје како една од водечките компаниии во градежната индустрија за челични конструкции во соработка со Градежниот и Машинскиот факултет од Скопје континуирано бара дипломци кои покрај компетентноста од техничките апекти би имале и познавање во информатичката технологија и би можеле да го спроведат BIM процесот низ проектната документација. Нашата соработка со странските Инвеститори од Европските земји ни наложи и практично не обврза за примена на 3D моделирањето и употреба на BIM-от скоро во сите проекти. На пример проект за еден ролер -костер без предходно изработен 3Д модел практично е невозможно да се реализира како градба. (Слика 1 во прилог).На слика 2 прикажан е еден 3Д модел направен во TEKLA Structure за мост во Индија реализиран по BIM концептот. Во блиска иднина се планира и воведување на т.н. BIM прописи и стандарди во кои ќе се бара изработка на проектите со 3D конструктивно моделирање.



Сл. 1. Ролер коастер



Сл. 2. ТЕКЛА модел на мостот

Пристапот со т.н. BIM (информатичко 3D моделирање на објектите) овозможува да се спроведат и други напредни решенија во планирањето на производството и изведбата преку информации кои ќе може да ги пренесете автоматски. Моделот се применува и на самото градилиште низ сите фази од проектот посебно при монтажа на конструкцијата на градилиште и се овозможува координација на работата без правење на застој при изведбата.

Објект кој преку проектот е направен како 3D модел во себе вклучува богатство на информации кои може да ги искористиме при правење на термин плановите за изведба , набавка на материјалите и координација на градилиштето.

Дел од информациите се следни: (1)План за нарачка на материјали и нивно користење во текот на изведбата ; (2) Техничка разработка на цртежите ; (3) Генерирање на т.н. пакинг листи за

транспорт на материјалот ; (4) Корисни информации за статусот до која фаза е проектот ; (5) Рационална обработка на материјалите; (6) Правење на термин планови за реализација по фази.

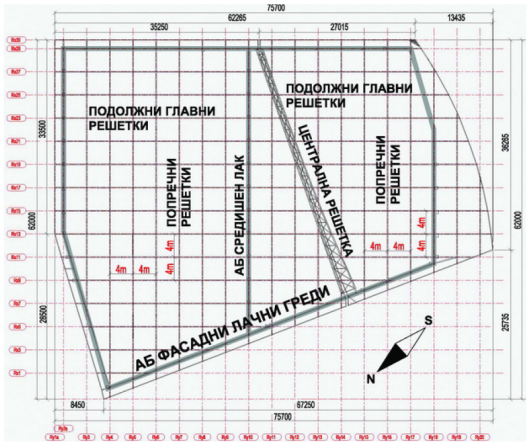
Планирањето на монтажата на објект со предходно направен 3D модел овозможува правилна испорака и добивање на точен термин план за монтажата кој треба да се следи во текот на градбата и да овозможи дали се придржувате према почетно дадениот термин план за изведба. Од моделот може да извлечете информации потребни за склоповите како димензии за транспорт (габаритни димензии) , тежина на склопови и нивно тежиште потребно при монтажата , како и план за складирање на склоповите на градилиштето во зависност од просторот кој се има на располагање.

Во продолжение прикажани се подетално два проекти (Објектот на Македонска Филхармонија во Скопје и фабриката за лепаци на HENKEL во Босна) кои е изведени по предходно изработен 3D модел без кој нивната реализација би била доста тешка со голем процент на грешки кои би се појавиле и констатирале на самото градилиште.

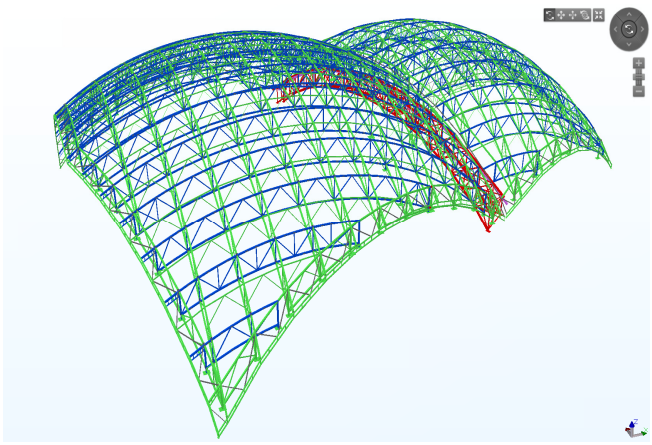
2. ПРОЕКТ : ОБЈЕКТ НА МАКЕДОНСКА ФИЛХАРМОНИЈА ОД СКОПЈЕ

2.1. Опис на конструкцијата и краток опис на спроведените работи

Од конструктивен аспект објектот на Македонска Филхармонија е изведен од армирано бетонска конструкција со челична кровна конструкција која е составена од две куполи мала и голема купола. Од архитектонска гледна точка објектот е еден од најубавите кои е изведен во последно време, а од конструктивна гледна точка е доста интересен и несекојдневен составен со доста сложена геометрија. АД ФАКОМ – Скопје како коперант на АД ГРАНИТ – Скопје се вклучува во проектот со задача да ја изведе челичната кровна конструкција за куполите. Вкупната тежина на челичната конструкција за куполите изнесуваше 220 т составена од централна просторна решетка , подолжни главни решетки и попречни решетки. (слика 3 Диспозиција на кровната к-ција)



Сл. 3. Диспозиција на кровна к-ција

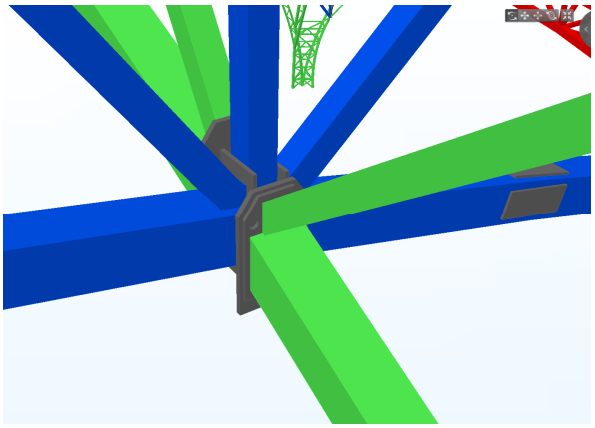


Сл. 4. ТЕКЛА модел од Филхармонија

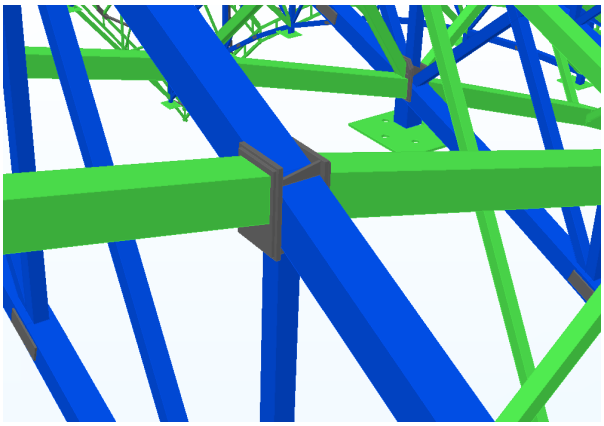
Пред почеток на проектот одлучено е да се направи 3Д модел од куполите кој би бил како референтен за останатите фази од проектот. (Слика 4 – Текла модел од Филхармонија). Моделот е составен од вкупно 1220 склопови кои подоцна треба да се монтираат и поврзат меѓусебно. Врските помеѓу склоповите се остваруваат на самото градилиште дел на земја ,а дел на висина. Паралено со изведба на 3D моделот се пристапи кон геометриско снимање на вградените лежишта во бетонската конструкција кај кои имаше големи отстапувања заради сложените геометрии и висини при кои елементите беа бетонирани. Мерките од снимањата паралелно се внесуваа во 3D моделот се со цел да се добие реалната слика кој се имаше на објектот посебно на косите армирано-бетонски греди во кои беа анкеровани лежиштата за решетките од куполата. Бидејќи централната просторната решетка веќе беше монтирана од предходните изведувачи ,а за истата се прифаќаа главните решетки се направи нејзино целосно геометриско снимање во сите

јазли со што добиените координати на јазлите се вратија назад како реално изведени во 3D моделот се со цел да нема отстапувања при остварување на врските од главни решетки со централната просторна решетка.

По добивање на реалната ситуација за дотогаш изведените армирано бетонски и челични конструктивни елементи се пристапи кон целосно 3Д моделирање на сите склопови со решавање на меѓусебните врски кои во секој јазол беа различни (Слика 5 и 6 – детали за јазли во прекршувањата).



Сл. 5. Детал од јазли за долна врска



Сл. 6. Детал од јазли за горна врска

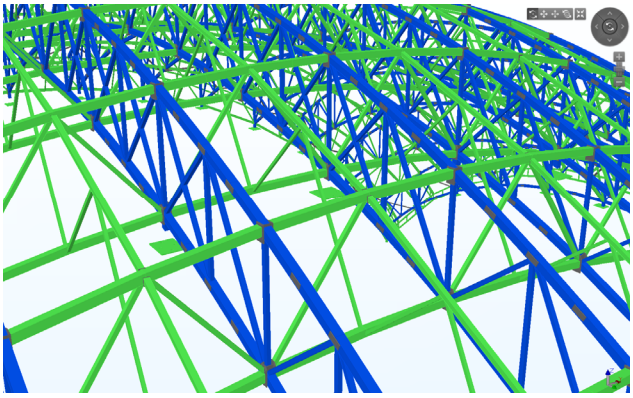
Моделирањето се одвиваше паралелно со почеток на производството и монтажата што како процес го овозможува ваквиот пристап на проектирање , а се со цел за што побрзо време да се реализира објектот. Склоповите како целина се оформуваат во работилница и врз истите уште пред нивен транспорт се правеше геометриско снимање на секој склоп дали истиот одговара на работилничката документација заради сложената геометрија. Дополнително оформување на склоповите се правеше на самото градилиште на земја во кој се оформуваа по две главни решетки со меѓусебна исполна од секундарните решетки со што се добиваше вонгабаритен склоп кој како целина се монтираше.

Карактеристично за вака оформените склопови на градилиштето кои имаа сложена геометрија , нерамномерен товар и тежиште на склопот во некоја x,y,z точка потребно беше за секој така формиран склоп да се направи контролно мерење на неговата геометрија и да му се најде тежиштето во просторот по што се одредуваа местата за негово прифаќање при монтажата и се изработуваа сајли за дигање кои беа сите со различна должина од причина склопот во воздух при дигањето да ја завземе правилната положба како што треба да биде монтиран и како треба да стои во склоп на цела конструкција што мораше да се оствари заради невозможни подоцнежни негови маневри заради тежината и габаритот. Сето ова што погоре е спомнато практично е невозможно да се изведе без подршка од ТЕКЛА моделот и податоците кои се добиваа од предходно изработениот 3D модел за конструкцијата. Покрај различната должина на сајлите за подигање карактеристично за склоповите оформени на земја е што за маневар на истите беа потребни три крана истовремено од кои со два се правеше нивна ротација ,а со третиот висинската монтажа после завземената правилна положба на склопот во воздух.

2.2. Краток опис на работите искористени од 3Д моделот и ТЕКЛА софтверот

Размената на моделот преку помошниот софтвер TEKLA BIM Sight се користеше за делење на информациите помеѓу сите учесници во проектот. Со изработка на 3D моделот и геометриските мерења се отстранија сите проблеми со можни колизии помеѓу завршени армирано бетонски и челични конструктивни елементи кои веќе беа изведени , како и помеѓу новите склопови со што се овозможи доста брза монтажа без застој на градилиштето. Паралелната изработка на работилнички цртежи, детализирање на јазлите и паралелно производство на склоповите према приоритети овозможи за цело време од проектот да се има увид што се работи, што се моделира,

што се мери со геометари и што се монтира без никаков застој што ни овозможи давање на точни термин планови за реализација на проектот. Моделот овозможи монтажерите да имаат целосен преглед на склоповите во однос на целата конструкција со добивање на тежина на склопови , габарити и нивно тежиште.



Сл. 7. Виртуелен 3D приказ на к-цијата

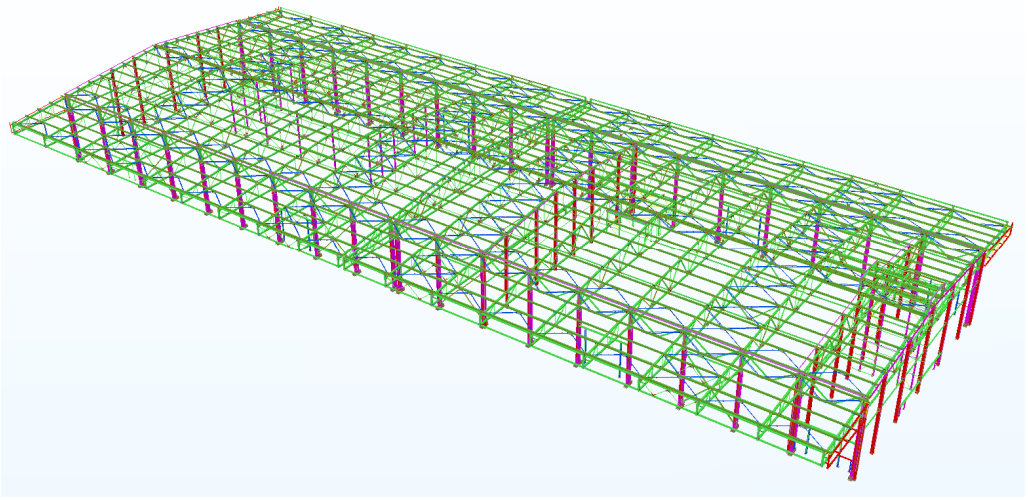


Сл. 8. Монтирана конструкција

3. ПРОЕКТ: ОБЈЕКТ ФАБРИКА ЗА ЛЕПАЦИ СО СКЛАДИШТЕ HENKEL-БИЛЕЧА, БОСНА И ХЕРЦЕГОВИНА

3.1. Опис на конструкцијата и краток опис на спроведените работи

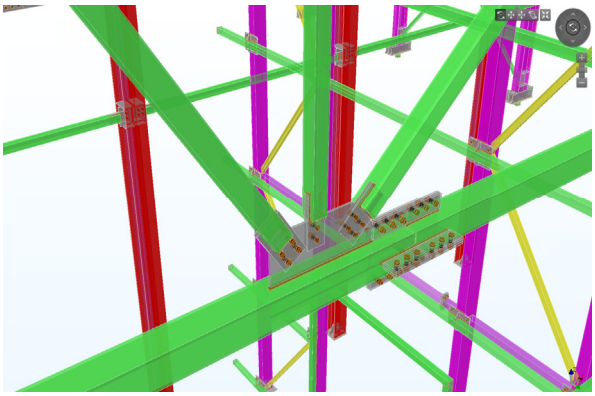
Од конструктивен аспект објектот за фабриката за лепаци со складиште е изведена од челична конструкција со врски кои се остваруваат со завртки. Главниот попречен распон на складиштето е L=30,0м со два конзолни испуста од двете страни по L1=8,50м или со вкупна ширина од B=47,0м. Во подолжен правец столбовите се проектирани на меѓусебно осовинско растојание од 6,0м со вкупна должина на објектот од 108,0м дилатиран на средина од 2x54,0m.Висината на складиштето е H=6,70м. Конструкцијата е проектирана со рамнински трапезасти решетки кои зглобно се ослонети над столбовите кои се вклештени во анкерувањето. Над решетките се псотавуваат рожниците кои доаѓаат на меѓусебно осовинско растојание од 1885 мм во распонот од 30,0м и на растојание од 1849мм на конзолните делови. Целокупната конструкција е укрутена со хоризонтални спрегови во кровна рамнина и со вертикални спрегови и тоа три спрега во поле на главниот среден распон од 30,0м , спрегови над столбовите во подолжен правец и два вертикални спрега на конзолните делови еден во средина на распонот и еден на крајот од конзолата.



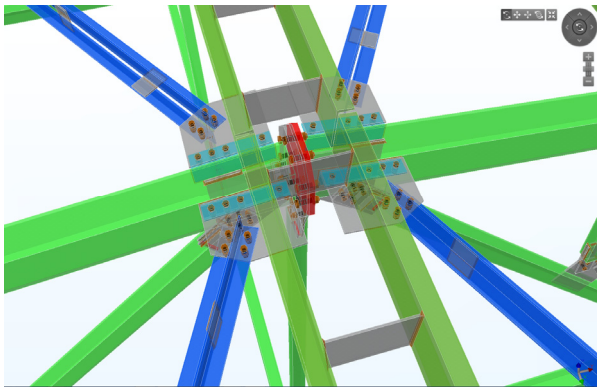
Сл. 9. Tekla модел од Складиштето за лепаци HENKEL-Билеча, Босна

Целосно моделираната конструкција за складиштето е со вкупна тежина-спецификација за челичната конструкција од 400 тони изработена во целосно заштрафена варијанта помеѓу склоповите. Вкупниот број на изработени склопови за поблиска представа на објектот изнесуваше окулу 2850 склопа кои меѓусебно се поврзуваа со вкупно 14740 завртки во најразлични дијаметри.

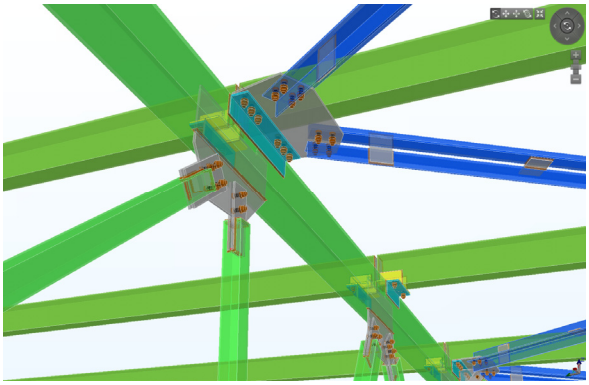
Карактеристично за оваа конструкција е што истата целосно се изработи према 3Д моделот и се достави на градилиштето кое беше во странство без никаква предходна пробна монтажа помеѓу склоповите. Во прилог се прикажани некои карактеристични +врски помеѓу склоповите од кои може да се констатира тежината на изведената работа и потребната прецизност.



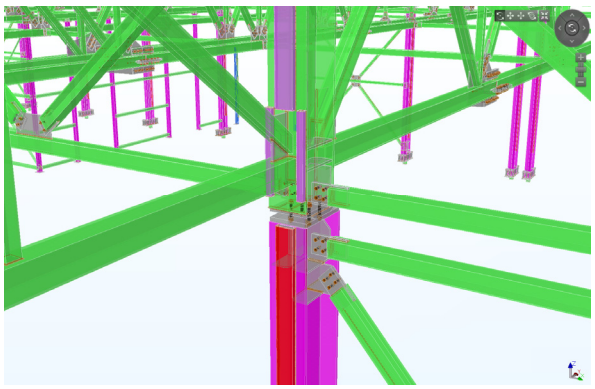
Сл. 10. Детал од монтажен наставак за долен појас од решетка



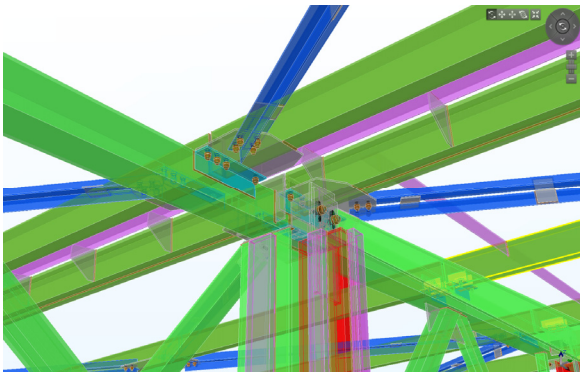
Сл. 11. Детал од монтажен наставак за горен појас од решетка



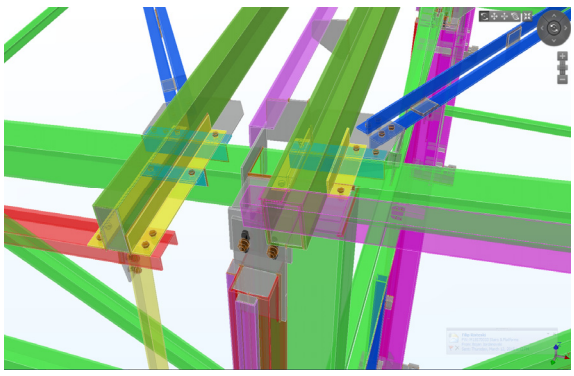
Сл. 12. Детал од монтажен наставак на врска решетка-рожница-спрег



Сл. 13. Детал од зглобно лежиште од врска решетка - столб



Сл.14. Детал од монтажен наставак на врска решетка-рожница слеменица



Сл. 15. Детал од калкански столб и секундарни елементи за панели

3.2. Краток опис на работите искорисени од 3Д моделот и ТЕКЛА софтверот

Размена на моделот и решавање на врски (т.н. детализација) помеѓу главни проектанти носители на проектот фирмата „ДЕЛТА ИНЖЕНЕРИНГ„ од Белград и коперанти производители на челичната конструкција АД ФАКОМ – Скопје и меѓусебно одобрување на усвоените решенија за монтажните врски со завртки во согласност со статичките големини кои во истите се јавуваат и елиминирање на сите можни колизии помеѓу елементите.

