



УНИВЕРЗИТЕТ „СВ. КИРИЛ И МЕТОДИЈ“  
ГРАДЕЖЕН ФАКУЛТЕТ – СКОПЈЕ  
Трет циклус на студии  
ГРАДЕЖНИШТВО  
(геотехника)



Кандидат:

Сеад Абази, дипл. геот. инж.  
бр. индекс 13

ГЕОТЕХНИЧКО МОДЕЛИРАЊЕ НА ПРОБЛЕМОТ НА ИНТЕРАЦИЈА ЗА  
ДЛАБОКИ ТЕМЕЛИ ФУНДИРАНИ ВО СЛОЖЕНИ ГЕОТЕХНИЧКИ УСЛОВИ

(докторска дисертација)

Ментор:

Проф. д-р Милорад Јовановски

Скопје, мај 2021

До

Градежен факултет - Скопје  
Универзитет „Св. Кирил и Методиј“

Предмет: ИЗЈАВА

Јас, Абази Сеад, студент на трет циклус студии на студиската програма по Градежништво - геотехника, организирани на Градежниот факултет во состав на Универзитет „Св. Кирил и Методиј“ во Скопје, со место на живеење „Скопје“ ул. Дрезденска, бр. 19/2-9, со ЕМБГ 2301988474700 и број на индекс 13, изјавувам дека поднесената докторска дисертација под наслов „Геотехничко моделирање на проблемот на интеракција за длабоки темели фундирани во сложени геотехнички услови“ претставува мој самостоен труд и истиот претставува резултат на самостојна научна работа во текот на истражувањето.

Докторската дисертација под овој наслов и во оваа форма не е пријавена за одбрана на ниту еден друг Универзитет во земјава или странство.

Согласен сум да ги сносам сите обврски и одговорности кои произлегуваат од неовластено користење на туѓ текст или плагијаторство, согласно важечките законски и подзаконски акти кои ги регулираат авторските и сродните права.

Давател на изјавата:

Абази Сеад

Скопје, мај 2021



УНИВЕРЗИТЕТ „СВ. КИРИЛ И МЕТОДИЈ“  
ГРАДЕЖЕН ФАКУЛТЕТ – СКОПЈЕ  
Трет циклус на студии  
ГРАДЕЖНИШТВО  
(геотехника)



ГЕОТЕХНИЧКО МОДЕЛИРАЊЕ НА ПРОБЛЕМОТ НА ИНТЕРАКЦИЈА ЗА  
ДЛАБОКИ ТЕМЕЛИ ФУНДИРАНИ ВО СЛОЖЕНИ ГЕОТЕХНИЧКИ УСЛОВИ

(докторска дисертација)

Кандидат:

Сеад Абази, дипл. геот. инж.

Ментор:

Проф. д-р Милорад Јовановски

Комисија:

1. Проф. д-р Спасен Ѓорѓевски  
Градежен факултет, Скопје

2. Проф. д-р Игор Пешевски  
Градежен факултет, Скопје

3. Проф. д-р Кемал Едип  
УКИМ - ИЗИИС, Скопје

4. Проф. д-р Зоран Бониќ  
ГАФ, Ниш, Р. Србија

Скопје, мај 2021

## БЛАГОДАРНОСТ

Оваа докторска дисертација е напишана на Градежниот факултет, катедра за геотехника. Затоа изразувам голема благодарност до Градежниот факултет кој овозможи истражувањата т.е. експериментите потребни за изработка на оваа докторска дисертација да се реализираат успешно.

Особена благодарност би сакал да упатам до мојот ментор проф. д-р Милорад Јовановски, до проф. д-р Спасен Ѓорѓевски и челновите на комисијата за нивното континуирано охрабрување и огромна поддршка што ја направија оваа докторска дисертација образовно и плодносно искуство. Без нивните коментари и забелешки оваа дисертација немаше да биде реализирана.

Огромно благодарам на членовите и соработниците на катедрата за геотехника за помошта во текот на истражувањето, особено мојот колега и пријател асист. м-р Бојан Сусинов за взаемната помош при изработката на експерименталните истражувања, на колегите Милорад Ивановски, Аце Трајановски и Иван Тодоровски со кои заеднички ги реализиравме теренските испитувања.

Реализацијата на испитувањата немаше да биде можна, доколку од страна на компаниите Гранит АД, Скопје, Трансмет, Скопје и ФАКОМ Скопје не беше помогнато со изработката на специфичната конструкција за прифаќање на контратоварот при експерименталните испитувања, па затоа и до нив изразувам голема благодарност.

Упатувам благодарност и до мојата фамилија, што ми овозможија да се стекнам со ова образование, до сите мои пријатели од кои секогаш ја добивам потребната морална поддршка.

Ви благодарам!

## АПСТРАКТ

Во ова истражување е анализиран проблемот на интеракција на темелите како критични елементи во секоја конструкција со подлогата која често може да биде сложена од аспект на геотехничките услови. Целта на темелите е да ги издржат и пренесат потребните товари безбедно, како конструктивно така и геотехнички. Доколку почвата не може да го прифати оптоварувањето со доволен коефициент на сигурност, тогаш ќе се јават значителни слегнувања, а конструкцијата би била несигурна и ќе доведе до скапа санација или до лом. Во последните децении многубројните методи за испитување овозможуваат индиректно оценување на конструктивната целина и носивиот капацитет на коловите.

Фундирањето на колови е популарен тип на длабоко фундирање кој се користи за пренесување на товарот од горните слоеви до подобро носечките слоеви. Сепак, точната претпоставка на слегнувањето на коловите е особено тешка, со оглед на тешката проценка на интеракцијата помеѓу кол и почва. Ова истражување има за цел да го процени носивиот капацитет на колови преку теоретски, теренски и нумерички испитувања на длабоки темели за различни геотехнички средини (слабоносиви почвени материјали, како и полускаменити карпести материјали со изразена анизотропија и хетерогеност).

Влезните параметри за анализа на проблемот се различни и добиени од експерименталните испитувања, зависно од параметрите на подлогата, карактеристиките на објектите, нивоата на оптоварувања, длабочините на фундирање, димензиите на темелите и другите конструктивни карактеристики. Притоа, извршени се директни мерења на терен со посебен систем за прифаќање на оптоварувањата преку посебно дизајнирана платформа која служи како контратовар.

Во текот на истражувањето се применети постапки на подготовка на интеракциони шеми каде се поврзуваат влијателните параметри на природната конструкција - теренот и вештачката конструкција - објектот. Како резултат на анализите, подготвени се голем број корелациони зависимости помеѓу испитуваните параметри.

Во втората фаза на истражување е направена нумеричката симулација на проблемот со примена на соодветни софтверски алатки, со што се добиени вредни резултати кои се користат за избор на оптимален систем за фундирање. Имено, за симулација на интеракцијата на конструкцијата со околната средина, користен е Mohr – Coulomb-овиот материјален модел со воведување на карактеристичен модул на еластичност на системот кол – почва преку кој се калибрираат резултатите од физичкиот со нумеричкиот модел.

Од анализата на поголем број експериментални испитувања на колови до проектирана или ултимативна сила, направена класификација на зависноста товар – слегнување според повеќе параметри. Според геометрискиот однос на должината и дијаметарот на колот, истите се поделени во пет групи. Според средината во која се изведени се поделени во три групи од каде може да се заклучи дека кај ситнозрните почви релативно брзо се достигнува граничната носивост, додека кај крупнозрните тоа е условено од збиеноста на почвата. Коловите изведени во меки карпи покажуваат дека за максимално оптоварување не се достигнува граничната состојба на лом и ефектот на растоварување е незначителен од аспект на деформациите.

Направена е споредба на нумерички добиената зависност товар – слегање за почвено однесување според два различни материјални модели: Mohr-Coulomb (MC) и Hardening Soil (HS) модел. Резултатите покажуваат дека кривата добиена со HS моделот дава поголеми деформации за референтен товар. Предноста на MC над HS моделот е што на наједноставен начин за познати деформации од пробно товарење, може да се определи модулот  $E_{mc}$  кој понатаму се користи за пресметка на колов темел и останати контроли. Од друга страна, HS моделот бара дефинирање на повеќе параметри од лабораториски испитувања кои неретко е релативно тешко да се определат и зависат од субјективен фактор.

Постапката за експерименталното и нумеричкото моделирање на системот интеракција кол-подлога е сублимирана во дијаграм според кој на почеток се формираат дијаграми на зависноста товар - слегање од избран експеримент. За секој степен на товарење се контролира слегањето во нумеричкиот модел за променлив модул на инетракцијата кол – почва  $E_{mc}$ . По дефинирањето на модулот за секој степен на товарење и соодветно слегање, може да се продолжи со пресметување на групата на колови или темелната конструкција.

*Клучни зборови: колови, статичко пробно товарење, интеракција, експеримент, нумерички модел, модул на еластичност.*

## ABSTRACT

This research analyzes the problem of interaction of the foundations as critical elements in any construction with the natural substrate, which can often be complex in terms of geotechnical conditions. The purpose of the foundations is to withstand and transfer the necessary loads safely, both structurally and geotechnically. If the soil can not accept the load with a sufficient coefficient of safety, then significant subsidence will occur, and the construction would be unreliable. This could lead to costly repairs or failure. In recent decades, numerous test methods have made it possible to indirectly assess the structural integrity and bearing capacity of piles.

Pile foundation is a popular type of deep foundation used to transfer loads from the upper layers to the good bearing deep soil layers. However, the exact assumption of the piles settlement is particularly difficult, given the complex assessment of the interaction between the pile and the soil. This research aims to assess the load-bearing capacity of piles through theoretical, field and numerical investigations in various geotechnical environments (low bearing soil materials, as well as soft rocks materials with pronounced anisotropy and heterogeneity).

The input parameters for the analysis of the problem differ and are obtained from experimental tests, depending on the parameters of the substrate, structure characteristics, levels of load, depth and dimension of foundation, and other structural characteristics. Thereby, independent field tests were performed with a special system for receiving load through the use of a specially designed platform that serves as a counterload.

During the research were applied approaches for preparation of interaction schemes, where the influential parameters of the natural structure - the terrain and the artificial construction - the object are connected. As a result of the analyzes, a large number of correlations between the examined parameters were established.

In the second phase of the research, a numerical simulation of the problem was performed by applying appropriate software tools, by which were obtained valuable results that are used to select the optimal foundation system. Namely, to simulate the interaction of the structure with the environment, the Mohr-Coulomb material model was used, by introducing a characteristic modulus of elasticity of the pile-soil system through which the results of the physical with the numerical model are calibrated.

From the analysis of a number of experimental tests of piles to the designed or ultimate force, a classification of the load-settlement dependence was made according to several parameters. According to the geometric ratio of the length and diameter of the pile, they are divided into five groups. According to the environment in which they are performed, they are divided into three groups, from which it can be concluded that in the fine-grained soils the ultimate bearing capacity is reached relatively quickly, while in coarse-grained materials it is conditioned by the soil compactness. The piles constructed in soft rocks show that the limit state of failure is not reached for the maximum load and that the unloading effect is insignificant in terms of deformations.

A comparison of the numerically obtained relation load - settlement for the soil behavior is made according to two different material models: Mohr-Coulomb (MC) and Hardening Soil

(HS) model. The results show that the curve obtained with the HS model gives greater deformations for the reference load. The advantage of MC over HS model is that in the simplest way for known deformations from test loading the  $E_{mc}$  modulus can be determined, which, is further used for calculation of pile foundation and other controls. On the other hand, the HS model requires the definition of multiple parameters from laboratory tests that are often relatively difficult to determine and depend on a subjective factor.

The procedure for the experimental and numerical modeling of the pile-substrate interaction system is sublimated into a diagram according to which diagrams of the dependence load-settlement from a selected experiment are initially formed. For each step of loading, the settlement into the numerical model for variable modulus of the  $E_{mc}$  pile - soil control is controlled. After defining the modulus for each step of loading and appropriate settlement, the calculation of the group of piles or the foundation structure can be continued.

*Keywords: piles, static load test, interaction, experiment, numerical model, modulus of elasticity.*

**СПИСОК НА СЛИКИ**

Слика 4.1	Линеарна врска меѓу различни видови на модели .....	11
Слика 4.2	Врска меѓу различни видови на модели .....	11
Слика 4.3	Врски меѓу методите на истражување и анализа во инженерската геологија и геотехниката низ т.н. инженерскогеолошки и геотехнички триаголник .....	11
Слика 4.4	Структура на геотехнички модел .....	12
Слика 4.5	Дијаграм за дефинирање на процес на моделирање во инженерската механика на карпи .....	12
Слика 4.6	Квалитативна интеракциона матрица со четири главни елементи во дијагоналата за темели.....	13
Слика 4.7	Типична поставеност на испитувањето на притисок со користење на контратег .....	15
Слика 4.8	Типична поставеност на испитувањето на притисок со користење на колови на затегнување.....	16
Слика 4.9	Испитување при статичко товарење со мртов товар (лево) и реактивна рамка (десно) .....	17
Слика 4.10	Хидраулична преса прикачена на дното од арматурен кош од бушен кол .....	20
Слика 4.11	(а) Забрзување (десно) и конвертор на напрегања (лево) на кол за мерење на сила и брзина со безжичен предавател, (б) обезбеден со потребната опрема - конвертор на врвот.....	21
Слика 4.12	Кол испитан пред оштетување (врв) и по оштетување (дно). Сила/полна линија, брзина/испрекината линија .....	22
Слика 4.13	(а) масата на Fundex со тешко амортизирање на пружината, (б) амортизиран динамички тест, (с) Статичко товарење со механизам за зафаќање, (д) Статичко товарење со склад за задржување на чакал (за поголеми оптоварувања) .....	23
Слика 4.14	Осовина со деформација .....	25
Слика 4.15	Јадро од деформирана осовина.....	25
Слика 4.16	Анализа на томографија на осовина со наменско нарушување.....	25
Слика 4.17	Карактеристични криви на товар - слегнување за испитување на кол на товарење .....	29
Слика 4.18	Споредба на товарите на лом во колови добиени преку различни методи .....	30
Слика 4.19	Дефиниција за товар на лом од Brinch Hansen 90% критериум.....	32
Слика 5.1	Пресек на челичен реакционен систем - конструкција на платформа (извадок од техничката спецификација за реакциониот систем) .....	35
Слика 5.2	Систем за оптоварување со вкрстени челични греди на испитувана Локација за мост на автопат Кичево - Охрид.....	36
Слика 5.3	Пресек на бетонски реакционен систем (локација мост на автопат Миладиновци - Штип).....	36
Слика 5.4	Инструменти преку кои е вршено товарењето.....	37
Слика 5.5	Опрема користена за аквизиција на деформациите .....	38
Слика 5.6	Целосна мерна техника за аквизиција на деформации и нанесување на товар при испитување на моделите .....	38
Слика 5.7	Приближна местоположба на испитуваните локации во однос на	



	геотектонските единици во Р. Македонија.....	41
Слика 5.8	Извадок од Основна геолошка карта на РМ, 1:100 000, лист Охрид, вардарска зона, делница Св. Николе - Штип .....	41
Слика 5.9	Надолжен геотехнички профил за Е1 .....	43
Слика 5.10	Извадок од Основна геолошка карта на РМ, 1:100 000, лист Охрид, Западно македонска зона, индустриска зона Жабени - Битола .....	43
Слика 5.11	Надолжен геотехнички профил за Е2 .....	45
Слика 5.12	Извадок од Основна геолошка карта на РМ, 1:100 000, лист Охрид, западно македонска зона, делница Подвис - Пресека .....	45
Слика 5.13	Надолжен геотехнички профил за Е3 .....	47
Слика 5.14	Извадок од Основна геолошка карта на РМ, 1:100 000, лист Охрид, западно македонска зона, делница Кичево – Подвис .....	48
Слика 5.15	Надолжен геотехнички профил за Е4 .....	50
Слика 5.16	Позиција на тест кол 1 и тест кол 2 во колов темел, Е1 .....	51
Слика 5.17	Позиција на колов темел, Е2 .....	51
Слика 5.18	Позиција на колов темел, Е3 .....	52
Слика 5.19	Локација на испитуваните колови за Е4 .....	52
Слика 5.20	Позиција на темел и тест кол, Е4 .....	53
Слика 5.21	Реакционен систем за обезбедување на контра-товар, Е1 .....	53
Слика 5.22	Систем од хидраулични преси за нанесување на товар, Е1 .....	54
Слика 5.23	Реакционен систем за обезбедување на контра-товар, Е2.....	54
Слика 5.24	Систем од хидраулични преси за нанесување на товар, Е2.....	55
Слика 5.25	Приказ на реакционен систем со челична греда при испитување со статичко товарење, Е3.....	55
Слика 5.26	Изглед на реакционен систем во тек на испитувањето, Е4 .....	56
Слика 5.27	Дијаграм на товарната сила и време на реализација на пробното испитување на колот, Е1, Тест кол 1 .....	57
Слика 5.28	Дијаграм на товарна сила и реализирано слегнување - деформација на колот, Е1, Тест кол 1 .....	58
Слика 5.29	Дијаграм на реализирано слегнување – деформација на колот во однос на времето на испитување, Е1, Тест кол 1 .....	59
Слика 5.30	Дијаграм на товарната сила и време на реализација на пробното испитување на колот, Е1, Тест кол 2 .....	60
Слика 5.31	Дијаграм на товарна сила и реализирано слегнување-деформација на колот, Е1, Тест кол 2 .....	61
Слика 5.32	Дијаграм на реализирано слегнување – деформација на колот во однос на времето на испитување, Е1, Тест кол 2 .....	62
Слика 5.33	Проценка на ултимативна носивост на единечен кол согласно резултатите од тестот, Е1, Тест кол 1 .....	63
Слика 5.34	Проценка на ултимативна носивост на единечен кол согласно резултатите од тестот, Е1, Тест кол 2 .....	65
Слика 5.35	Приказ на подготовка на кол тестот, Е1.....	65
Слика 5.36	Приказ на реакционен систем (опрема и резултати), Е1.....	65
Слика 5.37	Дијаграм на товарната сила и времето на пробното испитување на колот, Е2 .....	67
Слика 5.38	Дијаграм на товарната сила и слегнување на колот, Е2 .....	68
Слика 5.39	Дијаграм на слегнување на колот во однос на времето, Е2.....	69
Слика 5.40	Зависност помеѓу сила и слегнување со критериум за лом, Е2 .....	70

Слика 5.41	Приказ на реакционен систем, Е2 .....	70
Слика 5.42	Приказ на опрема за испитување на кол тестот, Е2 .....	71
Слика 5.43	Интерпретација на резултати од испитувањето, Е2 .....	71
Слика 5.44	Дијаграм на товарната сила и времето на реализација на пробното испитување на колот, Е3 .....	73
Слика 5.45	Дијаграм на товарната сила и реализираното слегнување - деформација на колот, Е3 .....	73
Слика 5.46	Дијаграм на реализираното слегнување – деформација на колот во однос на времето на испитување, Е3 .....	74
Слика 5.47	Приказ на подготовка на кол тестот, Е3 .....	76
Слика 5.48	Приказ на реакционен систем, Е3 .....	76
Слика 5.49	Дијаграм на товарната сила и времето на реализација на пробното испитување на колот, Е4 .....	78
Слика 5.50	Дијаграм на товарната сила и реализираното слегнување - деформација на колот, Е4 .....	78
Слика 5.51	Дијаграм на реализираното слегнување – деформација на колот во однос на времето на испитување, Е4 .....	79
Слика 5.52	Приказ на подготовка на кол тестот, Е4 .....	80
Слика 5.53	Приказ на реакционен систем, Е4 .....	80
Слика 6.1	Дијаграм на напрегање – деформација според Mohr-Coulomb-ов модел .....	83
Слика 6.2	Критериум на лом според Coulomb .....	84
Слика 6.3	Хиперболична зависност на напрегање – деформација (за прв циклус на оптоварување) од дрениран триаксијален опит .....	85
Слика 6.4	Хипербола на напрегање – дилатација при примарно товарење на Стандардно дренирано триаксијално испитување .....	87
Слика 6.5	Геометрија на нумеричкиот модел Е1 (Кадрифаково) .....	88
Слика 6.6	Дискретизација на моделот Е1 (Кадрифаково) со конечни елементи .....	89
Слика 6.7	Зависност на товарот и слегањето калибриран преку промена на модулот $E_{mc}$ за константен $R_{inter}=1.0$ за модел Е1 (Кадрифаково) .....	90
Слика 6.8	3Д приказ на вкупни деформации на моделот Е1 (Кадрифаково) .....	91
Слика 6.9	Вкупни деформации на колот со околната средина во пресек на моделот Е1 (Кадрифаково) .....	91
Слика 6.10	Вкупни нормални напрегања на контактната површина на колот со околната средина во пресек на колот за модел Е1 (Кадрифаково) .....	92
Слика 6.11	Максимални тангенцијални напрегања на контактната површина на колот со околната средина во пресек на колот за модел Е1 (Кадрифаково) .....	92
Слика 6.12	Геометрија на нумеричкиот модел Е2 (Жабени) .....	93
Слика 6.13	Дискретизација на моделот Е2 (Жабени) со конечни елементи .....	94
Слика 6.14	Зависност на товарот и слегањето калибриран преку промена на модулот $E_{mc}$ за константен $R_{inter}=1.0$ за модел Е2 (Жабени) .....	95
Слика 6.15	3Д приказ на вкупни деформации на моделот Е2 (Жабени) .....	96
Слика 6.16	Вкупни деформации на колот со околната средина во пресек на моделот Е2 (Жабени) .....	96
Слика 6.17	Вкупни нормални напрегања на контактната површина на колот со околната средина во пресек на колот за модел Е2 (Жабени) .....	97

Слика 6.18	Максимални тангенцијални напрегања на контактната површина на колот со околната средина во пресек на колот за модел Е2 (Жабени) .....	97
Слика 6.19	Геометрија на нумеричкиот модел Е3 (Извор) .....	98
Слика 6.20	Дискретизација на моделот Е3 (Извор) со конечни елементи .....	99
Слика 6.21	Зависност на товарот и слегаето калибриран преку промена на модулот $E_{mc}$ за константен $R_{inter}=1.0$ за модел Е3 (Извор) .....	100
Слика 6.22	3Д приказ на вкупни деформации на моделот Е3 (Извор) .....	101
Слика 6.23	Вкупни деформации на колот со околната средина во пресек на моделот Е3 (Извор) .....	101
Слика 6.24	Вкупни нормални напрегања на контактната површина на колот со околната средина во пресек на колот за модел Е3 (Извор) .....	102
Слика 6.25	Максимални тангенцијални напрегања на контактната површина на колот со околната средина во пресек на колот за модел Е3 (Извор) .....	102
Слика 7.1	Збирен дијаграм со приказ на зависности товар – слегнување од 14 испитани колови .....	104
Слика 7.2	Дијаграм со приказ на зависности товар – сегнување за тест кол 3 со $\lambda=10\div 12$ .....	105
Слика 7.3	Дијаграмски приказ на тест колови со $\lambda=8\div 10$ .....	105
Слика 7.4	Дијаграмски приказ на тест колови со $\lambda=12\div 14$ .....	106
Слика 7.5	Дијаграмски приказ на тест колови со $\lambda=14\div 16$ .....	106
Слика 7.6	Дијаграмски приказ на тест колови со $\lambda>16$ .....	107
Слика 7.7	Збирен дијаграм со приказ на зависности товар - слегнување за колови изведени во ситнозрни почви (3 локалитети – лебдечки колови).....	107
Слика 7.8	Дијаграм со зависности товар - слегнување за колови изведени во крупнозрни почви (6 локалитети – лебдечки колови) .....	108
Слика 7.9	Дијаграм со зависности товар - слегнување за колови изведени во меки карпи (3 локалитети – стоечки колови).....	108
Слика 7.10	Квалитативна интеракциона матрица за неколку главни елементи во системот.....	110
Слика 7.11	Класификација GSI за случај на почвени маси и на карпи со низок квалитет според M.Kavadas 2003 .....	110
Слика 7.12	Модифицирана класификација MGSI за испитувани случаи (Е1 до Е4 експерименти опишани во поглавје 5) и податоци од испитувања за објект Извор и Лимак .....	111
Слика 7.13	Корелација $s=f(P)$ за карактеристични нивоа на оптоварувања од 800, 2500 и 5000 kN, и за вредности MGSI=15 до 32 .....	111
Слика 7.14	Резултати од опитот на триаксијална компресија .....	112
Слика 7.15	Постапка за дефинирање на параметри за нумеричко моделирање од резултатите од опитот на триаксијална компресија .....	112
Слика 7.16	Постапка за дефинирање на $E50^{ref}$ и $m$ како параметри на HS моделот .	113
Слика 7.17	Зависност товар – слегнување за MC и HS моделот .....	113
Слика 7.18	Постапка за определување на модул $E_{mc}$ .....	114

**СПИСОК НА ТАБЕЛИ**

Табела 4.1	Препорачано растојание помеѓу кол кој се испитува и реактивен систем .....	19
Табела 4.2	Број на потребни колови за методот AASHTO ASD (користени пред 2007).....	26
Табела 4.3	Број на потребни колови за AASHTO LRFD .....	27
Табела 4.4	Процентата заштеда врз основа на доделените LRFD фактори на отпорност .....	27
Табела 5.1	Спецификација на хидраулична пумпа која е користена во оваа дисертација .....	37
Табела 5.2	Постапки на товарење и критериуми за прифаќање при испитување на товарење на колови.....	39
Табела 5.3	Тек на испитувањето (оптоварување – слегнувања), Е1, Тест кол 1 .....	57
Табела 5.4	Тек на испитувањето (оптоварување – слегнувања), Е1, Тест кол 2.....	60
Табела 5.5	Приказ на максималната сила и слегнување, Е1, Тест кол 1 .....	63
Табела 5.6	Приказ на максималната сила и слегнување, Е1, Тест кол 2.....	64
Табела 5.7	Тек на испитувањето (оптоварување - слегнувања), Е2.....	66
Табела 5.8	Приказ на максималната сила и слегнување, Е2.....	69
Табела 5.9	Тек на испитувањето (оптоварување - слегнувања), Е3.....	72
Табела 5.10	Приказ на максималната сила и слегнување, Е3.....	75
Табела 5.11	Тек на испитувањето (оптоварување - слегнувања), Е4.....	77
Табела 5.12	Приказ на максималната сила и слегнување, Е4.....	80
Табела 6.1	Карактеристики на материјалите Е1 (Кадрифаково) .....	88
Табела 6.2	Резултати од спроведената анализа .....	89
Табела 6.3	Карактеристики на материјалите Е2 (Жабени) .....	93
Табела 6.4	Резултати од спроведената анализа .....	94
Табела 6.5	Карактеристики на материјалите Е3 (Извор) .....	98
Табела 6.6	Резултати од спроведената анализа .....	99
Табела 7.1	Преглед на испитани колови.....	103
Табела 7.2	Групирање на колови според $\lambda$ .....	104
Табела 7.3	Определување на параметри за нумеричко моделирање со HS моделот .....	113

## ЛИСТА НА СИМБОЛИ

Симбол	Единица	Значење
$c$	$kN/m^2$	Кохезија
$c_{actual}$	$kN/m^2$	Реална кохезија
$c_i$	$kN/m^2$	Кохезија на елементот на спојот (interface)
$c_{increment}$	$kN/m^2$	Пораст на кохезијата на единица длабочина
$c_{soil}$	$kN/m^2$	Кохезија на почва
$c_u$	$kN/m^2$	Недренирана јакост на смолкнување
$d$	m	Дијаметар на кол или дебелина на подграда
$D$	m	Дијаметар на кол
$E$	$MN/m^2$	Јунгов модул
$E_{50}$	$MN/m^2$	Секантен модул на еластичност
$E_{50}^{ref}$	$MN/m^2$	Препорачан модул на крутост кој одговара на препорачан граничен притисок
$E_A$	$kN/m$	Еластична аксијална крутост
$E_I$	$kN \cdot m^2/m$	Крутост на свиткување
$E_{actual}$	$MN/m^2$	Реален Јунгов модул
$E_i$	$MN/m^2$	Јунгов модул на граничната површина
$E_{increment}$	$MN/m^2$	Пораст на Јунгов модул на единица длабочина
$E_{ref}$	$MN/m^2$	Препорачан Јунгов модул
$E_s/E_{soil}$	$MN/m^2$	Јунгов модул на почва
$E_p$	$MN/m^2$	Јунгов модул на кол
$E_{oed}$	$MN/m^2$	Граничен или едометарски модул на еластичност
$E_{oed}^{ref}$	$MN/m^2$	Тангенцијална крутост за примарно едометарско товарење
$E_{ur}^{ref}$	$MN/m^2$	Модул на еластичност при растоварување/оптоварување
$E_{em}$	$MN/m^2$	Модул на стисливост
$F_c$		Фактори на корекција за слегнување на кол
FEM		Метод на конечни елементи
$G$	$MN/m^2$	Модул на смолкнување
$H$	m	Висина на профил на почва
$K$		Фактор на крутост на кол
$K'$	$MN/m^2$	Ефективен волуменски модул
$K_o$		Коефициент на странично напрегање во состојба во мирување
$L$	m	Должина на кол
$l_e$	m	Просечна големина на елемент
$m$		Моќност при напрегање – зависно од степенот на крутост
$n$		Порозност
OCR		Коефициент на преконсолидација
$p^{ref}$	$kN/m^2$	Препорачан граничен притисок
$Q$	kN	Вкупен товар
$Q_s$	kN	Отпор на осовина
$Q_t$	kN	Отпор на врвот или гранична носивост
$q_a$	$kN/m^2$	Асимптотска вредност на јакост на смолкнување
$q_c$	$kN/m^2$	Среден отпор на конус
$q_f$	$kN/m^2$	Гранично девијаторско напрегање
$q_s$	$kN/m^2$	Краен отпор на осовината
$R_f$		Коефициент на лом
$R_{inter}$		Фактор на редукција на јакоста на граничната површина
$S$	m	Растојание помеѓу центарот на испитуваниот кол и центарот на системот на реакција
SPT		Стандарден тест на пенетрација
CPT		Конус за испитување со пенетрација
$u_{excess}$	$kN/m^2$	Прекумерен порен притисок

$X_{max}$	m	Димензија на надворешна геометрија
$X_{min}$	m	Димензија на надворешна геометрија
$Y_{max}$	m	Димензија на надворешна геометрија
$Y_{min}$	m	Димензија на надворешна геометрија
$Y_{ref}$	m	Референтна длабочина
$\alpha$		Фактор на адхезија
$\gamma_{unsat}$	kN/m <sup>2</sup>	Незаситена волуменска тежина на почва
$\gamma_{sat}$	kN/m <sup>2</sup>	Заситена волуменска тежина на почва
$\gamma_w$	kN/m <sup>2</sup>	Волуменска тежина на вода
$\delta$	m	Поместување на главата на кол
$\delta(r)$	m	Придвижување на тлото на растојание r од центарот на основата
$\delta(r_o)$	m	Слегнување на крут темел
$\epsilon_1$		Вертикална деформација
$\rho$	m	Реално слегнување на товарен кол
$\rho_m$	m	Измерено слегање
$\underline{\sigma}'$	kN/m <sup>2</sup>	Систем на одбележување со вектор или ефективно нормално напрегање
$\sigma_3$	kN/m <sup>2</sup>	Граничен притисок при тираксијален тест
$\sigma_h$	kN/m <sup>2</sup>	Хоризонтално напрегање
$\sigma_n$	kN/m <sup>2</sup>	Нормално напрегање на почва
$\sigma_w$	kN/m <sup>2</sup>	Порен притисок
$\epsilon_{ij}$		Компонента на декартова нормална деформација
$\gamma_{ij}$		Компонента на декартова деформација од смолкнување
$\tau$	kN/m <sup>2</sup>	Јакост на смолкнување на почва
$v$		Поасонов коефициент
$v_u$		Недрениран Поасонов коефициент
$v_{ur}$		Поасонов коефициент за растоварање и повторно товарење
$\phi$	°	Агол на внатрешно триење
$\phi^*/\phi_{soil}$	°	Ефективен агол на триење на почва
$\psi$	°	Агол на дилатација
$\lambda$		Геометриски однос на кол (L/d)
$s$	mm	Слегнување/Деформација
$P$	kN	Товар (сила)