Во текот на производниот процес 3D моделот се користеше од страна на техничката припрема при изработка на работилничката документација и креирање на приоритети на изработка и испорака на елементите во се према барањата на Нарачателот и монтажерите, а се во согласност со останатите фазисти од проектот. Процесот на производство како и испораката се вршеше по полиња према предхоно направени приоритети со точно направена сигнација на елементите и направени т.н. пакинг листи за транспорт на елементите.

Без 3D моделот монтажата на градилиштето не беше можна која се изведуваше од трета локална фирма која склоповите требаше да ги монтира на точна локација во однос на целокупната конструкција. За оваа работа доста голема помош допринесе и софтверот TEKLA BIM Sight со кој едноставно монтажерите на градилиште со едноставна инсталација на 3D моделот на таблет имаа целосен увид и следење во конструкцијата и кој елемент каде со лоцира во склоп со предходно дадената сигнација.

4. ЗАКЛУЧОК:

Вредноста на 3D конструктивното моделирање со користење на BIM концепт

Користењето на концептот со 3D BIM моделирање овозможува ефикасна комуникација во реално време и поврзување помеѓу сите учесници во проектот. Бидејќи ваквото моделирање овозможува проценка на информациите во секоја фаза на проектираниот проект , Tekla Structure ја минимизира потребата за преработка и овозможува подобрена предвидливост. Се на се ваквото моделирање денеска допринесува за големи вредности на проектите.

Погоре спомнатите два проекти кои се прикажани, а беа започнати на ниво на Основен Проект без 3D моделирање без кое практично не беше возможно да се реализираат во изведбата. Пред почеток на изработка на деталната работилничка документација беше одлучено да истите конструктивно се моделираат како 3D модели со оглед на тоа дека кај едниот имаме доста комплицирани геометрии и врски во јазлите кои во секој спој се различни , а кај другиот имаме детализација на голем број на врски со завртки од најразличен тип и јазли во кој се спојуваат дури и по 8-10 елементи.

Без пристап со 3Д моделирање на вакви проекти не е можно да се обезбеди компатибилнност и да се избегнат грешки со колизии помеѓу елементите. Посебно треба пред почеток на секој проект уште во фазата на идејното решение да се одлучи дали истиот може да се проектира во 2D или поради комплексноста ќе мора да се изработи во 3D модел. Во денешно време се почесно се одлучува без разлика на комплексноста на објектите сите проекти да се изработуваат со 3D конструктивно моделирање.

БЛАГОДАРНОСТ

Авторите изразуваат голема благодарност до менаџерскиот тим на АД ФАКОМ – Скопје од кој ја имаме целосната поддршка во развојот на т.н. 3D конструктивно моделирање по BIM концептот кој веќе го имаме воведено во нашата фирма и се работи на доста високо ниво. Исто така голема благодарност изразуваме и до тимот од РЕ ПРОЕКТ, РЕ ПРОИЗВОДСТВО и службата за геометриско снимање при АД ФАКОМ без чија подршка погоренаведените и сите останати проекти направени преку концептот на 3D конструктивно моделирање не би биле успешно реализирани. Голема благодарност изразуваме и до колегите кои учествуваа во двата погореспомнати проекти од фирмите АД ГРАНИТ – Скопје и ВИРИНДЕЛ Дооел Скопје како и до колегите од фирмата ДЕЛТА ИНЖЕНЕРИНГ- Белград.

ЛИТЕРАТУРА

[1] BIM (Operate,Construct,Design,Plan) PROJECT EXECUTIN PLANNING GUIDE April, 2010

[2] Македонска Филхармонија – урбан објект кој ги поместува границите и во поширокиот регион , Списание на ПОРТА 3

[3] Design,construction and on-site fabrication of the Chenab Bridge using BIM , 9th International Symposium od Steel Bridges 2018

[4] National BIM Report 2019

[5] BIM Handbook: A Guide to Building Information Modeling for Owners, Designers, Engineers, Contractors, and Facility Managers, Third Edition 2018

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

ST - 16

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

IWA STANDARDS WITH WB-EasyCalc SOFTWARE APPLICATION FOR SMALL SIZE PUCs ON A CASE OF MAKEDONSKI BROD

Strahinja TRPEVSKI[1],

ABSTRACT

Globally, over 80% of the wastewater generated by society flows back into the ecosystem without being treated or reused. Sound water management is often regarded as a cost. But in reality, it is always an excellent investment. Currently about 1 billion cubic meters of treated urban wastewater is reused annually. But this volume represents less than 0.5% of annual EU freshwater withdrawals. EU potential, mainly in Southern Europe, is in the order of 6 billion cubic meters – that's six times the current rate. One of the main goals is to protect the environment from the negative impact of urban wastewater and provide safe drinking water to all citizens at affordable prices.

With a focus on water supply, the IWA Standards with WB-EasyCalc Software Application for Preparing a Water Balance Model is implemented in Public Utility Company (PUC's) "Vodovod i Kanalizacija Makedonski Brod". One of the most significant conceptual changes in the water sector in recent decades has been in the area of water balance calculation, where attention is focused on reducing water losses, supporting information and leading the process, reducing the uncertainty in measuring water consumption. Bearing in mind that the methodologies for calculating NRW differ - Water Balance in individual countries, the IWA Working Group (IWA) proposed a Water Balance Methodology adopted by AWWA 2003. According to this methodology, Public utilities will have a clear idea of their situation both technically and economically. With more accurate figures/percentages, Utilities will have a better overview of their water supply networks and be able to develop a non-revenue water strategy. The next step will be to develop a realistic investment program. Without a water balance, Utilities face a problem in managing the network from an operational and maintenance point of view (high operating costs) and developing an appropriate investment program. The outcomes from the water balance calculations for is presented in this paper with a hope that more than 60% of water losses in the water supply system will be decreased with an adequate measure.

Keywords: *Sustainability; Tools; Standard; Water balance; Investment;*

[1]Assoc.Prof.Dr.sc Faculty of Architecture, University of "Ss' Cyril and Methodius", Partizanski odredi No: 24, Skopje, Republic of North Macedonia, strahinja_trpevski@yahoo.co.uk

1. INTRODUCTION

With aim to establish water services cost-recovery system as entirely transparent financing scheme of the water sector within the Public Communal Utilities (PCUs) in 37 small municipalities by supporting implementation of the National Water Tariff Study and revised water tariffs policy a water balance calculations takes important role in a broad spectrum of subjects concerning the water sector including process of preparation and guidance for implementation of revised water tariffs methodology to the regulatory authority who has been assigned with new responsibility in the water sector in order of enabling them to apply revised tariffs setting methodology and strengthening the capabilities of inspection and enforcement system for implementation of water tariffs methodology.

Losses and leakages of one form or another (non-revenue water), account for over 60% of the water that is used by communal services. This is a high value in comparison to a reasonable EU benchmark that is 30%.Low tariffs, insufficient collection rates, and liability of utility companies to pay VAT for provided services which have not been paid by the users, lead to lack of revenue, which results in failure to attend to maintenance and repairs, and no possibility for infrastructure extension and improvement. As a consequence, the water infrastructure at present is in poor condition. Despite its paramount importance, water as a sector generally does not receive the attention it deserves. Water is central to human survival, the environment, and the economy.

2. PERFORMANCE OF " WATER SUPPLY AND SEWERAGE " MAKEDONSKI BROD

PUC " Water Supply and Sewerage " - Makedonski Brod is an entity providing water-related services (collection, purification, and distribution of drinking water for households and industry and wastewater treatment in the area of Makedonski Brod Municipality). Of the total number of inhabitants in the municipality (6203), 53% are city dwellers and 15% rural settlements (Samokov, Suvodol, Brest, Trebino, Devic, Krapa) covered by the PE Water Supply and Sewerage System and Services '- Makedonski Brod, and the rest of the population (32%) are supplied by their own water supply systems.(Fig.1.)

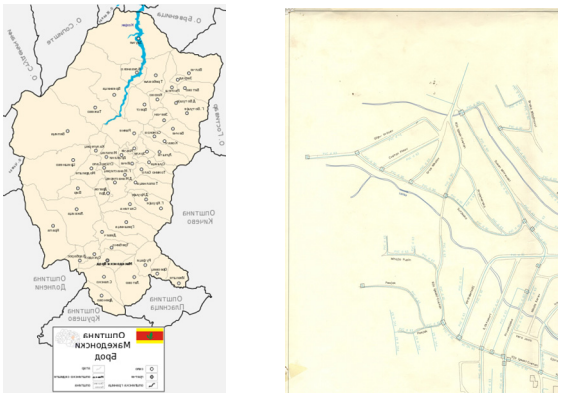


Fig. 1 Maps of Makedonski Brod covered by activity plan

Table 1. Population and service coverage

Population and service coverage		2015	2016
Population in the service area			
Population in the municipality (in the area of responsibility)	No.	6.203	6.203
Water supply			
Population to which water is supplied	No.	4.176	4.176
Wastewater collection			
Sewer population (in the area of responsibility)	No.	3.572	3.572
Wastewater treatment			
Population eligible for wastewater treatment (in area of responsibility)	No.	3.249	3.249

2.1. General Focuses on activities for the elimination of weak points

The reduction of Non-Revenue Water is a priority. In that sense the results from water balance tool will help in defining the necessary activities that should be undertaken. GIS mapping of (underground) assets and harmonization of technical and accounting inventories is one of the prioritized activities. Modernization of the network zoning and operational monitoring upgraded with management and control regular customer satisfaction and willingness to pay surveys. Introduction of cost center-based accounting, establishing of water services costs recovering system by enforcing the new water services tariffs legislation. Financial and organizational restructuring of the public communal utilities that provide water services. Intensified resource mobilization for rehabilitation of drinking water supply and sewerage systems and maintenance of wastewater treatment plants and related infrastructure.

3. KEY ELEMENTS OF THE APPLIED WATER BALANCE-EASY CALC

Way is important a water balance in a concrete case for PUC " Water Supply and Sewerage " - Makedonski Brod. Because it was found that the percentage of untreated water on average in public utilities is about 50-65% which is a relatively high rate. The first version of WB-EasyCalc was designed in 2006 to help water utilities and consultants properly apply the IWA Water Loss Expert Group methodology. Over the last 10 years it has become NRW's preferred tool for analysing water utilities worldwide.

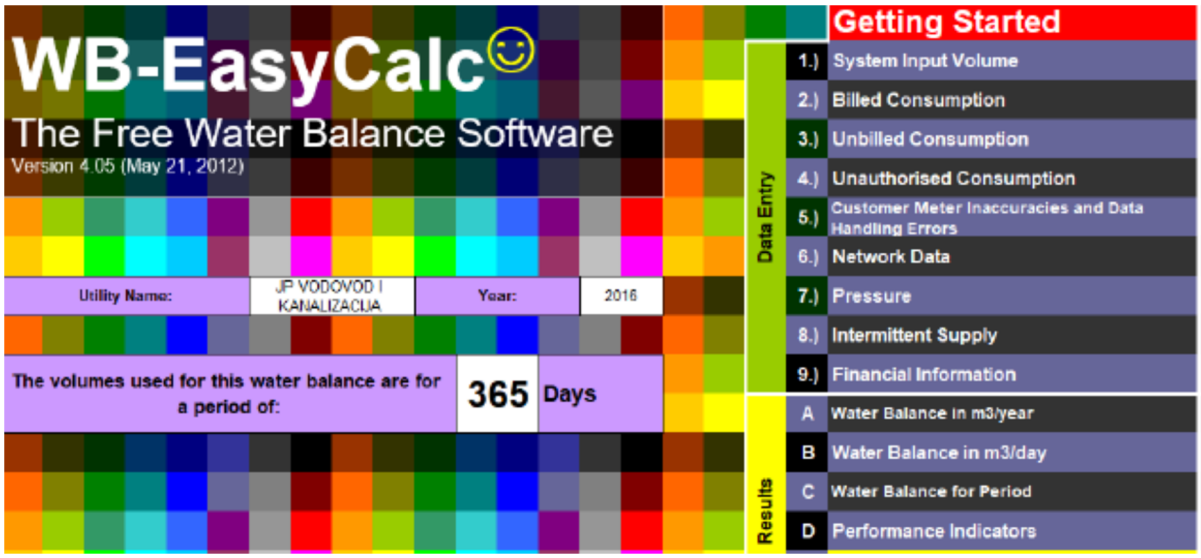


Fig. 2. Starting interface of the WB-EasyCalc

The purpose of the WB-EasyCacl software tool is the PUCs to establish a water balance according to IWA on the basis of their data as realistic as possible and be able to analyze it. Based on the results of the water balance, the next step for Public Utilities is to develop a non-revenue water strategy.

The most important water losses are in the distribution network itself, given the length of the pipes and the number of connections. If the losses are monitored from the point of view of the operation of the utilities, then unauthorized water consumption (illegal connections, unauthorized use of water by the hydrants) incorrectly measured the input volume of the system, as well as the water consumption, inaccurate billed and inaccurate amounts, can also greatly reduce the income of public utilities.

Water balance components can be measured, estimated or calculated using a variety of techniques. Although ideally a large number of important components have been measured, the reality is unfortunately often different. Many times public utilities do not even try to start a water balance because they do not know the key data, such as the total amount of input in the system. The main message is that it is always worth trying to introduce a water balance, even if the main elements are based on estimates.

By doing so, you will be able to draw up a list of activities needed to improve water balance accuracy.

Water balance is usually done annually - for the last year, in our case 2016, as in Fig.2.

The basic steps for determining the water balance are the following parameters:

1. Determination of the input quantity in the distribution system (1), corrected for source/output error meters.
2. Determination of authorized consumption: invoiced (2) + non-invoiced (3)
3. Water Loss Calculation – Un-invoiced Consumption: System Input (1) - Authorized Consumption (2 + 3).
4. Estimation of apparent losses (4): unauthorized use + customer measurement inaccuracy + systematic errors in data handling.
5. Calculation of real losses (5): water losses - apparent losses (4).
6. Verification of NRW: 3 + 4 + 5.

3.1. Determination of system input volume

When measuring the total system input, calculating the annual system input is a simple task (simple flow readout). Ideally, the accuracy of the input volume flow meter is verified using mobile flow meters. If differences are found in the results of the readings of the flow meters and the interim measurements, the problem should be investigated and if necessary, the volume should be corrected to reflect the real situation. If we have sources that are not measured, the annual flow is estimated based on (or a combination of) the following: (i) occasional flow measurements using mobile devices/protocols, (ii) flow/outflow tank tests (iii) analysis of the curves, pressures and average number of pump operating hours.

Table.2. Water sources and production capacity

Name	As traction	Delivery
Sources - own for the villages	20,000	Gravitational
WSS Studencica	480,916	Gravitational
Total production capacity	**57.18 (m^3/h)**	

The public utility provides potable water to approximately 6,203 residents with a network of 51km in the city of Makedonski Brodi and 5 surrounding villages. The entire amount that enters the distribution water supply system is the largest part of the regional water supply system Studencica.With dedicated use of drinking water, the system is able to meet the needs of consumers (seen from technical norms for water consumption per capita and water released in the previous year).The main source of water is from the Studencica water supply system that comes by gravity.

Table.3. Total water production PUC “Water supply and sewerage”- Makedonski Brod

Production and supply		2015	2016
The volume of water from own production	m3/year	20,000	20,000
The volume of purchased raw water	m3/year	520,330	480,916
The volume of produced water	m3/year	**544,330**	**500,916**

3.2. Billed consumption

The calculation of annual invoiced metered consumption goes hand in hand with identifying possible invoicing errors and data handling, information that is later needed to estimate the apparent loss. The consumption data of the different categories of users (eg households, commercial, industrial consumers) are taken from the public utility billing system and analyzed. Particular attention is paid to the group of 20% of the largest consumers. Performance Indicators (PI) tool; together with Finance tool; Assets tool and Water balance tool, including Table with population coverage per settlement and calculation of population growth are base for preparation of the Tariff calculation model and therefore definitions that are used in all tools must be equalized with PI tool. It is done in this case of analyses.

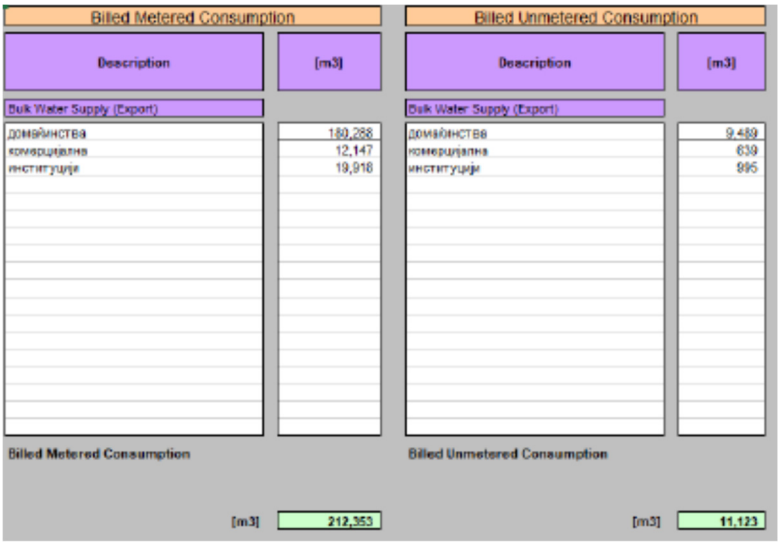


Fig.3 –Billed consumption for Makedonski Brod

For all three different input data categories (households, commercial, industrial consumers) they resulted in Billed Metered Consumption of 212.353m3 and Billed Unmetered Consumption of 11.123m3 which is less than 20%.

3.3. Unbilled consumption

Similar to billing, there are two groups of consumption: Measured unbilled consumption and Unmeasured unbilled consumption. The volume of measured unbilled consumption is established similar to that of invoiced measured consumption. This category can include consumers such as fire brigades, consumers where water is measured but not invoiced or some municipal facilities, or wastewater treatment plants and water supply. If the public utility bills all the measured customers, this point may be zero. Unmeasured unbilled consumption, traditionally including water used by the utility for operating purposes and is often overestimated. This may be caused by simplifications (a certain% of total system input) or overestimation in order to "reduce" water losses. Components of unbilled unmeasured consumption should be identified and calculated separately, for example, washing of main pipes: how many times a month? how long? how much water?.Fire fighting: was there a big fire? how much water is used?. Green areas/parks: how often are they irrigated?. Does it include street cleaning?

We could identify two major types of water loss that occur. The obvious losses are the non-physical losses that occur during the operation of a public utility due to inaccuracies of users' water meters, systematic errors in data processing in the billing system and unauthorized consumption. In other words, it is water that is consumed but not accurately measured, calculated or collected. Such losses affect the revenues of the public utility and distort the picture of consumer spending data in the scheme. Real losses are the physical losses of water from the distribution system, including leaks and reservoirs overflows. These losses increase the cost of producing water for public utilities and burden water resources because they represent water that has been extracted (source, well, etc.) and treated but has never been in use. The case of Makedonski Brod is identified as unbilled unmetered consumption from 5 fire hydrant, 2 fountains and church with amount of best estimation of 1.885m3 with an error margin of 10%.

3.4. Unauthorized consumption

It is difficult to provide general guidance on how to assess illegal consumption. Evaluating illegal consumption is always a daunting task and should be done in a transparent, component-based way so assumptions can be easily revised later. There should be a record of all illegally constructed buildings not entered into the charging system, but using water, and their consumption should be assessed. Recording of detected cases of wild connections ie. estimation of consumed water to be performed for a certain period of time. On this basis to estimate the amount of illegally used water. There is a wide

degree of variation in situations and knowledge of the local situation and the water system itself will be the most important to evaluate this component.

Unauthorized consumption may include Illegal - illegal, unregistered accessory links(households and others);Abuse of fire hydrants and fire fighting systems; Bypassing registered bypass connections and/or tampering (Consumer cheating); Corruption of water meter reading staff; Open border valves to external distribution systems. Unauthorized consumption was defined in the analyzed case of Makedonski Brod with min.34.274m3/max.56.027m3 with average error margin of 24,1%.

3.5. Customer Meter Inaccuracies and Data Handling Errors

The accuracy of measuring and reading the consumption of water meters is crucial for the calculation of NRW. Generally, the number of metering points on functional water meters is nowhere near 100%, which means that some of the NRW belong to the inaccuracies of the water meters and the errors in handling their data. In this part of the PI tool that is completed for the preparation of the Tariff Model in the water supply section, it gives a clear definition:

- Total number of measuring points of users of water service with functional water meter at the end of the year (number of measuring points is different from the number of users, because some users have more measuring points in the facility and in some facilities where users have more measuring points, one measuring point may have a functioning water meter and the other measuring point may not, then it have to be invoiced to a lump sum). This requires high accuracy and precision due to the impact it has on the final result.

Based on the known number of registered measuring points, it is assumed that there is a fault in the handling of the data, or inaccessibility of the water meters. In practice, errors may occur due to a poorly designed water supply network or quite old water lines - connections with non-metered or non-metered gauges. Inadequate water treatment and the appearance of chemical and mechanical impurities in the pipes can cause exposure to various particles. These sediments may also affect the water meters and their accuracy, especially mechanical meters. Increasing friction causes losses, causing consumption with insufficient - inaccurate registration. Water meter readers should report any observed problems immediately and the maintenance team should take immediate action to resolve the problem.

Regarding Makedonski Brod, the total amount of water supply is under the billed mattered consumption of 212.353m3 from which the Customer Meter Inaccuracies and Data Handling Errors are predicted to max:38.552m3/min:33.462m3/best estimate36.007m3.

3.6. Network data and Pressure

The main characteristic of this part in connection with PI tool data from where the main indicators are defined and plan for activities accordingly are proposed(Fig.4.). This part of the WB-EasyCalc tool fills in the data for the network. Before filling in it is necessary to define the final data using the PI tool, and common understanding of definitions for the specific activities first of all:

- The total length of the distribution network without transmission pipes (without service connections) in km.

Number of Connections - "Plug-in" is a water pipe from the street network (mainline,), ie from the regional water supply system to the water supply valve (closure - District shut-off Valve,) in front of the main water meter in the water meter manhole.

A number of water service users - households, industry, institutions, is the number of All service users physically connected to the network at the end of the year who have access to, or are able to supply, water from the system. Following the above definitions, as well as the PI tool, there are generally two types of users: registered - with legal connections, and unregistered - with illegal connections.The number of inactive users can be obtained from accounting, through the invoicing program and the reading system, which can provide insight into the deterioration and where there are no changes in the water meters.

Often times, for example, we are registering user who is physically connected to the network and has a metering point - a water meter but has lived abroad for 6 months, and his water meter has no changes - no registered consumption and can be considered as inactive user.

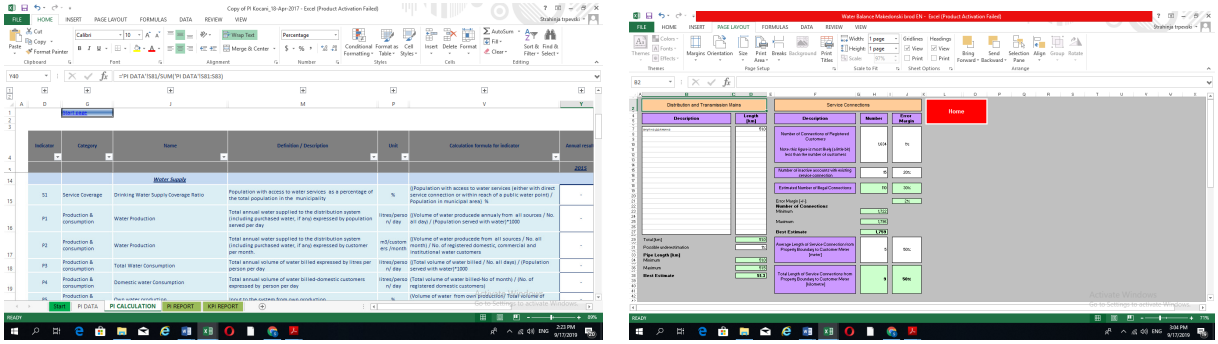


Fig.4. The PI tool with indicators and WB with network data

The total distribution network in the water supplied system of Makedonski Brod is 51km. with number of connections of registered customers of 1.634 with error margin of only 1%; number of inactive accounts with existing service connection is 15 with high error margin of 20%; estimated number of illegal connections is 110 with error margin of only 30%; average length of service connection from property boundary to customer meter is 5,0m.

3.7. Finance information

The financial tool, where water prices are entered, is shown below (Fig.5). The price in MKD / m3 is obtained through the PI tool in its output report as the Average Weighted Tariff - water supply in MKD.

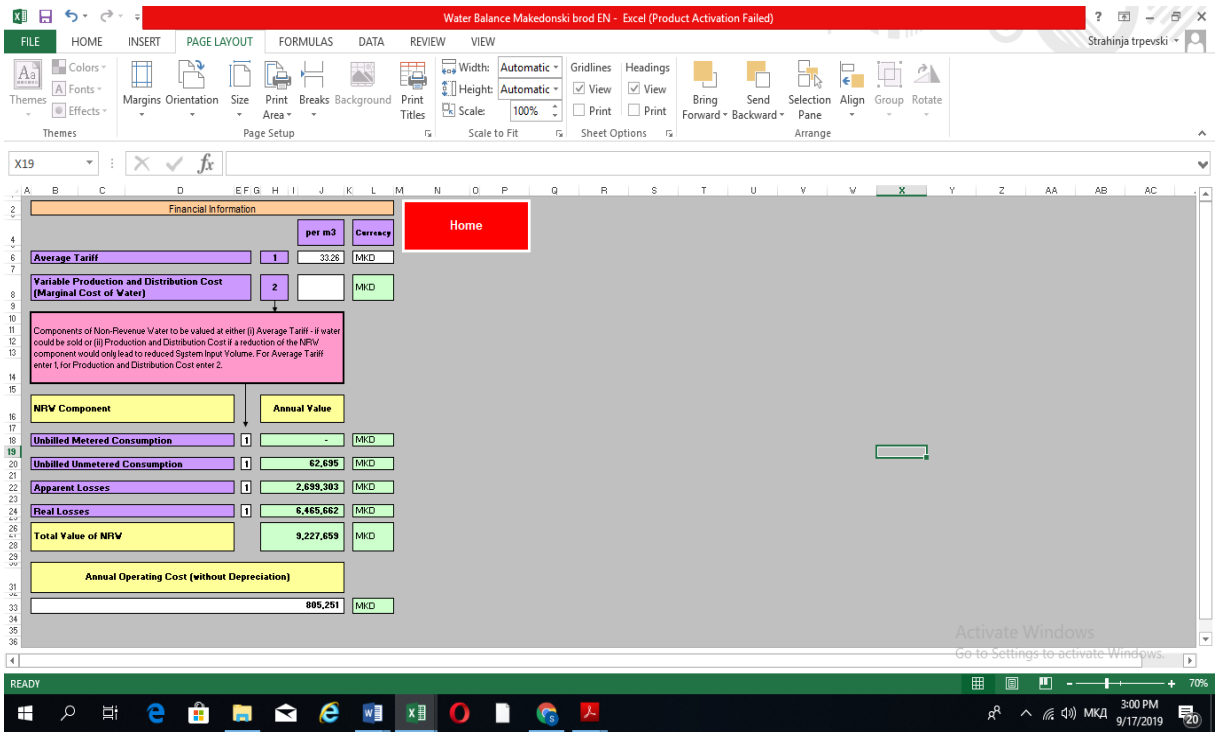


Fig.5.Financial information

The proposed average tariff is 33,26MKD per/m3. Interesting data get in relation to NRW component in total is 9,227,659MKD where out of it the annual value for unbilled unmetered consumption is 62,695MKD, apparent losses are 2,699,303MKD and real losses are 6,465,662MKD.

Annual estimated operational costs (without depreciation) are 805,251MKD.

3.8. Water balance results and output data

The use of percentages is not recommended as an indicator of water leakage efficiency in the distribution system, as it is strongly influenced by water consumption per head (or per connection). The best expression of traditional success indicators is as follows: m3 / water supply/day - metric system

However, the above basic operational efficiency indicators do not take into account the two key factors.

which are system-specific and have a strong impact on the lowest volume of real losses that can be achieved in any particular system. These are:

- average operating pressure;
- Consumer location of service links (relative to street/property boundary);

To address this problem, a new efficiency indicator has been developed and is now used in many parts of the world, namely the Infrastructure Leakage Index (ILI). The ILI is obtained simply by the ratio of the actual real system losses to the inevitable real system losses:

Infrastructure Leakage Index ILI = CARL/UARL

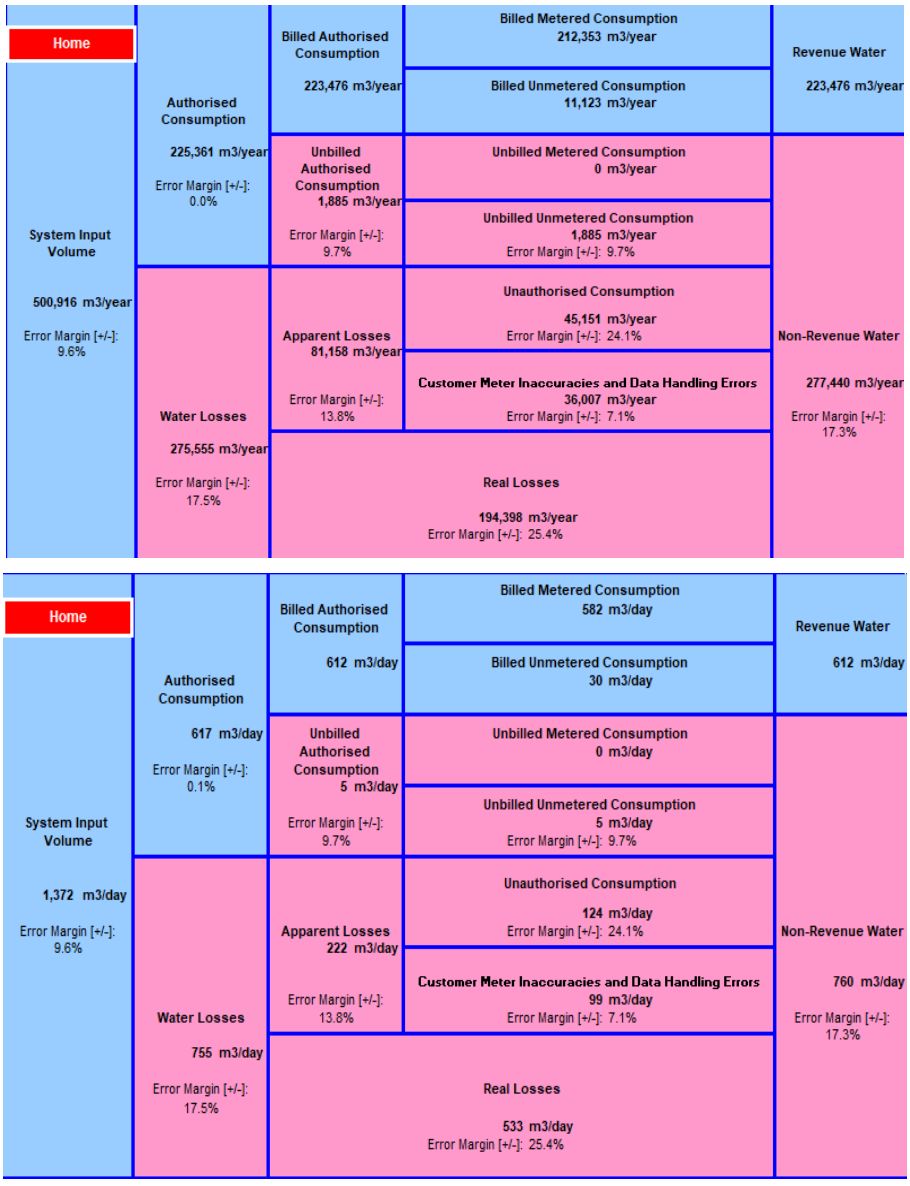


Fig.6. Output table view - WB-EasyCalc output of water balance in m3 / year, and m3 / day

In WB terminology, IWA the terms "UARL - Inevitable Annual Volume of Real Losses" and "CARL - Minimum Achievable Volume of Physical Losses" are replaced by the terms WB "MAPL - Minimum Expected Volume of Real Losses" and "CAP - a current annual volume of physical losses. " Of course, the formula remains unchanged. It is always recommended that the results obtained with this program be checked "manually" by calculating the results of the network measurements

"CARL - Minimum Achievable Volume of Physical Losses" is obtained through the diagrams and represents Physical Losses - m3 / day.

"UARL - the inevitable annual volume of actual losses" was calculated as follows:

$$UARL = (18 * Lm + 0.80 * Nc + 25 * Lp) * P$$

Lm - length of transit pipeline network (km); Nc - number of service connections; Lp - the total average length of water outlet (km); P - medium operating pressure (m)

If we analyze the output table view of water balance for Makedonski Brod in m3/year, than it is visible that from the System input volume of 500,916 m3/year, revenue water is 223,476 m3/year and Nonrevenue water is 277,447 m3/year which is more than 55% of the input volume in the system and presents hard burden for the sustainability of the tariff for water supply. The nonrevenue water has consisted of water losses (apparent/81.158 m3/year and real/194.398 m3/year) upgraded with an unbilled authorized consumption of 1.885 m3/year. The error margin for the water losses is 17%.

4. CONCLUSIONS

Through applied tools for analysis showed that the situation is not sustainable, as from technical as well as from financial aspects. There is a lack of liquidity in the enterprise. The reason for this is poor maintenance of systems, sewage network, and the wastewater treatment plant.

Implementation of the developed Water Balance in accordance with the definitions of the International Water Association (IWA) is the starting point for the next step in the water supply and water loss reduction program.

One of the following steps that are integral to reducing physical loss are: division of the Consumption Zones network, flow and pressure measurements at different locations, performing water loss analysis and location of breakdowns in the appropriate consumption zone using specialized equipment, additional training for technical staff, management and staff in the financial services for world best water loss management practices.

The estimation of non-revenue water in most of the Public Utilities is based on estimated values (especially of produced water, ie the amount of input to the system) due to the lack of measuring equipment (flow meters) in the water supply systems.

WB-EasyCalc is developed to help water utilities and consultants properly apply the IWA Loss Reduction Methodology. In order to avoid overflow errors, preliminary data are entered into the PI tool (Tool from Tariff model), which is the primary input for all subsequent water balance activities.

With the determination of the water balance, the public utility gets a clear idea of their situation, both technically and economically. With more accurate figures, utility will have a better overview of their water supply networks and be able to develop a non-revenue water strategy.

The next step is to develop a realistic investment program. From the above it can be concluded that without water balance, the Public Utility will face the problem of network management from the operational and maintenance point of view. This gives opportunity for stabilization of the PUC with appropriate activities, properly measured with indicators and financially covered costs of maintenance of the system and expanding to new customers with extension of the water supply and sewerage network.

And the main hidden goal of preparation of WB is operational and cost recovery function of the wastewater treatment plant for continued protection of surface and underground waters. WB is an integral part of any Business Plan for the PUCs and creation of the Tariff model as a ground for financial support from different EU funds or financial institutions.

REFERENCES

[1] Law on settings water supply prices- Official gazette 2017

[2] Methodology for the determination of water service tariffs-Official gazette 2017

[3] Business Plans for PUC " Water Supply and Sewerage " - Makedonski Brod -2017

[4] Guidelines for the preparation of a water tariff application- Official gazette 2017

[5] Mile.Paunkoski (2017)-Workshop Reform in the water sector on a central level"-Skopje

[6] Toni Popovski (2017)- Workshop "Data collection and assessment of the existing situation"-Ohrid

[7] Popovski/Paunkoski(2017)- Workshop " Assessment tools and preparation of Business Plan"-Struga

[8] Niras (2017) – Report on project "Reform in the water sector on a central level"

[9] M.Markov/M.Paunkoski/S.Jovanovska (2017)- "Reform in the water sector on central level-Guideline for implementation of WB-EasyCalc"

[10] Low on communal services – consolidate text -2015

[11] Low on drinking water supply and urban wastewater drainage –consolidate text 2016

[12] Low on public enterprises - consolidate text 2016

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

ST - 17

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

SUSTANABLE ROAD NETWORK DEVELOPMENT OPPORTUNITIES IN SOUTH-EAST REGION IN NORTH MACEDONIA

Strahinja TRPEVSKI[1]

ABSTRACT

The development of road infrastructure is one of the basic conditions for the intensive sustainable development of a region. In a situation where road transport is the only type of transport in most of the region, the importance of road infrastructure for enabling the sustainable development of the region is multiplied.

The development of a region depends on several factors. One of the most important, which is part of spatial planning, is the qualitative and quantitative degree of physical infrastructure construction. Every society strives to provide a higher and better standard of living for its citizens, which in essence means constant improvement of living conditions, both social, economic and environmental.

The purpose of this analysis of road network development opportunities in the South-East Planning Region is to define the needs of the Southeast Region for further development of road infrastructure and analysis of road network development opportunities. The developed local road network also provides easy and efficient access to agricultural land, which allows for fast and convenient transport of finished agricultural products. The development of the local road network indirectly contributes to improving the competitiveness of agriculture in the Southeast region. In addition to enabling intensive sustainable development, a well-developed road infrastructure is one of the essential conditions for safe traffic flow. Of course, it should be noted that providing adequate access to every home or workplace is a challenge for any region or municipality that wants to provide conditions to improve the quality of life of its citizens, as well as to provide conditions for increased investment. in the region. Modern access to tourist sites will certainly create conditions for more intensive tourism development in the region.

Keywords: *sustainability; investment; road infrastructure, Spatial Planning, development, region*

[1]Assoc.Prof.Dr.sc Faculty of Architecture, University of "Ss' Cyril and Methodius", Partizanski odredi No: 24, Skopje, - Republic of North Macedonia, strahinja_trpevski@yahoo.co.uk

1. INTRODUCTION

A well-developed road infrastructure, which is in good condition, is one of the basic conditions for sustainable development of a state, region or municipality. A well-developed road network, modern roads, and relatively safe traffic conditions are the basis for accelerated sustainable development, both locally and regionally, in every area of human life. Planning the development of the region is crucial for the proper development of road infrastructure. Appropriate road infrastructure development primarily means building a road infrastructure that will meet the needs of the population and business. Therefore, it is necessary to create conditions through proper planning and harmonization of municipal planning documents and to establish priority regional projects for development of the Southeast region in Macedonia. Physical infrastructure occupies an important place and is the basis for the overall development of the region, especially the road network. But always the needs and wishes of the municipalities for the development of the road network are greater than the possibilities for financing the road infrastructure construction. This analysis gives an overview of the current state of the road network in the South-East Planning Region and provides an overview of the opportunities for road network development in Southeast Macedonia. The analyses provide estimates of the resources needed to complete the regional and national road networks, as well as the needs for further development and maintenance of the local road network.

As part of the process of formulating the analysis, in order to address the needs of the population and business in the Southeast region, public debates were held in each municipality to reflect, comment and make suggestions on road infrastructure development.

2. SPATIAL AND SOCIO-ECONOMIC CHARACTERISTICS OF MUNICIPALITIES IN THE SOUTH- EAST PLANNING REGION

The Nomenclature of Territorial Units for Statistics (NUTS) was established and adopted in 2001 and amended in 2007 in accordance with the new territorial organization of local self-government in the country and new regulations in this area by the European Parliament.
According to this nomenclature, Level 3 identifies eight statistical regions as follows: Vardar, East, Southeast, Southwest, Pelagonija, Polog, Northeast and Skopje Region Figure 1.
The region covers a total area of 2.835 km2. To the south, it borders with the Republic of Greece, to the east with the Republic of Bulgaria, and to the north and west with the Eastern and Vardar regions.
Table 1 shows the data on the population, the area of each municipality and the number of settlements in each municipality.



Fig. 1 Statistical regions in NRM



Fig. 2 Border of Region with municipalities

The region covers a total area of 2.835 km2. To the south, it borders with the Republic of Greece, to the east with the Republic of Bulgaria, and to the north and west with the Eastern and Vardar regions.(Figure2.)