**СОДРЖИНА:**

<b>БЛАГОДАРНОСТ</b> .....	<b>I</b>
<b>АПСТРАКТ</b> .....	<b>II</b>
<b>ABSTRACT</b> .....	<b>III</b>
<b>СПИСОК НА СЛИКИ</b> .....	<b>IV</b>
<b>СПИСОК НА ТАБЕЛИ</b> .....	<b>VIII</b>
<b>ЛИСТА НА СИМБОЛИ</b> .....	<b>XVI</b>
<b>1. ВОВЕД</b> .....	<b>1</b>
1.1 Основа на проблемот и значење .....	1
1.2 Содржина на докторската дисертација .....	3
<b>2. ПРЕГЛЕД И ДОСЕГАШНИ ИСТРАЖУВАЊА И АКТУЕЛНОСТ НА ТЕМАТА</b> .....	<b>5</b>
2.1 Општ преглед .....	5
2.2 Актуелност на темата .....	6
<b>3. ЦЕЛ И ЗАДАЧИ НА ДОКТОРСКАТА ДИСЕРТАЦИЈА</b> .....	<b>8</b>
<b>4. МЕТОДООГИЈА ЗА РАБОТА И ТЕОРЕТСКИ ОСНОВИ</b> .....	<b>10</b>
4.1 Општо .....	10
4.2 Постапка за структурирање на геотехничките модели .....	10
4.3 Осврт кон некои методи за испитување на колови .....	14
4.3.1 Испитување со статичко товарење на притисок .....	14
4.3.1.1 Испитувања со одржување на товарот .....	17
4.3.1.2 Испитувања при константен степен на пенетрација .....	18
4.3.1.3 Препорачана оддалеченост на реактивниот систем за испитување со статички товар .....	18
4.3.1.4 Ефект на влијание на реактивниот систем врз резултатите од испитувањето со статички товар .....	19
4.3.2 Испитување со двонасочно оптоварување .....	20
4.3.3 Испитување на динамички товар .....	21
4.3.4 Испитување на товарење со (брзи) импулси на сила .....	23
4.3.5 Електрично сондирање (Sonic Logging) .....	24
4.4 Предности на испитувањата на товарење .....	26
4.5 Оценување на товар на лом .....	28
4.6 Критериуми за прифаќање .....	31
<b>5. ЕКСПЕРИМЕНТАЛНО ИСТРАЖУВАЊЕ</b> .....	<b>34</b>
5.1 Основи за експеримент .....	34
5.2 Реакциони системи .....	35
5.2.1 Челичен реакционен систем .....	35

5.2.2 Бетонски реакционен систем .....	36
5.3 Мерна техника применета при испитувањето .....	37
5.3.1 Мерна техника и опрема за нанесување, контрола и аквизиција на товарите .....	37
5.3.2 Мерна техника за регистрација на деформациите .....	37
5.4 Препораки за испитување на аксијални товари на колови на кои е поставена опрема за испитување .....	38
5.5 Тек на експерименталните истражувања .....	40
5.6 Геолошко – геотехнички својства на испитуваните средини .....	40
5.6.1 Општо за геолошките подрачја на локација на експериментите .....	40
5.6.1.1 Основни геолошки карактеристики на локација за E1 .....	41
5.6.1.2 Основни геолошки карактеристики на локација за E2 .....	43
5.6.1.3 Основни геолошки карактеристики на локација за E3 .....	45
5.6.1.4 Основни геолошки карактеристики на локација за E4 .....	47
5.7 Опис на испитување .....	50
5.8 Методологија на испитување .....	53
5.9 Приказ и интерпретација на резултати .....	56
5.9.1 Експеримент 1 .....	56
5.9.1.1 Експеримент 1, Тест Кол 1 .....	56
5.9.1.2 Експеримент 1, Тест Кол 2 .....	59
5.9.2 Експеримент 2 .....	66
5.9.3 Експеримент 3 .....	71
5.9.4 Експеримент 4 .....	76
6. НУМЕРИЧКА АНАЛИЗА.....	81
6.1 Општо .....	81
6.2 Геометрија, параметри на моделот и фази на анализа .....	87
7. КОМПАРАТИВНА АНАЛИЗА НА РЕЗУЛТАТИТЕ .....	103
7.1 Класификација на можни случаи на интеракција според типови на темелна подлога .....	103
7.2 Споредба на податоци од експерименти и нумерички анализи .....	112
8. ЗАКЛУЧОК И ПРЕПОРАКИ ЗА ПОНАТАМОШНИ ИСТРАЖУВАЊА .....	117
9. КОРИСТЕНА ЛИТЕРАТУРА .....	120



## 1. ВОВЕД

### 1.1 Основа на проблемот и значење

Во светската научна и експертска јавност, геотехниката како интердисциплинарна наука се повеќе се нагласува значењето на геотехничките услови за градба, од повеќе причини. Една од причините е секако фактот, што се градат импозантни градби во високоградбата, хидротехничката и сообраќајната инфраструктура, со смели конструктивни решенија, каде е потребно врвно знаење од страна на научниот и инженерскиот кадар кој се занимава со истражување, проектирање, изведба и експлоатација на тие објекти. Другиот факт лежи во сложениот карактер на природната геолошка конструкција, каде условите за темелење скоро никогаш не можат да бидат целосно точно проценети. Јасно се наметнува ставот, дека вештачката конструкција и темелната основа како природна конструкција треба да бидат на соодветен начин усогласени односно да бидат во позитивна интеракција. Имено, еден од најзначајните чекори е на соодветен начин да се предвиди механичкото однесување на темелната основа, бидејќи обично таа има сложена градба создавана низ текот на милиони години.

За оваа цел, секогаш е неопходно да се изврши т.н моделирање на подлогата. При тоа, поимот моделирање во геотехниката, начелно се однесува на поедноставен приказ на реалната состојба на карпестите маси во природна состојба користејќи определени упростувања, што значи, дека секој модел на некој начин е идеализација и генерализација на вистинската состојба на теренот. При дефинирање на моделите, се поставува задача да се осознаат интеракциите помеѓу карпестата маса и објектот, се со цел да се дојде до некое оптимално техничко решение.

При дефинирањето на предметот на истражување во рамките на дисертацијата е направен обид да се примени еден сеопфатен пристап, користејќи соодветен научен концепт поврзан со теоретско, експериментално и нумеричко моделирање на природната средина како подлога за фундирање. За ваков пристап, во рамките на дисертацијата се користи терминот **геотехничко моделирање во поширока смисла**. Под овој термин, се подразбира спој помеѓу теоретските и практични сознанија за својствата на природната геолошка средина и примените кои настануваат во неа под дејство на инженерската дејност (Н. Павловиќ, 1995, 1996).

Според овој автор, сложениот геотехнички модел се состои од три основни видови на модели во потесна смисла и тоа:

- Модел на природна геолошка средина кој обично се изработува во вид на инженерско-геолошки пресеци (ИГП), интегрален инженерско-геолошки пресек (ИИГП) и инженерскогеолошки модел (ИГМ);
- Модел на инженерска дејност или геотехнички модел во потесен смисол (ГМ);
- Модел на интеракција односно модел на напонско - деформациско однесување.

Овие составни делови на моделот во поширока смисла се неодвоиви, а меѓу нив постојат многу зависимости, за чие дефинирање се користат различни постапки на физичко и математичко моделирање.

Физичките модели се поедноставена физичка репродукција на вистинските услови во склоп на теренот, додека математичкото (нумеричкото) моделирање е приказ на врските помеѓу параметрите во моделот со аналитичка врска и зависимости меѓу напоните и деформациите за различни состојби на оптоварувања и растоварувања.

Овој проблем, во рамките на дисертацијата посебно е значаен, бидејќи при анализите се опфатени широк дијапазон на различни геолошки материјали, од слабо - носиви почвени материјали, па се до полукаменити карпести масиви со изразена хетерогеност и анизотропија.

Секако дека за вакви сложени услови, темелите се критични елементи во секоја конструкција. Тие мора да ги издржат посакуваните товари безбедно, односно треба да бидат соодветно проектирани и изведени како од конструктивен, така и од геотехнички аспект. Доколку постои конструктивно слабо место, несоодветното фундирање може да предизвика катастрофа, односно рушење на објектот. Доколку почвата не може да го прифати приложениот товар со доволен коефициент на сигурност, тогаш ќе се јават значителни слегнувања, а конструкцијата би била несигурна и ќе доведе до скапа санација, а може да дојде и до уривање на истата.

Секако дека ризикот од лом е неприфатлив, иако постојат многубројни неизвесности својствени за проектирањето и изведбата на темелите и е релативно тешко е да се предвиди со точност нивната изведба.

Најдобар начин е да се потврдат проектните барања е да се спроведе испитување со пробно оптоварување, но за да се дојде до таа фаза, претходно е неопходно по логичен редослед да се истражи подлогата, да се направат прелиминарни пресметки и на крај резултатите да се верифицираат со пробно оптоварување врз различни физички модели. Товарењето може да се изврши на пробни колови или врз друг тип на темел, за да се потврди или дополни проектното видување.

Имајќи ги предвид претходните напомени, а засновано на голем број лабораториски и теренски податоци со методи на статички и динамички испитувања. При подготовка на дисертацијата користена е многу солидна база на податоци кои помогнаа да се формира еден концепт којшто може да биде добра водилка за натамошни научни и практични испитувања. Генерално, искуствата кои се насобрани при подготовка на дисертацијата се од сопствени испитувања до статичко оптоварување, кои се правени во тек на подолг период, користени се и сознанија од динамички оптоварувања, обично кои се изведуваат како додаток на испитувањата за статичко товарење.

Искуствата кои се прикажани во дисертацијата во најголем дел се однесуваат на проблеми на фундирање на колови, но има и други случаи. Затоа, во овој контекст, во рамките на темата посебно внимание е посветено на анализа на резултати од експерименталните директни мерења на терен во мерка 1:1.

Посебно се нагласува, дека најголем дел од експерименталните испитувања се направени со помош на посебно дизајниран систем за прифаќање на оптоварувањата преку платформа која служи како контратовар за прием на оптоварувањата, кој според наши сознанија е еден од системите со најголем капацитет на Балканот.

При испитувањата анализирани се широк дијапазон на параметри поврзани со карактеристиките на објектите, нивоата на оптоварувања, длабочините на фундирање, димензиите на темелите и другите конструктивни карактеристики, како и голем број параметри на темелната подлога.

Произлегува, дека во трудот се прикажани голем број на влијанија за различна геолошки и геотехнички услови, при што се применети постапки на подготовка на интеракциони шеми неопходни во процесот на моделирањето, каде се поврзуваат влијателните параметри како на природната конструкција - теренот и вештачката конструкција - објектот.

Треба да се истакне дека темата е директно поврзана и со два научно-истражувачки проекти, работени при Катедрата за геотехника на Градежниот факултет - Скопје, при што е направен и спој со барањата од практиката, односно проектите се во заедничка соработка со реномирани компании, како Факом, Трансмет и Гранит.

Научно-истражувачките проекти се однесуваат на интеракциона анализа на однесување на слабоносива подлога, теренско и нумеричко испитување на носивиот капацитет на темелни конструкции во специфични геотехнички услови, како и методологија на проучување на геотехнички ризици, и на некој начин директно се поврзани со голем дел од анализите во рамките на дисертацијата.

Согласно на овие факти, во рамките на дисертацијата силно се промовира пристапот дека е непоходно интегрално разгледување на овој проблем, што може да биде многу моќна алатка за постојана надградба на прогнозираните модели низ процесот на истражување, проектирање и изведба на различни градби. Се подразбира дека за тоа е потребен системски пристап кој ги интегрира сите познати постапки во една логична целина.

## 1.2 Содржина на докторската дисертација

Содржината на дисертацијата е во согласност со програмските определби од фазата за нејзина пријава, како и стекнатите сознанија во фаза на работа. При нејзината реализацијата запазена е вообичаената научна методологија, која се состои од дефинирање на научниот проблем, соодветна научна разработка и најпосле анализа на добиените резултати. Со оглед дека се анализирани голем број на различни геолошки и геотехнички средини на темелната подлога, а со цел да се проучи нејзиниот носив капацитет и механичкото однесување, јасно е дека во еден труд не е можно да се опфатат сите проблеми. Затоа, во дисертацијата, посебно внимание е посветено на дел од аспектите на моделирањето, односно посебно внимание е посветено на експерименталните делови при испитување на системи за длабоко фундаирање. Секако дека е прикажан и соодветен осврт на сите значајни аспекти на геотехничкото моделирање.

Во овој контекст, за да се изложат целите на истражувањето, целокупната содржина во дисертацијата е презентирани низ повеќе поглавја и тоа:

**Поглавје 1:** Вовед – Во првото поглавје се прикажани појдовните основи со краток осврт на проблемот и неговото значење.

**Поглавје 2:** Преглед на досегашни истражувања и актуелност на проблемот, каде се прикажани најзначајните трудови кои се поврзани на еден или друг начин со проблематиката која е анализирана во рамките на овој труд.

**Поглавје 3:** Цели и задачи на трудот, каде се потенцирани целите и задачите кои се поставени при подготовка на дисертацијата. Тука се потенцира дека основна цел на истражувањето е да се разработи една постапка за геотехничко моделирање на проблемот на интеракција при услови на објекти кои се фундаираат во сложени геотехнички услови. Со тоа, подобро би се вршела проценка на хазардот и ризиците при проектирање, градба и експлоатација кај секој објект. Од општите цели, произлезени се и задачите во трудот, што е соодветно образложено во рамките на поглавјето.

**Поглавје 4:** Методологија за работа и теоретски основи, каде се прикажани теоретските постапки и основите за методологијата која е применета во рамките на дисертацијата. Покрај теоретските образложенија, прикажани се и некои

карактеристики на истражувани локации преку формирање на физички геолошки и геотехнички модели во потесна смисла, кои понатаму се основа за нумеричките анализи и експерименталниот дел. Прикажани се и неколку квантитативни интеракциони матрици кои се понатаму методолошка основа во филозофијата на разработка на тезата.

**Поглавје 5:** Експериментален дел - Овде главен акцент е посветен на експерименталните делови кај повеќе објекти, при што е подготвен соодветен приказ на текот и извршувањето на работите. Основите за експериментите, реактивните системи кои се применети, опис на геолошко – геотехничките карактеристики на подлогата, резултатите од испитувањата се исто така опфатени во ова поглавје. Добиените резултати се прикажани табеларно и со дијаграми, а сите тие се проследени со детални коментари и богато се илутрирани со голем број фотографии.

**Поглавје 6:** Нумеричка анализа - Во ова поглавје се опфатени начините за формирањето на методи за геотехничко моделирање, анализа на влезни параметри, примена на софтверски пакет кој работи со метод на конечни елементи, постапка за подготовка на посебен модул кој може да се вклучи во програмскиот пакет PLAXIS и други детали.

**Поглавје 7:** Компаративна анализа – Компаративната анализа се состои од детална анализа на податоците од експерименталното испитување и нумеричкото моделирање. Во ова поглавје се изнесени взаемните влијанија помеѓу одредени зависимости како што се: товар – слегнување; товар – време; време – слегнување. Исто така, прикажан е и одреден број на оригинални корелации од испитувањата, кои се соодветно коментирани.

**Поглавје 8:** Во ова поглавје се изнесени добиените заклучоци, а посебно се коментирани и препораки за понатамошно истражување.

На крај, прикажан е обемен список на стручна и научна литература која е користена при подготовка на оваа докторска дисертација.

При изработка на докторската дисертација како методолошки и информациски основи се користат:

- Соодветна изворна, стручна и научна литература;
- Соодветни студии од кои се добиваат потребни информации и меродавни параметри, одредени нормирани вредности и практични искуства;
- Соодветни стандарди, посебно ASTM D1143, Еврокод 7 (EN 1997-1, табела A.9 од Анекс А) и други;
- Консултации со стручни лица;
- Софтверски решенија за ваков тип на проблеми, посебно програмскиот пакет PLAXIS;
- Резултати од голем број експериментални испитувања во лабораторијата за геотехника при Градежниот факултет и голем број теренски експериментални испитувања во кои лично сум учествувал од фаза на подготовка, до фаза на реализација и толкување на резултатите.

Низ процес на анализа и систематизација на сите овие чекори, дојдено е до соодветни нови научни сознанија, кои ќе најдат примена во практиката и ќе послужат како поле за идни истражувања.

## 2. ПРЕГЛЕД И ДОСЕГАШНИ ИСТРАЖУВАЊА И АКТУЕЛНОСТ НА ТЕМАТА

### 2.1 Општ преглед

За да се постигнат целите на подготовка на докторската дисертација детално се прегледани досегашните достигнувања од областа. При проучувањето, опфатени се достигнувања кои се одесуваат на геолошки, геотехнички методологи за дефинирање на самата интеракција кај длабоките темели, како основни за подготовка на дисертацијата. Со оглед дека при изведба на темелните конструкции од посебна важност е да се избегнат ризиците при самата фаза на и експлоатација, проучени се и одреден број трудови поврзани со хазарди и ризици во геотехниката, кои се значаен дел од моделирањето.

Треба да се нагласи, дека за проблематиката која ја третира оваа докторска дисертација е достапна голема база на знаење и голем број трудови кои на посреден или непосреден начин имаат допирни точки со неа. Така, проучени се голем број на трудови кои се однесуваат на класификацијата и дефинирањето на геотехничката средина, а кои се потребни за нејзино моделирање, лабораториско и теренско испитување на карпестите и почвените материјали од кои е изградена самата подлога кај длабоките темели, методи за одредување на носивост, влијание на подземната вода и земјотресите врз самото моделирање на интеракцијата, разни аналитички и нумерички постапки итн.

Голем број на истражувачи се занимавале со моделирањето на интеракцијата па така денес постојат голем број на публикации како најзначајни во овој поглед се: Burland, J. B. 1973; Meyerhof L. C. 1976; Poulos H. G. 1989; Weele A.F. 1993; Vermeer P. A. 1995; Eslami A. 1997; Zhen D. 1999; El Hakhim, A. F. 2002; Moormann C. 2003; Harraz A. M. 2005; Mandolini A. 2005; Reese L. C. 2006; Simpson B. 2009; Mitrovic I. 2011; Kovacevic M.S. 2012; Kozubal J. 2013; Bolanca, K. 2013; Z. Muszynski. 2014; Vardanega P. J. 2015; Кај нас треба да се истакнат трудовите на Васил Витанов – „Експериментална и теориска анализа на функцијата на напрегања во проблемот на интеракција почва - конструкција“ (докторска дисертација, В. А. Витанов, Скопје, август 1997) и „Прилог кон анализа на интеракција на системот армиранобетонска конструкција – темел – темелна подлога“ (докторска дисертација, С. Д. Ѓорѓевски, Скопје, 1995).

Особено големо влијание се посветува на примената на најразлични методи за *in situ* испитувањата за определување на носивиот капацитет кај длабоките темели. Особен допринос дале Америчките Стандарди: (ASTM D4945-12; ASTM D1143; ASTM D5882-07; ASTM D7383-10) како и Singapore Standard, CP4: 2003 и Eurokod 7 (HRN EN 1997-12012/NA:2012).

Многу интересни согледувања за проблемот, при темелење во т.н меки карпи, даваат Asem P. и Gardoni P., (2019), кои вршат систематизација на голем број испитувања, формирајќи поголем број зависности помеѓу јакоста на меките карпи и нивните деформабилни карактеристики со кривите оптоварување - поместување за ваквите материјали. Со оглед дека во дисертацијата се прикажани податоци од експерименти во вакви средини, дел од наодите во наведените трудови се соодветно применети и во компаративните анализи.

Лабораториски методи и инструменти за геотехнички испитувања во функција на дефинирање на физичко - механичките параметри на природните и вештачките материјали во кои настанува интеракцијата се развиваат од поголем број на истражувачи од кои најважни се: Casagrande, A. 1948; Bishop A. W. и Henkel D. J. 1957; Bishop A. W. 1962, 1966; Bromhead E. N., 1979; Skempton A. W., 1985; Duncan J. M. и Shark

T.D. 1992. Во овој поглед особено важни се и емпириски развиените методи за определување на геотехнички параметри на почви и карпи каде како најважни се јавуваат трудовите на Coulomb 1776; Mohr 1882; Tsytoovich N.A., 1951; и други. Посебно осврт кон дефинирање на деформабилноста и јакоста на смолкнување на меките карпести маси преку емпириски критериум на лом даваат Hoek и Brown, 1980, 1983, 1988. Примена на овие методи кај карпите со послаб квалитет дале и Hoek, Wood и Shah, 1992, па дури и на развој на нови класификации врз основа на примена на т.н. Geological Strength Index (Hoek, Kaiser и Bawden, 1995, Hoek 1995, Hoek и Brown, 1997 [47], Hoek, Marinos и Benissi, 1998; Marinos и Hoek, 2000, 2001, Hoek, Carranza-Torres, Corkum, 2002; Marinos, V., Marinos, P. и Hoek, 2005, Marinos, P., Hoek, E. и Marinos, V., 2006, Hoek и Diederichs, 2006 итн.

Во поглед на проценката ризици при изведба на различни објекти како важни се сметаат трудовите на Varnes 1984; Chowdhury 1984; Einsten 1988; Hartlén и Viberg 1988; Hutchinson 1992; Fell R. 1992, 1994, 1997, 2000; Leroi 1996; IUGS 1997; Glade T. 2001, 2002; Spiker и Gori 2000, 2003; Chacón и Corominas 2003; Van Westen 2004; Cascini 2005; AGS 2007; Fell et al. 2008; Gokceoglu, C., Sezer, E., 2009 и др.

Развојот на нумеричките методи во последните неколку декади придонесе развој на нумеричките методи за пресметка во градежништвото, со што се создадени широки можности за пресметка на напрегањата и деформациите. Математички методи за проценка на напонско - деформационите односи во геотехниката е често применувана техника. На пример, кај нас треба да се истакнат трудовите на Спасен Ѓорѓевски – „Прилог кон анализа на интеракција на системот армиранобетонска конструкција – темел – темелна подога“ (докторска дисертација, С. Д. Ѓорѓевски, Скопје, 1995).

Во последните декади, исто така се посветува внимание на дефинирање на прогнозни модели со техниките на невронски мрежи кои се применети и при решавање на различни проблеми од областа на градежништвото. На пример, успешна примена на вештачките невронски мрежи во геотехниката има од страна на Goh (1994, 1995) кој презентирал модел на невронска мрежа за предвидување на коефициентот на триење за колови поставени во глинести материјали. Предвидувањето на носивоста на колови, со примена на невронски мрежи, било анализирано и од: Chan et al. (1995), Lee (1996), Teh et al. (1997), Abu-Kiefa (1998), Nawari et al. (1999) итн. Goh (1995) [92] применил невронски мрежи за моделирање на корелацијата меѓу релативната волуменска тежина и носивоста. Авторите Yasrebi и Emami (2008) [92] го прогнозираше деформационо однесување на почви врз основа на експериментално добиените резултати од in-situ мерења на притисок. Ni et al. (1996) [92] предложиле методологија за комбинирање на невронските мрежи и фази логиката со цел проценка на стабилност на косини. Очигледно е дека има многу развиени техники кои се занимаваат на директен или индиректен начин со темата која се анализира во дисертацијата. Се напоменува, дека дел од истражувањата и испитувањата во рамките на трудот се веќе делумно презентирани пред научната и експертската јавност и се публикувани во поголем број трудови прикажани во литературата.

## 2.2 Актуелност на темата

Темата за геотехничко моделирање на различни проблеми, во сегашноста е една од клучните теми во геотехниката и инженерството воопшто. Ова произлегува од фактот, што има цела серија на интеракциони влијанија меѓу природната и вештачката

конструкција, така што е непоходност тие сложени влијанија да се тежнее да се опишаат со различни модели на однесување.

Пред околу 50 години, методите за моделирање биле применувани во форма која била соодветна на времето, при што во таа фаза не биле многу развиени нумеричките техники за анализа. Сепак, уште од тој период има сознанија дека особено се значајни пробните оптоварувања.

Посебно, испитувањата на фундарање со системи за длабоко фундарање генерално биле ограничени со набљудување во текот на поставувањето и испитувањето на статичките оптоварувања, кои се применувани на мал број случаи, што се должи на временските и финансиските ограничувања. Кога испитувањето на статичките оптоварувања достигнува лом на почвата (што не е секогаш случај), резултатите од испитувањето се поврзуваат со мерените податоци од моделите, се со цел да се обезбедат меродавни податоци за статичка и динамичка анализа.

Ако се има во предвид тенденциите за изведба на се покомплицирани објекти фундарани на различни средини, веднаш може да се согледа теоретското и практичното значење на тезата.

Сепак, треба да се непомени дека во пракса најчесто се среќава парцијален пристап при анализа на проблемите во инженерството. Ова се однесува и на геотехничките проблеми, каде често се дава условна предност, само на некој метод на анализа, додека другите (неоправдано) се ставаат во втор план.

За да се согледа актуелноста на темата, треба да се укаже дека најчесто при проектирањето на темелните конструкции, горната конструкција се разгледува на некој начин одвоено, а ефектите од реакциите на еластичната подлога се занемарувани.

Затоа, во дисертацијата се поаѓа од ставот на повеќе автори (П. Локин 1989, Ј. Hudson 1993, Н. Павловиќ 1996, М. Јовановски 2001 и други) кои сметаат дека при секој објективен пристап во процесот на истражување и проектирање, треба да се зема во предвид дека без усогласеност меѓу фазите на планирање, истражување и проектирање и блиска координација на тимовите инвеститор - истражувач - проектант, не е можен успешен третман на некој проблем, и дека при примена на секоја метода треба внимателно да бидат проценети нејзините предности, но уште повеќе и нејзините ограничувања. Друг значаен став, е дека карактеристиките на природната средина во процесот на интеракција на темелната подлога влијае врз однесувањето на објектот, но и објектот влијае на однесувањето на природната средина. Ова значи, дека меѓусебните влијанија помеѓу природната конструкција и вештачките објекти се најчесто многу значајни и во тесна меѓусебна зависност.

Актуелноста на проблемот, посебно кај нас, е поврзана со фактот дека се изведуваат или се планираат за изведба најразлични објекти, каде треба да дојде до израз целокупното познавање на оваа материја.

### 3. ЦЕЛ И ЗАДАЧИ НА ДОКТОРСКАТА ДИСЕРТАЦИЈА

Основна цел на истражувањето во дисертацијата е да се разработи една постапка за геотехничко моделирање на проблемот на интеракција при услови на објекти кои се фундираат длабоко и тоа во сложени геотехнички услови. Со тоа, подобро би се вршела проценка на хазардите и ризиците при проектирање, градба и експлоатација кај секој објект. проблемот се нагласува, ако се има предвид, дека при испитувањата се анализира широк дијапазон на параметри поврзани со карактеристиките на објектите, нивоата на оптоварувања, длабочините на фундирање, димензиите на темелите и другите конструктивни карактеристики и голем број геолошки и геотехнички параметри на карпите и карпестиот масив.

Тука е посебно значајно, што испитувањето на колови или друг тип на темели со статички товар е основен дел од проектирањето на фундирањето на објектот. Тоа може да даде ефикасен начин за проверка на неизвесностите при мерење на параметрите на почвата, и претпоставки при проектирањето кои се јавуваат во текот на проектирањето и конструирањето на коловите. Можат да се најдат различни методи на испитување, почнувајќи од статичките испитувања со целосен обем, со приложување на товар и следење на деформациите на колот, до мерење на својствата на системот кол - почва, на пример при испитување на целина со мали деформации.

Ова значи, дека експерименталните испитувања се основи за разработка на методологијата за моделирање, кои се користат и за постигнување на другите цели на истражувањето.

На пример, една од главните цели во дисертацијата е да се претстави модел на системот почва - кол со користење на FEM применет во софтвер. Нагласени се некои теоретски проблеми, произлезени од конститутивните модели на почвите кои треба да се применат. Нумеричките резултати за носивиот капацитет на кол и слегнувањето се споредени со резултатите од испитување при статичко товарење на колови изведени за време на изградбата на објектите дадени во прилог на оваа докторска дисертација.

Најважните информации добиени од испитувањето на колови вклучуваат:

- 1) Ултимативен капацитет на товар на единечен кол;
- 2) Однесување на кол при трансфер на товар;
- 3) Однесување на кол при товар - слегнување;
- 4) Конструктивна целина (интегритет) на кол, како што е конструиран.

Таквите информации можат да се користат како средство за потврдување на претпоставките при проектирање, како и за добивање на податоци за проектирање на изведбата на кол, кои можат да овозможат поефективно и посигурно проектирање на коловите на одредено место.

И покрај тоа што се изведени многу испитувања на колови во сите видови на инженерски проекти, тешки се можностите за точноста на резултатите и јасноста на информациите кои можат да се применат директно при процесот на проектирање. Потребна е голема внимателност во следните аспекти за време на интерпретацијата на испитување на коловите.

Тие вклучуваат:

- 1) Дали испитувањето со товар на колот се применува на ист начин како што конструкцијата ќе ги оптовари коловите кои се испитуваат (прототипите);



- 2) Дали изведувањето на испитувањето вклучува несоодветни промени во напрегањата на подлогата или предизвикува неточности при мерењето или слегнувањето;
- 3) Дали постојат други фактори кои може да имаат други несакани влијанија врз резултатот.

Доколку не се земени во предвид сите овие аспекти и се исклучени од мерењето, разумното толкување на резултатите би било тешко. Се разбира, во реалноста многу е веројатно дека при постапка за испитување може истовремено да се задоволат сите горенаведени барања на проектантот. Сепак, со развојот на нумеричките методи и подобрувањето на можностите на компјутерската техника, степенот до кој овие испитувања може да ги задоволат горенаведените барања може да се прошири со симулирање на испитувањето со товарење на кол во нумерички модел и анализирање на резултатите во комбинација со податоците од теренските испитувања.

Во оваа дисертација, при нумеричките анализи е искористен методот на конечни елементи (FEM) за спроведување на истражувањата. Овој метод има предност во однос на некои постари техники за анализа, бидејќи можат да се земат во предвид пореални услови за испитувањето, а поместувањата и напрегањата во рамките на почвата и колот се споени, така што може да се добие пореално однесување со пореални претпоставки за интеракцијата кол - почва. Комерцијалните норми (софтвери) на конечни елементи PLAXIS 2D, PLAXIS 2D и Excel се искористени за нумеричка симулација при испитувањето на колови на товарење, што исто така е предмет во оваа дисертација.

Работните хипотези се засноваат на воспоставување на постапки на подготовка на интеракциони шеми каде се поврзуваат влијателните параметри како на природната конструкција - теренот и вештачката конструкција - објектот.

Од посебна важност е да се истакне, дека за потребите на испитувањата, веќе е проектирана, но и подготвена (изработена) посебна конструкција – платформа за натоварување со која испитниот товар на коловите предвиден за испитување, предизвикан од батерија хидраулични преси ќе се распредели на соседните колови користејќи го нивниот отпор на извлекување. Кај некои други објекти, а во согласност со применетите нивоа на оптоварување применет е друг систем за прифаќање на оптоварувањата. Детали за системите се прикажани во Поглавје 5.

За да се постигнат зацртаните цели и задачи, во рамките на дисертацијата, како дел од работните тези, извршени се серија на нумерички симулации, со цел, главно врз основа на пробното товарење на единечен кол, да се изврши прогноза на однесувањето на целиот колов темел. Во прва фаза е извршена соодветна калибрација на моделот, после што се вршени серии на нумерички анализи со програмот Plaxis 3d Foundation со методот на KE.

Врз основа на експерименталните испитувања и нумеричкото моделирање, направен е обид да се постигнат и други цели, односно да се воспостават други зависимости кои во иднина би помогнале за натамошен развој на актуелниот проблем.

Така, во рамките на овој труд прикажани се голем број резултати кои помогнаа кон формулирање на научните заклучоци во дисертацијата.

Се цени дека предложената методологија е применлива и кај други инженерски објекти, со што е постигната и целта да се отвори поле за натамошни научни и практични анализи.

## 4. МЕТОДОЛОГИЈА ЗА РАБОТА И ТЕОРЕТСКИ ОСНОВИ

### 4.1 Општо

Методологијата на работа на дисертацијата опфаќа примена на различни, научни методи, како подготовка на физички модели, методи на анализа и синтеза, примена на аналитички и нумерички постапки се со цел преку конкретизација да се дојде до соодветни решенија.