Table 1 shows the data on the population, the area of each municipality and the number of settlements in each municipality. The Southeast Planning Region encompasses the Strumica-Radovish and Gevgelija-Valandovo basin, ie the catchment area of the Strumica River and the lower catchment area

of the Vardar River (south of Demir Kapija). The total area of the planning region is approximately 11% of the territory of the Republic of Macedonia.

Table 1. Population in South-east region

Municipality	No. of settlements	Population	the area in ha.
Bogdanci	4	11.438	8.707
Bosilevo	16	14.260	15.000
Valandovo	29	11.890	33.140
Vasilevo	18	12.122	22.100
Gevgelija	17	22.988	48.343
Dojran	13	3.426	13.200
Konce	14	3.536	22.370
Novo Selo	16	11.567	25.000
Radovis	36	28.244	68.000
Strumica	25	54.676	32.149
Total		**171.416**	**28.350**

The region covers the massifs of the Belasica Mountains in the south, Ograzden in the east, Plachkovica in the north, Serta in the central part and the eastern side of the Kozuv Mountains. The valleys of the rivers Vardar and Strumica enable communication of the region with neighboring countries Greece to the south and Bulgaria to the east, as well as with other areas of the state (Tikves, Ovce Pole and others). The Southeast Planning Region has a total of 188 settlements. The majority (46%) of the arable land belongs to the plain basin which is 250 to 300 m above sea level and is of primary importance for agriculture in the region. These are areas along the riverbeds of the rivers Vardar, Strumica, Trkanja and Kriva River. The remaining 52% of the area belongs to the slope of the mountains. The altitude ranges from 64 m to 2,157 m.

The Strumica micro-region is one of the few in the Republic of North Macedonia that has a thermo-mineral hydro potential. About 12 km southeast of the city of Strumica, under the Belasica mountain, lies the village of Bansko, and in its immediate vicinity the thermal springs of Banja Bansko. Connected to an asphalt road at an altitude of 250 m, with a changed continental climate, Banja Bansko is the most important locality in the region in terms of spa tourism. There are five thermo-mineral springs, of which only one and the largest is expertly captured. The other four spill freely without any special captures.

According to data from 2012, 8.4% of the total population in the country lives in the region. The population density is 63.2 inhabitants per km2. External migration is present in the Republic of Northern Macedonia. Followed by regions, the largest external migration of displaced citizens from 1994 to 2002 was in the Polog Region, with 8,472 followed by the Southwest region with 6,191 displaced citizens. The least external migration of displaced citizens is in the Vardar and Northeast regions. According to the State Statistical Office data, in 2016, the Skopje region had the highest share in the GDP of the Republic of Macedonia with 43.1%, while the Northeast region had the lowest share with 5.0%. Larger gross domestic product per capita, compared to the average of the Republic of Macedonia, have Skopje region with index 143.4, Southeast region with index 119.1, Vardar region with index 105.3. All other regions have GDP below the average of the Republic of Macedonia. The growth of small businesses in the Southeast region has been continuous for the last 10 years. In the last two years, the number of active small businesses has increased by 3.56%. There is a high concentration of small businesses in the service sector, which accounts for 71%, followed by industry with 19%.

Table 2. Structure of agricultural area

2016	Republic of North Macedonia	Vardar Region	East Region	Southwest Region	**Southeast Region**	Pelagonia Region	Polog Region	Northeast Region	Skopje Region
Agricultural area	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
Cultivated land - total	41	33	41	37	47	44	24	55	50
Pastures	59	67	59	63	53	56	76	45	50

The total arable land in the Southeast region is about 10% of the total arable land in the republic, and the percentage of fields is slightly higher than 11%. The Table 2. shows the ratio of cultivated land area and pastures.

3. ANALYSIS OF THE CURRENT STATE OF ROAD TRANSPORT

The development of adequate infrastructure to create good transport links is one of the most important factors for the sustainable development of the Republic of Macedonia. The development of road corridors belonging to the European corridors is at the center of the interest of the state institutions responsible for the development of road infrastructure.

The road network in the Republic of Macedonia is relatively well developed, ie it is relatively good in density. The development of the national and regional road network is particularly good, ie only a small number of roads have been built. Figure 4 shows the state A and regional road networks in the Republic of Macedonia. Today, in the Republic of Macedonia, the road network has a total length of 14038 km, of which asphalt, concrete or cube are 8308 km, with macadam 1181 km and earth and average are 4549 km. Figure no. 3 gives a percentage overview of the existing road network situation in the Republic of Macedonia in terms of the type of road.

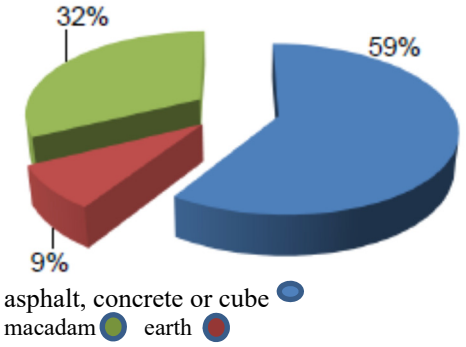


Fig. 3. Existing road network situation%

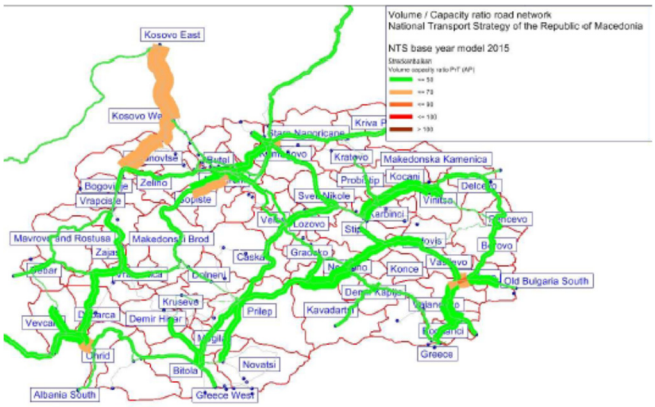


Fig. 4. Volume/Capacity ratio road network – the base year 2015

By road category, the road network in the Republic of Macedonia is made up of "A" state roads (911 km national roads, 259 km motorways, 553 km international E-roads), regional 3772 km, and local roads 9355 km.

The main axes of the road network in the Republic of Macedonia are the two Pan-European Corridors X and VIII. Pan-European Corridor No.8 (East-West), which on our territory starts from Deve Bair (border with the Republic of Bulgaria) to Kafasan (border with the Republic of Albania) with a total length of 304 km across the Republic of Macedonia as part of the road corridor passing through Bulgaria - Macedonia - ending in Albania (Durres) and further by sea via Palermo (Italy) to Tunisia and Algeria.

Pan-European Corridor No. 10 (north-south), which starts on our territory from Tabanovce (border with the Republic of Serbia) to Bogorodica (border with the Republic of Greece) with a total length of 174 km across the Republic of Macedonia, which from northern Europe, through Serbia, Macedonia goes to Greece (Thessaloniki) and further links Europe with Africa and Asia.

Corridor no. 8 has its own "central section" that starts from Delcevo - Kocani - Stip - Veles - Prilep - Bitola - Resen - Ohrid - Struga, where it connects with the main section of the same corridor. It is important to note that both Corridors 8 and 10 intersect on the territory of the Republic of Macedonia.

The European Union's strategy in the field of the TEN network is an important factor, which will give a strong impetus in the coming period, both in the regional economies and in the integral concept of the European Union strategy.

4. ROAD NETWORK IN THE SOUTHEAST REGION

If we analyze the road network in the country in terms of accessibility to space then it can be concluded that all the planning regions in the Republic of Northern Macedonia are relatively well covered by “A” and regional roads (Table 3). A small number of "A" and regional roads are not built. However, if the quality of existing "A" and regional road network is measured by the quality of service provided to road users (travel time), then quite different results are obtained.

Table.3. Length of local, A and regional roads per planning area/region

region	Local roads/km	A/km	Regionals roads/km
Republic North Macedonia	9355	1123	3806
South-West region	1276	154	471
South-East region	**957**	**174**	**440**

The road network in the South-East region can be considered as medium developed. The following sections pass through the territory of the South-East Planning Region:

Along the river Vardar valley, along the planning region, runs the E75 highway (or state road A1) as part of the European TEN-10 Corridor of European and Balkan importance, and through the Strumica-Radovi valley leads the state road A4 (border with R. Bulgaria). -Strumica-Radovish-Stip) on which the regional and local roads are connected.

According to the classification of the road network in the Republic of Macedonia. The following sections of the State Road Network are classified in the South-East Planning Region of Macedonia (Figure 5):

State "A" roads: A 1 (Udovo-Smokvica-Gevgelija-Greece border) with a length of 42.1 km; A 4 (Stip-Radovish-Strumica-Novo Selo-border Bulgaria) with a length of 70.1 km

Regional roads:R-1402 (Strumica - Kuklish - Kolesino - Borisovo - Mokrievo - Mokrino - Smolare - Drazevo - Staro Konjarevo); R-1401 (Strumica - Valandovo); R-1302 (Strumica - Dabile - Petralinci - Hamzali - Berovo) 20.8 km to the Southeast; R-1310 (Radovish - Podares - Berovo - impassable road) 19.8 km to the Southeast; R-2434 (Konce - Dolni Lipovic - Rich - piercing road); R-2433 (Konce - Radovish); R-2431 (Radovish - Cesme Malé - Prnalia - impenetrable road), 21.5 km to the Southeast; R-1105 (Valandovo-Dojran-Greece border); R-1109 (branch of R-1105 - Bogdanci - Gevgelija); R-1105 (Valandovo-Udovo); R-1401 (Valandovo-Smokvica); R-1108 (Gevgelija - Consko-Smrdliva Voda - Konopishte - Impenetrable Road from Smrdliva Voda to Konopishte).

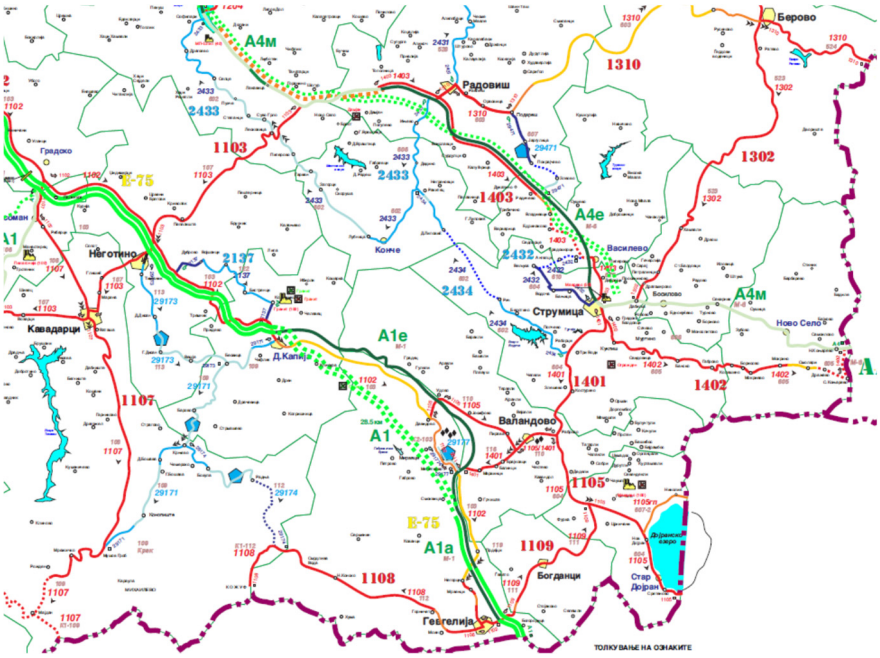
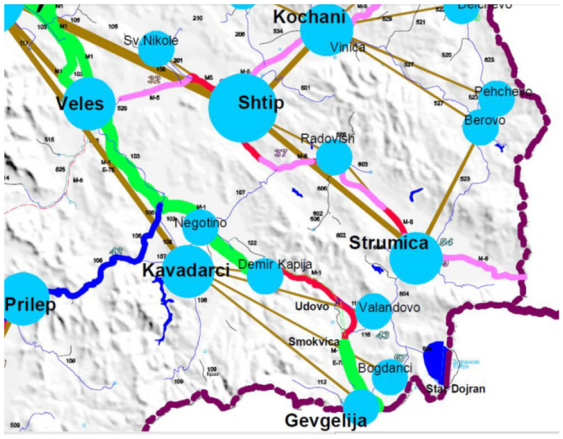


Fig.5 Classified network in the South-East Planning-

Figure 6. shows the road network and interconnection of the municipal centers, ie the larger urban centers in the Southeast region. (Source: National Transport Strategy of the Republic of Macedonia) The road network is one of the essential elements that enable sustainable development of a region. The layout of the most important road routes in terms of population density is shown in Figure 8.



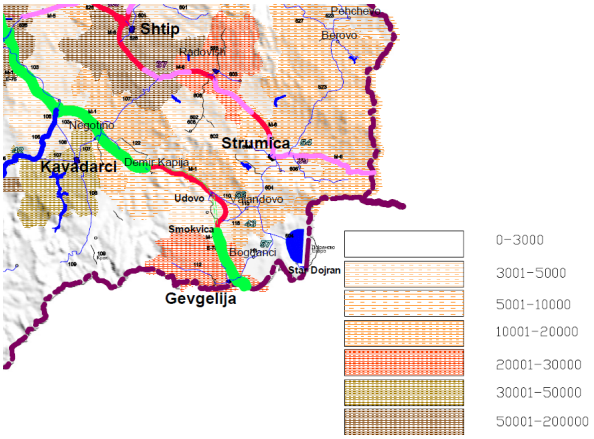


Fig.6 Interconnection of the municipal centers Fig.7 Road routes in terms of population density

The setting up of the "A" road network in the South-East region in terms of tourism, cultural heritage, agriculture, forests, and protected areas, provides adequate access, as well as development of these activities and adequate protection of the environment.

In terms of development, the road network in the South-East region is relatively well developed, but its quality is low. This is especially true of the technical characteristics of some of the national and regional roads, which do not allow conditions for modern road traffic on certain routes. Some of the roads are in very poor condition, mainly due to the existing technical elements of the road, as well as the major damage to the road construction. Some of the other roads are also characterized by major damage to road construction. In order to correctly perceive the condition of the roads in the South-East region, different types of damage to the pavement structure are presented. But, also the predictions that have been taken in the National Transport Strategy by 2030 should be taken into consideration for future planned activities as it is shown in Figure 8.

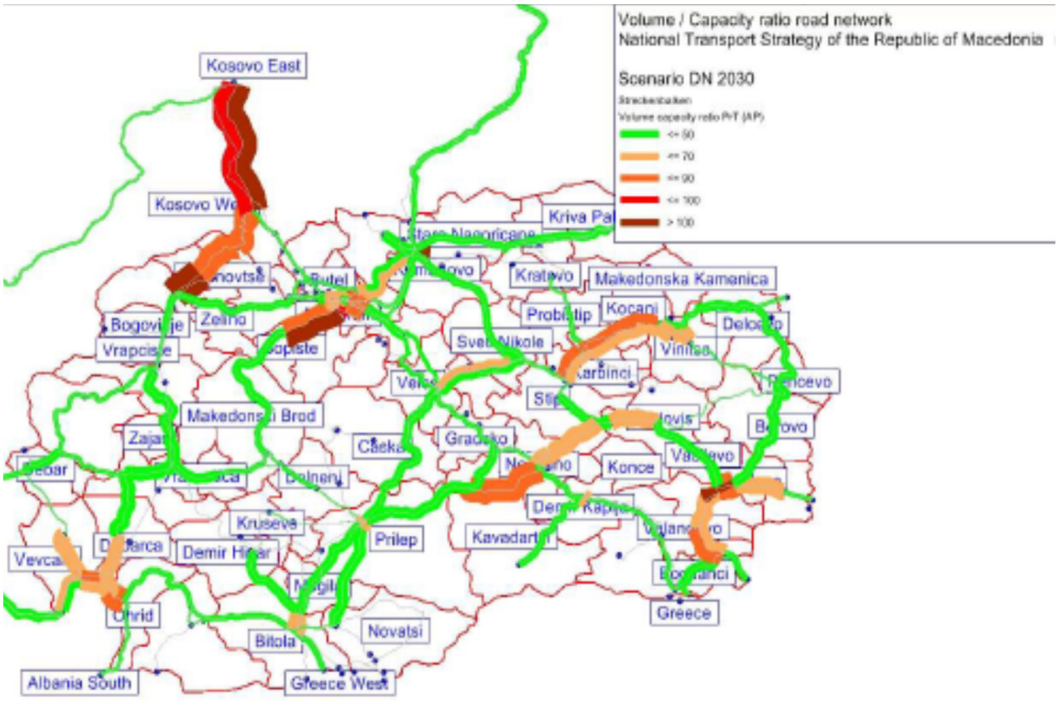


Fig. 8. Volume/Capacity ratio road network – forecast DN scenario 2030

4.1. Damage to the road construction in the South-East region

Whatever the design and construction of the pavement structure, regardless of their structure and the dimensions of the layers, flexible pavements have no "endless durability". Once the exploitation of the roads begins, the process of their damage and deformation begins. Damages and deformities occur as a response to the destructive impacts of climate and traffic (external legalities) and the quality and characteristics of the materials used and the quality of road layer performance (internal legalities). Over time, the ability to distribute stresses and resist deformations with cracks is increasingly reduced and damage to the pavement structure begins, cracks in the structural layers resulting from material fatigue at repeated loads, which in turn reappears with appearance. unevenness of the PSI pavement structure and reduction in the index of transport capacity, reduction of travel comfort, speed of transport, ie reduction of C capacity and level of road service t (Nu). Long-term disruptions to the road inevitably lead to the so-called "brake" of the road, ie complete disruption to the structure of the road structure, primarily due to improper transmission and distribution of loads. As a consequence of this the road will be with worse features and 'blackspots' may occur and 'black sections' may occur somewhere.

All changes in the functional and bearing characteristics of the pavement structure are influenced by traffic load, properties and quality of the used or embedded materials, design methodology with choice of dimensions and layers structure, quality of construction and mode and frequency of maintenance. Damages to the pavement structure are divided into two groups of damages:

- Damages that develop progressively after their occurrence. Progressive damages include all damages that occur as a result of the "aging" of bitumen in asphalt layers, especially in the final layer, then the disintegration of the asphalt layer, surface polishing and cracking of the structure. These damages are most often manifested in the form of longitudinal collisions and transverse waves, as well as cracking and cracking.
- Damages that occur over a short period of time and are mainly located on one particular move. Most often, such damage is manifested in the form of impact holes in the abbey layer, tearing and removing pieces of the asphalt layer. The cause of this type of damage is uneven sliding, local disintegration of the asphalt layer, sliding off the abbey layer embedded on a rigid support surface and cracks in the expansion and shrinkage of the substrate.

In the last few years construction, reconstruction or rehabilitation of several roads in the South-East region has been carried out and will continue under the WB-supported regional road reconstruction program.

4.2. The local road network in the South-East region

Local roads are the most represented in the total number of categorized roads in the road network in the country and in the South-East region. In the Republic Macedonia's percentage of local roads (measured in kilometers) in 2010 was 65% and the South-East region 59.7% of the total length of the road network The length of the local roads in the South-East region is 919 km in 2009 and 977 km in 2011 which is about 10.5% of the local road network in the country which is also the shortest of the local roads compared to other regions.

Despite the relatively good development of the local road network, a relatively small number of local roads have not been built, mainly towards the displaced villages, and the condition of the local roads is on an unbiased level. Regarding the condition of the regional road network, the situation with the local road network is worse. This is primarily due to the limited funding available to municipalities for investment in the local road network. In the last 2 years, the Government of the Republic of Macedonia has provided funds (World Bank) for investments in the local road network. Reconstruction, rehabilitation, rehabilitation or construction of 20 sections of local roads in the region have been carried out.

The classification according to the traffic load is through the indicator of average daily gross motor vehicle PAGD which on local roads should not be higher than 1000 vehicles/day and where there are up to 5% motor trucks. According to the traffic function these roads are in the groups of collecting roads and access roads intended for collecting the traffic flows and bringing them to the municipal centers, as

well as servicing the areas for access to them. They are intended for mixed traffic, ie for motor vehicles and non-motorized transport.

Accordingly, municipal/local roads include all roads intended for traffic within and between municipalities and of limited length and performance. This group of roads includes all categorized access roads. Classification of local roads by type of pavement and enclosure can be done at:

- Roads with a treated surface (asphalt, concrete)
- Roads without processed spatial surface (macadam road or dirt road).

The local road network is the basis for providing access to agricultural land. The well-developed local road network in the South-East Planning Region provides good access to almost all agricultural areas. Access roads in agriculture are connected to the local road network and are made by users of agricultural areas. Most often these access roads allow access to the agricultural land only by agricultural machinery (tractors, motors), and in the flat areas and heavy goods vehicles with loads up to 3t. The situation on these access roads is quite different. While in the lowlands these access roads are in acceptable condition, in hilly and hilly areas they are in relatively poor condition. Much of the access roads during rainfalls are unusable and prevent access to agricultural land.

4.3. Project stages in the preparation of local road projects

In this subchapter are presented all elements that are influencing the road project preparation. The process of designing roads under the jurisdiction of municipalities should not differ in scope and content from the development of project documentation for other categories of roads classified as state roads. There is a difference in the technical parameters used for the design of local roads, as they have lower limit values, such as computational speeds of 40 to 60 km / h for this type of road.

The preparation of project documentation is a process based on gathering the necessary information related to the natural and urban characteristics of the space where the new infrastructure is planned, as well as on the technical parameters required for the design.

The initial phase of design for a new section of the road is the preparation of a general project. The general design serves to select the optimal corridor of the route in a defined area where the new road is being designed. The next stage of project technical development for a new local road is the design of a preliminary project. The preliminary design elaborates the newly designed road in the selected corridor of the route. Following the conceptual design, the main-basic design of the alignment is followed where the alignment is thoroughly elaborated in an absolute coordinate system and at this stage of design, very small micro focusing of the alignment is performed. The first two project stages serve as the basis for alignment and bargaining in the decision-making process, and the third project stage (main-basic project) serves as the development of tender documentation for road construction.

The design process must be carried out according to properly defined procedures and pre-selected criteria for evaluating alternative solutions, depending on the type and nature of the investment, whether it is a new road, reconstruction or rehabilitation of an existing road.

Assessment of the state of the road construction needs to be done before any project for its maintenance can be prepared. It is necessary to determine the state of the road construction and the facilities along the route, which is necessary for determining the technical solutions and the bill and costs of the foreseen works. The estimation of the damage to the pavement structure is made on the basis of the damage that is manifested on the surface of the pavement structure in the form of -cracks,- uneven,- impact holes,- loss of frictional resistance.

One of the important inputs for designing the roads is the number of vehicles. The total number of registered vehicles in the Southeast region is 27,877 or 7.66% of the total number of registered vehicles in the Republic of Macedonia. The following types of vehicles were registered: motorcycles 716, passenger cars 22813, bus 250, lorries 3235, trucks 34, trucks 261 and 68 tractors.

The most comprehensive survey of traffic in the country and the region in recent years has been the REBIS2 study done by the EU in 2003. This study presents the GDP growth scenarios for the period 2006 to 2025 - a scenario with a high growth rate of 6%; an average growth rate of 4.25% and a low

growth rate of 2.5%. Growth traffic with the middle scenario is 207% (or 5.8% per year) for passenger cars and 222% (or 6.0% per year) for trucks and buses.The long-term road transport forecasting model proposed by REBIS is based on the existing volume of transport. The results obtained with the model are estimated vehicles in the coming years. Specific models for the prediction of passenger car traffic and for freight vehicles with different estimated elasticity values of such segmented demand are specifically proposed for road transport. The elasticity of demand in individual traffic (Table.4.) is estimated in terms of GDP / head and demographic changes, while in the freight demand elasticity is estimated in relation to GDP.

The forecast model input data is taken from the existing observed traffic level as well as the estimated changes in the future period of the explicit model variables. Accepted GDP and population growth rates, as well as accepted resilience together, determine the level of traffic growth. In this version of the forecast model, the size of forecast freight is estimated only by GDP growth.

$$\ln \text{Trucks (ADT)} = \alpha + \beta_{gdp} \ln (GDP) + \varepsilon$$

When no reliable data on freight domestic and international traffic can be obtained elasticity is taken from e = 1.2 of the demand for freight road transport relative to GDP which is applied integrally to domestic and international traffic.

The proposed model of passenger car forecast is elaborated in detail and the number of passenger vehicles is determined by per capita income (GDP / capita), population number and fixed vehicle costs:

$$\ln (\text{Number of cars}) = \alpha + \beta_{gdp} \ln (GDP/capita) + \beta_{pop} \ln (Population) + \beta_{fixed} \ln (Fixed\ cost) + \varepsilon$$

The average annual mileage per passenger vehicle for the existing fleet is assumed to increase as the average value of personal income rises. The estimate of the average mileage per passenger vehicle is given in the following relation:

$$\ln (\text{Average km}) = \alpha + \beta_{gdp} \ln (GDP/capita) + \beta_{var} \ln (Variable\ costs) + \varepsilon$$

Both models contain log (ln) which means that β parameters can be interpreted as the elasticity of transport demand in terms of GDP and population changes.

Table.4. Proposed elasticity in the REBIS study

Elasticity in the REBIS study	Value	Note
GDP / resident number of Passenger cars / PC *	0,5-1,5	
GDP / capita - average km spent with PC	0,5	
Population - PC number	1,0	
Fixed costs - number of PC	-0,5	It depends on the level of motorization
Fluctuating costs - average mileage with PC	-0,5	
Correction factor	0,8	

Louis Berger SAS consultants, in the Road Concession Study (Preliminary Economic Assessments, 2008), find that reliable traffic data are difficult to find from their own traffic numbers and observations that there is a modest increase in traffic volume on the main roads.

Three border crossings are located on the territory of the South-East region. One with the Republic of Bulgaria in Novo Selo and two with the Republic of Greece Bogorodica and Dojran.

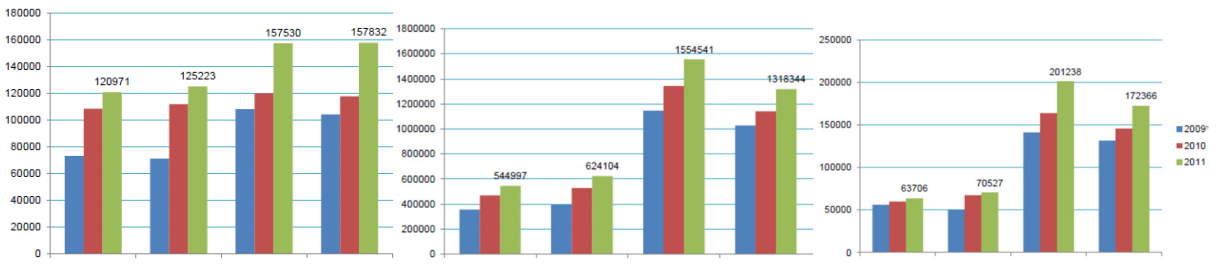


Fig.9. The number of crossings at border crossing Novo Selo, Bogorodica and Dojran

Changing the degree of motorization is an important indicator for assessing the needs of road infrastructure. This indicator depends on the economic development of society, the density of population in a given region, ie the size of the population of people living and working in a given area.

The degree of motorization of the population is measured as the number of vehicles per thousand inhabitants. The most used indicator for measuring the degree of motorization of the population is the number of passenger vehicles (vehicles with up to 9 seats) per 1000 inhabitants.

From the planning regions, the highest level of motorization in 2010 is Skopje region with 220.2 passenger vehicles / 1000 inhabitants, while the Northeast region has the lowest motorization level with 96.3 passenger vehicles / 1000 inhabitants. The Southeast Region has 124.8 passenger cars / 1000 inhabitants in 2010.(Table.5.)

Table.5. Population and cars Degree of Motorization

region	Population	Passenger Cars	Degree of Motorization	% Population	% Car
South-east	**172151**	**21484**	**124,8**	**8,4%**	**6,9%**
R N Macedonia	2043559	309867	151,6	100%	100%

Assessment of the degree of motorization in the South-east region is made on the basis of simplified theoretical assumptions and available data on population and number of registered motor vehicles.

As an asymptote for the degree of motorization in the calculations, we take the value of 400 passenger cars / 1000 inhabitants considering that by 2030 GDP / capita would be around $ 12000.

The projections of the degree of motorization are made on the basis of the previously observed magnitudes for the degree of motorization and the following mathematical expression for the theoretical saturation curve, or Gompertz function. (Fig.10.)

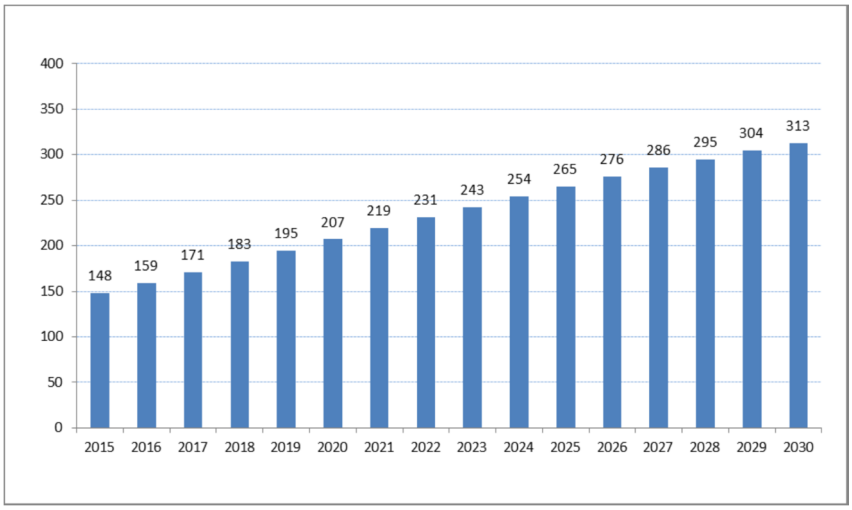


Fig.10. Forecast of motorization in the South-East region for the period 2015 - 2030

5. CONCLUSIONS

Transport and road network planning can be defined as a decision-making process that relates to future situations in the transport system. Decisions are made depending on the future demand for transport, the relationships, and interactions that exist between the different modes of transport, the effects of foreseen projects related to land acquisition and use, the social and political impacts of the projects.

Transportation planning is often equated with a rational process in which to choose between competing alternatives at a given stage of the project. Planning involves a combined process of data gathering and decision making.

The most important phase in planning is the evaluation of projects in which the most appropriate variant/project is selected. There are generally two types of project evaluation methods. The first

methods cover the techniques that valuations express through monetary values in cash and consider economic criteria and indicators when evaluating projects. The latter methods make assessments taking into account both monetary and non-monetary criteria that refer to broader areas of importance to society.

Based on the performed traffic analysis and forecasts the following conclusion has been taken for the South-east region road network.

The current state of development of the state "A" and regional road network is satisfactory, while its quality is not adequate to the needs. Part of the state A and regional road network has inadequate technical elements, passes through settlements, lacks horizontal and vertical signaling and has damage to the road surface. The existing road network "A" and regional will meet the needs of road traffic infrastructure by 2030, only if all planned regional road routes are built.

There is traffic isolation at some centers due to the lack of construction of the entire regional road network. In terms of road network sensitivity, the municipality of Konce is the most critical, as there is only one road linking it with other parts of the region. The local road network is inadequate, there is a high percentage of local road routes that are macadam and land. Maintenance of the local road network is very low. The major tourist sites are well connected, but in some sections, the quality of the traffic is not at the desired level.

In order to overcome the existing weaknesses of the road network and enable further development of the road network, recommendations have been made for A4 - modernization of the road, construction of new sections which will be equipped with the appropriate technical elements of the following sections: Strumica - Dabilia (Municipality of Strumica); Dabilia - Bosilevo - Sekernik (Municipality of Bosilevo); Sekernik - Novo Selo - N. Konjarevo (Municipality of Novo Selo);Radovis - Strumica (Municipality of Radovis and Municipality of Strumica)and Stip - Radovish (Municipality of Radovish).

Completion of the regional road network through construction of the following sections: R 1310 Radovish (connection to A4) - Podares - Vladimirovo - Berovo (connection to R1302) (Municipality of Radovis);R 1402 Smolari - Drazevo - S. Konjarevo - Connection with A4 (Municipality of Novo Selo);R2431 Cesme Maale - Prnalia (Municipality of Radovis); R2432 Veljusa - Connection with A4 (Municipality of Vasilevo and Municipality of Strumica);R 2434 E. Lipovic - Rich (Municipality of Konce);R 2433 Lubnica - Zagorci - Garvan - Piperovo (Municipality of Konce);R 2434 Rich - Belotino-Three Waters (Municipality of Strumca) and R 29471 Paradchevo - Zleovo - connection with A4 (Municipality of Radovis).

Modernization of part of the roads - construction of new sections with appropriate technical elements, reconstruction of the road surface and signaling of the following roads: R 1302 Dabilia (connection to A4) - Hamzali - Berovo (Municipality of Bosilovo);R 1401 Strumica (connection to A4) - Rabrovo (Municipality of Strumica);R 1401 Rabrovo - Valandovo (overlapping with R1105) - Brajkovci-Marvinci - Connection with A1 (Valandovo Municipality);R 1105 Valandovo (overlap with 1401) - Pirava - Davidovo (Valandovo Municipality);R 1105 Rabrovo - Nov Dojran - Star Dojran - Border with Greece (Municipality of Valandovo and Municipality of Dojran);R 1109 Gevgelija (link A1) - Bogdanci - Jurka (link R1401) (Municipality of Bogdanci and Municipality of Gevgelija).

The local road network is necessary to reconstruct and expand 45% of the local roads in the region. The completion of the local road network should be through the construction of unfinished road routes. Modernization of local roads is needed, and asphalting of the macadam and earth roads. To improves the maintenance of the local road network with establishment of a database for local road networks in each municipality.

New Agricultural Access Roads need to be opened, to be repaired and to improve existing agricultural roads and maintain important access roads regularly. The management of the main network of agricultural access roads should be managed by the municipalities.

REFERENCES

[1] Study on Regional Infrastructure in the Balkans, REBIS July 2003.

[2] Macedonia Toll Roads Public-Private Partnership, Feasibility Studt-Phase I, Final Report, October 2001.

[3] REBIS -Ten Pan-European Transport Corridors of Helsinki prepared with Phare program and World Bank

[4] Project “Improving the road network for development of the rural cross-border area” – AGRAS

[5] Study on Road Network Development Opportunities in the South-East Planning Region -AGRAS

[6] National Transport Strategy- (2018)

[7] Statistical office data – Regions of the Republic of Macedonia 2017

[8] Regional road planning safety guide- office of road safety, Perth

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА
Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS
Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

ST - 18

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

APPLIED TOOLS FOR MANAGEMENT WATER SUPPLY AND WASTEWATER INFRASTRUCTURE TO PROTECT OHRID LAKE

Strahinja TRPEVSKI[1],

ABSTRACT

Maintenance and protection of the water are some of the key factors in the work of communal public enterprises. Therefore, establishment of a proper and efficient management system for water and wastewater maintenance in the Ohrid region is crucial for ensuring Ohrid region not only to remain on the World Heritage list but to be as it is now for the next generations because, as it is stated in strategic documents, Lake Ohrid will be the main basin for water supply in 2050 for the whole region. The United Nations World Tourism Organization (UNWTO) predicts that ecotourism, nature, heritage, cultural and "adventure" tourism will grow rapidly over the next two decades and global spending on ecotourism is expected to increase at a higher rate than the tourism industry as a whole. Around one in five consumers (21%) say they would be willing to pay more for a trip with a company that has a better environmental and social record. This fact could be benefit or threat, it depends on our approach now and in the future.

Ohrid Lake is experiencing tremendous pressure from water pollution especially due to the large urban development in the region. The ecological aspect of spatial planning includes priority water management. This paper addresses this by presenting a new system and tools for recording, monitoring and planning the water supply and wastewater treatment infrastructure of Lake Ohrid operated by the public enterprise "Proaqua". The focus of the research is on understanding the current situation and applying sustainable planning for the near future using the methods of new information tools for Finance, Investment and creation of Tariff model. The positive results from the application of these tools can also be the basis for future integrated management of Ohrid Lake between two countries, Macedonia and Albania.

Keywords: *Sustainability; Protection; Construction, Pipes; Tools*

[1]Asso. Prof. PhD Faculty of Architecture, University of "Ss' Cyril and Methodius", Partizanski odredi No: 24, Skopje, Republic of North Macedonia, strahinja_trpevski@yahoo.co.uk

1. INTRODUCTION

Lake Ohrid is the oldest lake in Europe and one of the oldest in the world. Because of its very old age, geography and ecology, a unique collection of plants and animals have evolved. A number of relict species, or "living fossils", and endemic species including 10 species of fish and numerous species of mollusks, worms, and sponges can be found only in this lake. Lake Ohrid supports around 1,500 species, out of which more than 300 are endemic; for its size, Lake Ohrid is probably the most biologically diverse lake in the world. The wider catchment also harbours endemic and rare species, designating the entire ecosystem as a centre for biodiversity and landscape conservation. Some of Europe's earliest human settlements also surround Lake Ohrid, and archaeological evidence of ancient towns, heritage routes, defensive constructions, and the Christian ruins have resulted in the immense cultural heritage of the whole Lake Ohrid region.

For over 40 years, the World Heritage Convention has supported the protection of exceptional sites around the world for the benefit of present and future generations. When a site is inscribed on the World Heritage List, its value is acknowledged at a global level, as the shared heritage of humanity. Because of its significant natural capital and overlapping cultural influences, the Macedonian part of the Lake Ohrid region was inscribed on the World Heritage list in 1979 as a natural site, and in 1980 as a mixed (natural and cultural) site. An international initiative is underway to ensure the protection of the entire Lake Ohrid region by extending the existing Macedonian World Heritage property to include the Albanian part of the lake. The ongoing effort to extend the World Heritage property and its buffer zone seeks to maintain and conserve the region's remarkable values.

2. PERFORMANCE OF "PROAQUA"

The first steps for protection of Lake Ohrid were undertaken in the middle of the '80s with the construction of collector around the lake for the collection of wastewater and wastewater treatment plant in Vraniste(Fig. 1.). In order to prepare the Environmental Protection Lake Ohrid Project, a preliminary technical project concept had been defined by KfW in December 1997. At this early stage, it was pointed out that the existing institutional set-up would not provide a basis for sustainable operation of the planned extensions of existing drainage and sewerage facilities.

As a consequence, the municipalities of Ohrid and Struga as well as the Ministry for Urban Planning, construction and Environment (responsible Ministry at that time) agreed on the principle of integration of water supply, drainage and sewerage activities of both municipalities in one operational unit.

PROAQUA (PA) was founded by the municipalities of Ohrid and Struga as a merger of "Water Works Ohrid"(WWO), "Water Works Struga" (WWS) and the Public Enterprise "Ohrid Lake" (JPOE).

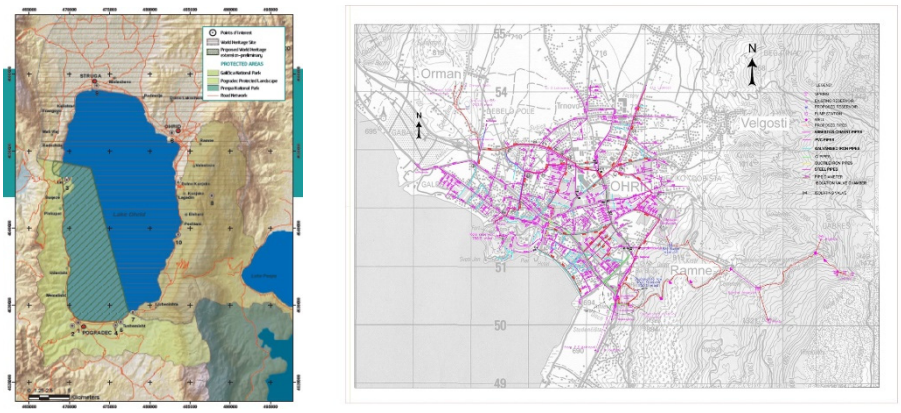


Fig. 1 Maps of Lake Ohrid covered by activity plan

Inter-municipal Public Enterprise MJP Proaqua - Struga is established on the basis of the agreement signed by Struga and Ohrid Municipalities. The Statute of MJP Proaqua was adopted and was harmonized in accordance with the Law on Public Enterprises. The head office of the company is in Struga. The company MJP Proaqua is owned by the founders of the Council of Municipality of Struga and Council of the Municipality of Ohrid.

Taking into account Article 18 of the aforementioned Agreement, the decision adopted by the Board, and the decision adopted by Consuls of both founders Ohrid and Struga, in 2007 MJP Proaqua Struga was reorganized. The new organization structure was established as followed:

Working Unite Water supply Ohrid, Working Unite Water supply and Sewer Struga and Working Unite Collector.