Како што е спомнато во првото поглавје, во прва фаза е прегледан богат фонд на достапната литература од оваа област. Со проучување на литературата, се доаѓа до несомнен заклучок дека овој проблем може соодветно да се анализира, само ако се применат паралелно геолошки, геофизички, геотехнички, математички и други методологии на анализа и синтеза на податоците.

Треба да се истакне, дека голем дел од сознанијата во дисертацијата произлегоа од директно учество во експериментални испитувања кај голем број објекти, каде се проверувани сите резултати од преходните испитувања во фаза на проектирање. Дел од лабораториските испитувања послужија за дефинирање на доверливи параметри за нивна натамошна нивна примена во аналитичките или емпириските методи.

Произлегува дека програмата на истражување во оваа докторска дисертација има методолошка основа во комбинирање на лабораториски и теренски испитувања, експериментални мерења на физички модели и на крај напонско - деформациони анализи. Овој концепт може да се смета и како фундаментален за планирањето на сите активности при реализација на капиталните проекти, каде е неопходна примената на сложени системи за фундамирање.

Физичките модели подготвени и применети се на поголем број објекти кај нас, како што се:

- Автопатска делница Кичево – Охрид
- Автопатска делница Миладиновци – Штип
- Експресен пат Штип – Радовиш
- Експресен пат Градско – Дреново
- Експресен пат Штип – Кочани
- Темелна јама за подземна сообраќајница во Скопје
- Испитување кај индустриски објекти во индустриски зони
- Испитување кај мост на река Вардар, булевар АСНОМ

Сознанијата добиени со деталната анализа на лабораториските сопствени испитувања, постојните теренски мерења, цитираната литература и конкретните анализи, послужија за изработка на одредени сугестии за примена на оваа методологија, како и за други намени, во вид на препораки за натамошни истражувања.

### 4.2 Постапка за структурирање на геотехничките модели

Со цел самата постапка на моделирање да биде успешна, потребно е пред се да се применува принципот на **постапност** при изработката на геотехничките модели.

Во стручната литература има различни притапи како се структурира еден модел, при што во рамките на дисертацијата се прифаќа ставот дека сите фази на моделирање треба да се поврзани (слика 4.1, слика 4.2 и слика 4.3).



Слика 4.1. Линеарна врска меѓу различни видови на модели



Слика 4.2. Врска меѓу различни видови на модели



Слика 4.3. Врска меѓу методите на истражување и анализа во инженерската геологија и геотехниката низ т.н. инженерскогеолошки и геотехнички триаголник (според Ц. Нил, 2003)

Посебно корисни се концептите прикажани на слика 4.4 и слика 4.5.



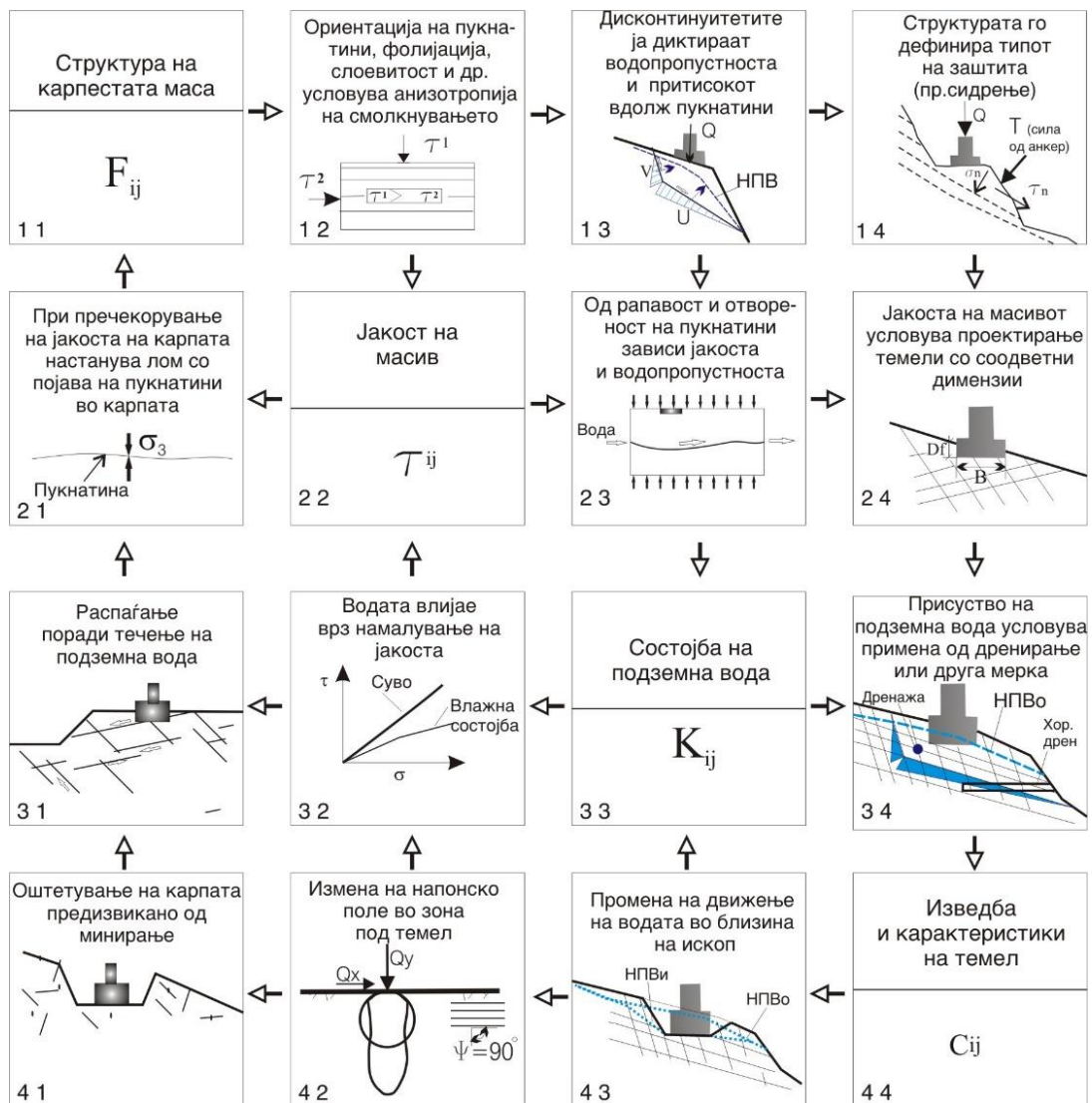
Слика 4.4. Структура на геотехнички модел (Павловиќ, 1996)



Слика 4.5. Дијаграм за дефинирање на процес на моделирање во инженерската механика на карпи (Фенг и Хадсон, 2011)

Од сликите е јасно дека сите одвоени видови на модели треба да се надоврзуваат еден на друг, се со цел низ неколку фазни активности во различни фази на истражување и проектирање, да се овозможи што подобро дефинирање на системот во интеракција темелна подлога - објект.

Ова значи дека геотехничкиот моделот постојано може да се усовршува, и дека не само што својствата и состојбите на карпестите маси влијаат на елементите на инженерската дејност, туку и изведбата на објектите има соодветно влијание на карпестата маса. Ако може да се пронајде заедничка врска помеѓу различните пристапи, тоа секако дека е заедничката идеја успешно дефинирање на различни видови на интеракциони матрици. Еден пример за квантитативна матрица за проблеми за темелење кај карпести маси е прикажан на слика 4.6.



Слика 4.6. Квалитативна интеракциона матрица со четири главни елементи во дијагоналата за темели

Се напоменува, дека системот на интеракциони матрици е разработен пред се за проблеми во механиката на карпи на почетокот на деведесеттите години на дваесетиот век, од страна на Хадсон (1992) и Хадсон со Харисон (1997) кои ги разработуваат

постапките за анализирање на проблемите во механиката на карпи преку т.н. **Инженерски Систем за Карпести Маса** (Rock Engineering System – RES). Суштината на овој пристап е низ различна форма на матрици да се дефинираат врските и меѓусебните влијанија помеѓу различните интеракциони параметри. Во денешницата, интеракционите матрици може да се решаваат проблеми поврзани не само со техниките карактеристики на одредени проекти, туку и со економските, временските и оперативните показатели на нивна изведба.

Примената на интеракционите матрици може да се смета и одредена филозофија во инженерството на карпестите маси, која е применлива скоро за сите проблеми.

Во овој контекст, во рамките на дисертацијата во Поглавје 7 прикажана е една конкретна примена според резултати од сопствените истражувања.

### **4.3 Осврт кон некои методи за испитување на колови**

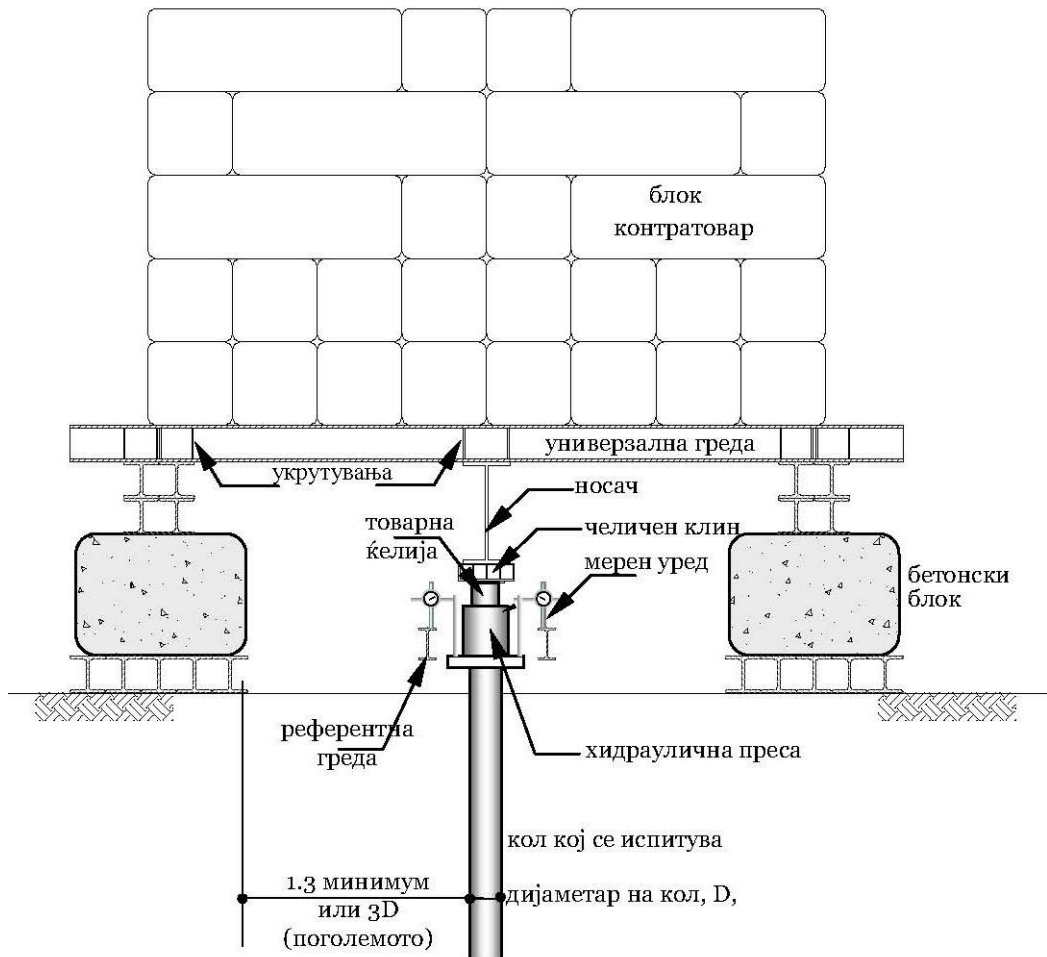
Во пракса се користат голем број на видови на испитување при товарење на колови. Некои методи како што е испитувањето со статичко товарење и динамичко испитување претставуваат рутина за геотехничкото инженерство веќе многу години, додека испитувањето со Остербергова ќелија се развило пред помалку од 20 години. Оваа теза се однесува на испитување на товарење со статички товар, бидејќи е широко распространето и користено во областа на геотехниката, а постапката за испитување и резултатите можат да се моделираат со аналитички метод на конечни елементи, па така вистинската поврзаност на ултимативниот капацитет помеѓу почва - кол, распределбата помеѓу отпорот на осовината и носивиот капацитет, одговорот при слегнување од товар на одделните параметри претпоставени при проектирањето можат да бидат повторно анализирани и потврдени од моделот на конечни елементи.

#### **4.3.1 Испитување со статичко товарење на притисок**

Најчесто користено средство за испитување е т.н. контратег (слика 4.7). Ова испитување опфаќа употреба на мртов товар потпрен на платформа од челични греди кои налегнуваат на кош од челични плочки. Површината на кошот треба да биде доволна за да се избегне лом предизвикан во ослонувањето или прекумерно слегнување од теренот. Препорачливо е кошот од плочки да се постави на најмалку 1.3m од работ на испитуваниот кол за да се намали влијанието предизвикано од меѓусебното дејство. Доколку оддалеченоста е помалку од 1.3m, треба да се определи влијанието од дополнителниот товар од контратегот и да се прикаже во резултатите од испитувањето.

Затегнатите колови кои се употребуваат за добивање на реакција за нанесеното оптоварување (слика 4.8) треба да се лоцираат што е можно подалеку од испитуваниот кол за да се намалат вијанијата од меѓусебното дејство. Препорачливо е минимално растојание од центар до центар да биде од 2m до 3 колови дијаметри. Во зависност од тоа кое растојание помеѓу испитуваниот кол и затегнатите колови, е поголемо, тоа се препорачува. Доколку растојанието помеѓу центрите на коловите е помало од три колови дијаметри, тоа може да има значително влијание врз колот, а добиеното слегнување од испитувањето на колот би можело да биде помало од она што би требало да се добие реално. Доколку се усвои дијаметар помал од три колови дијаметри, извлекувањето на затегнатите колови треба да биде под надзор и треба да се направат корекции при слегнувањето на испитаниот кол, засновани на база на познатите методи

за испитување на влијанието на колот. Минимум три реактивни колови треба да се употребат за да се спречи нестабилноста при монтажа на коловите, за време на испитувањето на колот на товарење. Во спротивно, треба да се предвидат неколку трансверзалните лежишта.



Слика 4.7. Типична поставеност на испитувањето на притисок со користење на контратег

За да се намали интеракцијата помеѓу анкерите и испитувањето на колот, фиксната должина на анкерите треба да биде поставена на растојание од центарот на испитуваниот кол од најмалку три колови дијаметри или  $2m$ , се усвојува поголемото. Наместо затегнати колови може да се употребат анкери за да се спречи реакција од оптоварувањето. Главни недостатоци на анкерите се малата флексибилност и нивната чувствителност на трансверзална (странична) нестабилност.

Обезбедувањето со минимум четири анкери се препорачува заради безбедносни причини. Вградувањето и испитувањето на секоја анкерна група треба да се спроведе во согласност со препораките дадени во GCO (1989) за привремени анкери. Товарот на анкерот треба да се ограничи на 110% проектиран работен товар. Поместувањата на анкерите треба да бидат под надзор за времетраење на испитувањата на товарење, за да се даде претходно предупредување за било какво ненадејно нарушување.





е да се вклучат и електронски уреди со автоматски систем за снимање, па на тој начин лицето кое испитува нема да има пристап до испитувањето на коловите, Linkins [45].



Слика 4.9. Испитување при статичко товарење со мртов товар (лево) и реактивна рамка (десно)

Иако поставувањето на испитувањето на товарење трае многу време и потребен е голем напор, испитувањата можат да се извршуваат со зголемувања на аплицираниот товар на кратки временски интервали, со испитувања понекогаш завршени и за неколку часа, или одржувани на подолготрајни интервали, што бара повеќе денови и присуство во текот на ноќта (слика 4.9). Испитувањето бара значителен напор, време и трошоци за изведба, а со тоа се ограничува на многу мал процент на колови. Статичките испитувања најчесто се применуваат за големи објекти, и најчесто со специјална програма за испитување (на пример, пред крајното проектирање, или во сосема посебен договор), така што резултатите можат да се вклучат при проектирањето и во понудата за изведувачот. Максимално приложените товари предизвикуваат значително слегнување, па така се одредува ултимативната носивост, овозможувајќи оптимизација при проектирање на фундаирањето. Применувајќи помали товари се постигнува помала граница на докажани товари кои ја потврдуваат сообразноста за проектираниот капацитет. Бидејќи е прифатено како вистинска мера за капацитетот на кол, ова испитување е прогласено за испитување со најнизок фактор на сигурност. За жал, цената за статичкото испитување е премногу висока, во споредба со вкупните трошоци за фундаирање за повеќето помали проекти, Linkins [45].

#### 4.3.1.1 Испитувања со одржување на товарот

Во испитувањето со одржување на товарот, товарот се аплицира во чекори со зголемување, од кои секој се применува додека степенот на поместување не се намали до прифатливо ниска вредност, пред да се аплицира следното зголемување на товарот. Вообичаена пракса е да се вклучат голем број на циклуси на товарење и растоварување во испитувањето на товарење. Таквите циклуси можат да бидат особено корисни во оценувањето на почетокот на пластичните поместувања, со набљудување на развојот на преостанатото (или пластично) поместување, со зголемување на товарот. Врз основа на овие информации, Butler & Morton (1971) ги дале критичните товарни стапки за коловите во отежнати геолошки услови. Овој концепт може да се користи за да се оценат

критериумите за прифаќање на испитувањето на товарење на испитуваните колови како што е дадено од Cole и Patel (1992).

#### **4.3.1.2 Испитувања при константен степен на пенетрација**

Испитувањето при константен степен на пенетрација има предност поради неговата брзина. Применетиот колов капацитет може да биде под дејство на степенот на вијание на напрегањето, особено во кохезивните почви. Константен степен на напрегањето од 0.25 до 1.25mm/min најчесто се користи за глини и гранулирани почви, соодветно (ASTM, 1995). Товарот треба да се обезбеди преку хидрауличен систем и да го регулира степенот на проток на маслото до пресата, како и следење на поместувањето на колот со мерни инструменти. Оваа постапка може подобро да го контролира степенот на пенетрација на колот.

Според Tsui (1968) потврдено е дека два колови на градилиште, подложени на испитување при одржување на оптоварувањето, проследено со CRP испитување, покажале слични капацитети иако карактеристиките на товар - слегнување биле различни. Општо земено, CRP испитувањата се помалку погодни за колови кои се фундирани во карпа или гранулирани почви, и можат да претставуваат опасност за безбедноста доколку зголемувањето на оптоварувањето станува прекумерно.

#### **4.3.1.3 Препорачана оддалеченост на реактивниот систем за испитување со статички товар**

Идеално испитување на колови на статички товар е кога колот е подложен на „чисто“ вертикално товарење, бидејќи не е потребен реактивен систем. Тоа најдобро се симулира на начин при кој конструктивниот градежен товар се нанесува на колот. Во пракса не може секогаш да се постигне идеално испитување и постепено товарење на колот секогаш води до промена на товарот на реактивниот систем. Во системот со контратовар, тежината на мртвиот товар ја оптоварува почвата околу колот на почетокот на испитувањето на колот на товарење, а потоа се растоварува почвата од зголеменото товарење на главата на колот. Во примената на реактивен систем на кол на затегнување, товарите кои дејствуваат нагоре од анкерните колови предизвикуваат поместување нагоре на околната почва. И двата услови на сервисирање на условите на испитување на коловите на товарење предизвикуваат различни промени во напрегањата во околната почва на колот. Оттука, интеракцијата помеѓу колот кој се испитува и реактивниот систем може да предизвика грешки во слегнувањето и измерениот носив капацитет на испитуваниот кол, Li Yi [65].

За да се намалат грешките предизвикани од реактивниот систем, се направени препораки во однос на минималното растојание на реактивниот систем до колот кој се испитува во сите видови на стандарди и документи. На пример, ASTM (1987) пропишува чисто растојание помеѓу испитуваниот кол и реактивните колови или подградувањето, кое треба да биде најмалку пет пати од крајниот дијаметар или дијагоналната димензија на колот кој се испитува, но не помалку од 2.50m; треба да се забележи дека факторите како што се видот и длабочината на реакција, условите на почвата, и големината на товарите треба да се земат во предвид. При испитување на големи дијаметри на бушените колови, треба да се разгледа практичноста на погоре споменатото растојание, а стандардите да се модифицираат како што е определено.

Минималното растојание од 1.30m помеѓу најблискиот раб од подградата за натрупаниот контратовар до површината е пропишано, додека во BS 8004:1986 е пропишано растојание од најмалку три колови дијаметри на колот кој се испитува, од центар до центар, а во никој случај помалку од 2.0m, Singapore Standard CP4-2003 и Tomlinson (1994), Li Yi [65].

Weltman (1980) смета дека растојанието од лицето на колот кој се испитува од 1.0m треба да биде соодветно во реактивниот систем на контрагетот, додека во реактивниот систем со затегнат кол, треба да се наложува да биде барем  $8d$  ( $d$  - дијаметар на кол), се употребува  $3$  до  $4d$  а во пракса се препорачува и пониска граница од 2.0m, Li Yi [65].

Во Табела 4.1 се забележани и наведени некои други препораки. Се забележува дека значајната интеракција помеѓу испитуваниот кол и реактивниот систем има смисла во рамките на три колови дијаметри од испитуваниот кол. Исто така, интеракцијата помеѓу реактивниот колов систем и испитуваниот кол е поголема отколку онаа на реактивниот систем на контратоварот. На крајот, степенот на влијание на интеракцијата може да се промени како резултат на состојбата на почвата, нивото на оптоварувањето, димензиите на колот итн., кои бараат од геотехничкиот инженер да направи правилно прилагодување на расположивото растојание според теренските околности кои го намалуваат влијанието на интеракцијата до прифатлив степен, Li Yi [65].

Табела 4.1. Препорачано растојание помеѓу кол кој се испитува и реактивен систем

Препорака	Препорачано растојание за реактивен систем со контра товар	Препорачано растојание за реактивен систем со кол на затегнување
ASTM (1987)	Чисто растојание $\geq 5d$ или 2.5m	Чисто растојание $\geq 5d$ или 2.5m
ASCE (1976)		$\geq 8d$
BS8004:1986	$\geq 1.3m$	$\geq 3$ или $4d$ и $\geq 2.0m$
ICE (1978)	$\geq 1.3m$	$\geq 3$ или $4d$ и $\geq 2.0m$
NYSDOT (1977)	$\geq 3m$ или $\geq 10d$	
Weltman (1980)	Чисто растојание $\geq 1m$	$\geq 8d$
Fleming, et al. (1992)	$\geq 3 \sim 4d$	
Poulos and Mattes (1975)		$\geq 10d$ за долги колови $\geq 5d$ за кратки колови
Nair (1967)		$\geq 15d$

Забелешка:

ASCE – Американско здружение на градежни инженери

ASTM – Американско здружение за испитување и материјали

ICE – Институт на градежни инженери

NYSDOT – Државен оддел за транспорт во Њујорк

#### 4.3.1.4 Ефект на влијание на реактивниот систем врз резултатите од испитувањето со статички товар

За испитувањето со статички товар, влијанието на реактивниот систем врз ултимативниот капацитет и однесувањето товар – слегнување на испитуваниот кол е забележано во многу документи, Li Yi [65].

Weltman (1980) посочува дека подградените облоги (cribbage pads) треба да бидат доволно оддалечени од колот кој се испитува за да се избегне меѓусебното влијание. Дури и при препорачано минимално растојание од 1.0m, ќе дојде до меѓусебна интеракција. За реактивен систем со затегнат кол, тој покажува дека слегнувањето на

индивидуален кол може да се потцени за повеќе од 20% во зависност од условите на почвата, во случаи кога е употребено минимално растојание од 3 до 4d или долна граница т.е. 2.0m, Li Yi [65].

Weelw (1993) го прикажува влијанието на интеракцијата на двата реактивни системи со контратег и со кол на затегнување во две испитувања на колови на товарење.

#### 4.3.2 Испитување со двонасочно оптоварување

Испитувањето со двонасочно оптоварување претставува варијанта од испитувањето со статички товар и најпрво било развиено во Бразил од Pedro Elisio Da Silva (1983) и независно од Dr. Jorg Osterberg (Osterberg, 1984, 1994). Наместо поставување на преса (дигалка) на врвот на колот, таа е прицврстена за арматурниот кош и се вметнува во колот (слика 4.10), Linkins [45].

Вградената преса обично се поставува на дното од осовината, а може да се постави на било која локација по должина. Кога е под притисок, тогаш врши сила на притисок надолу под пресата (пружа отпор на крајната носивост и отпорот на осовината под пресата) и сила нагоре над пресата (отпор на тежината на колот и отпорот на осовината над пресата). Испитувањето се изведува се додека почвата не ослабне (продолжено движење со мало зголемување на товарот), или отпор на осовината над пресата или вкупниот отпор под пресата (носивоста и отпорот на осовината, ако постои), или е постигнат максимален притисок на пресата, или пресата го доживеала максималното ширење. Силата се пресметува исклучиво од притисокот на пресата; бидејќи испитувањето ретко ја ослабнува почвата истовремено над и под пресата, резултатот од испитувањето е генерално од затворен тип, а со тоа и било каква грешка во определувањето на силата исклучиво со притисокот од пресата не треба да биде загрижувачка. Читањата на напрегањето често претставуваат дополнителни мерки земени на различни места по должина на осовината на колот. Поместувањата се читаат и над и под пресата, и се од дејството од приложениот товар од пресата Linkins [45].



Слика 4.10. Хидраулична преса прикачена на дното од арматурен кош од бушен кол

Компонентите на силите нагоре и надолу се комбинираат во еквивалентно приложен товар со користење на принципи за компатибилност на напрегањата. Предностите се: подобрена безбедност на овој систем и редуциран приложен товар, вообичаено на половина од активираниот еквивалентен капацитет. Сепак, пресата не се

враќа назад и е можно оптоварување на ќелија без товар (не се смета за загрижување како што е наведено претходно). За разлика од обичните испитувања каде товарот се нанесува на врвот на колот во работни услови, при испитувањето со двонасочно оптоварување, максималниот товар е нанесен на товарна ќелија, често близу до дното на колот, а врвот на колот има обично нула оптоварување (така конструктивната целина на критичната локација на колот останува непроверена со овој метод на испитување). Затоа се препорачуваат и други форми на оценување на целината како додаток на двонасочното испитување, за да се потврди конструктивната сразмерност на испитувањето на осовината на колот, Linkins [45].

### 4.3.3 Испитување на динамички товар

Врз основа на дваесетгодишната истражувачка дејност на Универзитетот Case Western Reserve, со почеток во 1964 година, била развиена постапка за мерење на силата и брзината на пробивните колови, со користење на напрегања и сензори за забрзување (слика 4.11 (а)). Силата, исто така може да се мери со „конвертор на врвот“ (на пример, дебелосидна цевка на која е поставена опрема, како на слика 4.11 (б), со што се избегнуваат несигурности во модулот на бетонот на избушен кол. ASDM D4945, „Стандардно испитување на длабоко фундирање“, наведува како треба да се постигне динамично следење. Првичната цел на истражувањето била да се оценат овие мерења за да се утврди капацитетот на пробивните колови, Linkins [45].



Слика 4.11. (а) Забрзување (десно) и конвертор на напрегања (лево) на кол за мерење на сила и брзина со безжичен предавател, (б) обезбеден со потребната опрема - конвертор на врвот

Податоците за силата и брзината се анализираат преку затворени типови на решенија на ширењето на бранот, кои се нарекуваат „Метод на случај“ по универзитетот каде биле развиени (Rausche et al, 1985). Пресметката на капацитетот ( $R$ ) се врши на лице место при удар со удар, со користење на равенката 4.1:

$$R = (1 - J)(F(t) + ZV(t))/2 + (1 + J)(F(t + 2L/c) - ZV(t + 2L/c))/2 \quad (4.1)$$

каде  $F$  и  $V$  се измерената сила и брзина соодветно, во време  $t$  и  $t + 2L/c$ , каде  $L$  е должина на кол под сензорите и  $c$  е брзина на бран на кол. Импедансата на колот  $Z$ , е производ од густината на материјалот, брзината на бранот и површината на попречниот пресек на колот. Факторот на пригушување  $J$ , е поврзан со типот на почва, кој вообичаено се движи

од 0.40 за крупно гранулирани почви до 1.0 за кохезивни почви. Оваа равенка на капацитет се применува за времетраењето на влијанието на максималната вредност на отпорот  $R$ . Податоците за силата и брзината можат дополнително да се анализираат, во поригорозни програми за одговор на сигналот (програма за анализирање на состојба на бран Case Pile Wave Analysis Program или “CAPWAP”) за да се добие равенката на бран - резултати за моделот на почвата, вклучувајќи ја прераспределбата на отпорот по должина на осовината и на стапалото (Rausche и Goble, 1972).

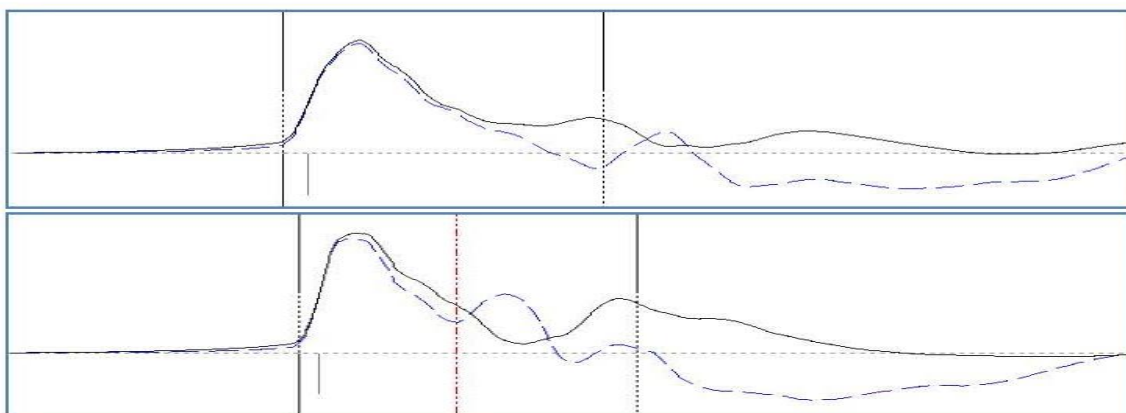
CAPWAP покажал добра корелација со испитувањето на статички товар (Likins и Rausche, 2004). Усогласувањето на сигналот се смета за “највисоко достигнување во праксата” и повеќето закони го бараат овој ригорозен CAPWAP сигнал за конечна проценка на капацитетот. Моменталното совпаѓање на сигналот во даден момент, е уште една алтернатива за да се помогне во определувањето на податоците за времетраењето на побивањето на колот (Likins et al, 2012b), Linkins [45].

Мерките исто така можат да обезбедат увид на напрегањата при пробивањето, проверка на оската на целината и оцена на перформансите на чеканот за побивен кол за да се одреди подобар начин за вградување на побивен кол. Енергијата која се пренесува на кол може да се определи од равенката

$$E(t) = \int F(t)V(t)dt \quad (4.2)$$

а максималната вредност на  $E(t)$ , често е позната како EMAX или ENTHRU, е најдобриот показател за ефикасноста и треба да се спореди со проценката од производителот, Linkins [45].

Напрегањата на врвот на колот, директно се добиваат од мерките за деформациите. Со користење на едно - димензионална теорија за ширење на бран, средниот притисок на стапалото на колот и максималното затегнување на било кое место по должина на осовината, може да се определи од мерењата на врвот на колот. Одржувањето на овие напрегања под препорачаните граници врз основа на конструктивните карактеристики на материјалот ја намалуваат можноста за оштетување на колот. За коловите со еднаков попречен пресек, силата секогаш треба да се зголемува во однос на брзината за време на првите  $2L/c$  по почетната врска. Доколку ова не е случај, веројатно укажува на намален попречен пресек или оштетување на колот.