With these decisions, a full cost and profit operating per unit were introduced. It results in separate financial operating of individual working units. In 2010 MJP Proaqua was again reorganized into two units: Working Unite Water supply Ohrid, Working Unite Water supply and Sewer, and Collector Struga. Working units currently are having separately accounting and bank accounts. They are producing separate Financial Statements and Reports to relevant authorities, so it is necessary at the end of each year to make the consolidated financial statements.

Each city manages its working unit. Struga maintained secondary sewage network and water supply, as well as the main collector and wastewater treatment plant – Vranište. Invoices to customers are sent separately for Ohrid and Struga. In accordance with the decision on the division during the formation: WU Water Supply and Sewage - Struga, WU collector - Struga, and WU Water supply - Ohrid, it was decided, financing WU Collector - Struga to regulate on manner: WU Water supply Ohrid will pay 20% of the daily basis collection bills to WU Collector – Struga. WU Water Supply and Sewage - Struga will pay 18% of the daily basis collection bills to WU Collector - Struga.

A new public enterprise Niskogradba Ohrid was established by the decision of the Council of the Municipality of Ohrid, registered from 2010. The company Niskogradba Ohrid is owned by the founder of the Council of Municipality of Ohrid and their responsibilities are the maintenance of secondary sewage networks in Ohrid, as well as repairs of town roads and pedestrian paths in the town of Ohrid.

Such a disintegration of the previous system of an organization led an inefficient way of managing enterprises. In this paper, a new approach for the transformation of the work is presented in the different municipal units of Proaqua.

2.1. Focus of activities for elimination of weak points

PROAQUA's financial situation can reasonably be described as challenging. The liquidity position is stretched to such a degree that virtually no operating funds are available, and, salaries had remained unpaid for several months. The main reasons for this are the staffing level (including Niskogradba) which is far too high (622 employees compared with total staff positions at project appraisal); and, Inefficient business processes, whose consequences include excessively high electricity costs. Financially - and in terms of technical operational capability - PROAQUAis barely able to function, and is also subject to political interference and frequent reorganization. Infrastructure maintenance, in particular, is being neglected, operations are mostly inefficient, and the company's liquidity situation gives serious cause for concern.

There are low decision-making power and influence of the PUCs at the municipal level and emphasized representative instead of direct participatory democracy with weak good governance mechanisms at the local level, for example, the Local Consumers Councils are inactive and ineffective. Municipalities still remain highly dependent upon transfers from the central budget, which account for 61% of municipal spending in 2015. A large share of these funds is block grants that must be spent in a highly regulated manner. This leaves little room for municipal discretion or investment planning including investments in water infrastructure. PUCs approach in managing Non Revenue water and water losses is quite weak (over 68% non-revenue water), so the PUCs need a clear methodology for calculation of the water loses. It is evident that there is overstaffing of PUCs. Poor management of PUCs liabilities and debt impacts the overall municipal budget and stability. It is noticed a Lack of proper Assets Management and accounting should be adjusted to the real costs centers especially in the composite PUCs including accurate calculation of the assets depreciation expenses.

3. KEY ELEMENTS OF THE APPLIED SYSTEM FOR TRANSFORMATION

The overall objective of the project is to establish a cost recovery system in the water supply and wastewater sector. The purpose of the undertaken activities is to support Municipalities and PUCs to build a multi-annual Business Plan for their water and wastewater services. These Business Plans should be a central element for the Municipalities and PUCs for managing their services through a multi-annual vision of the investments (including with a view to access to EU or other financial funds), operating and maintenance costs, and the incomes. A Tariff adjustment Plans based on data taken from the Business Plan will be also developed with the support of such a systematic approach. Therefore was necessary to establish a four-step activity plan. (Fig. 2)

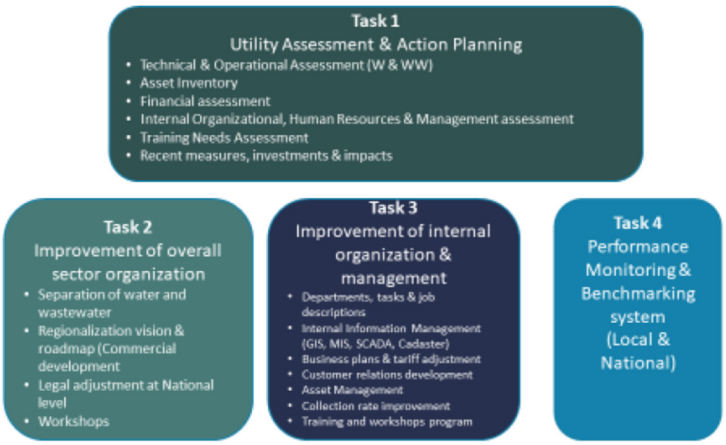


Fig. 2. General tasks in the four-step activity plan

3.1. Initial steps of activities- Phase I

During this process were fully respected and implemented recommendations and requests from the Law on settings water supply prices and methodology for the determination of water service tariffs. It is worthy to say that this is a huge and demanding task that is to be undertaken and can't be performed successfully without the application of specially tailored tools for data collection and processing. The main tools are:

Financial tool: containing all financial data from the accounts and the balance sheet for 3 consecutive years which allows separation of costs for water and wastewater services from other services. The outputs are accounting (Balance Sheet) and balance sheet income statement for the last 3 years period.

Performance Indicators Tool: contains verified data on utility performance (operational, financial and commercial) and uses it to calculate relevant performance indicators. The main input data are manufacturing & supply, service coverage, plugs invoicing & collection production costs and operating staff inputs.

Asset list tool: is consisted of a list of all water and wastewater assets, as well as their age, initial value, and current characteristics. It calculates the depreciation asset value and gives as output total value of assets and needs for replacement with possible rehabilitation plan

Investment tool: have a complete overview of needed investments (new or refurbished) by 2025 to maintain or improve service quality which results in a multi-year investment plan with depreciation plan

Tariff Model: Is based on all inputs data provided above, it calculates capital costs, operating costs, financial needs, tariff scenarios, and profit and loss projections under various conditions.

The tools consist of 3 groups of sheets: data entry sheets, calculation sheets, and output sheets. Datasheets are the most important. There is no unit in PCE that directly has all the data needed. They have to be sought from different sources, checked for accuracy or if there is no, approximate estimates must be used. Most of the Business Plan Tables in the External Assessment section are created using

these tools. After data collection, an analysis is conducted and options and solutions are proposed with identified priority activities. (Fig.3.)

Ref	Sum of Износ / Row Labels	2017	2018	2019	2020	2021	2022	2023	2024	2025	2026	2027	ВКУПЕН ИЗНОС
	(blank)												
1.1.2.2	Примарна вод. мрежа (Нова)		8,533,333 ден.	13,283,333 ден.	9,483,333 ден.								31,300,000 ден.
1.1.3.2	Бустер станици (Нови)		300,000 ден.										300,000 ден.
1.1.4.1	Скада (Нова)				2,000,000 ден.								2,000,000 ден.
1.1.5.2	Алати и уреди, останата неспомната опрема (Вод.)(Нов)		800,000 ден.	800,000 ден.	800,000 ден.								2,400,000 ден.
1.1.5.1	Енергетски постројки, товарни и влечни возила и приклучни уреди (Вод.)(Нов)		3,000,000 ден.	2,000,000 ден.	9,000,000 ден.								14,000,000 ден.
	ВКУПЕН ИЗНОС		12,633,333 ден.	16,083,333 ден.	21,283,333 ден.								50,000,000 ден.

Fig.3. Investment tool data in BP

In the Fase I of activities is foreseen to be collected as much as possible relevant data to be used as inputs for the tools and creation of the final result the Business Plan with appropriated conclusions. Therefore the documents such as; founding act with latest amendments; Statute of the enterprise; document from the central registry; latest audit report; rulebook for internal organization and systematization; work reports and work programs for the last two years; Decision for the latest (running) tariffs and decisions for the previously used tariff; decision for communal order in the municipality; feasibility study or planning documents for projects or ongoing investments; Information for planned funds intended for investment in water services. Financial reports and annual accounts with additional data (notes to reports) including: Balance in Microsoft Excel File for last two years, Balance of success in Microsoft Excel File for last two years, Assets book by the date of starting with preparation of the Business Plan in Microsoft Excel File, Account for the last year in Microsoft Excel File; Previous business plans, if any, production, distribution and collection network (information, plans, drawings and other available data), Financial plan for the last year or altogether 22 specific documents which relate to the current work of the unites in the PCE.

3.2 Key Elements for Preparing the Tariff Adjustment Plan - Phase II

Tariff methodology is based on three segments: Performance measurement with performance indicators (Fig.4.); accounting based on cost and profit centres and Business planning. But, before starting with this faze it is necessary to define service level agreement with a type of services provided by the service provider, such as: supply of drinking water; collection of municipal wastewater through a sewage system; rainwater collection; wastewater treatment with a territory where the PCE will carry out its activities, such as settlements and the neighbouring municipality (if any). Within this agreement, the rights and obligations of the PCE are to achieve performance measured by indicators, to develop a multi-annual (usually 3-6 years) business plan, to develop an annual plan and budget, develop a medium-term investment plan, a mid-term tariff plan and to prepare an inventory and valuation of fixed assets and anage and maintain assets with maximum efficiency at lowest cost.

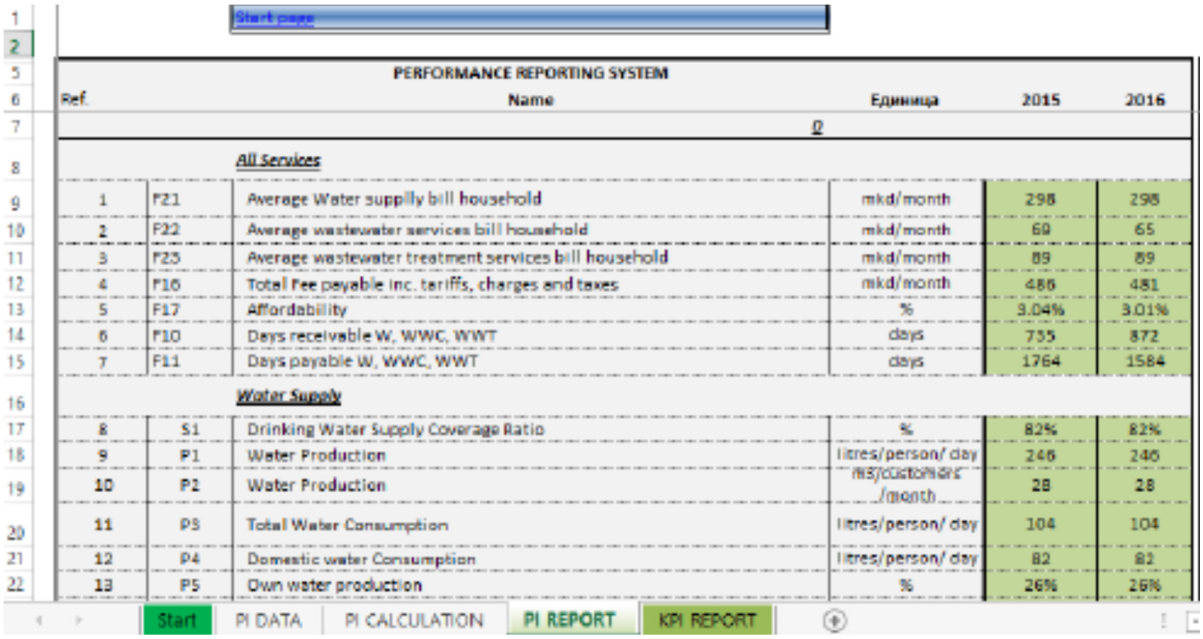
Another key element of this methodology is to establish accounting based on cost, income and profit centres divided into 4 segments:

Basic services: for raw water supply services, water supply services, wastewater collection services, wastewater treatment services,

Support services for basic services, including water supply, installation of plugs and water meters: wastewater: cleaning of septic tanks,

Other services or business activities that are not directly related to or support the essential services - they may be treated under one cost centre as "other",

Support services like invoicing, administration, customer service, legal services, human resources, accounting, etc. that support PCE as a whole



Start page

PERFORMANCE REPORTING SYSTEM

Ref.		Name	Единица	2015	2016
		0			
		All Services			
1	F21	Average Water supplly bill household	mkd/month	298	298
2	F22	Average wastewater services bill household	mkd/month	69	65
3	F23	Average wastewater treatment services bill household	mkd/month	89	89
4	F16	Total Fee payable inc. tariffs, charges and taxes	mkd/month	486	481
5	F17	Affordability	%	3.04%	3.01%
6	F10	Days receivable W, WWC, WWT	days	735	872
7	F11	Days payable W, WWC, WWT	days	1764	1584
		Water Supply			
8	S1	Drinking Water Supply Coverage Ratio	%	82%	82%
9	P1	Water Production	litres/person/ day	246	246
10	P2	Water Production	m3/customers /month	28	28
11	P3	Total Water Consumption	litres/person/ day	104	104
12	P4	Domestic water Consumption	litres/person/ day	82	82
13	P5	Own water production	%	26%	26%

Start | PI DATA | PI CALCULATION | PI REPORT | KPI REPORT

Fig.4. Performance measurement with performance indicators

3.3. Business Plan development - Phase III

As a pre-phase of preparation of Business Plan for each of the units that form Proaqua, based on aforementioned activities in Phase II, a well defined form of questionnaires was prepared and fulfilled with data that were used in two final stages for preparation of the Tariff Adjustment Plan as integral part of BP. The following list of Performance Indicators questionnaire (including assets not registered in PUCs' books but maintained and repaired by PUCs); Settlements / population coverage questionnaire; Public relations questionnaire; List of assets questionnaire; Water-related investments questionnaire were used as a main data sources for completion of the, Performance Indicators (PI) tool; Finance tool; Assets tool; Water balance tool; Table with population coverage per settlement and calculation of population growth as a base for preparation of the Tariff calculation model.(Fig.5)

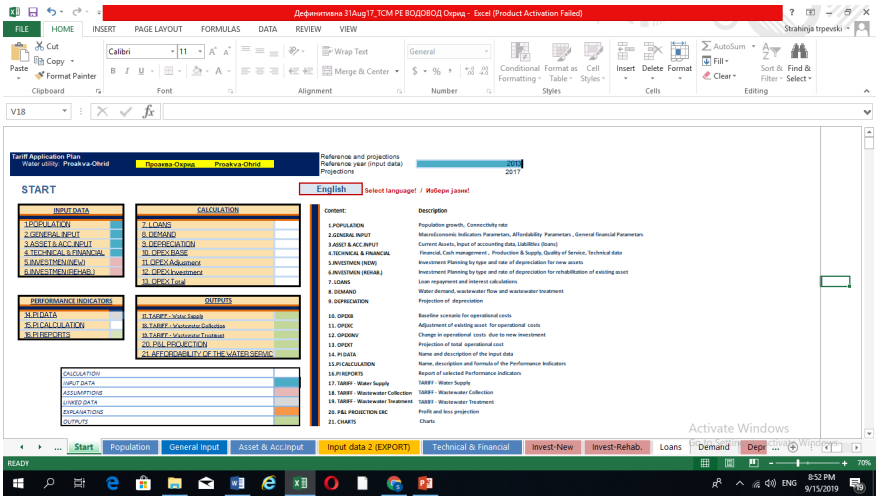


Fig.5 –Interface for Tariff Application Plan

At the same time the SWOT analysis, PESTEL analysis, Stakeholder analysis, Strategic objectives, measures, and activities, plus related indicators and finance estimates were done as input to Tariff calculation model.

The overall Business plan consists of an Executive summary with introduction and description of the Company. Then follows the current performance of the Company as per services for Water supply, wastewater collection, and treatment with their Commercial performance, Financial performance and

Performance indicators. The Strategic objectives and targets are presented in the chapter together with a mission, vision, and values, service needs, and demand forecast, strategic objectives, and Targets on PCE's. Action plans prepared in BP's are focused on technical/operational management, commercial management, financial management and organization, and human resources. A separate chapter is focused on analysis on Organization and staff as a very vulnerable part due to over employment in the PCE's. The last is Finance with Investment plan and Financial projections were the PCE's are the most interested in because of their further development and present maintenance of the system as a whole.

3.4. Tariff Adjustment Plan Development - Phase IV

The Tariff Adjustment Plan is prepared based on the calculation model which after the insertion of the relevant data provides the ability to conduct analysis and to propose options and solutions with prioritized activities that are affordable at the time. The final outcome is the prepared application for setting of water service tariffs with proposed tariffs to the municipal council for approval. The final tariff proposal is accompanied by 28 Tables which derives mostly from the Tariff calculation model tool and clearly presents whole process with justified relevant data of any undertaken step in preparation of final results in BP.

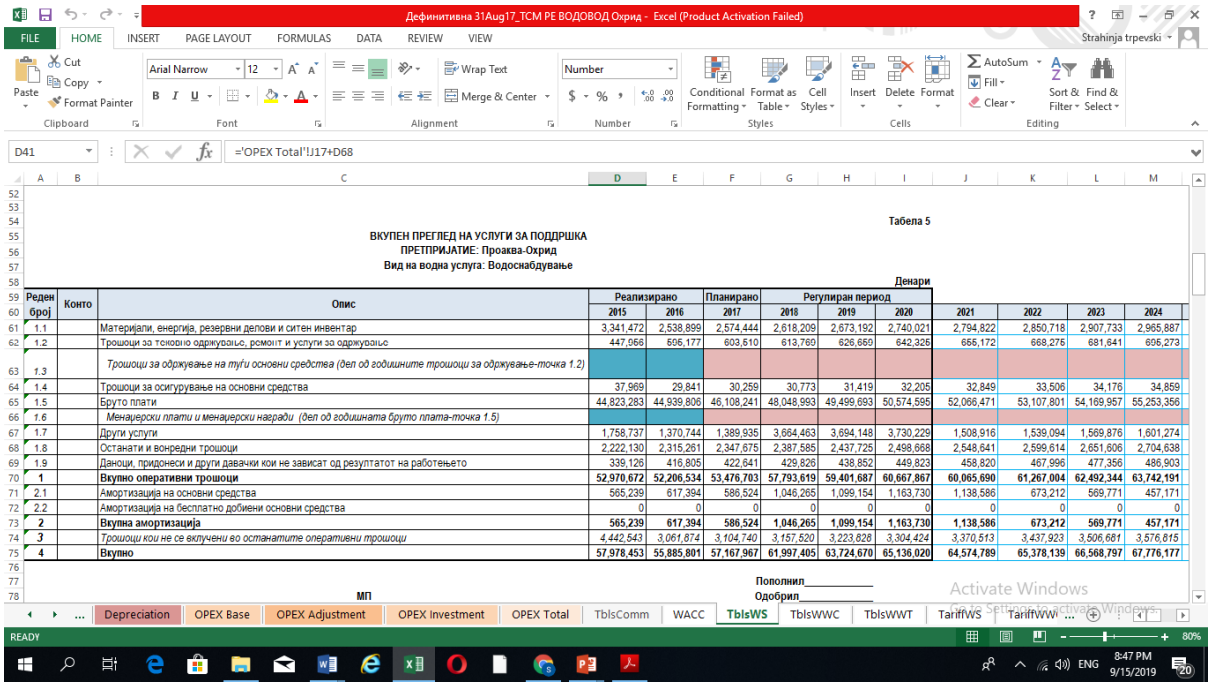


Fig.6. Table 5: Total overview of support services (per water service)

The content of the Tables is specified as follows:

Table 1: Total overview of costs per water service; Table 2: Total overview of revenues per water service; Table 3: Realized / planned revenues (per water service); Table 4: Division of support services per water service; Table 5: Total overview of support services (per water service) (Fig.6).; Table 6: Calculation of regulated revenue and tariff (per water service); Table 7: Costs for performing of the water service (per water service); Table 8: Total value of fixed assets (per water service); Table 9: Value of fixed assets in the base year (per water service); Table 10: Depreciation of existing assets in regulated period (per water service); Table 11: Overview of disposed, discharged and decommissioned fixed assets (per water service); Table 12: Overview of free acquired fixed assets (per water service); Table 13: Overview of maintained borrowed fixed assets (per water service); Table 14: Overview of investments for previous period (per water service); Table 15: Investment plan for regulated period (per water service); Table 16: Depreciation of new procured fixed assets in regulated period (per water service); Table 17:Total sources for financial assets (per water service); Table 18: WACC (Weighted average cost of capital) (per water service); Table 19: Procurement of raw water envisaged for water supplying (per water service); Table 20: Number of customers / users of services (per water service); Table 21: Collection percentage (per water service); Table 22: Age of receivables (per water service); Table 23:

Number of employees (per water service); Table 24: Raw water; Table 25: Tariff for water supply with drinking water; Table 26: Tariff for waste water collection and drainage; Table 27: Waste water treatment tariff; Table 28: Planned average household bill.