Слика 4.12. Кол испитан пред оштетување (врв) и по оштетување (дно). Сила/полна линија, брзина/испрекината линија

Слика 4.12 покажува 41.0m долг, 380x380mm квадратен пресек на бетонски кол. Горниот дијаграм го прикажува зголемувањето на силата во зависност од брзината во првите 2L/c (вертикални линии), додека долниот дијаграм го прикажува зголемувањето на релативната брзина, околу средината од должината на колот (почнувајќи од средната испрекината вертикална линија), што укажува на оштетување на врската на продолжениот кол. Степенот на оштетување (ВТА) и длабочината се определуваат од податоците. Понатамошната разработка на оваа значајна дополнителна корист од динамичкото испитување може да се најде од Rausche и Globe (1979) и Linkins и Rausche (2014), Linkins [45].

Погодноста и релативно ниските трошоци на оваа динамичка метода за испитување овозможуваат испитувањето во текот на целосното вградување, и при ограничувања, и вообичаено се применува на неколку колови на лице место за да се оцени променливоста на локацијата и целта при изборот на критериумите за побивање на предвидените колови. Познавајќи ги напрегањата при побивање, оштетувањето на коловите може да се намали. Со мерење на пренесената енергија на колот, ефикасноста при вградувањето може да се подобри. Со употреба на големи тежини на пад, методот успешно се применувал низ целиот свет, исто така и за бушени колови, (Rausche и Seidel, 1984). Потребните тежини на пад изнесуваат 2% од потребниот ултимативен капацитет, Linkins [45].

#### 4.3.4 Испитување на товарење со (брзи) импулси на сила

Со примена на привремен импулс на сила, може да се приложи значителна сила на притисок на врвот на кол. Ова може да се постигне и со голема тежина на пад врз амортизираниот врв на колот (на пример Fundex Pseudo Static испитувач користи големи крути федери според Schellingerhout, 1996 или употребува систем со динамичко испитување со многу дебели дрвени подметки, според Rausche et al, 2008), или од согорување на гориво кое може да ја крене тешка реактивна маса (на пример, статичка) (Birmingham и Janes, 1989). Слика 4.13 покажува типични системи како замена, Linkins [45].



Слика 4.13. (а) масата на Fundex со тешко амортизирање на пружината, (б) амортизиран динамички тест, (с) Статичко товарење со механизам за зафаќање, (д) Статичко товарење со склад за задржување на чакал (за поголеми оптоварувања)

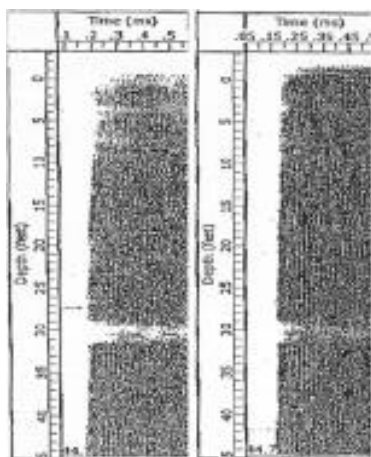
Постапките за брзо испитување се наведени во ASTM D7383. Вообичаени потребни тежини на пад или реактивни маси се од (5 до 10)% од посакуваниот проектиран ултимативен капацитет. Предноста на релативно долгото траење на импулсот (вообичаено времетраење од околу 0.1 sec), е напрегање на затегнување на колот, и не треба да биде загрижувачко. Се додека импулсот е дел од секундата, динамичката сила на отпор и силите на инерција треба да се земат во предвид, иако колот е дополнително опремен со инструменти (на пример со користење на дополнително поставена арматурна прачка до постоечките прачки од арматурниот кош) прераспределбата на отпорот не може да се заклучи од ова испитување. Постојат многу различни мислења за тоа како да се изведе еквивалентно статичко испитување од основните мерења, особено во кохезивните почви (на пример, Middendrop, 1992; Matsumoto, 1994; Hajduk, 2000; Schmucker, 2005; Weaver, 2010; Brown, 2013). Доколку постои значително чисто - нето слегнување (минимум 3% од дијаметарот на колот), тогаш утврдениот капацитет е „целосно мобилизиран“ и се смета за посигурен (Miyasaka et al, 2009). AASHTO не назначува LRFД фактори за отпорност ( $\phi$ ) за испитување со брзо товарење. Како дополнување на аксијалните испитувања, статичките начини се употребувани за да се аплицираат страничните влијанија, кои помагаат при моделирање на преносот на влијанијата, Linkins [45].

#### 4.3.5 Електрично сондирање (Sonic Logging)

Доколку проектот бара повеќе „пристапни цевки“ да се прицврстат за арматурните кошови на бушениот кол, бетонот во внатрешноста на кошот може да се оцени како едноличен преку сондирање, познато под скратеницата “CSL”. Постапката за овој метод е дадена во ASTM D6760. Вообичаено една пристапна цевка се препорачува за дијаметар на кол од 30mm. Поголема корист се добива со вградување на повеќе од осум цевки. Според овој автор, се препорачуваат минимум четири цевки, бидејќи ова овозможува испитување околу центарот на колот. Сондата со предавател се спушта во пристапна цевка исполнета со вода, додека друга сонда со приемник, се спушта во друга цевка. Почнувајќи од дното, сондите се извлекуваат истовремено до врвот на коловите. Сигналите од предавателот ги прифаќа приемникот, обично на секои 50mm. Сондите потоа се преместуваат на различни цевки, а тестот се повторува додека не се испитаат сите комбинации на цевки. Од времето на првото пристигнување на сигналот и растојанието помеѓу цевките за пристап, може да се пресмета брзината на бранот. Секое невообичаено отстапување, при регистрирање на времето, или намалување на брзината на бранот, ќе предизвика потенцијални нарушувања во бетонот.

Слика 2.14 прикажува дијаграм на опаѓање на необработени податоци. Левиот агол е времето на првото пристигнување на сигналот, и е најважната карактеристика на дијаграмот на опаѓање. Интензитетот на дијаграмот ја отсликува јачината на сигналот; „белиот“ опсег на 9.0m укажува на недостаток. Левата половина од приказот, е почетното испитување изведено неколку денови пред вградувањето. Бидејќи во основа истиот дијаграм е добиен за сите комбинации на цевки, недостатокот е оценет како слој со намалена јачина низ целокупниот пресек. Во овој случај се испитува јадро, а резултатот од јадрото го потврдува недостатокот кој е прикажан на слика 4.15. Осовината на колот се инјектира под притисок, а осовината повторно се испитува (десната половина од слика 4.14). Доколку е забележан недостатокот на колот, како во случајот, неговата сериозност е значително намалена, па осовината може да се смета за прифатлива.



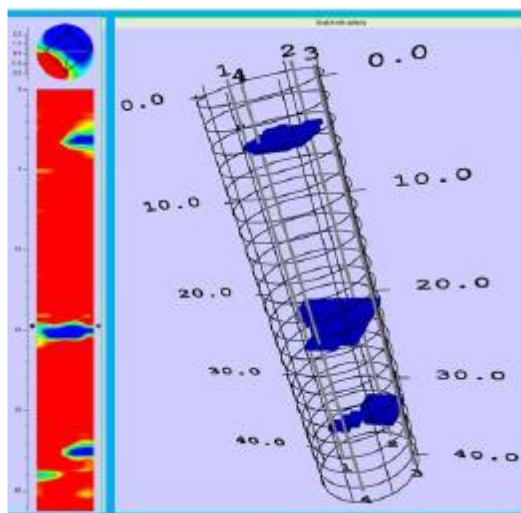


Слика 4.14. Осовина со деформација



Слика 4.15. Јадро од деформирана осовина

Методот не е осетлив на околотото тло и не е ограничен со должината. Меѓутоа, тој не дава резултати за квалитетот или квантитетот на бетонот околу арматурниот кош, па понекогаш може да укаже на лажни проблеми поврзани со „неврзаност“ (често се поврзува со користењето на PVC пристапните цевки) или „канални за избивање на вода“ за некои бетонски мешавини (а особено доколку има постојано вградување). Доколку се забележат брзини со низок бран, во некои комбинации од цевки, тогаш анализата на томографијата може да биде корисна за проценување на степенот на можното нарушување.



Слика 4.16. Анализа на томографија на осовина со намерно нарушување

За да се објасни анализата на томографијата, осовината со намерна цел била вградена со недостаток. Недостатокот на осовината опфаќа „половина месечина“ лист од стиропор, на околу средина од длабочината, како и вметнувања во близина на врвот и на дното. За оваа осовина, слика 4.16 покажува хоризонтален пресек (кружницата во близина на горниот лев агол), кој го прикажува недостатокот на примесите од стиропорот зафаќајќи половина дел (недостатокот е прикажан како сина површина на сликата), вертикален пресек (долу лево) и 3D целосен дијаграм (десно) кој ги прикажува

сите планирани недостатоци. CSL пристапните цевки често се специфицирани да се вградуваат за секој бушен кол, изведен со исплака. Дури иако само некои случајно одбрани осовини на колови се испитуваат со CSL цевки, изведувачот генерално треба да потроши повеќе внимание за вградување на секоја цевка на секоја осовина на кол, поради тоа што било која осовина на кол може да се испита. Се разбира, доколку се открие некој невообичаен случај за некој кол за време на изведбата, тогаш е потребно истиот тој кол да биде испитан дополнително.

#### 4.4 Предности на испитувањата на товарење

Нискиот однос на трошоците за испитување и користа од намалувањето на трошоците за финансирање, со помал фактор на сигурност, се покажале добри во повеќе испитувања, а посебно во светското прифаќање на динамичките испитувања. Вредноста на испитувањето може да се прикаже со пример. Колку поголема доверливост му се предава на некој метод за испитување на капацитетот, толку помал може да се претпостави факторот на сигурност. На пример, воопшто има потреба за прифаќање 40.000kN товар, и дека ултимативниот капацитет на секој кол е 2.000kN, количникот од капацитетот на побивниот кол со фактор на сигурност (F.S.), за секој метод за определување на капацитетот, го дава проектираниот товар за колот, а количникот на проектираниот товар со вкупниот товар го дава бројот на колови потребни за да го прифатат тој товар. Резултатите се прикажани за AASHTO (Американското здружение на државни автопати и јавен транспорт). Дозволените фактори за проектирање на напрегањето се дадени во Табела 4.2, Linkins [45].

Табела 4.2. Број на потребни колови за методот AASHTO ASD (користени пред 2007)

Метод на определување	F.S.	Проектиран товар kN/кол	% на потребни колови
Динамичка формула	3.50	571	70
Формула на бран	2.75	727	55
Динамичко испитување	2.25	889	45
Статичко испитување	2.00	1000	40
Статичко и динамичко испитување	1.90	1053	38

За поуспешно испитување потребни се помалку колови во системот. Овие ADS фактори на сигурност допринеле до успешно проектирање неколку децении, со изградбата на мостови на автопат. Тогаш немало конкретни насоки за износот на статичкото и динамичкото испитување. Од 2007 година, AASHTO користи товар и проектирани фактори на оптоварување (LRFD). Како што е прикажано во Табела 4.3, користејќи ги нивните усвоени фактори LRFD за отпор ( $\phi$ ), фактори на товар LRFD (1.25 за постојан и 1.75 за корисен), и претпоставувајќи вообичаен однос на постојаната со корисната тежина од 3 за мостови, потребниот број на колови е сличен со Табела 4.2. (прикажан е еквивалентен фактор на сигурност). Треба да се има на ум при 100% динамичко испитување на колови се добива истиот резултат како и испитување на колот статички. Наведено е упатство за предложен минимален број на испитувања, Linkins [45].

Табела 4.3. Број на потребни колови за AASHTO LRFD

Метод на определување	$\phi$	Еквивалентен F.S.	Факториран отпор kN/кол	% на потребни колови
Формула	0.40	3.44	800	69
Формула на бран	0.50	2.75	1000	55
Динамичко испитување (min.2% или 2#)	0.65	2.12	1300	43
Статичко испитување или 100% Динамичко испитување	0.75	1.83	1500	37
Статичко испитување и >2% Динамичко испитување	0.80	1.72	1600	35

Главната цел на трошоците за фундирање е во материјалот и вградувањето на коловите. Така драстичното намалување на бројот на колови, како што е покажано погоре, при испитување ги намалува трошоците при фундирањето. Трошоците за фундирањето на колови тогаш се споредни, а всушност го намалуваат целокупното чинење на фундирањето, како што може да се види од следниот пример. Одделот за транспорт во Охајо, ги следел трошоците за побиени колови и трошоците за испитувањето во период од шест години од 2005 до 2010 (Narsavage, 2011).

Вкупните трошоци за побивните колови биле \$123.600.000. Трошоците за испитувањето (во случајот со динамичко испитување) за истиот период биле \$2.556.000 или околу 2% од трошоците за исколчувањето. Со поголема доверливост од AASHTO, Одделот за транспорт во Охајо користел висок, повеќе од поволен фактор на отпор (0.7) за динамичкото испитување. Во Табела 4.4 се прикажани релативните трошоци за коловите и проектираната заштеда, споредено само со користење на динамичка формула за определување на капацитетот.

Врз основа на LRFD факторите на отпорност ( $\phi$ ), била постигната 43% заштеда на трошоците, за 2% од инвестицијата за трошоците за динамичкото испитување, што дава однос од 20:1 корист за трошоците. Очигледно, испитувањето е корисно за намалување на трошоците со цел да се подобри квалитетот на фундирање. Испитувањата исто така го намалуваат ризикот, бидејќи мерењата ја заменуваат несигурноста при проектирањето, Linkins [45].

Табела 4.4. Проценета заштеда врз основа на доделените LRFD фактори на отпорност

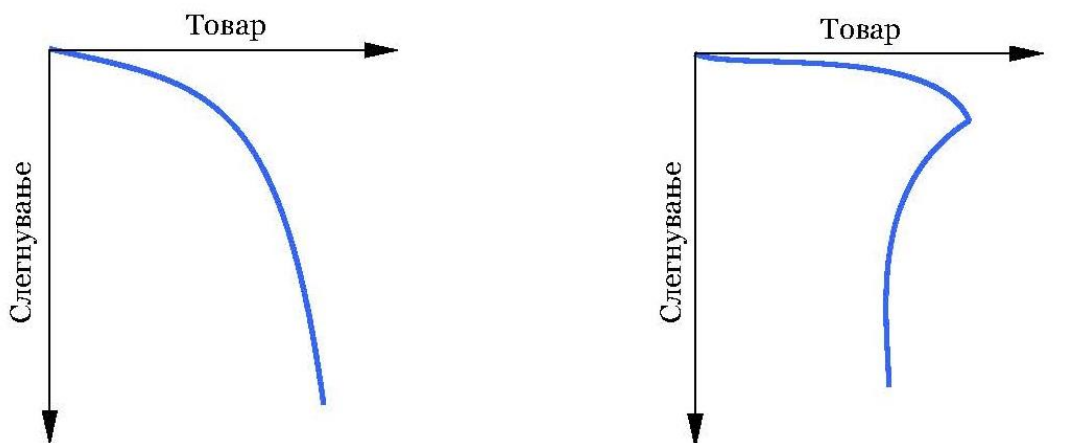
Метод (LRFD)	AASHTO $\phi$	Релативна цена на колови	Заштеда
Формула (излез)	0.40	1.00	0%
Формула на бран	0.50	0.80	20%
2% PDA	0.65	0.62	38%
2% PDA Охајо DOT	0.70	0.57	43%
100% PDA или SLT	0.75	0.53	47%
PDA + SLT	0.80	0.50	50%

#### 4.5 Оценување на товар на лом

Значителен збир на информации може да се добие од испитувања на кол на товарење, особено со кол кој е опремен со мерни инструменти. При толкување на резултатите од испитувањето за проектирањето, ќе биде неопходно да се разгледаат сите измени на условите на локацијата, како што се поставеност на насип, ископување и одводнување, кои можат значително да влијаат на нивото на напрегањата на лице место, а оттука и на капацитетот на колот, по испитувањето на товарење.

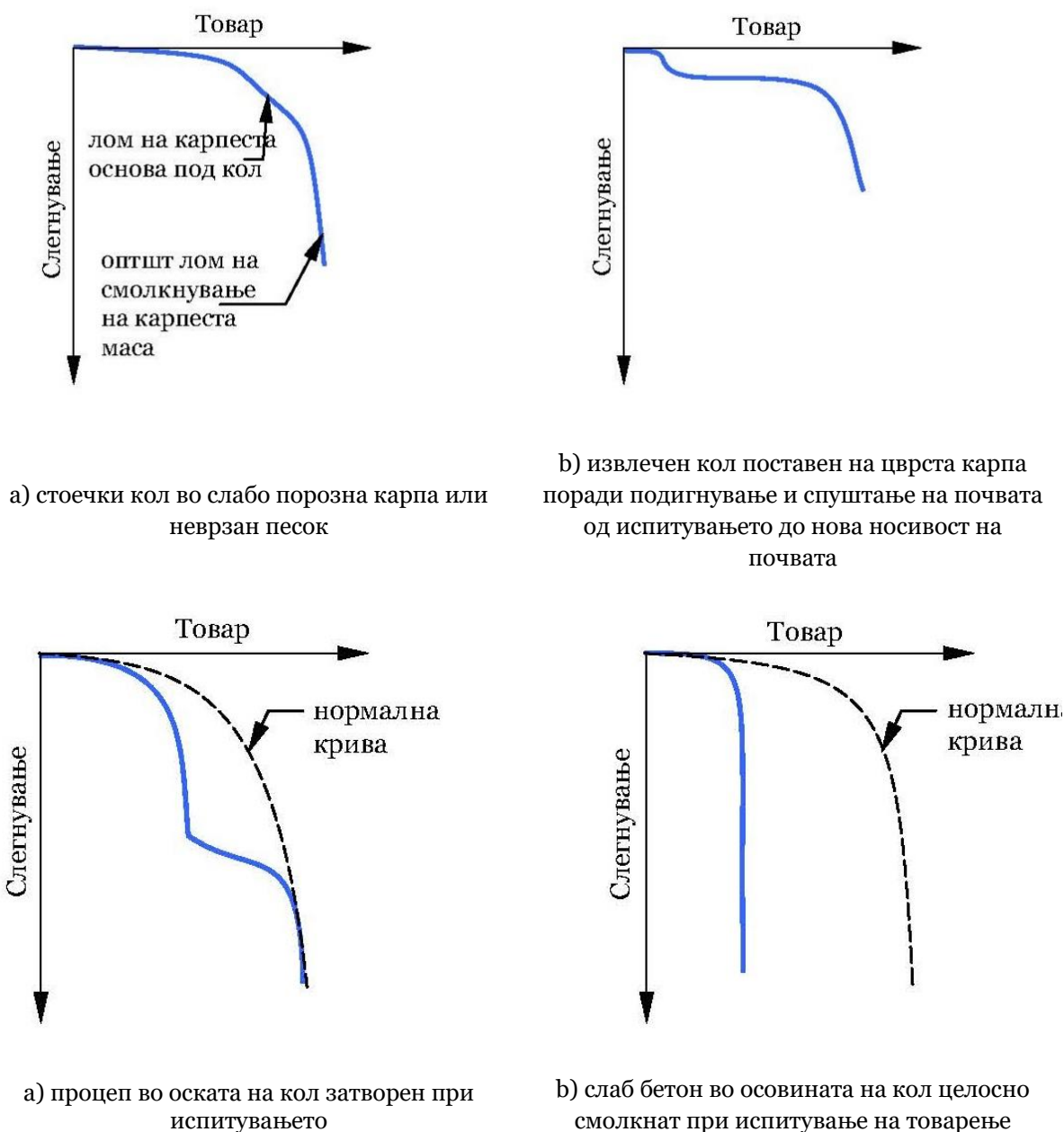
Типичните криви на товар - слегнување, заедно со некои методи на лом, се прикажани на слика 4.17. Проблемите како што се присуството на слоеви од мека глинеста почва, недостатоци во осовината на колот и лоши градежни техники можат да се добијат од тие криви, кога колот е испитан до лом.

Тешко е да се дефинира оптоварувањето на лом на кол, доколку истиот не се товари до лом. Во случај кога ултимативниот лом не е достигнат при испитувањето на товарење, може да се дефинира граничен товар, кој одговара на граничните слегнувања или на степенот на слегнување. Често употребувана дефиниција за товар на лом е онаа каде се зема во предвид дека, слегнувањата продолжуваат да се зголемуваат без понатамошно зголемување на товарот; тоа вообичаено се зема како товар кој предизвикува слегнување од 10% од дијаметарот на колот (BSI, 1986). Треба да се нагласи дека еластичното скратување на многу долги колови, може да надмине 10% од дијаметарот на колот. O'Neill и Reese (1999) предложиле употреба на товар кој предизвикува слегнување на главата на колот од 5% од дијаметарот на бушени колови, како ултимативен капацитет на носивост, доколку не дојде до лом. Ng et al (2001) предложил дека за товар на лом може да се земе товарот кој предизвикува слегнување на главата на колот од 4.5% од дијаметарот на колот и 75% еластично скратување на колот. Во пракса, ломот или ултимативниот товар претставуваат репер, така што безбедното проектирано работно оптоварување може да се определи со примена на фактори на сигурност.



а) лебдечки кол во мека непропустлива глина или неврзан песок

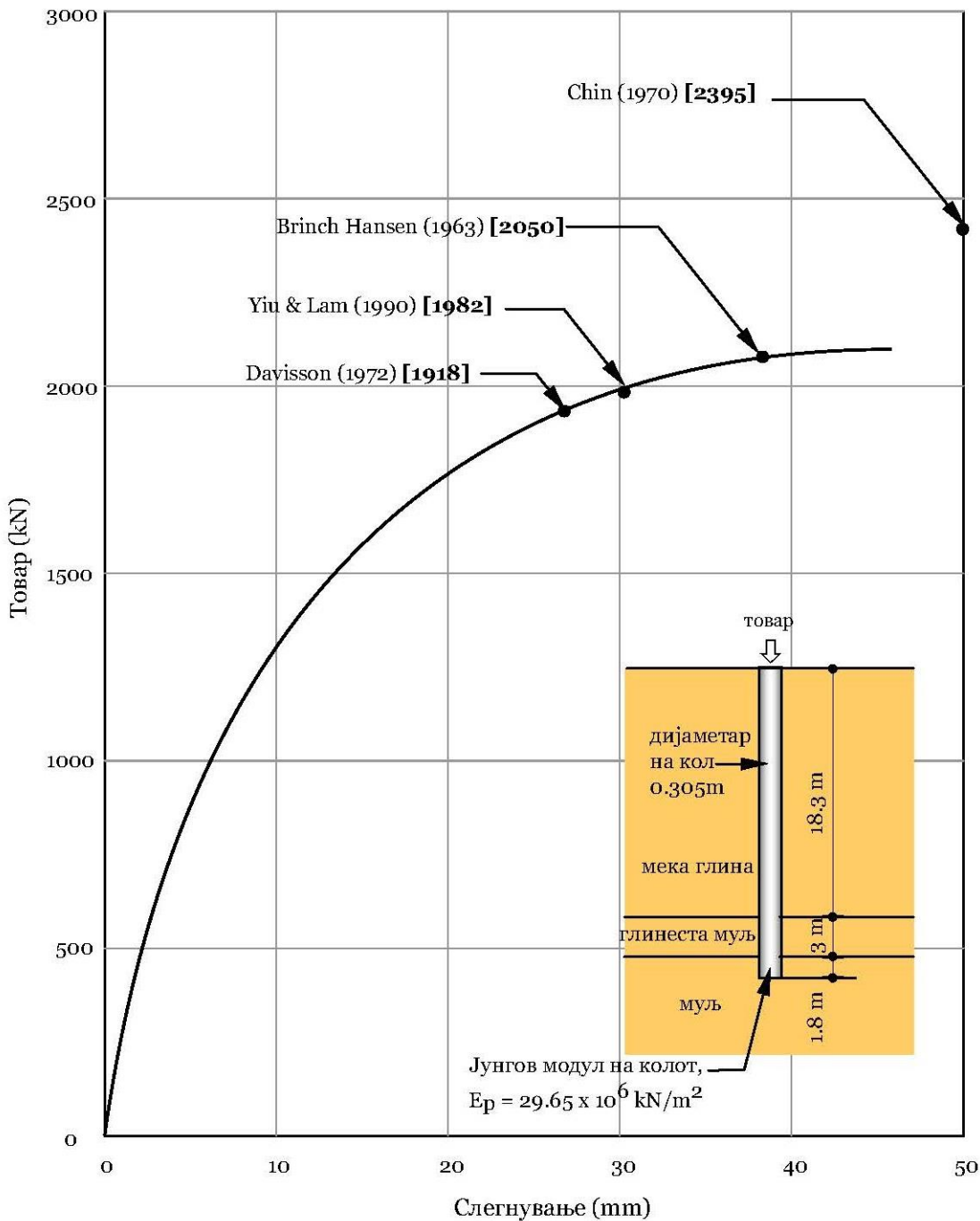
б) лебдечки кол во цврста глина



Слика 4.17. Карактеристични криви на товар - слегнување за испитување на кол на товарење (Tomlinson, 1994)

Оценување на ултимативниот или товарот на лом може исто така да се направи со хиперболична крива - како што е предложено од Chin (1970). Сепак, таквата претпоставка може да биде несигурна по природа, дури иако приближното одредување на вредностите се изведуваа со поместување од 10% од дијаметарот на колот, особено онаму каде што колот не е испитан, за да покаже значително пластично течење. Освен тоа, постојат и недостатоци, доколку не се работи со отпорот на граничната носивост и отпорот на осовината на товар одделно и да не се зема во предвид еластичното скратување (Fleming, 1992). Опасноста поврзана со голема екстраполација е нагласена со резултатите од испитувањата на товарење објавени од Yiu и Lam (1990). Без оглед на горенаведеното, предложениот метод од Chin (1978) може да биде корисен во тврдењето

за тоа дали колот претрпел конструктивна грешка во текот на испитувањето на товарење. Слика 4.18 ја прикажува споредбата на различни дефиниции на ултимативни товари кои може да бидат добиени од испитување на кол на товарење.



Слики 4.18. Споредба на товарите на лом во колови добиени преку различни методи (Fellenius, 1980)

Забелешка: Броевите во [ ] се ултимативни товари определени со методот даден како препорака.

Методите кои се предложени во литературата се за одделување на отпорот на осовината на колот и отпноста на носивиот капацитет на компонентите од врската

помеѓу товар - слегнување на главата на колот. Овие методи се приближни и можат да не бидат соодветни за долги витки колови или за колови во сложени и променливи услови во почвата. Hirany и Kulhawy (1989a) предложиле метод за објаснување на значењето на кривата товар - слегнување при испитување на кол на товарење за исправен бушен кол во почва. Во овој метод, осовината и носивиот отпор се земаат како дел од товарот на лом и еластичното оптоварување. Товарот на лом и еластичниот товар се земаат како товар каде слегнувањата на главата на колот се еднакви на 4.0% и 0.4% од дијаметарот на основата на колот, соодветно. Fleming (1992) предложил метод за претпоставка на слегнување на единечен кол и анализа која се заснова на подобрување, при користење на хиперболични функции. Сепак, искуството во користењето на овој метод во некои држави сеуште е ограничено.

Употребата на O - ќелии за испитување на товарење не ја дава кривата товар - поместување на главата на колот, што е честа појава во применуваните тестови за испитување. Наместо тоа, кривата товар - поместување на главата на колот е конструирана врз основа на евиденцијата на горните и долните поместувања на челичните плочки во O - ќелијата (Osterbergg, 1998).

#### 4.6 Критериуми за прифаќање

Од кривата на товар - слегнување може да се направи проверка на прифатливоста на колот во согласност со утврдените критериуми. Генерално се користат два критериуми за прифаќање:

- a) 90% критериум предложен од Brinch Hansen (1963), усвоен од Општите спецификации за градежни работи (HKG, 1992) и главно се користат за општ развој (слика 4.19) и
- b) критериум за прифаќање даден во Законот за практична работа за фундаирање (BD, 2004a).

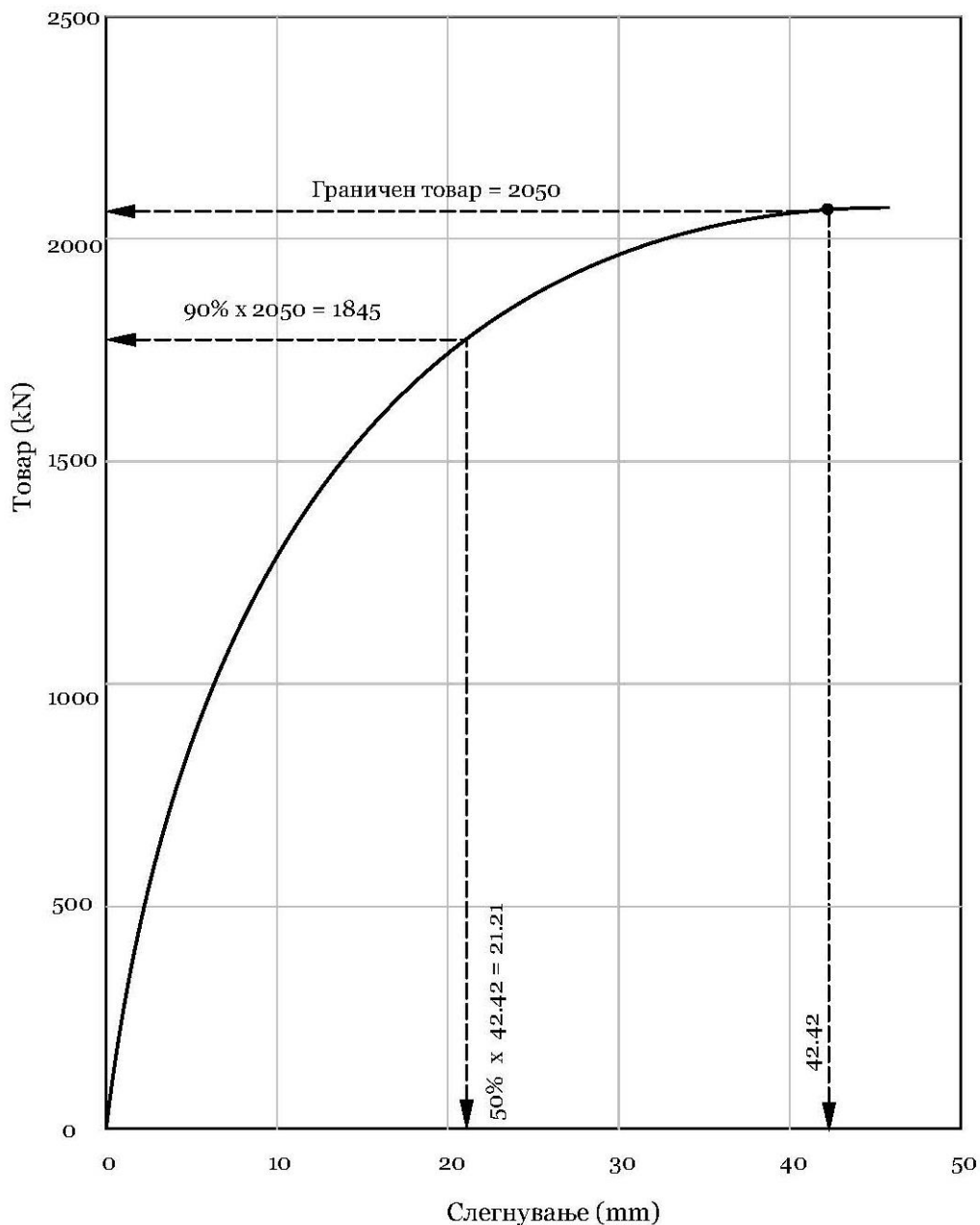
Иако критериумите за прифаќање наведени во Законот за практична работа за фундаирање (BD, 2004a) се слични со методот на ограничување предложен од Davisson (1972), постојат разлики во критериумите на прифаќање како и постапките за товарење помеѓу двата методи.

Критериумите за прифаќање пропишани во Законот за практична работа за фундаирање (BD, 2004a) генерално се усвоени за развој на приватен и јавен развој. Критериумот за прифаќање од страна на Одделот за архитектонски услуги (ArchSD, 2003) во основа е ист со оние од Законот за практична работа за фундаирање, со разлики во степенот на повторно воспоставување на слегнувањата и интензитетот на дозволеното преостанато слегнување, по отстранување на товарот од испитувањето.

Непридржувањето кон критериумот за прифаќање не мора да подразбере неприфаќање на колот. Онаму каде што не е исполнет овој критериум, потребно е да се провери однесувањето на колот повнимателно, за да се дознаат причините за неусогласеност.

Во принцип, проектантот треба да се концентрира на ограничените отклонувања при работното оптоварување, како и на факторот на сигурност од лом или ненадејно целосно поместување. Ограничувањето на слегнувањата при испитување на кол на товарење, треба да се определи на индивидуална основа со земање во предвид на чувствителноста на конструкцијата, компонентите на еластичното собирање,

влијанијата на интеракцијата на група колови во работни услови, и очекуваното однесување на коловите што е дадено во претходните случаи.



Слика 4.19. Дефиниција за товар на лом од Brinch Hansen 90% критериум

Забелешка:

Ултимативниот товар,  $Q_{ult}$ , во согласност со 90% критериумот на Brinch Hansen (1963) е даден со следната формула:

$$Q_{ult} = 2050 \text{ kN, каде } \frac{\langle \text{слегнување} \rangle Q_{ult}}{\langle \text{слегнување} \rangle 90\% Q_{ult}} = 2 \quad (4.3)$$

Кај анализа на однесување при слегнување на кол, под дејство на товарење, треба да се напомене дека приложениот товар ќе биде примен делумно или целосно од



отпорноста на осовината, иако отпорноста на осовината може да се игнорира при проектирањето на колот. Како последица на ова, компонентата на еластичниот притисок на колот, може да биде помала од оценетата врз основа на целата должина на колот, особено за долгите колови на триење. Faser и Ng (1990) предложиле дека по отстранување на испитувањето со максимален товар, враќањето во иста состојба на слегнувањето на главата на колот, може да биде ограничено од заробено напрегање како резултат на реверзибилност на отпорноста на осовината по отстранувањето на товарот при испитувањето.

При испитување на затегнување, за општа дискусија препораки се добиени од Kulhawy и Hirany (1989). Употребата на критериумот на Brinch Hansen (1963) не може да биде поволна за колови на затегнување, кои можат да доживеат нагло лом при отсуство на компонента на носивоста. Модифицирана форма на критериумот на Davisson (1972) била предложена на начин како што следува, и исто така е усвоена од Законот за практична работа за фундаирање (BD, 2004a):

$$\delta_{\max} = \text{еластично издолжување} + 4 \text{ mm} \quad (4.4)$$

Поинаков израз, каде вториот услов е 2.50mm наместо 4.0mm, бил користен од Davie et al (1993). Определувањето на еластичното издолжување е предмет на несигурност, поврзана со прераспределбата на товарот по должина на колот, интензивно напукнување на бетонот или смесата за инјектирање, итн. Предложено е дека може да се усвои Формулата 4.4, каде еластичното развлекување се зема за да се зададе почетниот линеарен сегмент од кривата на товар - развлекување. Врз основа на набљудувањата на резултатите од испитувањата за бушени колови, Kulhawy & Hirany (1989) предложиле да се употреби товар кој одговара на поместување на главата на колот од 13.0mm како капацитет на извлекување на колот.

Различни фактори на сигурност можат да бидат корисни доколку се применуваат различни услови на товар на лом. Би било рационално да се унифицира дефиницијата за ултимативните товари, за да се овозможи споредба и приближување кон точните вредности за резултатите од испитувањето.

Имајќи ги предвид претходните методолошки основи, понатаму во рамките на дисертацијата се прикажани некои конкретни мерења и анализи, согласно со програмата за работа.

## 5. ЕКСПЕРИМЕНТАЛНО ИСТРАЖУВАЊЕ

Не е редок случајот кога се градат градежни објекти на локации кои се неповолни од геотехнички аспект, односно локации изградени на енормни наслаги од слабо носиви кохерентни почви, и локации кои не можат да ги прифатат товарите од градежните објекти. При вакви услови, неопходно е да се применат одредени технички решенија за фундамирање на сложени објекти, со цел да се обезбеди адекватна носивост, а вкупните и диференцијалните слегнувања да се редуцираат во рамките на пропишаните граници на толеранции.

Во рамките на оваа глава даден е краток опис на *in situ* (статичко товарење) на колови, реализирани во различни геотехнички средини. Во оваа глава, исто така, е опфатен описот на експериментите испитувања и анализите кои се извршени на пробно товарење на колови на аксијален притисок.

Испитувањето на носивоста со теренски методи е подобра од емпириските методи. Од оправдани инженерски причини коловите се испитуваат во услови во кои се наоѓаат во фаза на експлоатација, а податоците од испитувањето се резултат на влијанието на интеракцијата помеѓу колот и почвата. Методите на теренските испитувања за носивост всушност претставуваат статичко испитување, Остербергова ќелија со динамичко испитување и други.

Меѓу наведените теренски методи за испитување, статичкото испитување претставува основна теренска метода за определување на носивост, во однос на која се калибрираат сите останати теренски методи на испитување.

Понатаму, во главата се опфатени предметот и целта на експериментите кои се изведени и кои ја формираат основата на извршените испитувања, како и објаснувања на процесот на спроведување на испитувањето. На крај се прикажани резултатите од експериментите и анализите, и истите се дискутирани и проследени со фотографии и дијаграми.

Појдовни претпоставки, фактори и ограничувања при испитувањето на пробните (тест) колови во оваа дисертација се:

- избор на репрезентативна опрема за изведување на опитот;
- просторни и технички можности за изведба на експериментот;
- избор на различни геотехнички средини;
- вид и капацитет на расположливата техника за приложување на товарите;
- ограничувања од финансиски карактер и други важни фактори;

### 5.1 Основи за експеримент

Во оваа дисертација се разработени поголем број на тестови односно експериментални испитувања на пробно товарење на кол. Истите се извршени во различни геотехнички средини, со доста слаба носивост се до средини со голема носивост.

Преку експериментите се очекува да се запазат следните клучни својства:

- да се докаже врската помеѓу товар – поместување во системот кол - почва;
- да се определи капацитетот на системот кол - почва;
- да се определи прераспределбата на товарот во системот кол – почва;
- да се запазат критериумите време – товар, како и критериумот време – слегнување;
- да се почитуваат и запазат пропишаните стандарди за успешна реализација на испитувањето.

## 5.2 Реакциони системи

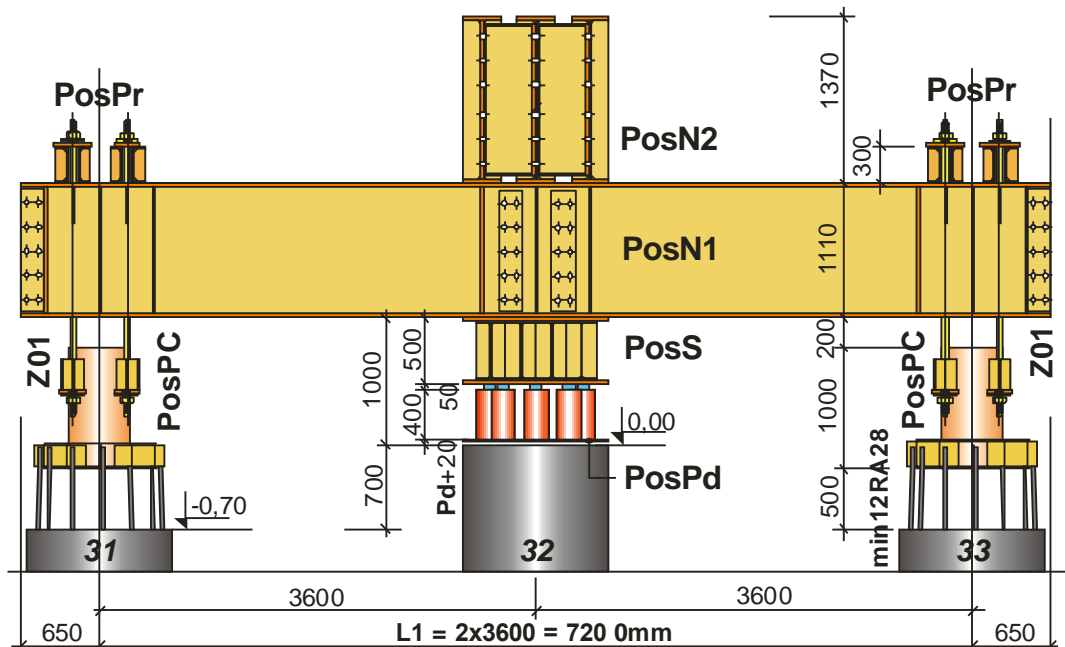
Реакционите системи или платформи се неопходни за прифаќање на товарите кои се нанесуваат врз испитуваните колови. Во оваа дисертација се користени два различни системи: челичен и бетонски реакционен систем.

### 5.2.1 Челичен реакционен систем

Челичниот реакционен систем е моделиран на начин кој овозможува истиот да може да се примени за различни осовински растојанија помеѓу коловите.

Фундирањето на колови со голема проектирана носивост потребно е да се докаже со пробно натоварување.

За таа цел, искористена е посебна конструкција – платформа за натоварување со која испитниот товар на колот предвиден за испитување, предизвикан од систем на хидраулични преси, преку две групи од по три вкрстени носачи ќе се распредели на соседните колови користејќи го нивниот отпор на извлекување.



Слика 5.1. Пресек на челичен реакционен систем - конструкција на платформа (извадок од техничката спецификација за реакциониот систем)

Платформата е конципирана како универзална. За избор на потребните димензии и димензионирање на нејзините составни елементи разгледани се неколку распореди (конфигурации) на коловите на одделни фундаменти на три испитни локации предвидени за испитување.

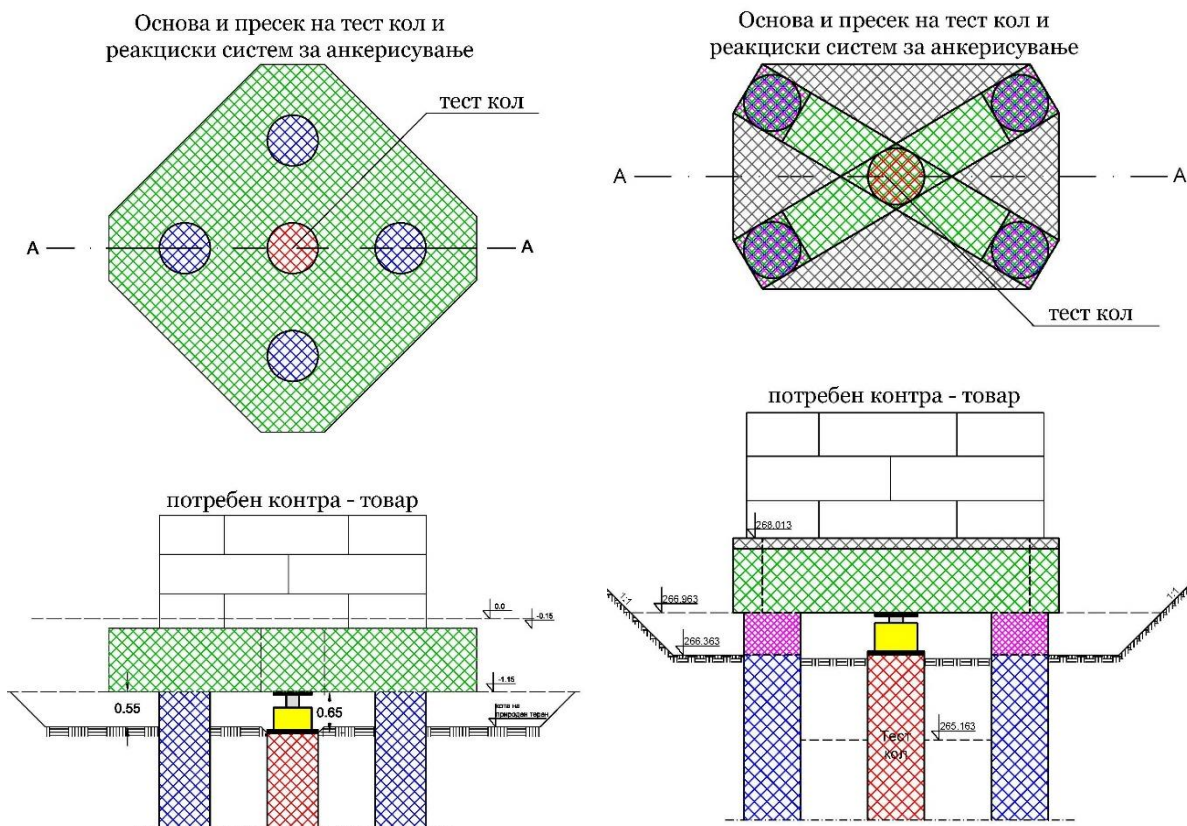
Носачите на платформата се димензионирани за максимални распони  $L_1/L_2=10.0/10.0\text{m}$  и за максимален испитен товар  $N=9000\text{kN}$ , а сите затеги и составни елементи за трансфер на испитниот товар до соседните колови со максимална сила во затегите (негативна реакција во соседните колови)  $\Sigma Z=2450\text{kN}$ . Максималната сила (носивост) на затегите е дефинирана од силата на извлекување на коловите (приближно  $4000\text{kN}$ ) со фактор на сигурност  $v=1.70$ .



Слика 5.2. Систем за оптоварување со вкрстени челични греди на испитувана локација за мост на автопат Кичево - Охрид

### 5.2.2 Бетонски реакционен систем

Бетонските реакционен системи се проектирани во зависност од максималната сила на оптоварување на колот, така што во оваа дисертација користени се бетонски системи т.е. належна плоча со контра-товар и вкрстени греди.



Слика 5.3. Пресек на бетонски реакционен систем (локација мост на автопат Миладиновци - Штип)

### 5.3 Мерна техника применета при испитувањето

Мерната техника која е применета при извршување на експериментите може глобално да биде поделена на две групи:

- Мерна техника и опрема за нанесување, контрола и аквизиција на товарите;
- Мерна техника за аквизиција на деформациите на тест колот како и аквизиција на деформациите на реакциониот систем;

#### 5.3.1 Мерна техника и опрема за нанесување, контрола и аквизиција на товарите

За нанесување на товарите користен е систем од инструменти како што се: хидраулична преса ENERPAC RR - 506 (слика 5.4.), со капацитет од 100 тона, хидраулична пумпа Енеграс Р 464 која има свои спецификации кои можат да се видат во табела 5.1., со мануелно управување (Сл.5.4. б), digimax за попрецизно читање и задавање на товарите во тек на опитот (Сл. 5.4. в). Претходно, на целата користена опрема беше извршена калибрација, за осигурување на товарите и нивна аквизиција.



Слика 5.4. Инструменти преку кои е вршено товарењето

Табела 5.1. Спецификација на хидраулична пумпа која е користена во оваа дисертација

Максимален работен притисок, прва фаза	200 psi (1.380kPa)
Максимален работен притисок, втора фаза	10.000 psi (68.950kPa)
Максимално поместување (уље), по опсег, прва фаза	7,69 in <sup>3</sup> (126cm <sup>3</sup> )
Максимално поместување (уље), по опсег, втора фаза	0,29 in <sup>3</sup> (4.8cm <sup>3</sup> )
Употреблив капацитет на уље	453 in <sup>3</sup> (7425cm <sup>3</sup> )
Опсег на клипот	1,50 in (3.8cm)
Максимален напор на рачка	110 lb (50kg)
Тежина	61 lb (28kg)
Димензии	12,3 x 29,23 x 7,12 in (31x74x18)

#### 5.3.2 Мерна техника за регистрација на деформациите

За отчитување на деформациите на тест коловите, користени се дигитални компаратори Mitutoyo IDU25 со опсег од 25.0 mm, поврзани со систем за аквизиција, со прецизност од 0.01 mm (слика 5.5.).



Слика 5.5. Опрема користена за аквизиција на деформациите

Исто така, користени се и саатни (аналогни) компаратори, по три компаратори во тек на испитувањата за секој експеримент. Земена е средна вредност од читањата, при што разликата не е поголема од дозволената според пропишаните користени стандарди.



Слика 5.6. Целосна мерна техника за аквизиција на деформации и нанесување на товар при испитување на моделите

#### 5.4 Препораки за испитувања на аксијални товари на колови на кои е поставена опрема за испитување

Информации за пренесувањето на товарот може да се добијат од испитувања на товарење на претходно обезбеден кол со вградена опрема. За да се обезбедат соодветни и веродостојни резултати, системот за мерење на колот треба да е компатибилен со целите на испитувањето.

Битните аспекти вклучувајќи го изборот, распоредот и методите за вградување, треба внимателно да се разгледаат.

Табела 5.2. Постапки на товарење и критериуми за прифаќање при испитување на товарење на колови

Препораки	Постапка на товарење	Критериуми за прифаќање	Забелешки
Општа Спецификација за Градежни работи (НКГ, 1992)	Циклус 1 – 25% $Q_{\max}$	(1) $\delta_Q < 2 \times \delta_{90\%Q}$ и	(1) (2) (3) (4)
	Циклус 2 – 50% $Q_{\max}$	(2) $\delta < 20\text{mm}$ за згради и 10mm за други конструкции (на пр. мостови) при работно оптоварување	
	Циклус 3 – 100% $Q_{\max}$		
Кодекс на извршување за фундаирање (ВД, 2004а)	Распоред на товарење на колови со дијаметар или најмала странична димензија не поголема од 750mm	(1) $\delta_{\max} < \frac{Q_{\max}L}{A_p E_p} + \frac{D}{120} + 4$ (5) (mm)	(5)
	Циклус 1 – 100% $W_L$	(2) Поголемото од: $\delta_{\text{res}} < \frac{D}{120} + 4$ или $0.25\delta_{\max}$ (во mm)	
	Циклус 2 – 200% $W_L$ (= $Q_{\max}$ )		

Легенда:	$\delta_Q$	=	слегнување на главата на кол при лом или максимален товар на испитување
	$\delta_{90\%Q}$	=	слегнување на главата на кол при 90% од ломот при максимален товар на испитување
	$\delta_{\max}$	=	максимално слегнување на главата на кол
	$\delta$	=	слегнување на главата на кол
	$\delta_{\text{res}}$	=	преостанато слегнување (или постојано) на главата на кол по растоварување од максимален товар
	$Q_{\max}$	=	максимален товар на испитување
	$W_L$	=	проектиран работен товар на кол
	L	=	должина на кол
	$A_p$	=	површина на попречен пресек на кол
	$E_p$	=	Јунгов модул на кол
	D	=	најмала странична димензија на пресек на кол (mm)

- (1) Зголемување /намалување на товар со вредност од 25% од проектираниот работен товар; колот да се растовари на крајот од секој циклус.
- (2) Прелиминарните колови да се испитаат не помалку од два пати од проектираниот работен товар (на пример  $Q_{\max} > 2W_L$ ); работните колови да се испитаат на влијание не помало од 1.8 пати од проектираниот работен товар
- (3) Зголемување /намалување на товар да не се применува се додека степенот на слегнување или враќањето назад на колот не е помало од 0.1mm во 20 минути.

- (4) Целосниот товар во секој циклус треба да се одржува најмалку 24 часа откако степенот на слегнувањето се намалил на помалку од 0.1mm на час.
- (5) Зголемување /намалување на товар да биде во 50% од проектираниот работен товар; колот да се растовари на крајот од секој циклус.
- (6) Коловите треба да се испитаат на два пати поголем проектиран работен товар.
- (7) Зголемување на товар да не се применува се додека степенот на слегнување или враќањето назад на колот не е помало од 0.05mm во 10 минути.
- (8) Целосниот товар во циклус треба да се одржува најмалку 72 часа.
- (9) Преостанатото слегнување,  $\delta_{res}$ , треба да се земе кога степенот на слегнување на колот по враќањето назад од товарот при испитувањето е помало од 0.1mm во 15 минути.

## 5.5 Тек на експерименталните истражувања

Во рамките на дисертацијата, подетално се разработени четири експерименти на пробно товарење на колови во различни геотехнички средини и тоа:

- Експеримент 1: Пробно товарење на кол со максимална сила од  $N=1000kN$ , испитување на колов темел, при кое е користено бетонски реакционен систем кај аб надвозник над железничка пруга на km 37+781.16, како дел од автопатот Миладиновци – Штип, делница Св. Николе – Штип, во продолжение на изнесенiot текст за овој експеримент ќе се користи ознаката E1;
- Експеримент 2: Пробно товарење на кол со максимална сила од  $N=1800kN$ , испитување на колов темел, при кое е користено бетонски реакционен систем кај аб темел на објект во индустриска зона Жабени - Битола, во продолжение на изнесенiot текст за овој експеримент ќе се користи ознаката E2;
- Експеримент 3: Пробно товарење на кол со максимална сила од  $N=7000kN$ , испитување на колов темел, при кое е користено челичен реакционен систем кај кол на вијадукт на km 14+140.0, на делницата Подвис – Пресека од автопатот Кичево - Охрид, во продолжение на изнесенiot текст за овој експеримент ќе се користи ознаката E3;
- Експеримент 4: Пробно товарење на кол со максимална сила од  $N=9000kN$ , испитување на колов темел, при кое е користено челичен реакционен систем кај кол на вијадукт на km 9+105.0, на делницата Подвис – Пресека од автопатот Кичево - Охрид, во продолжение на изнесенiot текст за овој експеримент ќе се користи ознаката E4;

Покрај тоа, прикажани се и дел од резултати за други локации, кои се на одреден начин користени за анализите во дисертацијата. Во продолжение на ова истражување ќе бидат опишани подетално локациите каде се извршени испитувањата.

## 5.6 Геолошко – геотехнички својства на испитуваните средини

### 5.6.1 Општо за геолошките подрачја на локација на експериментите

Една од главните задачи на истражувањето, е тестовите со пробни товарења на колови да се извршат во различни геолошки средини. Гледано од геотектонски аспект, 3 (три) од локациите се позиционирани во геотектонската единица од прв ред западно македонска зона, додека 1 (една) во вардарската зона. Просторната положба на испитуваните локации е прикажана на генералната геотектонска карта на Р. Македонија на слика 5.7.





## Литолошки состав на локацијата

- **Плиоценски седименти (P1)**

На поширокиот терен на локацијата се присутни песоци и глини и серија на песоци суглини и чакали. Песоците и глините се база на плиоценот и изградени се од алевролитски песоци со прослојки на глина и прослојки на чисто кварцно - лискунски песоци.

- **Квартер (Q)**

Квартерните творби се широко распространети на поширокото подрачје во кое се наоѓа локацијата за објектот, при што ги маскираат тектонските и стратиграфските односи. Најголем дел од материјалот на овие седименти потекнува од песоци и глиновитите компоненти на палеогените седименти. Во овие седименти често се забележува појава на солифлукација.

На предметната локација се присутни глиновито - кластични седименти претставени со разновидни глини, пред се прашинести глини (PRG) со кафеаво до темнокафеава боја и серија на песоциливо - прашинеста глина (PPRG) со сивкаста боја, а во длабочина се појавуваат и глиновити песоци (GP). Глиновитите песоци претставуваат нескаменети, неврзани до полуврзани квартални седименти и се јавуваат како прослојки и леќи, наместа со појава и до неколку метри. Приповршинската зона е покриена со хумус до 0.5m.

- **Тектонски склоп**

Горноеоценските седименти трансгресивно и дискордантно се наталожени преку формираните горнокредни структури со изразито лушпеста градба. Со подоцнежните тектонски движења, горноеоценските седименти се благо бранувани. Застапени се благи структурни форми на синклинали и антиклинали со правец на протегање СЗ - ЈИ, со оски на тонење кон северозапад.

## Хидрогеолошки карактеристики

Според својата хидрогеолошка функција во склоп на теренот најголем дел од материјалите во приповршината претставуваат хидрогеолошки изолатори, додека во длабочина се застапени хидрогеолошки колектори со слаба водопрпусност формирани во глиновито - песоциливо седименти кои се јавуваат во вид на поголеми прослојки и леќи.

Пробниот кол кој е предмет на анализа во оваа докторска дисертација, лоциран е во средина на хидрогеолошки комплекс (песоциливо прашинеста глина со темнокафеава боја).

## Геотехнички карактеристики

- **Квартални седименти – прашинести глини (PRG)**

$\gamma=20.6 \text{ kN/m}^3$ ;  $\varphi=15.1^\circ$ ;  $c=16.0 \text{ kPa}$ ;  $M_v=4843 \text{ kPa}$



Од аспект на сеизмотектонските карактеристики, може да се констатира дека локацијата се наоѓа во зона на случени земјотреси со магнитуди 4.0-4.5 (според Јанчевски 1987). За повратен период од 500 години, на локацијата може да се очекува појава на земјотрес со интензитет I=VII- VIII° според MCS (Mercali, Cancani, Sieberg).

### **Литолошки состав на локацијата**

- **Алувијални седименти (al)**

Предметната локација спаѓа во рамките на Пелагониската котлина. Оттука, формирани се мошне дебели аливијални наслаги. Со седиментолошките испитувања изведени во минатото, утврдено е дека аливијалниот материјал во најголем дел е составен од наизменични сменување на глинест и песоклив материјал, поточно детерминиран како песоклива и алевритска глина, а сосема ретко и грубодисперзни глини.

На самата микролокација присутни се материјали од типот прашина песоклива (ML/CL) и глина, прашињеста нископластична (CL).

### **Хидрогеолошки карактеристики**

Според својата хидрогеолошка функција во склоп на теренот, може да се издвојат следните средини:

- релативни хидрогеолошки изолатори со меѓузрнета порозност (доминантно глиновити седименти);
- релативни хидрогеолошки колектори со меѓузрнета порозност (песокливо прашињести седименти).

Пробниот кол кој е предмет на анализа во оваа докторска дисертација е лоциран во средина релативен хидрогеолошки изолатор (доминантно глиновита средина).

### **Геотехнички карактеристики**

Теренот во површинската зона е изграден од алувијални наслаги, додека во подлабоките зони од плиоценски наслаги, претставени со глини, прашини, како и прашињести песоци и чакали. Нивните основни параметри според претходни испитувања се прикажани подолу:

- **Песокливи глиновити прашини (PGPR)**

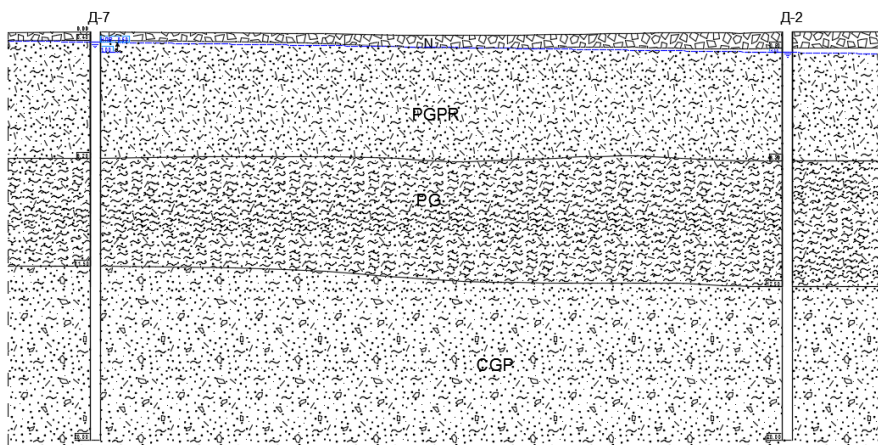
$\gamma=18.13 \text{ kN/m}^3$ ;  $\varphi=23.24^\circ$ ;  $c=15.25 \text{ kPa}$ ;  $M_v=5940 \text{ kPa}$

- **Песокливи глини (PG)**

$\gamma=18.89 \text{ kN/m}^3$ ;  $\varphi=18,22^\circ$ ;  $c=25.47 \text{ kPa}$ ;  $M_v=4500 \text{ kPa}$ ;

- **Чакалесто глиновито песоклива мешавина (CGP)**

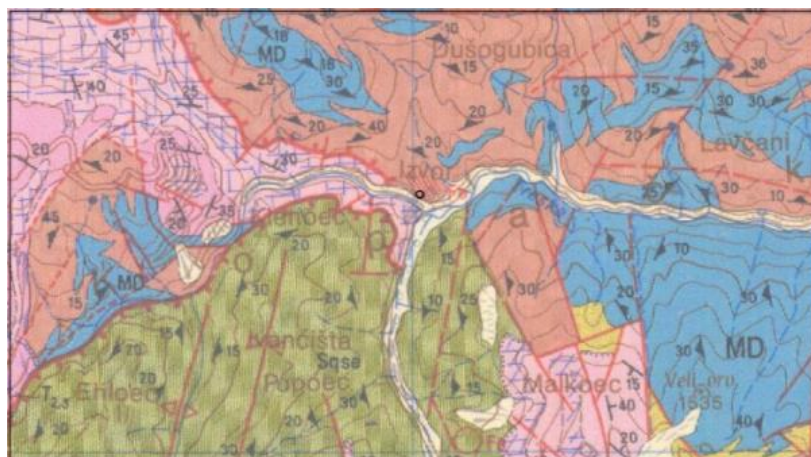
$\gamma=19.56 \text{ kN/m}^3$ ;  $\varphi=26.36^\circ$ ;  $c=10.0 \text{ kPa}$ ;  $M_v=8500 \text{ kPa}$ ;



Слика 5.11. Надолжен геотехнички профил за Е2

### 5.6.1.3 Основни геолошки карактеристики на локација за Е3

Местоположбата на која е извршено испитувањето на Е3, припаѓа во рамките на геотектонската единица од прв ред, западно македонска зона (слика 5.12.). Како најважни фази од геолошкиот развој на овој простор се издвојуваат Херцинската и Алписката орогенеза. Современите процеси во кварталер и холоцен резултирале со формирање на алувијални и пролувијални седименти во приповршинските делови на теренот, додека на падините е карактеристично формирањето на делувијални наслаги.



Слика 5.12. Извадок од Основна геолошка карта на РМ, 1:100 000, лист Охрид, западно македонска зона, делница Подвис - Пресека

Од аспект на сеизмотектонските карактеристики, може да се констатира дека локацијата на овој вијадукт се наоѓа во зона на случени земјотреси со магнитуди 4.0-5.5 (според Јанчевски 1987). За повратен период од 500 години, на локацијата може да се очекува појава на земјотрес со интензитет  $I=VIII-IX^{\circ}$  според MCS (Mercali, Cancani, Sieberg). За динамички анализи се препорачува да се користат вредности на коефициентот на сеизмичност  $K_s=0.2-0.25$ .

## Литолошки состав на локацијата

- **Делувијални творби (d)**

По цела должина на трасата, констатирани се делувијални творби на местоположбата на вијадуктот, истите се со релативно мала дебелина од 0.7-2.3m. Локално, надвор од зоната на истражните работи може да се очекува и нешто поголема длабочина на овие творби. Делувијалните творби се претставени со шкрилест дробински материјал кој содржи нископластични прадини или заглинета варовничка дробина, во зависност од тоа дали го покриваат шкрилците или варовниците.

- **Алувијални творби (al)**

Продукт се на површинскиот ток на Ехловечка река, а најголема нивна длабочина е констатирана во истражната дупнатина „Д-5д“, каде изнесува 28.0m. Алувиумот е главно претставен со песокливо - чакалести материјали (и ретко присуство на самци и валутоци од околните карпи) кои се средно збиени и со одреден процент на прашињеста компонента.

- **Банковити до масивни варовници (VR)**

Претставени се со тријаски банковити до масивни мермеризирани варовници. По боја варовниците се сиви, сиво - бели до розеникави. Варовниците се зафатени со интензивна тектоника, а изразена е и карстификацијата (особено кај „Д-4д“). Границата со филитоидите е тектонска, при што шкрилците како постар литолошки член се навлечени врз тријаските варовници.

- **Филитоиди (Sqse)**

Филитоидите ја градат основата на теренот, а како вариетети се јавуваат филити и серицитско - кварцни шкрилци. Овие два вариетети се менуваат, како бочно така и по вертикала, без некоја закономерност, па поради тоа тешко се издвојуваат. Доминантни се филитите, а серицитско - кварцните шкрилци се помалку застапени.

Филитите се тенкоплочести со бледокафеава - жолтеникава боја, наместа сиво - црни. Имаа свилест сјај поради присуството на лушпести минерали. Темната нијанса е условена од присуството на одредена содржина на графитична материја. Серицитско - кварцните шкрилци се светло до темно сиви и црни и имаат изразена шкрилеста текстура.