4. CONCLUSIONS

Through applied tools for analysis showed that the situation is not sustainable, as from technical as well as from financial aspects. There is a lack of liquidity in the enterprise Proaqua, and the reason for this is poor maintenance of systems, sewage collector and the wastewater treatment plant. The reason for illiquidity is an uneconomical operation, and the large number of employees in relation to the quantity of water supplied (the basis for the formation of revenues) is one of the most important reasons for this. Collection efficiency is estimated at 84% and thus conforms to the regional average. This suggests that problems exist in the debt-collection area and that a significant proportion of outstanding claims are allowed to lapse. Production cost calculations confirm the overall image of a business which is unsatisfactory from both a financial and an administrative viewpoint. Due to the stretched financial situation, scarcely any operating funds or materials for maintenance are available. Even maintenance routines and operational control routines, which require the use of little or no materials, are only implemented occasionally. No state subsidies are provided. By keeping this option there is a risk scenario that leads to the risk of the unsustainability of the whole system with a higher cost of service for the population and the economy, and the possibility of occurrence of any environmental incidents. Processing all data throughout the system of tools and carrying out a new Tariff model means at first accountability to citizens who pay for the services. With a targets for elimination or improvement of starting negative and weak points throughout the tool system, resulted in a tariff that is between 2, % and 2,7 % from average income per family that slightly should be increase over next 3 years by 3% from defined price that is fare below from the maximum prescribed at EU level of 4,5% from average income per family. With a such a tariff, the units of Poaqua could be operationally and economically stabilized in the coming years with a focus of investments in the burning priorities such as establishing underground communal cadaster as a ground for efficient management tool in a planning system. Gradual financial and operational stabilization could bring in a near-future possibility for restored reintegration of the PUC units in unique Proaqua which will be the most efficient way of managing communal systems around Lake Ohrid. But for substantial environmental protection in the near future of the Lake Ohrid additional funds will be necessary either from the government or EU.

REFERENCES

[1] Law on settings water supply prices- Official gazette 2017

[2] Methodology for the determination of water service tariffs-Official gazette 2017

[3] Business Plans for Proaqua Ohrid, Proaqua Struga, Collector Struga, and Niskogradba-2017

[4] Guidelines for the preparation of a water tariff application- Official gazette 2017

[5] Mile.Paunkoski (2017)-Workshop Reform in the water sector on central level"-Skopje

[6] Toni Popovski (2017)- Workshop "Data collection and assessment of the existing situation"- Ohrid

[7] Popovski/Paunovski(2017)- Workshop " Assessment tools and preparation of Business Plan"-Struga

[8] Niras (2017) – Report on project "Reform in the water sector on central level"

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Северна Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
North Macedonia

ST - 19

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

АНАЛИЗА ЗА ОПТИМАЛНО РЕШЕНИЕ ПРИ ИЗБОР НА КОНСТРУКЦИЈА КАЈ ДОЛЕН СТРОЈ НА СООБРАЌАЈНИЦИ

Златко ЗАФИРОВСКИ[1], Иво ВЕЛИЧКОВСКИ[2]

АПСТРАКТ

Процесот на развој на патната инфраструктура на една држава, економскиот раст и поврзување со патната мрежа на соседните држави, вклучува планирање на нова патна мрежа, изградба на нови автопатишта, железнички пруги, како и рехабилитација на постојните и нивно проширување. Во овој процес на планирање, односно проектирање на сообраќајницата, од голема важност е да се најде оптималното решение, каде истата ќе поминува. Најчесто, оваа цел носи големи предизвици и отстапувања во однос на првичната замислена идеја, но изборот на најдобро техничко решение е од огромна важност. Економската исплатливост на сообраќајницата, техничките карактеристики и заштитата на животната средина се главните принципи по кои се водат проектантите при изборот на најдоброто варијантно решение. Обликот на теренот, геоморфолошката структура, постојните објекти и инфраструктура преку кои теба да помине новата сообраќајница, наметнува потреба од избор на објекти, односно конструкции, со чија примена најповолно и технички најсигурно ќе се дојде до оптималното решение.

Со компаративната анализа на двете решенија, сé покажува дека со примена на комбинирана конструкција од армирана земја како замена на крилните ѕидови на надпатник, кој е проектиран со класични армирано-бетонски крајни столбови и крилни ѕидови, добиваме решение кое е економски поисплатливо во однос на базичното класично решение. Со примена на конструкција од армирана земја допринесуваме до, намалување на вкупната количина на бетонски работи и арматура за армирање, потребни за изработка на крајните столбови и нивните темели. Намалување на земјените работи, воглавно на количината на ископ за темели и нивно затрупување. Дополнително, кон поефтинувањето на чинењето на конструкцијата се надодава, и не треба да се занемари, и брзината на изработка на истата, што во секој случај значи и намалување на трошоците за работна сила.

***Клучни зборови**: Армирана земја; Панели; Ленти за армирање; Армирано-бетонска конструкција; Исполна*

[1] Доц. д-р, Градежен факултет, Универзитет “Св. Кирил и Методиј”, Скопје, Република Северна Македонија, zafirovski@gf.ukim.edu.mk

[2] М-р, проект менаџер, Фресине Македонија, Скопје, Република Северна Македонија, ivovelickovski@yahoo.com

1. ВОВЕД

Основните принципи користени во армирањето на почвата се едноставни за потполно разбирање и се, како такви, користени од човекот во текот на многу векови. Основните атрибути на армирањето на почвата, кои се јавуваат како посебна предност во градежното инженерство се: намалувањето на трошоците и олеснувањето на конструкциите комбинирани со едноставност која обезбедува привлечност кај инженерите. Интересот кон предметот добива на значење заради техничкиот и комерцијалниот успех кој е потврден многупати од бројните изведени проекти. Армираната земја е фундаментално различна конструкција (систем) од конвенционалните почвени носиви системи, во кои се користени различни механизми на потпирање.

Потпорните ѕидови и косините од армираната земја се значително поекономични и толерираат многу поголеми слегнувања во споредба со класичните армирано бетонски ѕидови. Клучниот аспект на внатрешно стабилизираниот систем е зголемената носивост на земјената конструкција. Со поставување на арматура која ги прифаќа силите на затегање, во земјата, силата на земјата може значително да се подобри, дотолку што вертикалното лице на почвата, односно системот од армирана земја станува само одржлив.

Всушност, земјената маса е преградена така што секоја преграда (дел) добива поддршка (носивост) од локално вметнатиот зајакнувачки елемент (арматура). Употребата на систем за обложување, односно лице на објектот, како би се овозможило нивелирање на земјата помеѓу зајакнувачките елементи (арматурата), овозможува да бидат безбедно изградени многу високи вертикални ѕидови и ѕидови со стрмни косини. Пионерите на модерните системи за армирање на земја го признаваат ова и веќе ги поставуваат методите за контрола на сигурноста и квалитетот на конструкцијата. Признаени се спецификациите, стандардите и техниките на градба, а денес, во некои држави, се сметаат како форма во градежништво со широк опсег на конструкции и примена.

2. ПРИМЕНА ВО СВЕТОТ И ВО РЕПУБЛИКА СЕВЕРНА МАКЕДОНИЈА

2.1 Примена во светот

Во скоро сите развиени земји во светот, армираната земја се применува како концепт кој има широка намена, оправданост и рационалност во конструкциите каде е применета.

- Автопатишта,
- Железница,
- Мостови,
- Хидротехнички објекти,
- Рударство,
- Тешка индустрија и производство на енергија,
- Аеродроми.

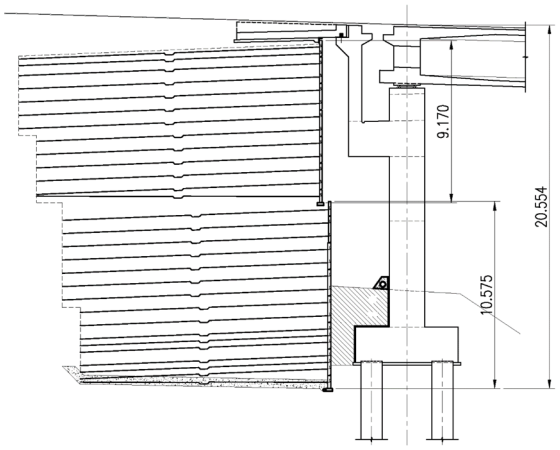
2.1.1 Примена во Република Северна Македонија

Оригиналното решение предвидува два конзолни моста, за двата коловоза соодветно, кои ја премостуваат р.Вардар и железничката линија која поминува покрај реката и новиот автопат Демир капија – Смоквица, коридор 10, го спојува со ново проектираните туниели низ клисурата во Демир Капија. Алтернативата која како решение е понудена за да се намалат трошоците за изведба на објектот е замена на два распона од конзолниот мост, прикажана на сл. 1, со конструкција од армирана земја, што предвидува потпорен ѕид со максимална висина од 25m, и вкупна површина на потпорниот ѕид од 7100m²



Сл. 1. Ситуација, конзолен мост и армирана земја

Изведена е конструкција за потпорен ѕид од типот на (mix abutment) комбинирана конструкција, како сл. 2, каде што крајните столбови се надвор од конструкцијата на армирана земја, а поврзувањето помеѓу мостот и армираната земја е направено преку преодна плоча која налегнува на врвот од потпорниот ѕид. Додека пак конзолниот мост на крајот завршува со краен столб кој е темелен многу близу до потпорниот ѕид. Овој вид на комбинирана конструкција нуди оптимално решение во однос на стабилноста на конструкцијата и заштеда на финансиски средства. Поради природата на теренот каде што се изведува потпорниот ѕид, а со цел и да се намали ископот на земја и дополнително да се влијае на буџетот во смисла на намалување на ископите, потпорниот ѕид во основата е поместен за 6m во должина од околу 200m'. Со ова решение дополнително се влијае на растеретување на долните панели од притисокот поради висината на потпорниот ѕид од 25m.



Сл. 2. Подолжен пресек



Сл. 3. Ленти за армирање

За обезбедување на стабилноста на објектот користени се ленти за армирање од типот GeoStrap-5, како на сл. 3, со ширина на лентата од 5cm и номинална јакост од 25kN, 37.5kN, 50kN и 65kN. Должината на лентите се движи од 12m до 17m во зависност од положбата на лентите.

3. КОМПАРАТИВНА АНАЛИЗА

Изборот на типот на самата конструкција има потреба од споредба и анализа на различни типови на конструкции кои би го дале оптималното решение кое треба да се избере. Конструкцијата, генерално, кога станува збор за премостување на сообраќајница, се сведува на мостовска конструкција, односно надпатник или подпатник во зависност од типот на патот или пругата, преку кој треба да помине новата сообраќајница. Од друга страна пак, како квалитетно алтернативно решение, односно според планираната употреба, може да се понуди конструкција од армирана земја во комбинација со елементи како што се, најчесто челични или армирано-бетонски преднапрегнати носачи или пак плочеста челична или армирано-бетонска

конструкција, при што хоризонталните и вертикалните сили од горниот строј на конструкцијата ќе бидат пренесени преку належна греда и лежишта, директно на ѕидот од армирана земја.

Од тука е и потребата да се направи една ваква компаративна анализа преку која ќе се согледаат сите позитивни и негативни страни кои одлучуваат кој тип на конструкција ќе се примени во даден случај.

3.1 Надпатник на км 16+040,00

Надпатникот е решен како армирано-бетонски со распон од L=23.3m. Надпатникот се наоѓа во правец со подолжен наклон од 2.50% и со попречен наколн он 2.50%. Надпатникот е диспозиционо решен со 5 монтажни преднапрегнати носачи поставени на растојание од 1.6m. Надпатникот е поставен во однос на трасата на патот под агол од 50°. Надпатникот е со чист отвор од 21.4m мерено нормално на крајните ѕидови, со статичка ширина од 9.93m, висина на крајните ѕидови од горна кота на плоча до долна кота на темел од 9.10m. Применета е полумонтажна армирано бетонска конструкција со монолитен долен строј, монтажни глави преднапрегнати носачи и армирано-бетонска плоча за монолитизација и крајни попречни носачи. Статичкиот систем претставува ситем на прости греди со еластомерни (неопренски) лежишта.

Конструкцијата на горниот строј е проектирана како гредна скара составена од 5 монтажни носачи и армирано-бетонска плоча за монотилизација и крајни попречни носачи. После монолитизацијата на плочата и попречните носачи, горниот строј претставува гредна скара од главни преднапрегнати носачи, попречни носачи и плоча. Долниот строј се состои од два крајни столба (S1 и S2). Крајните столбови се проектирани како монолитни армирано-бетонски ѕидови со константен пресек од 120/sin (156.7cm) S1 и S2. На горниот дел оформена е належна греда на која налегнуваат главните носачи преку неопренски лежишта. Врската на краните столбови со темелите и крилните ѕидови е монолитна. Крилните ѕидови се изведени како армирано-бетонски ѕидови со променлив попречен пресек по висина и изнесува 50cm во круната до 100cm во контактот со темелот. Крилните ѕидови завршуваат со конзолен дел од 5.0m (KZ-1, KZ-2 и KZ-3) и 4.0m (KZ-4). Во статичка смисла крилните ѕидови и крајните столбови се третираат просторно.

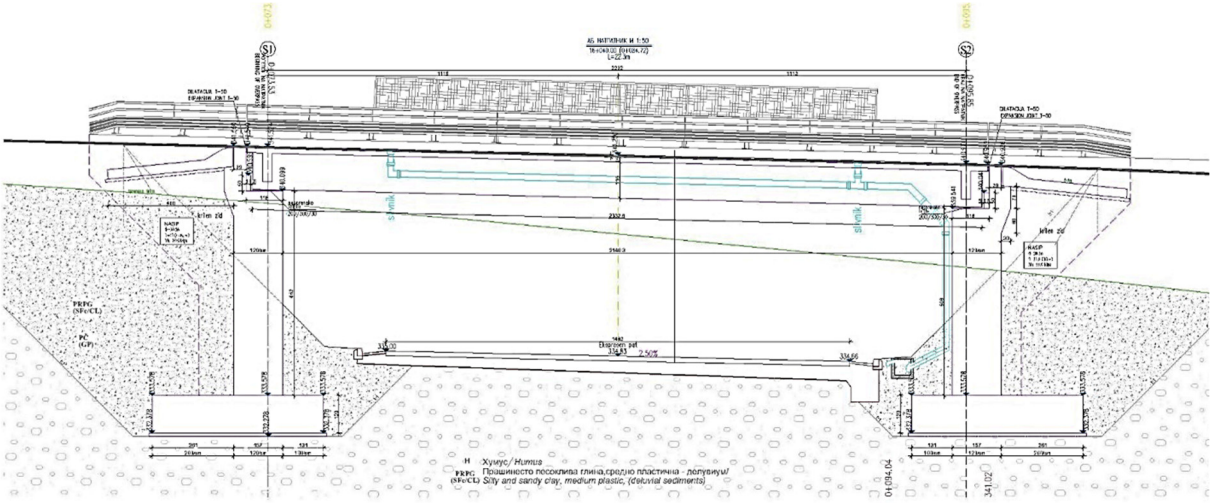
Во овој предел се појавуваат слабо врзани карпести маси, чии претставници на оваа група се делувијалните седименти т.е. песокливо-прашинести глини. Тоа се пред се слабо збиени материјали со релативно слаби и променливи физичко-механички карактеристики. На површината на теренот до длабина од 0.2m е дефинирана појава на хумус. Прашинесто песоклива глина, средно пластична со кафеава боја е дефинирана на длабина од 0.2 – 2.0m и од 0.2 – 5.0m. Песоклив чакал е регистриран на длабина од 2.0m – 10.0m и од 5.0m па до крајната истражувана длабочина од 10m. Од добиените резултати за дозволена носивост може да се заклучи дека пресметаната дозволена носивост задоволува во однос на сигурноста од лом на темелното тло. Врз основа на извршените пресметки за гранична и дозволена носивост на темелната подлога се усвојува $\sigma_{doz} = 350.00$ kPa. Од геолошки аспект, поширокиот терен кој го опфаќа просторот, на и околу предвидената локација за изградба на проектираниот објект, е претставен главно со плиоценски седиментни творевини кои во помал или поголем дел се покриени со квартерни делувијални наслаги.

Крилните ѕидови се проектирани во согласност со теренските услови. Истите се проектирани со константна дебелина по висина. Квалитетот на материјалите за изработка се: бетон МБ30, марка на мраз М-100, арматура RA400/500-2. Насипот позади ѕидовите може да се изведе до кота на горна плоча пред поставување на главните носачи, со која што е извршена соодветна статичка пресметка. При изведбата на насипот позади крајните и крилните ѕидови набивањето да се изведе само со дејство на механизацијата што ќе спречи оштетување на хидроизолацијата на ѕидовите. Набивањето на насипот над надпатникот да се изведе во слоеви од по 30cm. При тоа набивањето на насипот на првите три слоја да се изведе само со статичко дејство на механизацијата.

Останатите слоеви од насипот можат да се изведат со динамичко дејство на механизацијата. При статичка пресметка на надпатникот земени се следните вредности за карактеристиките на насипот:

- Волуменска тежина $\gamma = 21KN/m^3$
- Агол на внатрешно триење $\phi = 30\text{-}36°$

Во статичка смисла крајниот столб и крилните ѕидови се третираат просторно, односно крилните ѕидови се вклештени во крајниот.



Сл. 4. Подолжен пресек на надпатникот

Табела 1. Предмер пресметка за надпатник

Предмер Надпатник 16+040.00					
Ред. Број	**Опис**	**Един. мера**	**Кол.**	**Един.цена (ден)**	**Вкупно (денари)**
[1]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7] = [5] + [6]
	ИЗВЕДУВАЊЕ НА РАБОТИТЕ				
1	ПРИПРЕМНИ РАБОТИ				
				ВКУПНО ПРИПРЕМНИ РАБОТИ:	2,300.00
2	ЗЕМЈАНИ РАБОТИ				
				ВКУПНО ЗЕМЈАНИ РАБОТИ:	1,462,600.32
3	БЕТОНСКИ РАБОТИ				
				ВКУПНО БЕТОНСКИ РАБОТИ:	3,612,482.91
4	РАБОТИ ОД МЕТАЛ				
				ВКУПНО РАБОТИ ОД МЕТАЛ:	3,518,311.03
5	ОСТАНАТИ РАБОТИ				
				ВКУПНО ОСТАНАТИ РАБОТИ:	1,378,762.00
				ВКУПНО ДЕНАРИ:	9,974,456.26
				ВКУПНО ЕВРА (1 EUR = 61.5 DEN):	**162,186.28**

3.2 Надпатник од армирана земја

Со ова техничко решение се прави замена само на крајните крилни ѕидови, а тоа подразбира, замена на крајните столбови, крилни ѕидови, темелите за истите, косините и конусите на крајните ѕидови, со конструкција од армирана. Останатиот дел од долниот строј на конструкцијата, како што се главните носачи, плочата, преодната плоча, лежиштата, и горниот строј во целост остануваат во ист облик и димензии и не се менуваат. Во понатамошниот дел ќе бидат претставени резултатите од програмскиот софтвер Zaraus за ѕидот од армирана земја.