- **Тектонски склоп**

Како резултат на минатите геолошки процеси на предметниот терен се изразени како пликативната, така и дисјуктивната тектоника. Шкрилавоста е скоро со постојани елементи на пад ЕП=18-20/18-25. Исто така, најизразен систем на пукнатини е оној со паралелен на шкрилавоста, што кај ваков тип на средини е за очекување. Во однос на протегањето на трасата на вијдуктот, може да се констатира дека шкрилавоста е со поволна просторна ориентација. Кај варовниците се јавуваат пукнатини кои се следат и до неколку стотина метри, а големината на отворот е од неколку dm до неколку cm. Наместа се констатирани и отвори наполнети со глина или глиновита дробина.

## Хидрогеолошки карактеристики

Според својата хидрогеолошка функција во склоп на теренот, може да се издвојат следните средини:

- релативни хидрогеолошки изолатори со меѓузрнска порозност (делувиум);
- хидрогеолошки колектори со суперкапиларна меѓузрнска порозност (алувијални творби - прашиесто песокливи чакали);
- релативни хидрогеолошки изолатори со пукнатинска порозност (шкрилци);
- хидрогеолошки колектори со пукнатинско - кавернозна порозност (банковити до масивни варовници).

Најзначајни од хидрогеолошки аспект се алувијалните творби кои се карактеризираат со добри филтрациони карактеристики и се целосно наполнети со вода, што бара соодветна заштита на ископите на градежните јами. Очекуван доток на вода во градежна јама (според емпириски пресметки) за критична локација на столбно место S-4 е  $Q=10.74\text{l/s}$ . Исто така, пробниот кол кој е предмет на анализа во оваа докторска дисертација е лоциран токму во ваков тип на хидрогеолошка средина.

## Геотехнички карактеристики

- **Филити и серицитско – кварцни шкрилци (Sqse)**

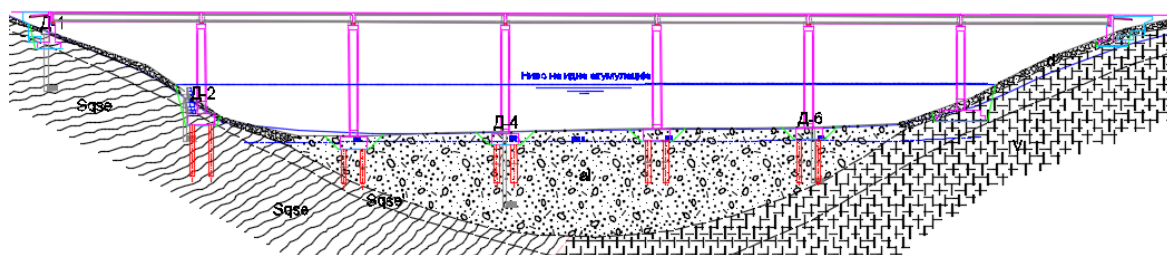
$\gamma=25.5\text{ kN/m}^3$ ;  $\phi=35.5^\circ$ ;  $c=125.0\text{ kPa}$ ;  $\sigma_p=22.0\text{ MPa}$ ;  
RMR = 28 (IV – слаба карпеста маса)

- **Алувиум (al)**

$\gamma=21.0\text{ kN/m}^3$ ;  $\phi=35.0^\circ$ ;  $c=0.0\text{ kPa}$ ;  $M_v=21000\text{ MPa}$ ;

- **Мермеризиран варовник (V)**

$\gamma=26.7\text{ kN/m}^3$ ;  $\phi=55.5^\circ$ ;  $c=670.0\text{ kPa}$ ;  $\sigma_p=65.5\text{ MPa}$ ;  
RMR = 63 (II – добра карпеста маса)

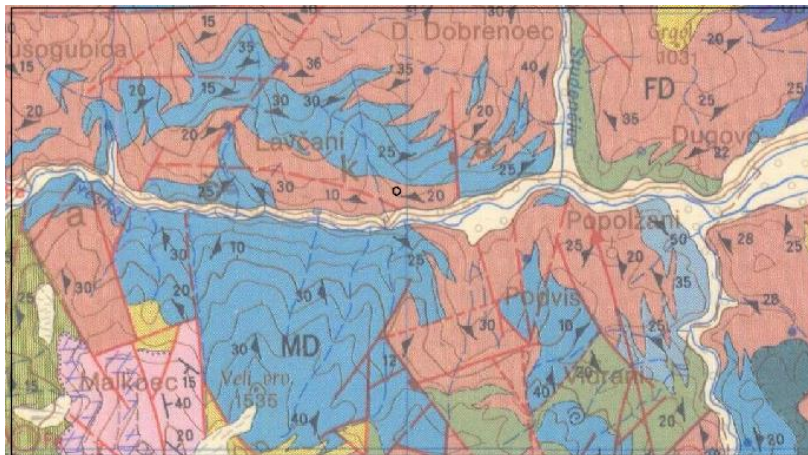


Слика 5.13. Надолжен геотехнички профил за Е3

### 5.6.1.4 Основни геолошки карактеристики на локација за Е4

Местоположбата на која е извршено испитувањето на Е4, припаѓа во рамките на геотектонската единица од прв ред, западно македонска зона (слика 5.14.). Како најважни фази од геолошкиот развој на овој простор се издвојуваат херцинската и

алписката орогенеза. Современите процеси во квартал и холоцен резултирале со формирање на алувијални и пролувијални седименти во приповршинските делови на теренот, додека на падините е карактеристично формирањето на делувијални наслаги.



Слика 5.14. Извадок од Основна геолошка карта на РМ, 1:100 000, лист Охрид, западно македонска зона, делница Кичево - Подвис

Од аспект на сеизмотектонските карактеристики, може да се констатира дека локацијата на овој вијадукт се наоѓа во зона на случени земјотреси со магнитуди 4.0-5.5 (според Јанчевски 1987). За повратен период од 500 години, на локацијата може да се очекува појава на земјотрес со интензитет  $I=VIII-IX^\circ$  според MCS (Mercali, Cancani, Sieberg). За динамички анализи се препорачува да се користат вредности на коефициентот на сеизмичност  $K_s=0.2-0.25$ .

#### Литолошки состав на локацијата

- **Делувијални творби (d)**

Констатирани се по цела должина на трасата на вијадуктот и се со релативно мала дебелина од 0.50-1.50m, а само на поедини места достигнува и до 3.0m. Делувијалните творби се претставени со дробински материјал кој содржи слабозаглинети нископластични прашина.

- **Банковити до масивни варовници (V)**

Претставени се со тријаски слабомермеризирани варовници. По боја варовниците се сиви до сиво - бели. Варовниците биле зафатени со интензивна тектоника, а изразена е и карстификацијата. Наместа е присутна заглинета варовничка дробина.

- **Филити и серицитско - кварцни шкрилци (Sqse)**

Филитоидите ја градат основата на теренот, а како вариетети се јавуваат филити и серицитско - кварцни шкрилци. Овие два вариетети се менуваат како бочно, така и по вертикала без некоја закономерност, поради тоа тешко се издвојуваат. Доминантни се филитите, а серицитско - кварцните шкрилци се помалку застапени.

Филитите се тенкоплочести со бледокафеава - жолтеникава боја, наместа сиво - црни. Имаа свилест сјај поради присуството на луштести минерали. Темната нијанса е



условена од присуството на одредена содржина на графитична материја. Серицитско - кварцните шкрилци се светло до темно сиви и црни и имаат изразена шкрилеста текстура.

- **Графитични шкрилци (Sgr)**

Се јавуваат како траки и прослојки во филитите и серицитско - кварцните шкрилци со променлива должина и дебелина. Се карактеризираат со јасно изразена шкрилавоост и цепливост во тенки лиски, а по боја се темно сиви до црни. Во контакт со вода омекнуваат и се распаѓаат. На местата каде има поголема содржина на силициска компонента се доста поцврсти. Во истражните дупнатини „Д-3л“ и „Д-3д“, како и „Д-4“ се констатирани и графитични шкрилци со зголемена содржина на карбонатна компонента.

- **Тектонски склоп**

Како резултат на минатите геолошки процеси на предметниот терен, релативно добро се изразени како пликативната, така и дисјуктивната тектоника. Шкрилавооста е скоро со постојани елементи на пад ЕП=330-340/35-40. Падниот агол на шкрилавооста е поволен за столбните места „S-3“ и „S-4“, а нешто понеповолен за „S-1“ и „S-2“. Регистрирани се и пукнатини ориентирани напречно на шкрилавооста и со паден агол и до 70°.

### **Хидрогеолошки карактеристики**

Според својата хидрогеолошка функција во склоп на теренот, може да се издвојат следните средини:

- релативни хидрогеолошки изолатори со меѓузрнета порозност (делувиум);
- хидрогеолошки колектори со пукнатинско - кавернозна порозност (мермеризирани варовници);
- релативни хидрогеолошки изолатори со пукнатинска порозност (шкрилци).

Најзначајни од хидрогеолошки аспект се хидрогеолошките колектори со пукнатинско - кавернозна порозност.

Пробниот кол кој е предмет на анализа во оваа докторска дисертација е лоциран во средина хидрогеолошки изолатор (шкрилци со зголемена содржина на карбонати).

### **Геотехнички карактеристики**

- **Филити и серицитско – кварцни шкрилци, меки и трошни (Sqse')**

$\gamma=25.7 \text{ kN/m}^3$ ;  $\varphi=30.5^\circ$ ;  $c=135.0 \text{ kPa}$ ;  $\sigma_p=22.0 \text{ MPa}$ ;  
RMR = 28 (IV – слаба карпеста маса)

- **Кварц - графитичен шкрилец (Sqgr)**

$\gamma=26.8 \text{ kN/m}^3$ ;  $\varphi=43.0^\circ$ ;  $c=300.0 \text{ kPa}$ ;  $\sigma_p=37.0 \text{ MPa}$ ;  
RMR = 48 (III – поволна карпеста маса)

- **Филити и серицитско – кварцни шкрилци, посвежи и поцврсти (Sqse)**

$\gamma=26.0 \text{ kN/m}^3$ ;  $\varphi=35.0^\circ$ ;  $c=175.0 \text{ kPa}$ ;  $\sigma_p=20.0 \text{ MPa}$ ;  
RMR = 28 (IV – слаба карпеста маса)

- **Графитични шкрилци со содржина на карбонатна компонента (Sgr)**

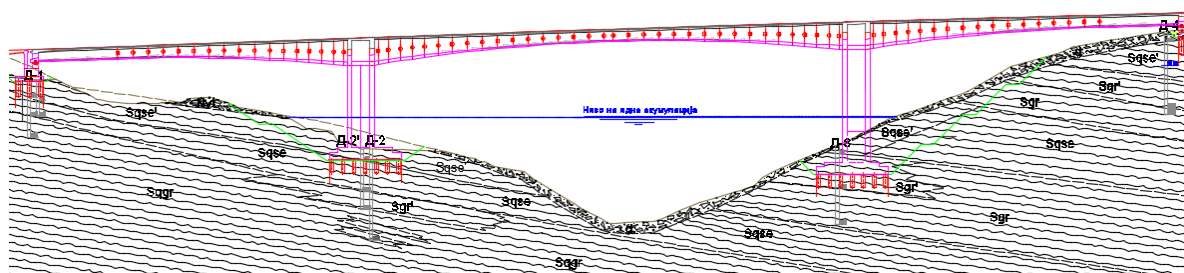
$\gamma=26.8 \text{ kN/m}^3$ ;  $\varphi=43.0^\circ$ ;  $c=300.0 \text{ kPa}$ ;  $\sigma_p=37.0 \text{ MPa}$ ;  
RMR = 48 (III – поволна карпеста маса)

- **Графитични шкрилци (Sgr')**

$\gamma=26.5 \text{ kN/m}^3$ ;  $\varphi=28.0^\circ$ ;  $c=120.0 \text{ kPa}$ ;  $\sigma_p=15.0 \text{ MPa}$ ;  
RMR = 28 (IV – слаба карпеста маса)

- **Филити и серицитско – кварцни шкрилци, меки и трошни (Sqse')**

$\gamma=25.7 \text{ kN/m}^3$ ;  $\varphi=30.5^\circ$ ;  $c=135.0 \text{ kPa}$ ;  $\sigma_p=22.0 \text{ MPa}$ ;  
RMR = 28 (IV – слаба карпеста маса)



Слика 5.15. Надолжен геотехнички профил за Е4

Описот на испитувањето, методологијата и резултатите за сите наведени експерименти се прикажани поодделно и подетално во продолжение.

## 5.7 Опис на испитување

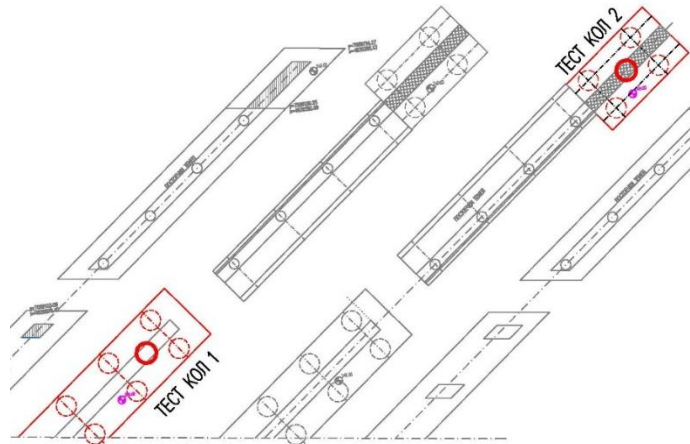
Општо е познато дека дефинирањето на условите за градење на објекти од високоградба, изборот на конструктивниот систем, како и изборот на темелната конструкција зависи од голем број влијателни услови. Од пракса е познато дека посебно внимание треба да се посвети на геотехничките услови за темелење кои се резултат на комплексни и долготрајни влијанија, на геолошката градба на теренот, хидролошките, хидрогеолошките услови, сеизмичност, морфологијата на теренот и други влијанија.

Тука треба да се истакне дека покрај другите аспекти, испитувањето кое е предмет на истражувањето треба да даде значајни согледувања со кои ќе се проверат проектните претпоставки, како и пресметката на темелната колова конструкција во почвени материјали со релативно ниски јакосни својства.

- **Експеримент 1**

Реализацијата на Е1 е резултат на испитувањата, од кои се добиени резултати кои треба да ја потврдат носивоста на коловите определена преку аналитички пат. Истата

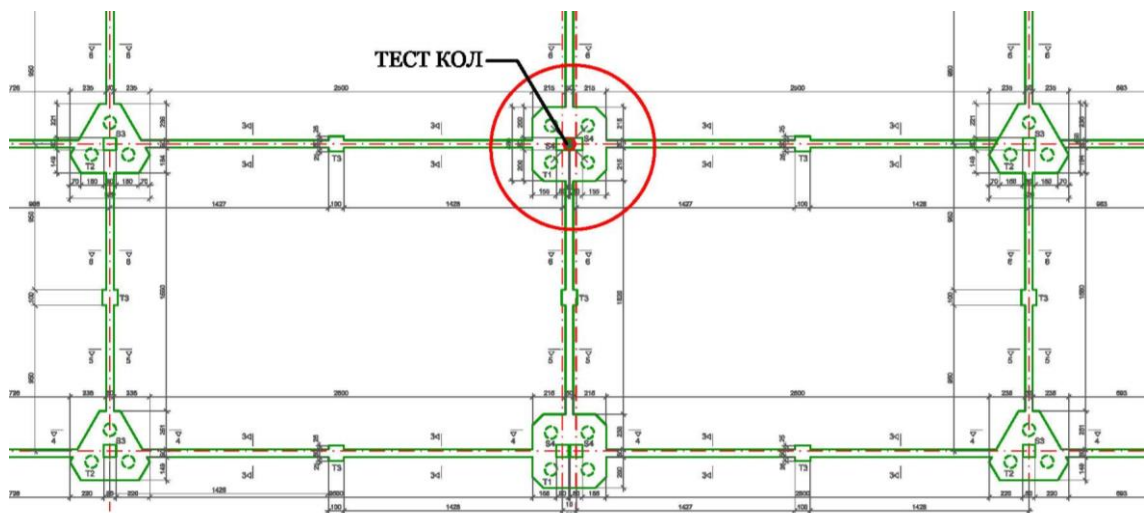
изнесува 1000kN. Со пробното товарење се испитуваат два армирано бетонски колови со дијаметар 1.20m и должина од 10.0m поставени во рамките на два колови, темели на средни столбови, при што истите се во непосредна близина (види слика 5.16.).



Слика 5.16. Позиција на тест кол 1 и тест кол 2 во колов темел, Е1

### • Експеримент 2

Реализацијата на Е2 е резултат на испитувањата, чија основна задача е да се провери дали усвоената проектната носивост на коловите која изнесува 900kN е коректно претпоставена и колкав е ефективниот коефициент на сигурност. Со пробното товарење се испитува единечен армирано бетонски кол со дијаметар 0.80m и должина од 14.0m, а тоа се зададената сила.



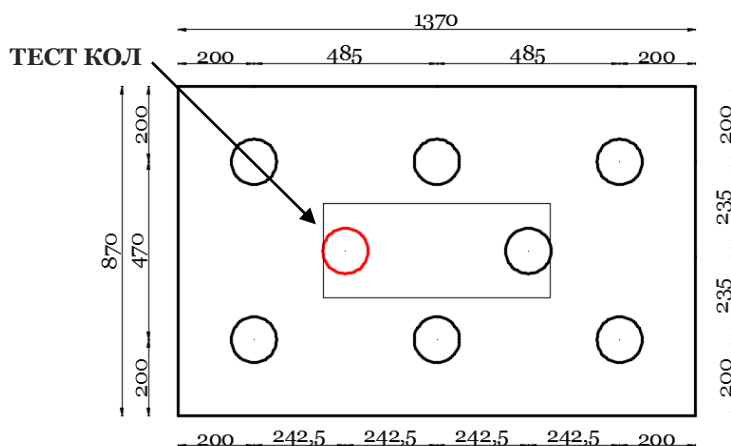
Слика 5.17. Позиција на колов темел, Е2

### • Експеримент 3

Треба да се истакне дека покрај другите аспекти, испитувањето кое е предмет на овој експеримент треба да даде значајни согледувања кои всушност ќе се искористат за да се изврши проектирање и димензионирање на темелната колова конструкција за

предметниот вијадукт, поставени во идентични геомеханички услови, односно темелна средина.

Како резултат на испитувањата, добиени се значајни резултати кои ќе придонесат многу за изборот на оптимално решение кај овој објект, посебно за лебдечките колови, поставени во зона на огромниот алувијален нанос. Така, во експериментот се прикажани добиените резултати од пробното оптоварување на еден армирано бетонски кол со дијаметар 1.20m и должина од 19.0m.



Слика 5.18. Позиција на колов темел, Е3

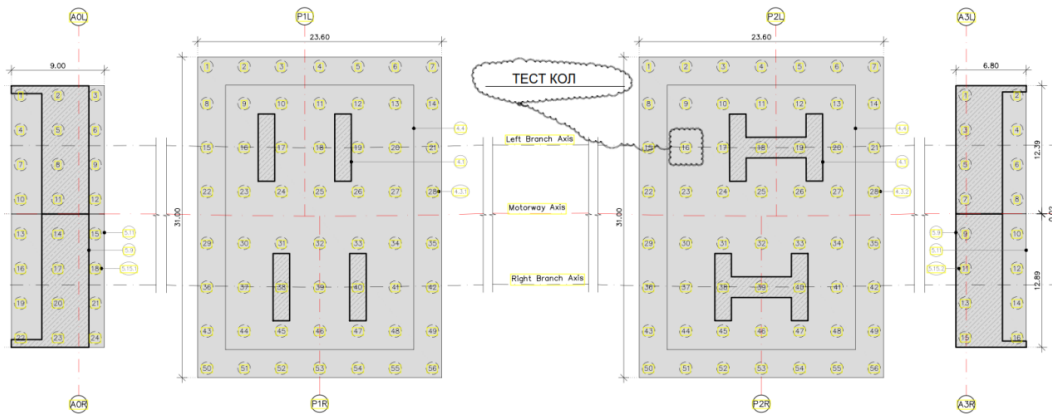
#### • Експеримент 4

Покрај другите аспекти, испитувањето кое е предмет на ова истражување ќе даде значајни согледувања кои всушност ќе се искористат за да се потврди проектирањето и димензионирањето на темелната колова конструкција за предметниот вијадукт. Во овој експеримент симулирана е сила со интензитет од приближно 10MN, што не е вообичаено во досегашната пракса во овој регион.



Слика 5.19. Локација на испитуваните колови за Е4

Во експериментот се прикажани добиените резултатите од пробно оптоварување на еден армирано бетонски кол означен со бр. 16, со дијаметар 1.20m и должина од 16.0m поставен на локација под столбот (види слика 5.20.).



Слика 5.20. Позиција на темел и тест кол, Е4

## 5.8 Методологија на испитување

### • Експеримент 1

За потребите на испитувањето на коловите, како подготвителни работи претходи изведбата на коловите темели кои се користени како систем за контра-товар (слика 5.21.). Претходно е усвоена програма да се изведе и дополнително укрутување (зајакнување) на реакциониот систем кој го формираат четирите соседни колови, со поврзни греди вклопени во надколова плоча.



Слика 5.21. Реакционен систем за обезбедување на контра-товар, Е1

Над испитуваниот кол, а веднаш под надколовата плоча, поставени се три хидраулични преси, меѓусебно поврзани, преку кои се задава товар врз испитниот кол (слика 5.22.). Воедно, на повеќе места беа поставени и компаратори за следење на слегнувањето на колот, реакциониот систем и подлогата. Деформациите на колот се мерени со дигитални микрометри, додека за контрола на евентуалните деформации на

извлекување во реакциониот систем, поставени се два компаратори на надколовата плоча. Сите наведени елементи се во комуникација со системот за аквизиција поврзан со компјутер кој ги регистрира сите вредности во реално време.



Слика 5.22. Систем од хидраулични преси за нанесување на товар, Е1

Самото испитување е вршено согласно стандардот ASTM D1143, кој побарува испитувањето да се врши со два степени на оптоварување и растоварување. Во експериментот се предвидува нанесување на сила од 200% од прогнозираниот проектен капацитет на колот, односно  $P_d=1000kN$ , што е еднакво на  $2000kN$ . Меѓутоа, во тек на опитите, констатирано е дека на помал товар деформациите континуирано се зголемуваат, па оттука планираната максимална сила не е реализирана.

### • Експеримент 2

За ова испитување за потребите на формирање реакционен систем кој ќе обезбеди соодветен контра-товар со капацитет од два пати проектно оптоварување искористени се постојните четири колови од проектираната темелна конструкција. Во рамките на темелната конструкција изведено е дополнително вкртување (зајакнување) на реакциониот систем преку соодветно проектирана надколова плоча со внатрешни (поврзни) греди, види слика 5.23.



Слика 5.23. Реакционен систем за обезбедување на контра-товар, Е2

Над испитуваниот кол, а веднаш под надоколовата плоча се поставени четири хидраулични преси, меѓусебно поврзани во систем, со кој се задава по хидраулички пат (оптоварувањето, притисокот или силата) види слика 5.24. Согласно стандардот на три места закачени на референтна греда беа поставени компаратери за следење на слегнувањето на колот, а исто така и дополнителни за следење на деформациите во реакциониот систем и подлогата.



Слика 5.24. Систем од хидраулични преси за нанесување на товар, Е2

Оттука, сите деформации во текот на целото испитување беа внимателно регистрирани. Сите податоци од компаратерите кои се поврзани во соодветен систем за аквизиција во реално време ги регистрираа промените. Самото испитување е вршено согласно стандардот ASTM D1143, кој побарува испитувањето да се врши со два степени на оптоварување и растоварување. Нанесена е сила од 200% од прогнозираниот проектен капацитет на колот, односно  $P_d=900\text{kN}$ , што е еднакво на  $1800\text{kN}$ .

### • Експеримент 3

Како што е споменато, испитувањата кај конкретниот објект се извршени во зона на речниот нанос. За потребите на испитувањето е користен претходно изработен челичен реакционен систем - платформа за натоварување преку која се задава испитниот товар на коловите, предизвикан од батерија хидраулични преси. Товарот се распределува на тест колот, додека реакционата сила се обезбедува од четирите соседни колови, кои се натоварени со еднакви реакции - сили на извлекување (слика 5.25.).



Слика 5.25. Приказ на реакционен систем со челична греда при испитување со статичко товарење, Е3

Самото испитување за експериментот е вршено согласно стандардот ASTM 1143 со три степени на оптоварување и растоварување до сила која е 200% од прогнозираниот проектен капацитет на колот ( $P_d=3500\text{kN}$ ) како што налага стандардот што е еднакво на  $7000\text{kN}$ .

#### • Експеримент 4

За реализација на E4 се користи челичен реакционен систем односно платформа за натоварување преку која испитаниот товар се нанесува врз коловите, директно предизвикан од група на синхронизирани хидраулични преси, додека реакционата сила се обезбедува од четири соседни колови кои се натоварени со подеднакви реакции - сили на извлекување (слика 5.26.).



Слика 5.26. Изглед на реакционен систем во тек на испитувањето, E4

Самото испитување е извршено согласно стандардот ASTM 1143 при што усвоена е постапка со три степени на оптоварување и растоварување според претходно подготвената Програма до сила која е 100% од прогнозираниот проектен капацитет на колот (или  $P_d=9000\text{kN}$ ) како што налага стандардот за испитување на работни колови.

## 5.9 Приказ и интерпретација на резултати

### 5.9.1 Експеримент 1

#### 5.9.1.1 Експеримент 1, Тест Кол 1

За потребите за испитувањето на E1 (Тест кол 1), извршени се испитувања во два основни степени на оптоварување, при што нивоата на оптоварувања, растоварувања и реализирани деформации се прикажани во табела 5.3.

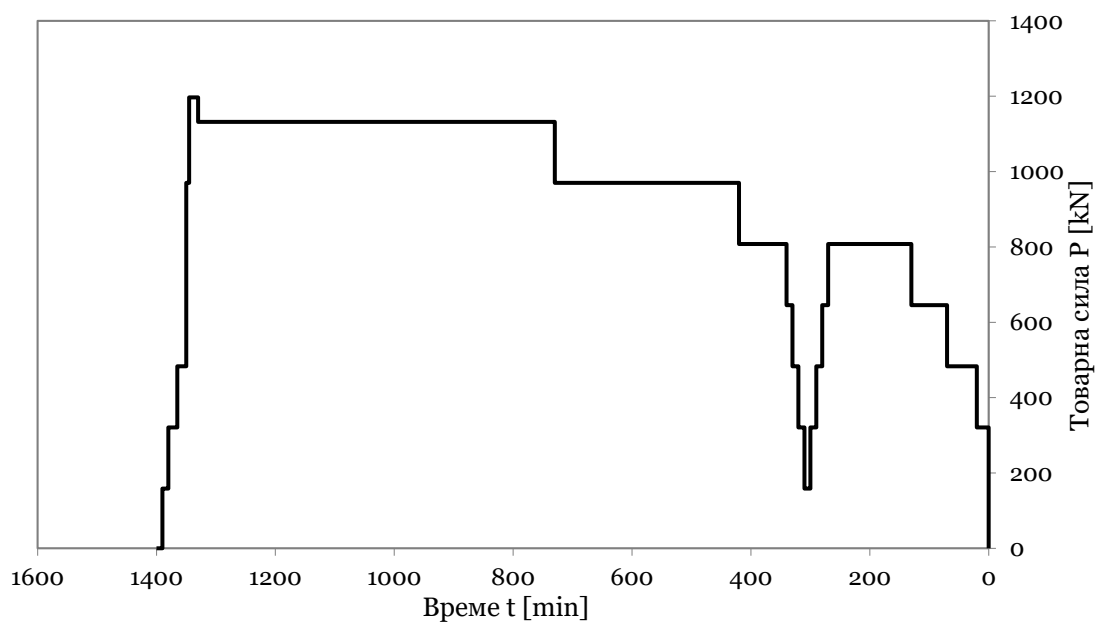
Табеларно прикажаните резултати добиваат појасен изглед доколку се презентираат во графичка форма која дијаграмски го опишува однесувањето на колот поставен во соодветната геолошка средина, и тоа за различни степени на оптоварување и растоварување.

На слика 5.27. најпрво се претставуваат чекорите на оптоварување со два циклуси на товарење и растоварување во функција од времето, се до максимално достигнатата сила.



Табела 5.3. Тек на испитувањето (оптоварување – слегнувања), Е1, Тест кол 1

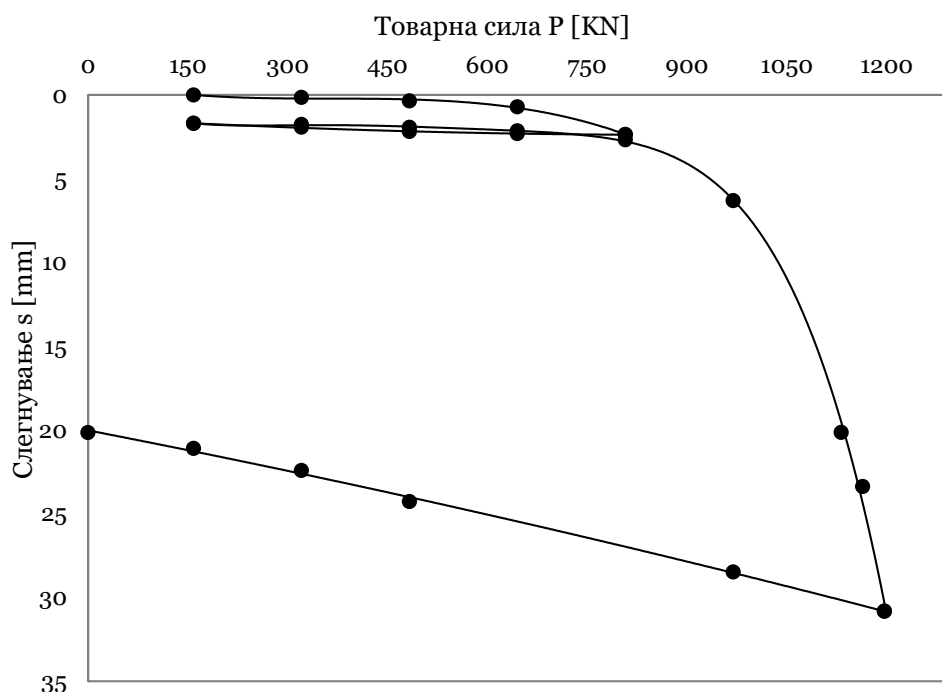
Е1 – Тест кол 1		
Товарот се аплицира со систем од 4 преси со капацитет од по 100t		
Циклуси на испитување	Сила [kN]	Слегнување [mm]
Оптоварување 1	0.00	0.0000
	158.8	0.0167
	321.0	0.1567
	483.2	0.3633
	645.4	0.7167
	807.6	2.3733
Растоварување 1	645.4	2.3133
	483.2	2.1933
	321.0	1.9367
	158.8	1.7033
Оптоварување 2	321.0	1.7733
	483.2	1.9433
	645.4	2.1567
	807.6	2.6867
	969.8	6.3200
	1132.0	20.1533
	1164.4	23.3800
	1196.9	30.8200
Растоварување 2	969.8	28.4833
	483.2	24.2767
	321.0	22.4200
	158.8	21.1100
	0.00	20.1567



Слика 5.27. Дијаграм на товарната сила и време на реализација на пробното испитување на колот, Е1, Тест кол 1

Како што може да се види, оптоварувањето на колот е извршено систематски во чекори, односно интензитет на силата, во два последователни циклуси, а времетраењето на константното оптоварување зависи од реализацијата на деформациите и нивна конвергенција кон максималната вредност за тој степен. Оттаму, во почетните степени на товарење, каде силите се пониски, побрзо се достигнува критериумот за деформацијата согласно стандардот, па пократко се одржува товарот, за разлика од повисоките нивоа на товарење. Согласно ова првиот циклус на товарење до 807.60kN е реализиран за време од 270 минути, по што следи растоварување; вториот степен на оптоварување до сила од 1196.90kN е реализиран за време од 1345 минути, по што следи растоварување до нула со што тестот завршува. Вкупното времетраење на тестот со вклучени циклуси на растоварување изнесува 1390 минути.