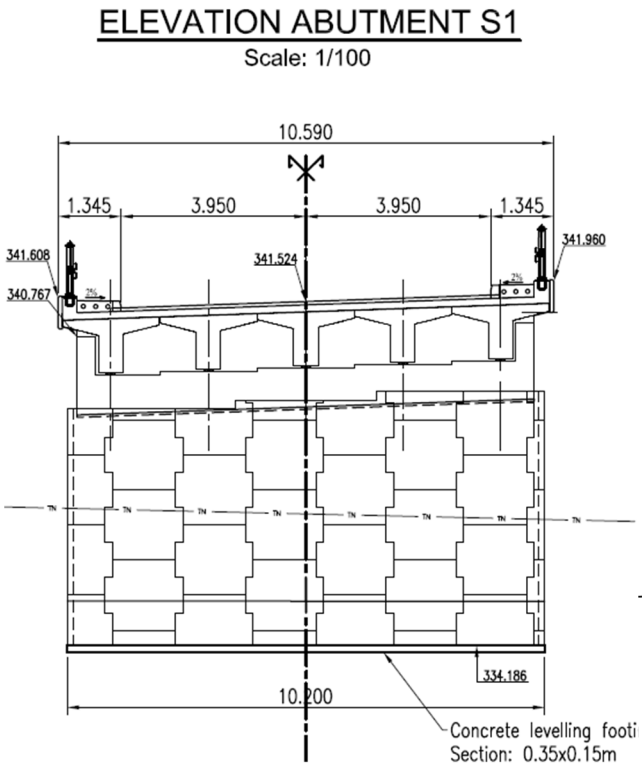
3.2.1 Резултати од софтверот

```
 1 .  1   STRUCTURE CLASS :
--------------------------

Service life : 100 years

Site         :  No water

 1 .  2   R.E STRIPS :
----------------------

 protection :  Galvanized

 type 1:       HA 50X4
 -------
 Grade             : 550.0  MPa  Allowable tensile strength :
 width          b  :  50.0  mm
 thickness      eo :   4.0  mm     full section   Tr  :  40.83 kN
                                    connection     Tro :  40.83 kN

 1 .  3   FACING : Terraclass
------------------

 1 .  4   SEISMIC DATA :
-----------------------

 Reference peak acceleration agr/g    : 0.20
 Reduction factor of live loads       : 0.20
 Dynamic variation factor             : 1
 Importance coefficient G1            : 1.00
 m=avg/ag                             : 1.00
 Factor r                             : 2.00
 Soil parameter S                     : 1.00
```

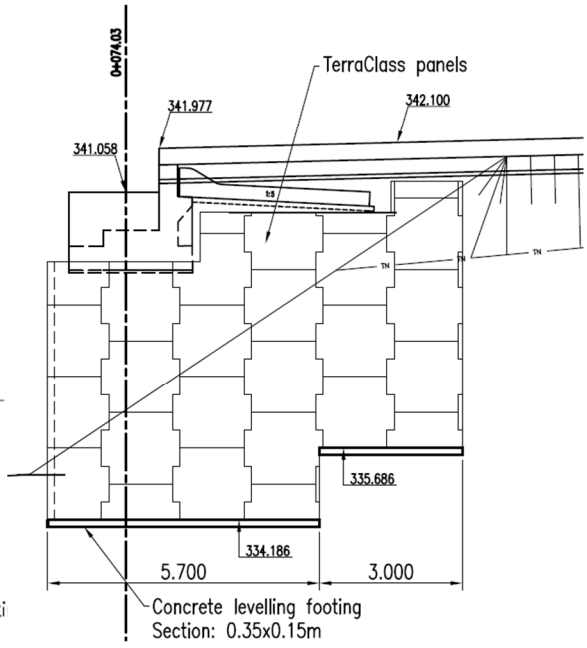
```
 4  STRIPS :
------------


 Strip type 1
------------
 Width tolerance :  0.00 mm      Thickness tolerance :  0.00 mm


 Hole diameter    : 12.70 mm
    -> tolerance  :  0.30 mm
 Yield strength   : 400.0 MPa
 Material loss of strength:
   A (loss of thickness per side over the 1st year) : 0.025
   n (exponent)          : 0.65
   K (ratio coefficient) : 2.00
 Zinc thickness : 0.07 mm
 Tension Safety Factors:
   SF yield strength    : 1.00
   SF ultimate strength : 1.25
 Reduction Factors:
   RF representing the loss of yield strength (average corrosion)    : 0.76
   RF representing the loss of ultimate strength (maximum corrosion) : 0.46

 5  FACING :
------------


  Vertical strip spacing   :  0.750 mm

bottom height            :  0.365 mm
Facing flexibility      : 2
Flexibility : 1 = rigid    (ex: full height facing)
              2 = descrete (ex: std panels)
              3 = flexible (ex: steel facing)
```

Табела 2. Предмер пресметка за надпатник од армирана земја

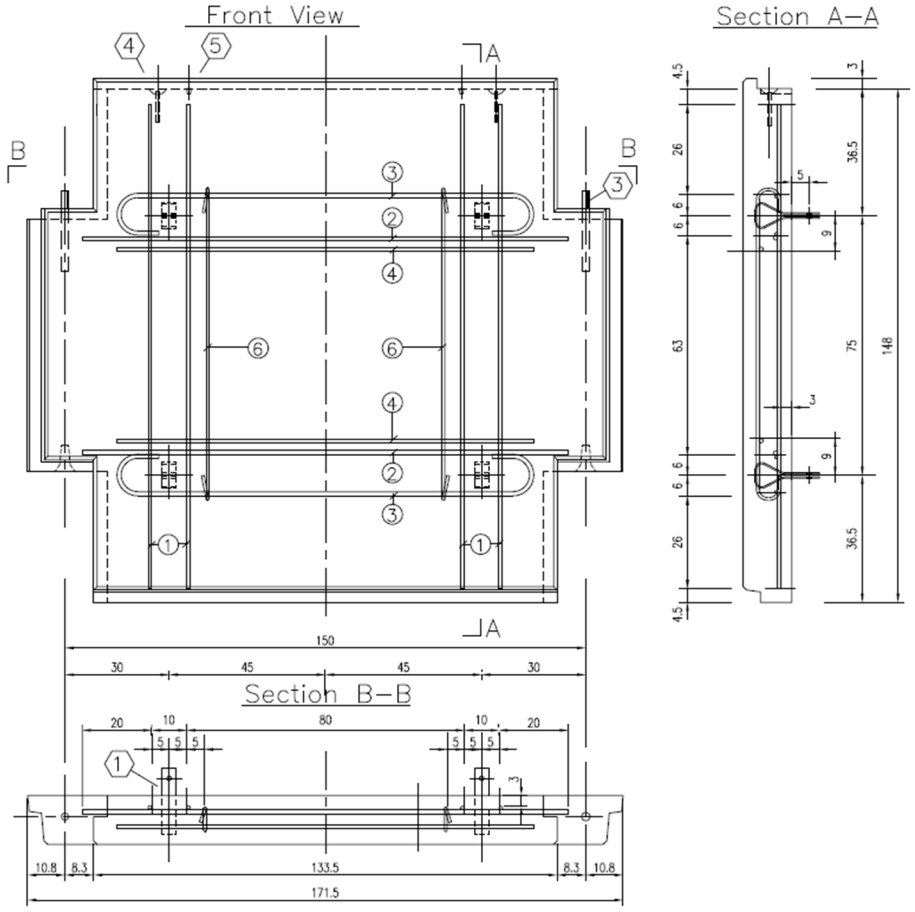
Предмер Надпатник од армирана земја км 16+040.00					
Ред. Број	**Опис**	**Един. мера**	**Кол.**	**Един. цена (ден)**	**Вкупно (денари)**
[1]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7] = [5] + [6]
	ИЗВЕДУВАЊЕ НА РАБОТИТЕ				
1	ПРИПРЕМНИ РАБОТИ				
				ВКУПНО ПРИПРЕМНИ РАБОТИ:	2,300.00
2	ЗЕМЈАНИ РАБОТИ				
				ВКУПНО ЗЕМЈАНИ РАБОТИ:	156,007.07
3	БЕТОНСКИ РАБОТИ				
				ВКУПНО БЕТОНСКИ РАБОТИ:	1,818,673.47
4	РАБОТИ ОД МЕТАЛ				
				ВКУПНО РАБОТИ ОД МЕТАЛ:	1,780,941.26
5	ОСТАНАТИ РАБОТИ				
				ВКУПНО ОСТАНАТИ РАБОТИ:	1,062,570.40
6	ИЗРАБОТКА НА ПАНЕЛИ И ЛЕНТИ ЗА АРМИРАЊЕ				
				ВКУПНО РАБОТИ ЗА ИЗРАБОТКА НА ПАНЕЛИ И ЛЕНТИ ЗА АРМИРАЊЕ	3,258,183.00
				ВКУПНО ДЕНАРИ:	8,078,675.20
				ВКУПНО ЕВРА (1 EUR = 61.5 DEN):	**131,360.57**



Сл. 4. Поглед на краен столб со висински коти



Сл. 5. Поглед на краен столб



Сл. 6. Димензии и шема на армирање на фасаден панел

4. ЗАКЛУЧОЦИ

Армирана земја во основа е едноставно решение кое комбинира и активира сложени реакции помеѓу конструктивните елементи, односно нивна интеракција, а тие се: исполна, панели и ленти за армирање. Овој тип на комбинирана конструкција (true abutment) е широко распространет и се применува во сите земји низ светот и има многу предности во однос на класичната АБ конструкција, мостови, надпатници и подпатници. Како главни предности, кои можат да се наведат во однос на класичната градба се: економично решение, намалување на вкупната употребена количина на бетон, намалување на количината на арматура, брза изведба и изведба од внатрешна страна со што не се ограничува сообраќајот. Може да се изведе кај почви со слаби карактеристики и без изведба на длабоки фундаменти и секако со заштедата на бетон, односно негово производство, влијае во намалување на испуштањето на јаглеродниот диоксид.

Потребата од широк ископ за темелење на конструкцијата, крајните столбови, а во многу случаи и потреба од дополнително подобрување на темелната подлога со замена на слоеви од почвата или со бушење и бетонирање на колови, бара многу финансиски средства, простор за работа и време за изведба на истите. За разлика од класичниот армирано-бетонски ѕид каде најголем дел товарите, земјаниот постојан товар, сервисните товари, не се пренесуваат преку панелите, туку преку насипот, односно товарот не делува директно на панелите.

Конкретно, во овој случај, армирано-бетонскиот надпатник со должина од 22,32m, крајни крилни ѕидови изработени од армиран бетон со дебелина на ѕидот од 1,6m и ширина од 10m, фундирани на темели со дебелина од 1,2m и димензии од 12x5.5m Изработката на овие крилни ѕидови вклучува и голема количина на ископ за истите од околу 1500m³ земја и повторно насипување по нивната изработка. Другиот дел од конструкцијата вклучува изработка на претходно напрегнати армирано бетонски носачи и армирано бетонска плоча, како дел од горниот строј на конструкцијата, вклучувајќи ја и изработката на хидроизолација на плочата, асфалтирање и изработка на заштитна ограда, дилатации, како и изработка на конуси и нивна заштита со бекатон. Ова решение според предмер пресметката чини 162.186 евра.

Додека пак од друга страна, решението за замена на надпатникот, односно замена на крајните крилни ѕидови е изработено од: армирано-бетонски панели со дебелина од 14cm и димензии на истите од 1.5m висина и 1.5m ширина. Овие панели налегнуваат на темел со димезнии од 35cm ширина и 15cm во висина, кој не е армиран и служи само за израмнување на подлогата. Поради типот на конструкција и товарите кои треба да ги пренесе, ленитите за армирање кои се вградуваат помеѓу слоевите земја се тип HAR галванизирани метални ленти 45x5 со дебелина на лентата од 5mm и нејзина ширана од 4.5cm. Главните носачи и целиот горен строј на конструкцијата остануваат исти како и кај основниот проект и нема дополнителни измени. Тие налегнуваат на ѕидот преку належна греда и лежишта, а преодната плоча претставува спој помеѓу конструкцијата и патот. Ова решение според предмерот за негова изработка треба да чини 131,360.57 евра.

Компаративната анализа на двете предмер пресметки, директно ја покажува заштедата на финансиски средства од 20% во однос на класичната армирано-бетонска градба. Почнувајќи од намалување на земјаните работи, каде ископот за темели е сведен на минимум, односно 99% заштеда, насипувањето е намалено за 50%, бетонските и армирачките работи се намалени за 65% и 89% соодветно.

Од компаративната анализа на двете решенија се добива резултат кој покажува дека, доколку примениме комбинирана конструкција со армирана земја како замена на крилните ѕидови, добиваме решение кое е економски поисплатливо во однос на базичното класично решение со армирано-бетонски крилни ѕидови.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Reinforced Soil Structures Volume I. Design and Construction Guidelines, Publication No. FHWA-RD-89-043, November 1990

[2] Okechukwu, S.I, Okeke, O. C, Akaolisa, C. C. Z, Jack, L. And Akinola, A. O. ‘’ Reinforced earth: Principles and applications in engineering construction’’ June 2016

[3] Concept and design of reinforced earth structures, report no. GE: R – 73, June 2005,

[4] Армирана земја – хабилитационен труд Проф. Б.Шендов,

[5] Проектирање со геотекстили и геомрежи; магистерски труд-Билјана Ѓ. Кировакова,

[6] Експериментални истражувања за ефектите за подобрување на слабоносиви почви со армирање (Витанов-Волчески),

[7] Zaraus - software for calculation method for the design of reinforced earth bridge abutments with vertical facing,

[8] French Standard; International Technical Thesaurus,

[9] Eurocode 7,

[10] Reinforced earth walls Internal stability calculations,

[11] АБ надпатник на км 16+040.00,

[12] Construction and quality control procedures manual for reinforced earth structures.

Sponsors of the

18th International Symposium

GRANIT

BUILDING & CONSTRUCTION





www.granit.com.mk

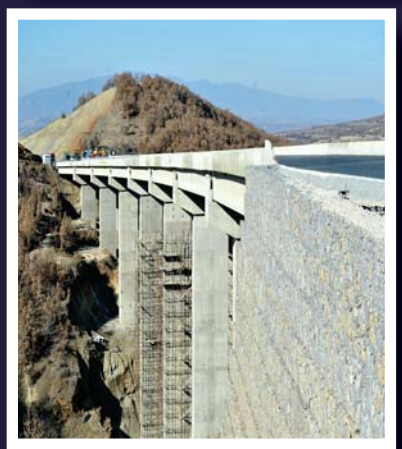
GRANIT
BUILDING & CONSTRUCTION

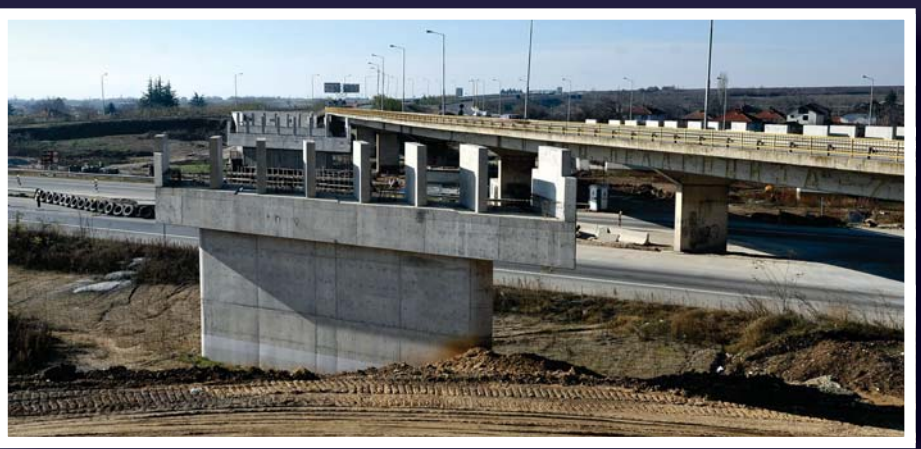


ДРУШТВО ЗА ГРАДЕЖНИШТВО А.Д. СКОПЈЕ

БЕТОН

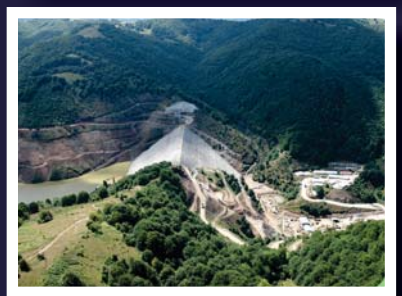
CONSTRUCTION COMPANY A.D. SKOPJE





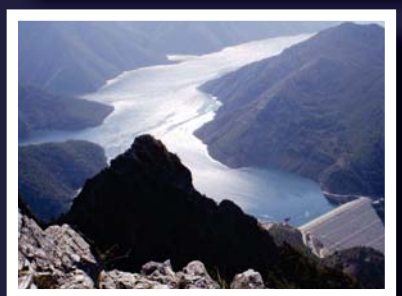
















CONSTRUCTION COMPANY A.D. - SKOPJE

tel: +389 2 55 13 700, fax: +389 2 30 80 207

www.beton.com.mk, beton@beton.com.mk







ДРУШТВО ЗА ГРАДЕЖНИШТВО А.Д. СКОПЈЕ

БЕТОН

CONSTRUCTION COMPANY A.D. SKOPJE

















CONSTRUCTION COMPANY A.D. - SKOPJE

tel: +389 2 55 13 700, fax: +389 2 30 80 207

www.beton.com.mk, beton@beton.com.mk

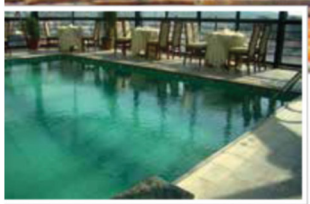
ADING

ingredient of each construction

Business system for production, application and sale of chemical materials for construction industry

since 1969...







www.ading.com.mk









- Admixtures for concrete and mortar
- Grouting and sealing
- Concrete repair
- Industrial and sports flooring
- Joint sealants
- Waterproofing
- Protective coating
- Fire protection materials
- Building adhesives
- Leveling compounds
- Decorative coatings and mortars
- Building products

Russia
Croatia
Bulgaria
Iran
BiH
Macedonia
Serbia
Montenegro
Kazakhstan
Kosovo
Romania
Ukraina
Albania
Greece
Hungary

ADING AD - Skopje, ul. Novoselski Pat b.b., 1060 Skopje, R.Macedonia;
tel: +389 2 2034 820; +389 2 2034 840; fax: ++389 2 2034 821; ading@ading.com.mk

DOJRAN STEEL

MANUFACTURING AND TRADE COMPANY

SIDENOR GROUP

SIDENOR

STEEL PRODUCTS MANUFACTURING COMPANY S.A.



GOLDEN ART®

CONSTRUCTION COMPANY



АСОН ИНЖЕНЕРИНГ



СИНТЕК
ИНЖЕНЕРИНГ

STRABAG

ГРАДЕЖЕН ФАКУЛТЕТ
Универзитет Св. Кирил и Методиј

КОМОРА НА ОВЛАСТЕНИ АРХИТЕКТИ И ОВЛАСТЕНИ ИНЖЕНЕРИ

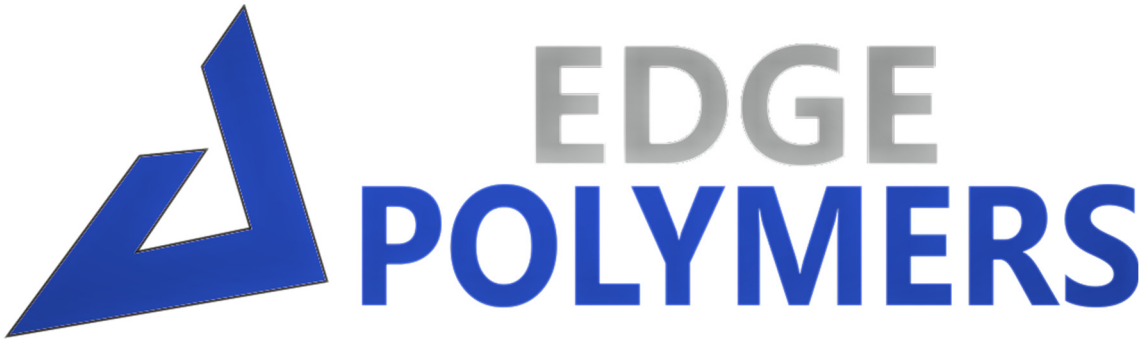
ИЗИИС IZIIS

PERI®

NESHVYL


EURO CONSULT
Since 2006


PLASTIKI
GROUP
RESEARCH - DEVELOPMENT - PRODUCTION


EDGE
POLYMERS


CIVIL ENGINEERING INSTITUTE
MACEDONIA

ЛАПОР
градежна компанија

MEPSO

БГ

БАУЕР

МАКЕДОНИЈА

СКОПЈЕ

ТЕЛ/ФАХ: +389 310 99 54

WWW.BAUERBG.MK

УЛ. БУЛ ИЛИНДЕН 29 3/4 БАУЕР БГ ДОО СКОПЈЕ E-MAIL: INFO@BAUERBG.MK

НИСКОГРАДБА ЕНТЕРИЕР ВИСОКОГРАДБА ТРГОВИЈА

ЛИ
ЛИОНТИНГ
ИНЖЕНЕРИНГ - БИТОЛА

SINOHYDRO

Градете ја Вашата иднина денес.
www.zikol.com.mk


25
години
KNAUF
МАКЕДОНИЈА


ЗАВОД ЗА ИСПИТУВАЊЕ НА МАТЕРИЈАЛИ
И РАЗВОЈ НА НОВИ ТЕХНОЛОГИИ
СКОПЈЕ
А.Д.-СКОПЈЕ


baldini studio
ALLPLAN
A NEMETSCHEK COMPANY
BIM SOLUTIONS
FOR THE
AEC INDUSTRY
OPEN BIM

ISBN 978-608-4510-36-9