Од измерените вредности, како позначајни се издвојуваат резултатите кои се однесуваат на реализираните слегнувања за одреден степен на зададена сила врз колот, па затоа во продолжение е даден дијаграмот на истите кој коинцидира односно одговара со претходниот, види слика 5.28.



Слика 5.28. Дијаграм на товарна сила и реализирано слегнување - деформација на колот, Е1, Тест кол 1

Од дијаграмот може да се заклучи дека колот минимално слегнува во пониските степени на оптоварување т.е. сè до товар од 807.60kN, кога се реализираат деформации од 2.68mm. Со зголемувањето на силата во секој нареден степен на оптоварувањето деформациите се зголемуваат.

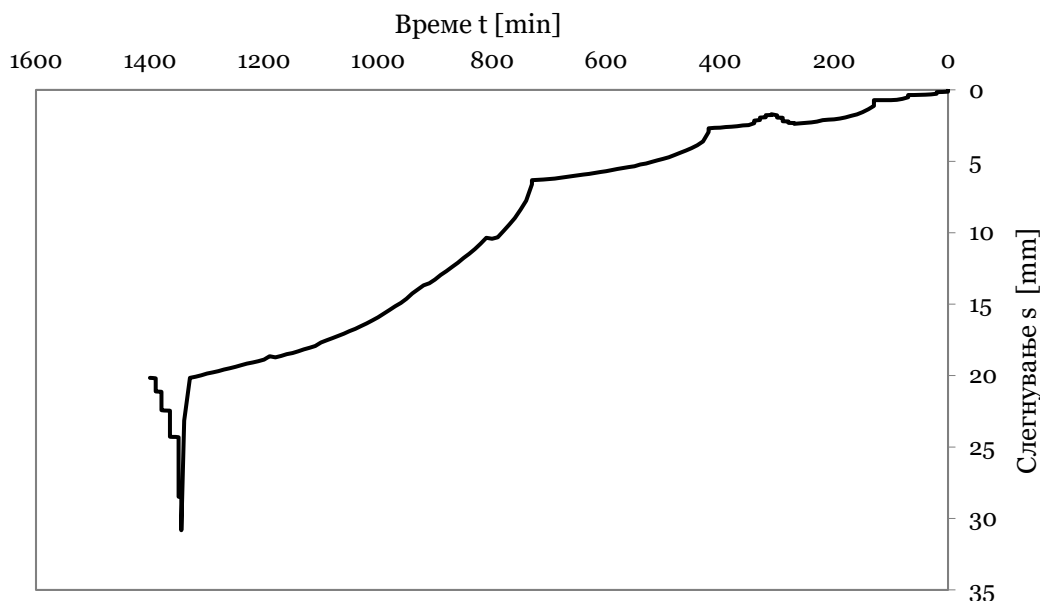
По првиот циклус на товарење до 807.60kN кога е реализирано слегнување од 2.37mm, следи растоварување до 158.80kN со еластични повратни деформации од околу 0.67mm, што јасно укажува на природата на материјалот. Повеќе од две третини од вкупните деформации се повратни или еластични.

Понатаму е изведен вториот циклус на оптоварување до сила од 1196.90kN, при што се измерени слегнувања од 30.82mm. Се гледа дека има повеќекратно зголемување на деформациите, кои не се пропорционални на оние што се јавија во првиот циклус на

оптоварување. Оттука, јасно се гледа трендот на зголемување на деформациите и нелинеарниот карактер на материјалното однесување.

По завршувањето на ова оптоварување, се пристапи кон завршниот циклус на испитување, односно растоварување до  $0\text{kN}$ , со запишување на пластични заостанати деформации кои изнесуваат  $20.15\text{mm}$ . Со тоа, еластичните деформации при растоварување изнесуваат  $10.67\text{mm}$  што е половина од вкупните.

На слика 5.29. се презентираат резултатите на временска зависност на слегнувањата, кои се исто така значајни за да се определи точката на течење и да се утврдат максималните гранични деформации на системот кол - почва.



Слика 5.29. Дијаграм на реализирано слегнување – деформација на колот во однос на времето на испитување,  $E_1$ , Тест кол 1

Доколку се следи трендот на зголемување на деформациите и времето потребно за стабилизација на истите, што го исполнува критериумот за деформациите да не бидат поголеми од  $0.25\text{mm}$  во последниот час од испитувањето. Оттука, јасно се заклучува дека колот и подлогата при вториот степен на оптоварување се наоѓаат на границата на својот капацитет.

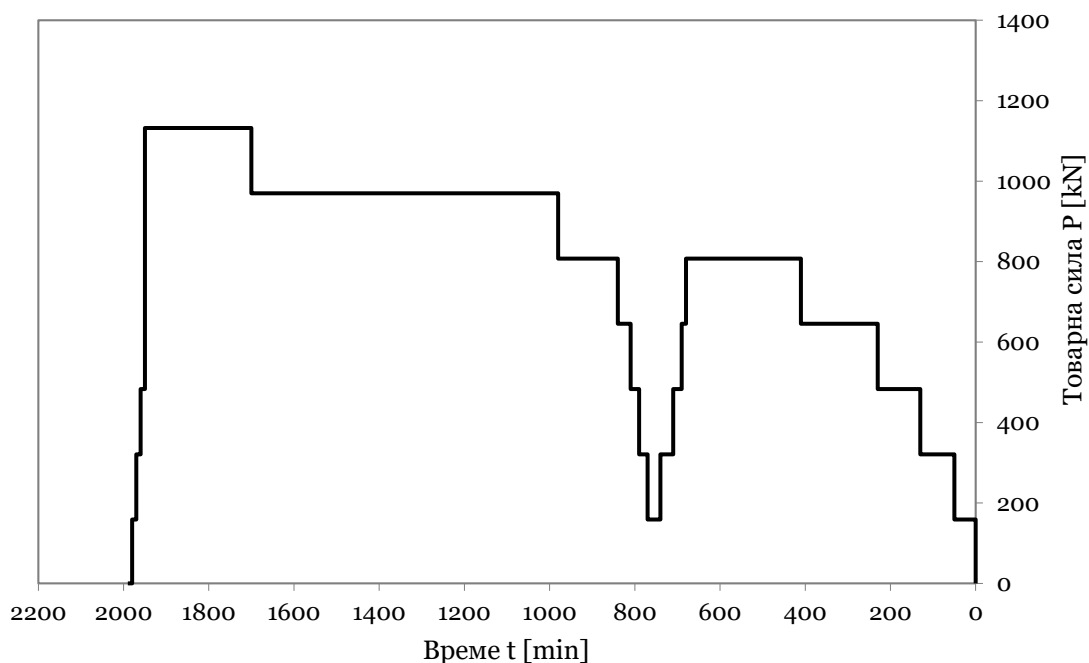
За определување на граничната носивост не се значајни само достигнатите напрегања туку и деформациите, а особено во случај на лебдечки колови кои носивоста во најголем дел ја мобилизираат преку триењето со околната почва. Воедно, од дијаграмот може да се процени стапката и потребното време да се реализираат максималните деформации за одреден степен на товарење. Конкретно, може да се заклучи дека деформации при првиот циклус на товарење се со помала стапка или  $2.37\text{mm}$  за 270 минути, за разлика од вториот во кој се реализираат  $28.45\text{mm}$  за 1030 минути, што е значајно поголем прираст - стапка на деформација.

### 5.9.1.2 Експеримент 1, Тест Кол 2

За потребите за испитувањето на  $E_1$  (Тест кол 2), извршени се испитувања во два основни степени на оптоварување, при што нивоата на оптоварување, растоварување и реализирани деформации се прикажани во табела 5.4.

Табела 5.4. Тек на испитувањето (оптоварување – слегнувања), Е1, Тест кол 2

Е1 – Тест кол 2		
Товарот се аплицира со систем од 4 преси со капацитет од по 100t		
Циклуси на испитување	Сила [kN]	Слегнување [mm]
Оптоварување 1	0.00	0.000
	158.8	0.077
	321.0	0.500
	483.2	1.447
	645.4	3.583
	807.6	7.690
Растоварување 1	645.4	7.690
	483.2	7.540
	321.0	7.290
	158.8	6.603
	321.0	7.290
Оптоварување 2	483.2	7.183
	645.4	7.433
	807.6	8.463
	969.8	19.640
	1132.0	37.500
Растоварување 2	483.2	34.700
	321.0	33.000
	158.8	32.020
	0.00	30.200

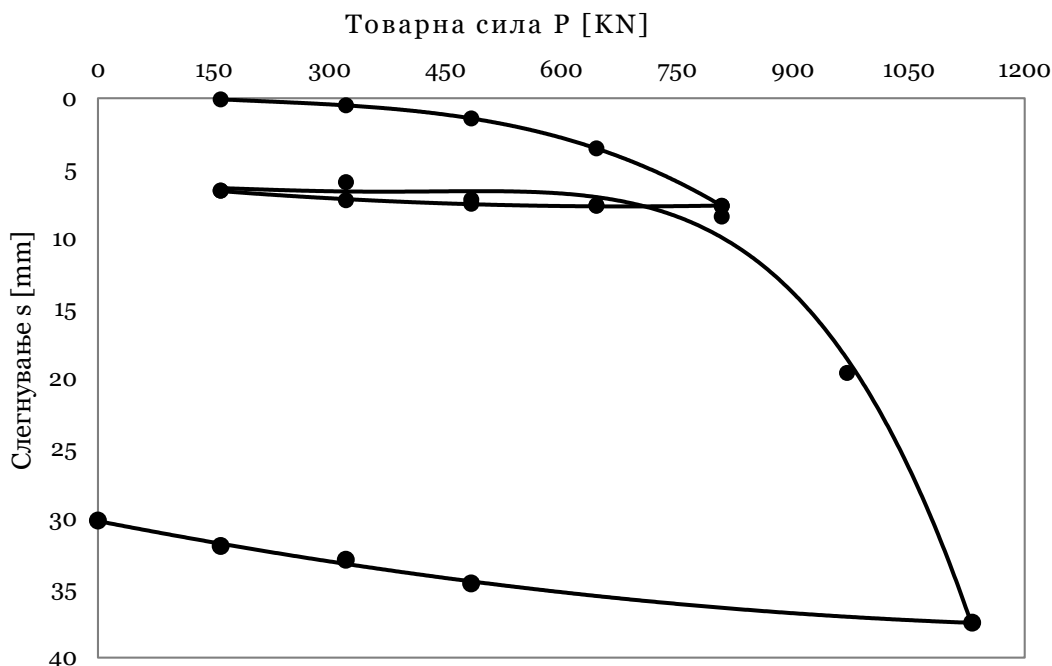


Слика 5.30. Дијаграм на товарната сила и време на реализација на пробното испитување на колот, Е1, Тест кол 2

Табеларно прикажаните резултати добиваат појасен изглед доколку се презентираат во графичка форма која дијаграмски може да го опише однесувањето на колот поставен во соодветната геолошка средина, и тоа за различни степени на оптоварување и растоварување. Затоа на слика 5.30. најпрво се претставуваат чекорите на оптоварување со два циклуси на товарење и растоварување во функција од времето, сè до максимално зададената сила.

Како што може да се види товарењето на колот е извршено систематски во чекори, односно интензитет на силата, во два последователни циклуси, а времето колку е задржано оптоварувањето зависи од реализацијата на деформациите и нивна конвергенција кон максималната вредност. Оттаму, во почетните степени на товарење, каде силите се пониски, побрзо се достигнува критериумот за деформацијата согласно стандардот, па пократко се одржува товарот, за разлика од повисоките нивоа на товарење. Така, првиот циклус на товарење до 807.60kN е реализиран за време од 680 минути, по што следи растоварување; вториот степен на товарење, до сила од 1132.0kN, е реализиран за време од 1980 минути, по што следи растоварување до нула со што тестот завршува. Вкупното времетраење на тестот, со вклучени циклуси на растоварување, изнесува 1990 минути.

Од измерените вредности, како позначајни се издвојуваат резултатите кои се однесуваат на реализираните слегнувања за одреден степен на зададена сила врз колот, па затоа во продолжение е даден дијаграмот на истите кој коинцидира, односно одговара, со претходниот, види слика 5.31.



Слика 5.31. Дијаграм на товарна сила и реализирано слегнување-деформација на колот, Е1, Тест кол 2

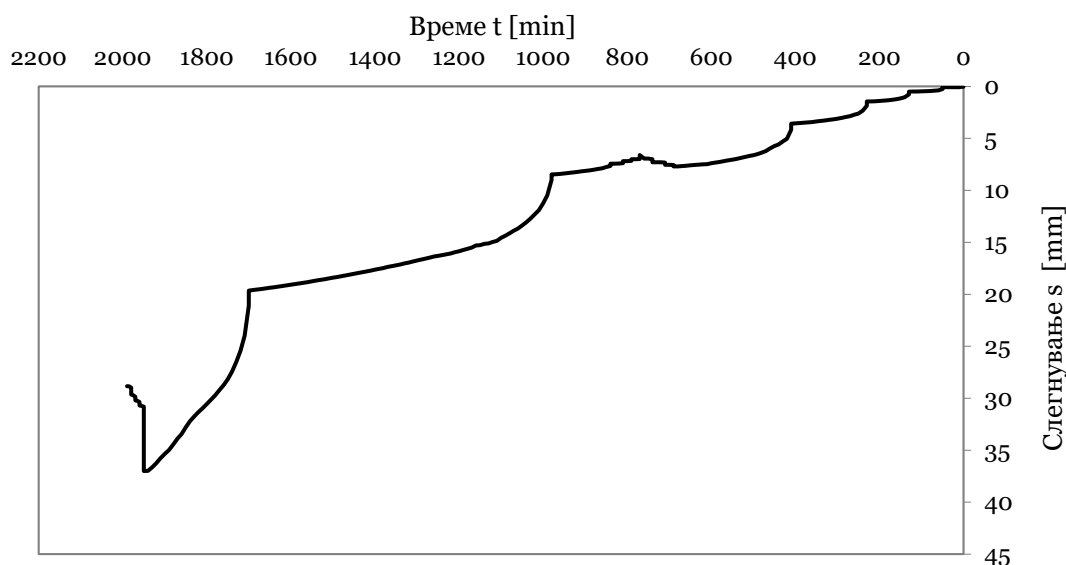
Од дијаграмот може да се заклучи дека колот минимално слегнува во пониските степени на оптоварување, сè до товар од 807.60kN, кога се реализираат деформации од 8.46mm. Со зголемувањето на силата во секој нареден степен на оптоварување, деформациите добиваат на интензитет.

По првиот циклус на товарење до 807.60kN, кога е реализирано слегнување од 7.69mm, следи растоварување до товар од 158.80kN со еластични повратни деформации од околу 1.09mm, што јасно укажува на природата на материјалот.

Понатаму е изведен вториот циклус на оптоварување до сила од 1132.0kN, при што се измерени слегнувања од 37.5mm. Се гледа дека има повеќекратно зголемување на деформациите, кои не се пропорционални на оние што се јавија во првиот циклус на оптоварување. Оттука, јасно се гледа трендот на зголемување на деформациите и нелинеарниот карактер на материјалното однесување.

По завршувањето на ова оптоварување, се пристапи кон завршниот циклус на испитување, односно растоварување до 0kN, со запишување на пластични заостанати деформации кои изнесуваат 30.20mm. Со тоа, еластичните деформации при растоварување изнесуваат 7.30mm.

На слика 5.32 се прикажани резултатите на временска зависност на слегнувањата, кои се исто така значајни за да се определи точката на течење и да се утврдат максималните гранични деформации на системот кол - почва.



Слика 5.32. Дијаграм на реализирано слегнување–деформација на колот во однос на времето на испитување, E1, Тест кол 2

Доколку се набљудува трендот на зголемување на деформациите и времето потребно за стабилизација на истите, со што ќе се исполни критериумот од стандардот да деформациите не бидат поголеми од 0.25mm во последниот час од испитувањето, може да се заклучи дека колот и подлогата при вториот степен на оптоварување се наоѓаат на границата на својот капацитет.

За да се определи граничната носивост, покрај достигнатите напрегања значајни се и деформациите, а особено во случај на вакви колови кои носивоста доминантно ја мобилизираат преку триењето со околната почва, но делумно и преку отпорот на врвот на колот. Воедно, од дијаграмот може да се процени стапката и потребното време да се реализираат максималните деформации за одреден степен на товарење. Конкретно, може да се заклучи дека деформациите при првиот циклус на товарење се со помала стапка или 7.69mm за 680 минути, за разлика од вториот во кој се реализираат 29.81mm за 1160 минути, што е значајно поголем прираст - стапка на деформација.

## Заклучок и препорака

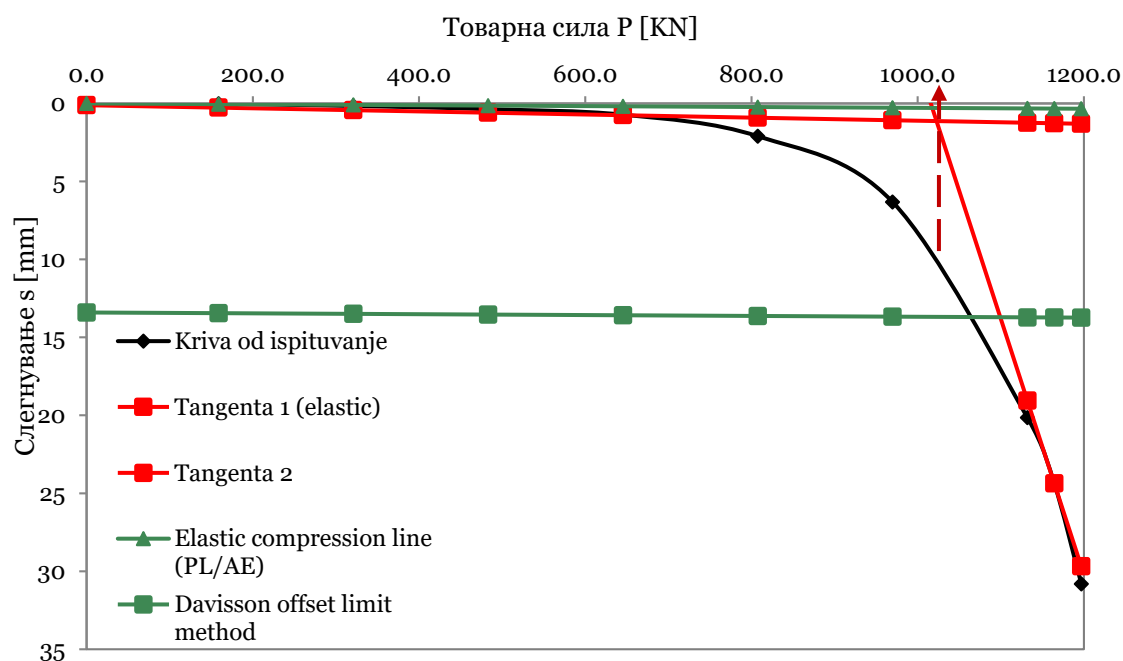
Доколку се анализираат максималните остварени слегнувања за двата циклуси на оптоварување за пробниот кол 1, дадени во табела 5.5, може јасно да се согледа дека максималните оптоварувања на колот во проектната експлоатација мора да бидат под оптоварувањата реализирани при вториот циклус, затоа што стапката (прирастот) на зголемување на деформациите значајно расте.

Табела 5.5. Приказ на максималната сила и слегнување, E1, Тест кол 1

Циклус на оптоварување	Вк. сила P [kN]	Разлика на сила $\Delta P$ [kN]	Вк.слегнување s [mm]	Разлика на слегнување $\Delta s$ [mm]
1	807.6	807.6	2.37	2.37
2	1196.9	389.3	30.82	28.45

Од тој аспект, коловите темели се проектирани со дозволена носивост од 1000kN. Од испитувањето евидентно е дека до тој товар се реализираат релативно мали слегнувања (околу 6.30mm), кои се во рамките на очекуваните и дозволените за ваков тип на објекти. При зголемувањето на товарите над 900.0kN, се јавуваат зголемени слегнувања заради исцрпувањето на носивоста по обвивката на колот. Овие големини на слегнувањата може да имаат одредени импликации врз однесувањето на горната конструкција. Оттаму, и носивоста на еден кол, согласно критериумот за дозволени слегнувања, може да се ограничи на 900.0kN.

Дополнителна проценка на ултимативната носивост на единичен кол е направена со методот на Butler - Ноу, во пресекот на тангентите, повлечени на кривата на товар - слегнување при почетните деформации (1) и при крајните оптоварувања (2), и методот на Davisson (offset limit method) во пресекот со кривата од испитувањето (слика 5.33).



Слика 5.33. Проценка на ултимативна носивост на единичен кол согласно резултатите од тестот, E1, Тест кол 1

Со спроведената постапка на дијаграмот определен преку конкретниот опит на пробниот кол, се цени дека граничната сила  $P_{ult}$  на предметниот кол не би требало да се усвои да биде поголема од 1100.0kN. Тука треба да се нагласи и дека за да се добие проектната сила, граничната сила е потребно да се намали со коефициент за сигурност, кој во овој случај поради спроведеното теренско испитување со пробно товарање на колот, според препораките на Еврокод 7 може да се усвои да изнесува помеѓу  $\varepsilon = 1.1 - 1.4$ . Вредноста се усвојува во зависност од бројот на испитувања, што е во склад со препораките дадени во EN 1997-1, Табела A.9 од Анекс A. Така, доколку се усвои коефициент  $\varepsilon = 1.2$ , се добива дозволена сила од 916.6kN.

### Тест Кол 2 (колов темел со 4 колови)

Доколку се анализираат максималните остварени слегнувања за двата циклуси на оптоварување за пробниот кол 2, дадени во Табела 5.6, може јасно и недвосмислено да се согледа дека максималните оптоварувања на колот во проектната експлоатација мора да бидат под оптоварувањата реализирани при вториот циклус, затоа што стапката (прирастот) на зголемување на деформациите значајно расте.

Табела 5.6. Приказ на максималната сила и слегнување, E1, Тест Кол 2

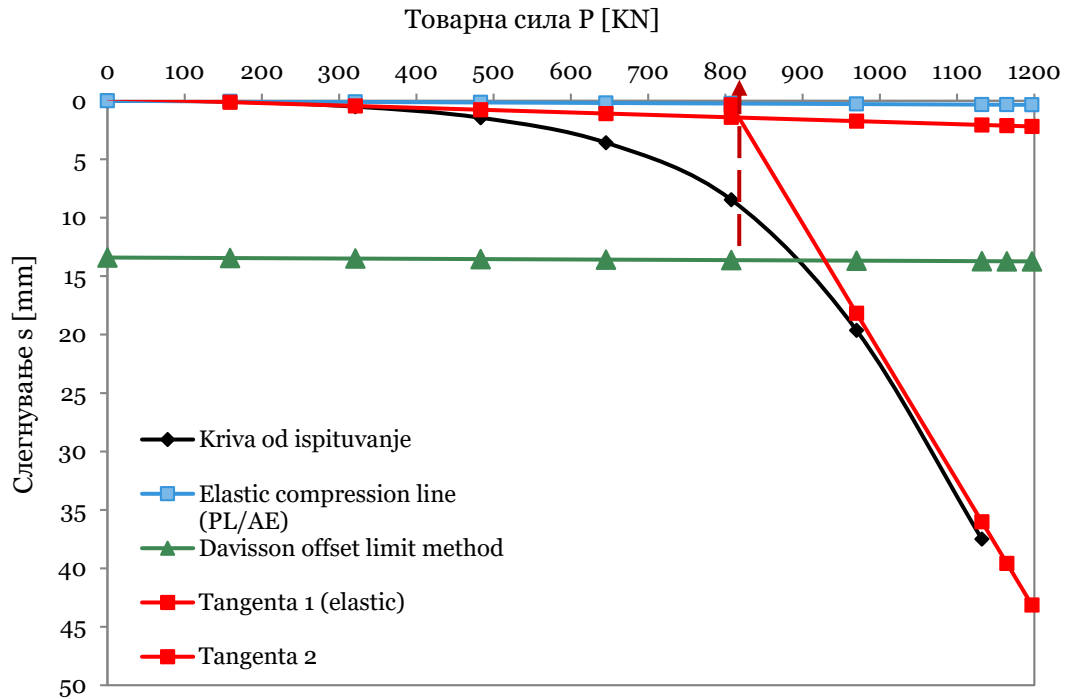
Циклус на оптоварување	Вк. сила P [kN]	Разлика на сила $\Delta P$ [kN]	Вк.слегнување S [mm]	Разлика на слегнување $\Delta s$ [mm]
1	807.6	807.6	7.69	7.69
2	1132	324.4	37.5	29.81

Друг фактор кој може да има влијание врз дефинирањето на дозволеното оптоварување на колот е нивото на оптоварување од објектот. Од тој аспект, коловите темели се проектирани со дозволена носивост од 1000kN, а проектантот во својата статичка пресметка добива максимална сила во кол од 832.07kN за кој товар при опитот на пробно оптоварување се добиени релативно мали слегнувања, кои се во рамките на очекуваните и дозволените за ваков тип на објекти. При зголемувањето на товарите над 850.0kN, се јавуваат зголемени слегнувања поради исцрпувањето на носивоста по обвивката на колот. Овие големини на слегнувањата, може да имаат одредени импликации врз однесувањето на горната конструкција. Оттаму и носивоста на еден кол, согласно критериумот за дозволени слегнувања, може да се ограничи на 850.0kN.

Дополнителна проценка на ултимативната носивост на единичен кол е направена со методот на Butler - Ноу, во пресекот на тангентите повлечени на кривата на товар - слегнување при почетните деформации (1) и при крајните оптоварувања (2), и методот на Davisson (offset limit method) во пресекот со кривата од испитувањето (слика 5.34).

Со спроведената постапка на дијаграмот определен преку конкретниот опит на пробниот кол, се согледува дека граничната сила  $P_{ult}$  на предметниот кол не треба да е поголема од 1000kN. Потребно е да се нагласи дека за да се добие проектната сила, граничната сила се намалува со коефициент за сигурност, кој во овој случај поради спроведеното теренско испитување со пробно товарање на колот, може да се усвои да изнесува помеѓу  $\varepsilon = 1.10 - 1.40$ .





Слика 5.34. Проценка на ултимативна носивост на единечен кол согласно резултатите од тестот, Е1, Тест кол 2



Слика 5.35. Приказ на подготовка на кол тестот, Е1



Слика 5.36. Приказ на реакционен систем (опрема и резултати), Е1

Вредноста се усвојува во зависност од бројот на испитувања, што е во склад со препораките дадени во Еврокод EN 1997-1, Табела А.9 од Анекс А. Така, доколку се усвои коефициент  $\varepsilon=1.20$ , се добива дозволена сила од 833.30kN.

### 5.9.2 Експеримент 2

Согласно на програмата за испитување на Е2, извршени се испитувања во два основни степени на оптоварување, при што нивоата на оптоварувања, растоварувања и реализирани деформации се прикажани во Табела 5.7.

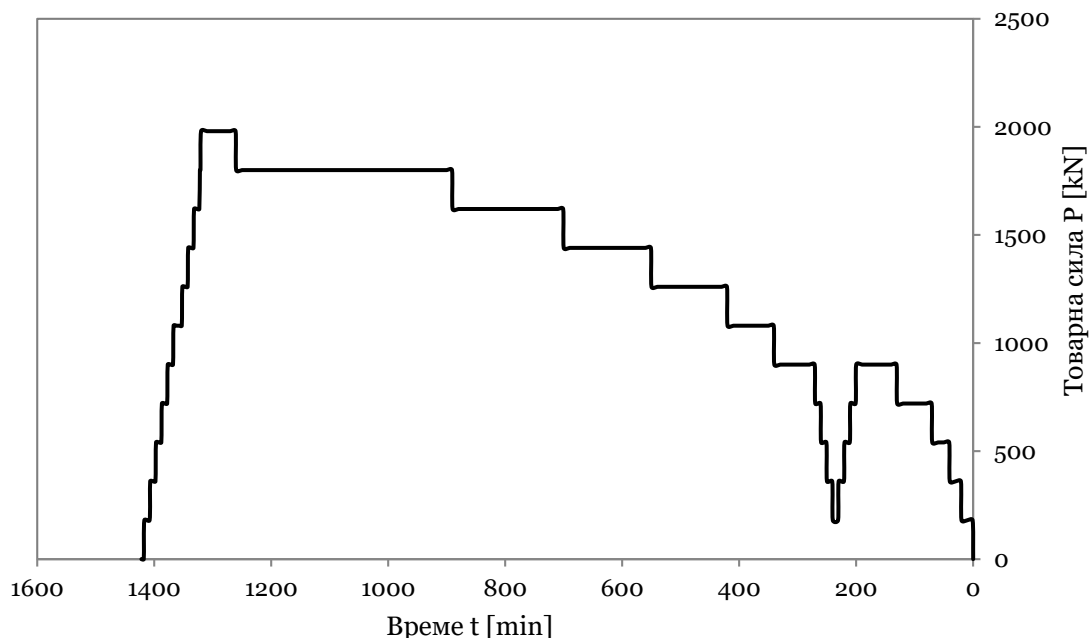
Табела 5.7. Тек на испитувањето (оптоварување – слегнувања), Е2

Е2		
Товарот се аплицира со систем од 4 преси со капацитет по 100t		
Цикуси на испитување	Товар [kN]	Слегнување [mm]
Оптоварување 1	0	0.000
	180	0.4667
	360	0.7467
	540	1.0935
	720	2.0700
	900	3.4200
Растоварување 1	720	3.1730
	540	2.9800
	360	2.6833
	180	2.2030
Оптоварување 2	360	2.4060
	540	2.6760
	720	3.0500
	900	3.6100
	1080	4.7060
	1260	6.9567
	1440	9.7630
	1620	13.3600
	1800	19.1700
1980	24.0080	
Растоварување 2	1800	23.9930
	1620	23.7330
	1440	23.5100
	1260	23.3067
	1080	22.8167
	900	22.5360
	720	22.1360
	540	21.4400
	360	20.7300
	180	20.1000
0	19.0300	

Табеларно прикажаните резултати добиваат појасен преглед доколку се презентираат во графичка форма, односно дијаграмски може да се опише однесувањето

на колот поставен во соодветната геолошка средина за различни степени на оптоварување и растоварување.

Најпрво на слика 5.37. се претставуваат чекорите на оптоварување во два циклуси на товарење и растоварување, сè до максимално достигнатата сила.

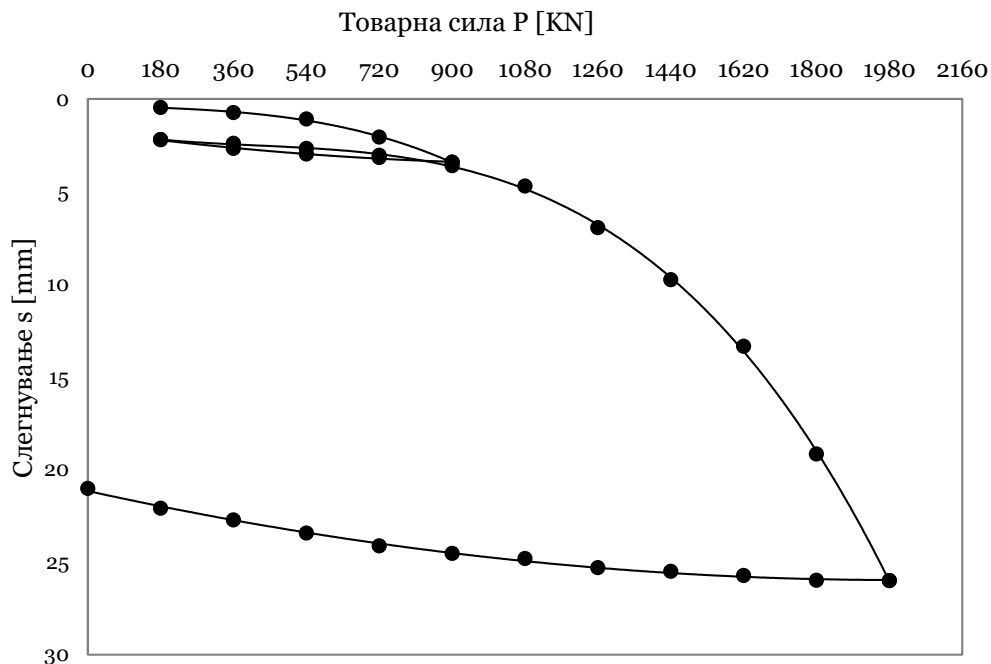


Слика 5.37. Дијаграм на товарната сила и времето на пробното испитување на колот, E2

Како што може да се види, товарењето на колот е извршено систематски во еднакви чекори, односно интензитет на силата, а времето колку е задржано оптоварувањето зависи од реализацијата на деформациите и нивна конвергенција кон максималната вредност. Оттаму, во почетните степени на товарење, каде силите се пониски, побрзо се достигнува критериумот за деформацијата согласно стандардот, па пократко се одржува товарот, за разлика од повисоките нивоа на товарење. Така, првиот циклус на товарење ја достигнува силата од 900kN за време од 200 минути, по што следи растоварување; вториот степен на товарење, до сила што е за 10% поголема од предвидената 1980kN која е достигната за време од 1080 минути, по што следи растоварување до нула со што тестот завршува. Вкупното времетраење на тестот, со вклучени циклуси на растоварување, изнесува 1422 минути.

Од измерените вредности, како позначајни се издвојуваат резултатите кои се однесуваат на реализираните слегнувања за одредени степени на силата, па затоа во продолжение на слика 5.38 даден е дијаграмот на истите кој одговара со претходниот.

Од дијаграмот може да се заклучи дека колот минимално слегнува, со вредност на деформации од 3.61mm, во пониските степени на оптоварување 1. за сила 900kN што е за очекување. Со зголемувањето на силата во секој нареден степен на оптоварувањето деформациите се повеќе добиваат на големина односно стапката на прираст се зголемува.



Слика 5.38. Дијаграм на товарната сила и слегнување на колот, E2

По првиот циклус на товарење до 900kN, кога е реализирано слегнување од 3.61mm, следи растоварување 1 до товар од 180kN со еластични повратни деформации од околу 1.4mm, што јасно укажува на природата на материјалот.

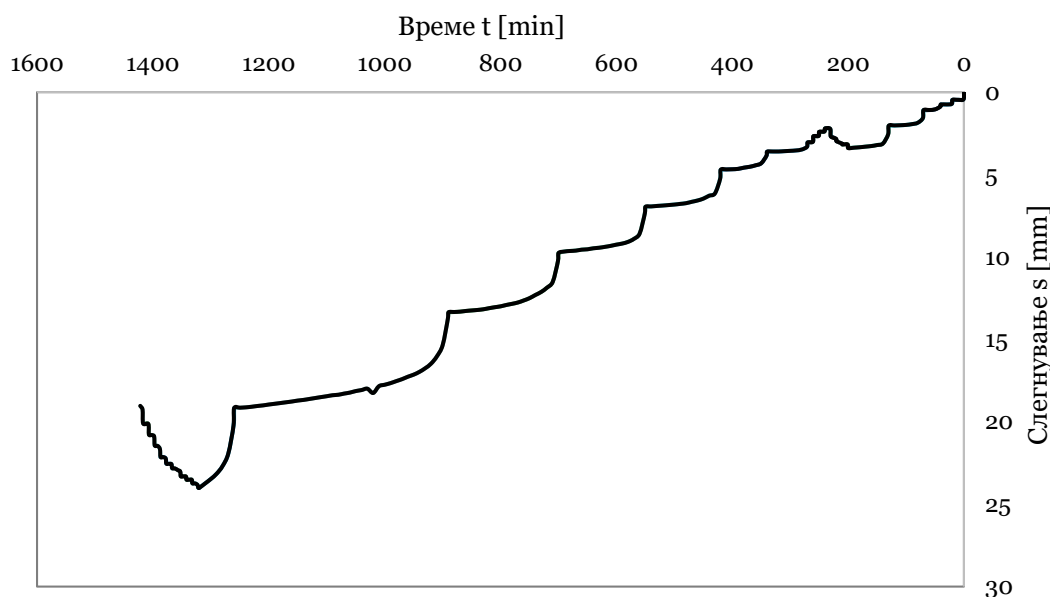
Во вториот циклус на оптоварување 2 со сила од 200% од прогнозираната проектна сила, што е еквивалент на 1800kN, се измерени слегнувања од 19.17mm. Со цел да се добијат повеќе податоци за нивото на мобилизираната носивост, силата е зголемена за дополнителни 10% од нејзиниот интензитет, со што на колот му е нанесена сила од 1980kN при која се регистрирани реализирани слегнувања од 24mm.

Од горенаведеното може да се заклучи дека при надминувањето на проектираните дејства (сили) за преку 100% ќе дојде до повеќекратно зголемување на деформациите, кои не се пропорционални на оние што се јавуваат во првиот циклус на оптоварување, односно до проектираната сила на колот. Оттука јасно се гледа трендот на зголемување на деформациите и нелинеарниот карактер на материјалното однесување.

Потоа се пристапува кон завршниот циклус на испитување односно растоварување 2 до 0.0 kN, со запишување на пластични заостанати деформации, каде истите изнесуваат 19.03mm, што е мошне блиску на нивото со достигнатите при 200% зголемена сила. Со тоа, еластичните деформации при растоварување изнесуваат 4.97mm.

На слика 5.39 се презентирани резултатите на временска зависност на слегнувањата, кои се исто така значајни за да се определи точката на течење и да се утврдат максималните гранични деформации на системот кол - почва.

Ако се набљудува трендот на зголемување на деформациите и времето потребно за стабилизација на истите, за да се задоволи критериумот од стандардот да деформациите не бидат поголеми од 0.25mm во последниот час од испитувањето, може да се заклучи дека колот и подлогата при вториот степен на оптоварување се наоѓаат на границата на својот капацитет.



Слика 5.39. Дијаграм на слегнување на колот во однос на времето, E2

При дефинирањето на граничниот капацитет на истражниот кол, не се значајни само достигнатата сила, туку и деформациите, а особено во случај на колови кои носивоста доминантно ја мобилизираат преку триењето со околната почва, како што е и во овој случај. Воедно, од дијаграмот може да се процени стапката и потребното време да се реализираат максималните деформации за одреден степен на товарење, од што се заклучува дека деформациите во првиот степен се со стапка од 3.61mm за 200 минути, а во вториот 20.39mm за 1120 минути што е значајно поголем прираст - стапка на деформација.

### Заклучок и препорака

Доколку се анализираат максималните остварени слегнувања на колот за двата испитани циклуси на оптоварување презентирани во Табела 5.8., може јасно и недвосмислено да се согледа дека максималните оптоварувања на колот во проектната експлоатација мора да бидат под оптоварувањата реализирани во вториот циклус, затоа што стапката (прирастот) на деформациите е нагласена токму во тој чекор.

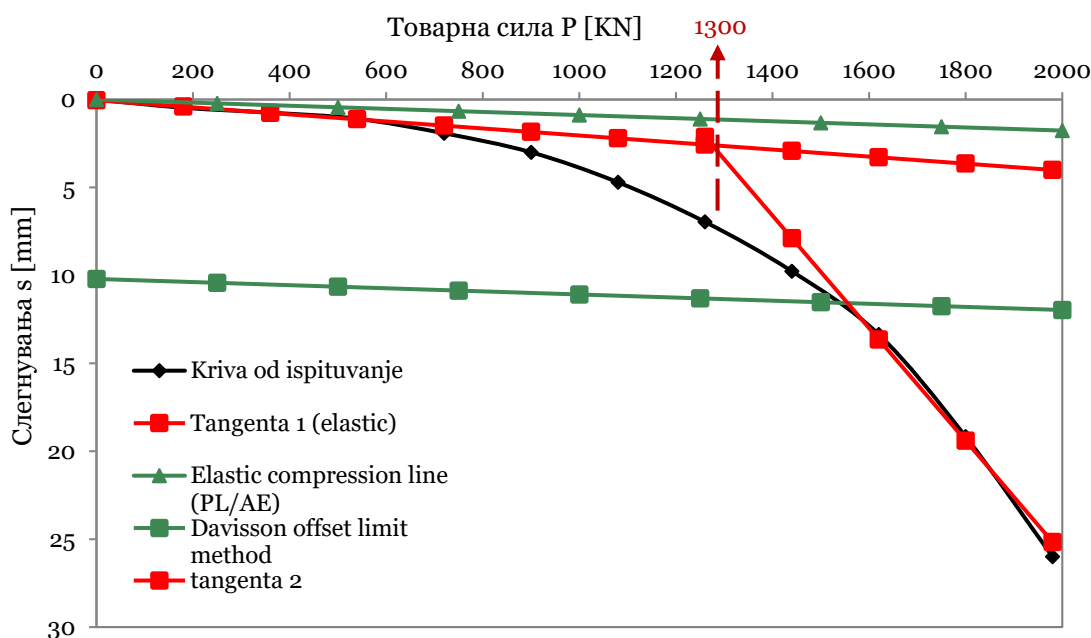
Табела 5.8. Приказ на максималната сила и слегнување, E2

Циклус на товарење	Сила [mm]	Слегнување [mm]
1	900	3.61
2	1980	24.0

За сила од 900kN при опитот на пробно оптоварување се добиени релативно мали слегнувања од 3.61mm кои се во рамките на очекуваните и дозволените за ваков тип на објекти. При зголемување на товарите над 900kN се јавуваат и зголемени слегнувања поради исцрпувањето на носивоста по обвивката на колот. Овие големини на слегнувањата како општа констатација се во разумни граници што гарантираат дека нема да има непосакувани состојби или импликации врз горната конструкција - објектот. Следниот степен на оптоварување веќе покажува далеку поинакво однесување,

во кои иако силата се наголемува за два пати, деформациите се за скоро седум пати зголемени, што јасно укажува на состојба блиска до граничната.

Од природата на материјалот како релативно пластичен со прослојци на глина, диктиран е и развојот на кривата која во вториот степен на товарање е нагласено остра, види на слика 5.40.



Слика 5.40. Зависност помеѓу сила и слегнување со критериум за лом, E2

Во дијаграмот двете зелени прави ја дефинираат зоната од кривата на испитување во која треба да се бара (утврдува) ултимативната сила. Дополнителна проценка на ултимативната носивост на единичен кол е направена со Butler – Ноу методот, во пресекот на тангентите повлечени на кривата на товар - слегнување при почетните деформации и при крајните оптоварувања (слика 5.40.). Согласно тоа од дијаграмот се гледа дека граничната сила  $P_{ult}$  на предметниот кол не би требало да се усвои да биде поголема од 1300kN.



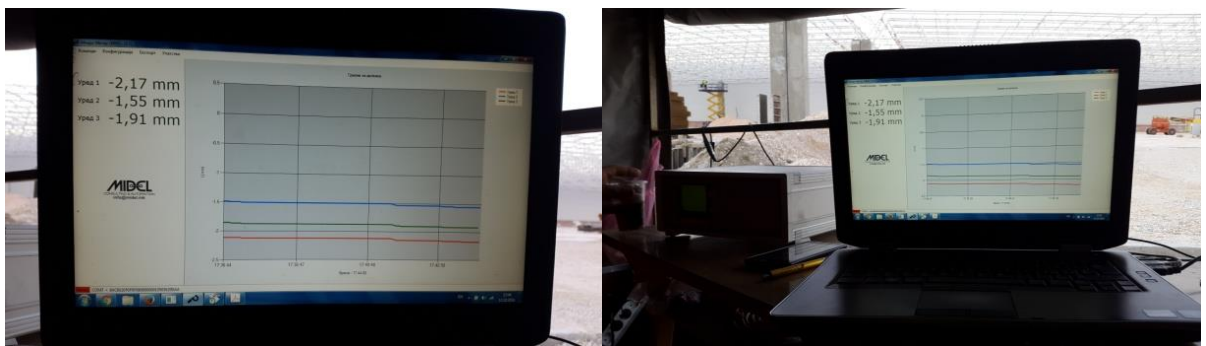
Слика 5.41. Приказ на реакционен систем, E2

Потребно е да се нагласи дека за да се добие дозволената проектната сила  $P_d$ , граничната сила  $P_{ult}$  е потребно да се намали со коефициент на сигурност  $\epsilon$  кој во овој

случај, поради едното спроведено теренско испитување со пробно товарање на колот, а согласно проепораките на Евркодот 7 (ЕН 1997-1, Табела А.9 од анекс А) треба да се усвои да изнесува 1.4. Може да се заклучи дека дозволената проектна сила најмалку треба да изнесува 928kN.



Слика 5.42. Приказ на опрема за испитување на кол тестот, Е2



Слика 5.43. Интерпретација на резултати од испитувањето, Е2

### 5.9.3 Експеримент 3

Во текот на изведувањето на Е3, извршени се испитувања во три основни степени на оптоварување, при што нивоата на оптоварувања, растоварувања и реализирани деформации се прикажани во табела 5.9.

Табеларно прикажаните резултати добиваат подобра репрезентација доколку се презентираат во графичка форма која јасно може да го опише однесувањето на колот поставен во соодветната геолошка средина, и тоа за различни степени на оптоварување и растоварување.

Како што може да се види, товарањето на колот е извршено систематски во еднакви чекори, односно интензитет на силата во три последователни циклуси, а времето колку е задржано оптоварувањето зависи од реализацијата на деформациите и нивна конвергенција кон максималната вредност. Затоа во почетните степени на товарање каде силите се пониски побрзо се достигнува критериумот за деформацијата согласно стандардот и пократко се одржува товарот за разлика на повисоките нивоа на товарање.

Табела 5.9. Тек на испитувањето (оптоварување – слегнувања) , Ез

ЕКСПЕРИМЕНТ 3		
Товарот се аплицира со систем од 4 преси со капацитет по 100t		
Циклуси на испитување	Сила [kN]	Слегнување [mm]
Оптоварување 1	0	0.0000
	700	0.3800
	1400	0.7200
	2100	2.5700
	2800	4.9000
	3500	7.8860
Растоварување 1	2800	7.8660
	2100	7.5833
	1400	7.3200
	700	6.7400
Оптоварување 2	1400	6.9467
	2100	7.2730
	2800	7.6430
	3500	8.4930
	4200	11.8730
	4900	15.3163
Растоварување 2	4200	15.2963
	3500	15.1597
	2800	15.2430
	2100	14.5530
	1400	14.1897
	700	13.8830
	0	13.6630
Оптоварување 3	700	13.7897
	1400	14.0330
	2100	14.1530
	2800	15.5860
	3500	15.2363
	4200	15.2363
	4900	15.9863
	5600	19.0030
	6300	22.6630
	7000	28.3427
Растоварување 3	7700	34.323
	7000	34.323
	6300	34.2197
	5600	34.0197
	4900	33.7635
	4200	33.3997
	3500	33.0627
	1400	32.54
0	31.98	



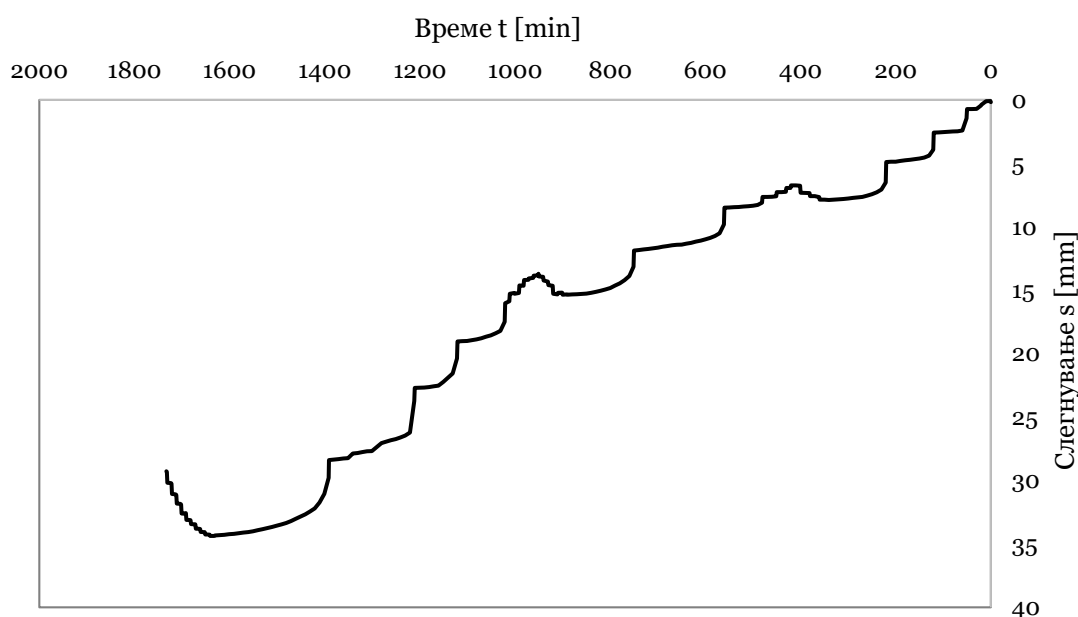


Од дијаграмот може да се заклучи дека колот започнува да слегнува уште во пониските степени на оптоварување, некаде околу 1500kN, кои понатаму со зголемување на силата во секој степен на оптоварувањето добиваат на интензитет.

Првиот циклус на товарање е изведен до 3500kN, за кој степен се реализирани приближно 8.0mm слегнување, по што следи растоварување со еластични повратни деформации од околу 1.0mm, што јасно укажува на природата на материјалот. Овој степен согласно стандардот е предвиден да се изведе со сила до прогнозираниот проектен товар на колот во овој случај 3500kN.

Во продолжение е спроведен вториот циклус на оптоварување со сила до 4900kN при која се реализирани слегнувања од 15.30mm што е зголемување за 91% при зголемување на сила за 40%. Оттука, јасно се гледа трендот на зголемување на деформациите и нелинеарниот карактер на материјалното однесување за вториот степен на товарање. По ова следува и вториот циклус на растоварување со пластични заостанти деформации од 13.70mm, што се блиски на нивото со максимално дистаигнатите, само 1.60mm отстајуаат на еластичните. Овој степен согласно стандардот е предвиден да се изведе со сила од 150% до прогнозираниот проектен товар на колот, во овој случај 5250kN кој не е достигнат во овој циклус, туку се товари до 4900kN.

Во третиот и последниот циклус, предвидено е да се оди најмалку до 200% од прогнозираната проектна сила што е еквивалент на 7000kN. Нивото на силата е достигнато во овој циклус и надминато за 10%, односно како сила колот се испитува до 7700kN, по што испитувањето се прекина заради зголемени деформации и неможнота да конвергираат согласно условот поставен во стандардот. Дополнително, зголемените деформации предизвикуваат проблем со оглед на техничкото ограничување на пресите кои не се во можност да следат на поголеми деформации од 40.0mm. Имено, за сила од 7700kN достигната е деформација од 34.30mm. Ова значи дека за зголемување на силата од 57% деформациите на колот се зголемени за 250%, податок кој сам по себе укажува дека колот и подлогата се наоѓаат на границата на својот капацитет.



Слика 5.46. Дијаграм на реализираното слегнување - деформација на колот во однос на времето на испитување, Ез

На крај, како потврда на погоре изнесеното, прикажани се резултатите како временска зависност на слегнувањата, кои се исто така значајни за да се определи точката на течење и да утврдат максималните гранични деформации на системот кол - почва, види слика 5.46.

За да се определи граничната носивост, не се значајни само силите или напрегањата, туку и деформациите, посебно во случај на лебдечки колови или колови кои најголем дел од носивоста ја мобилизираат на триење како што е примерот овде. Од дијаграмот може да се процени дека стапката и потребното време да се реализираат максималните деформации за одреден степен на товарање. Конкретно, може да се заклучи дека до вториот циклус деформациите се со поблага стапка или 16.0mm за 890 минути, за разлика од последниот во кој се реализираат 20.60mm за 741 минути, што е значајно поголем прираст - стапка на деформација.

### Заклучок и препорака

Доколку се анализираат максималните остварени слегнувања за трите циклуси на оптоварување за пробниот кол дадени во табела 5.10, може јасно да се согледа дека максималните оптоварување на колот во проекната експлоатација мора да бидат под максималните од вториот циклус, односно 4900kN, затоа што стапката (прирастот) на зголемување на деформациите над таа сила се значајно зголемени.

Табела 5.10. Приказ на максималната сила и слегнување, Ез

Циклус на товарање	Сила [mm]	Слегнување [mm]	Стапка на деформација [%]
1	3500	8	-
2	4900	15.3	91
3	7700	34.3	250

Друг фактор кој може да има влијание врз дефинирањето на силата е нивото на оптоварувањето од сопствената тежина на објектот, затоа што се очекува за ваков тип на материјал, чакалести песоци, поголем дел од слегнувањата да се извршат во фаза на изградба на столбовите, односно не се очекуваат долготрајни консолидациони слегнувања. Сепак треба да се води сметка за деформациите после поставувањето и монолитизирањето на главните носачи кога сите позначајни деформации може да имаат одредени импликации врз конструкцијата.

И трет услов при определување на граничната сила на единичниот кол би била максимално дозволената деформација во конструктивниот систем од горната констрикција, посебно кога станува збор за континуиран мостовски систем, односно статички неопределен систем не се препорачува деформациите – диференцијалните слегнувања да надминат вредност од 10mm.

Врз основа на изложеното може да се заклучи дека конструкцијата може да се темели на група од лебдечки колови со длабочина до 20m и поставени во алувијалните чакалести наслаги.

Се согледува дека граничната сила ( $P_{ult}$ ) на предметниот кол не треба да се усвои поголема од 4000kN. Тука треба да се нагласи, дека за да се добие проектната сила граничната сила е потребно да се намали со коефициент за сигурност, кој во овој случај поради спроведеното теренско испитување – пробно товарање на колот може да се

усвои да изнесува помеѓу  $\varepsilon = 1.1 - 1.4$  во зависност од бројот на испитувања што е во склад и со препорачаните вредности во Еврокодот EN 1997-1 во Табела A.9 од Анекс A. Без разлика на крајното усвоено решение, во фаза на изведба, потребно е постојано набљудување на слегнувањата на темелите.



Слика 5.47. Приказ на подготовка на кол тестот, Е3



Слика 5.48. Приказ на реакционен систем, Е3

#### 5.9.4 Експеримент 4

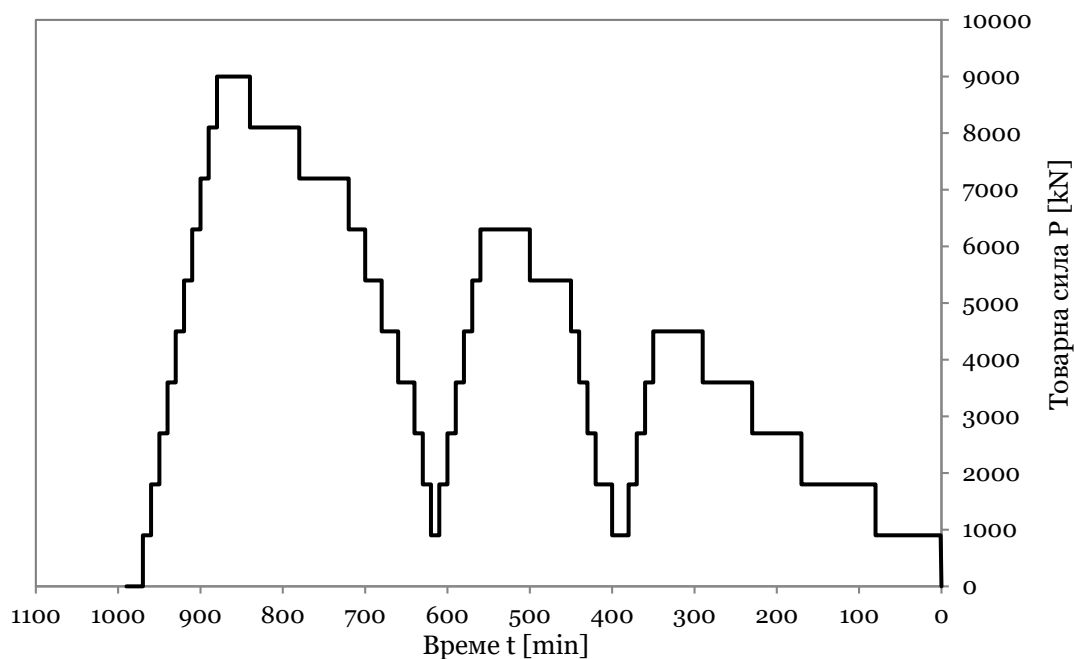
Врз основа на претходно изработената програма за испитување на Е4, извршени се испитувања во три основни степени на оптоварување, при што нивоата на оптоварувања, растоварувања и реализирани деформации за овој тест се прикажани во табела 5.11.

Табеларно прикажаните резултати добиваат подобра репрезентација доколку се презентираат во графичка форма од која јасно може да се види однесувањето на колот поставен во соодветната геолошка средина, и тоа за различни степени на оптоварување и растоварување. Затоа на слика 5.49 најпрво се претставуваат чекорите на оптоварување со три циклуси на товарање и растеретување се до максимално достигнатата сила.

Како што може да се види, товарањето на колот е извршено систематски во еднакви чекори односно интензитет на силата, во три последователни циклуси, а времето колку е задржано одредено оптоварување зависи од реализацијата на деформациите и брзината за нивна конвергенција кон крајната вредност.

Табела 5.11. Тек на испитувањето (оптоварување – слегнувања) , Е4

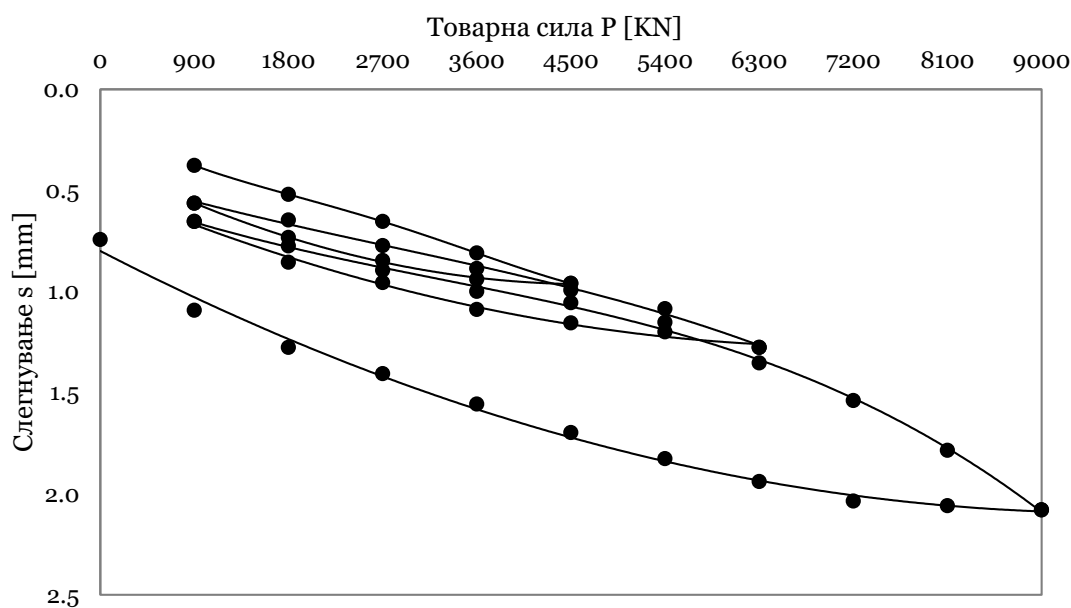
Е4		
Товарот се аплицира со систем од 10 преси со капацитет од по 100t		
Цикуси на испитување	Товар [kN]	Слегнување [mm]
Оптоварување 1	0	0.0000
	900	0.3767
	1800	0.5200
	2700	0.6543
	3600	0.8100
	4500	0.9600
Растоварување 1	3600	0.9400
	2700	0.8467
	1800	0.7330
	900	0.5633
Оптоварување 2	1800	0.6467
	2700	0.7733
	3600	0.8867
	4500	0.9933
	5400	1.0850
	6300	1.2767
Растоварување 2	5400	1.2000
	4500	1.1560
	3600	1.0890
	2700	0.9560
	1800	0.8560
	900	0.6540
Оптоварување 3	1800	0.7750
	2700	0.8950
	3600	1.0000
	4500	1.0560
	5400	1.1530
	6300	1.3540
	7200	1.5400
	8100	1.7856
	9000	2.0800
Растоварување 3	8100	2.0600
	7200	2.0367
	6300	1.9400
	5400	1.8267
	4500	1.6976
	3600	1.5567
	2700	1.4067
	1800	1.2770
	900	1.0930
0	0.7433	



Слика 5.49. Дијаграм на товарната сила и времето на реализација на пробното испитување на колот, Е4

Првиот циклус на товарање до 4500.0kN е реализиран за време од 350 минути по што следи растоварување. Вториот степен на товарање до 6300.0kN е реализиран за време од 560 минути, по што следи повторно растоварување до нула, и последниот трет циклус со врвна сила до 9000.0kN е реализиран за време од 880 минути, по што следи повторно растоварување до нула со што тестот завршува.

Како позначајни се издвојуваат резултатите кои се однесуваат на реализираните слегнувања за одредена степен на зададена сила врз колот, па затоа во продолжение е даден дијаграмот на истите кој коинцидира со претходниот, види слика 5.50.



Слика 5.50. Дијаграм на товарната сила и реализираното слегнување - деформација, Е4

Од дијаграмот може да се заклучи дека колот започнува да слегнува уште во пониските степени на оптоварување, кои понатаму со зголемување на силата во секој степен на оптоварувањето добиваат на интензитет.

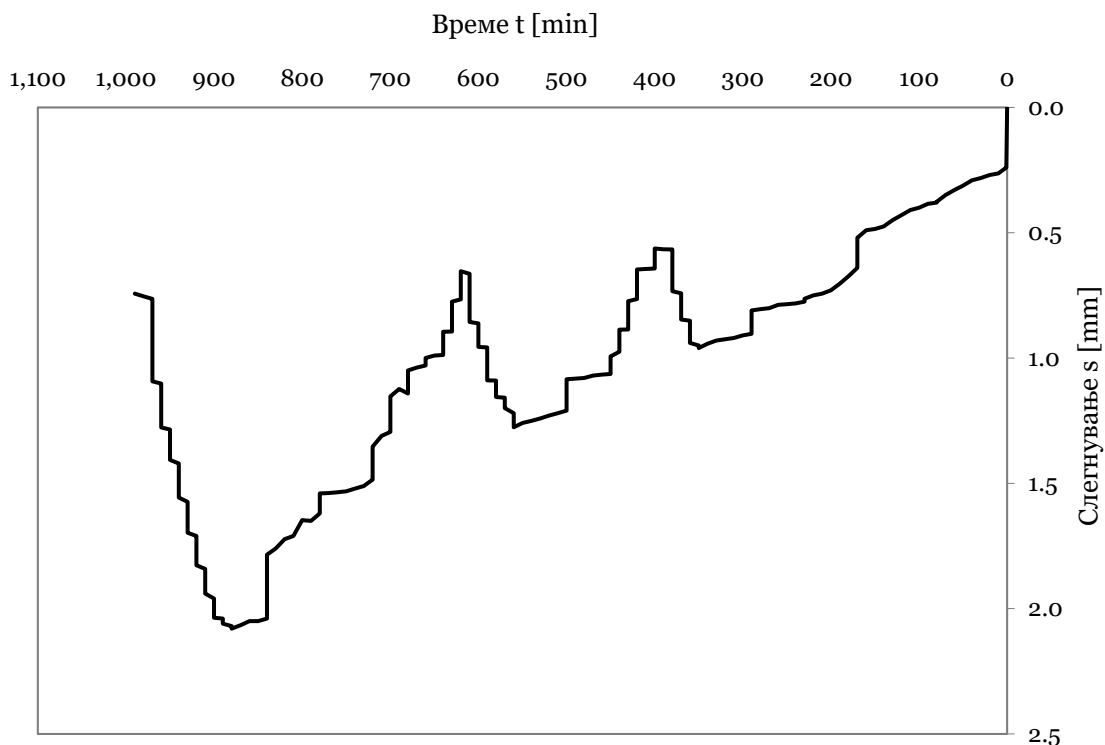
Во првиот циклус на товарење е изведен до 4500.0kN, за кој степен се реализирани приближно 0.96mm слегнување, по што следи растоварување со еластични повратни деформации од околу 0.40mm што јасно укажува на природата на материјалот.

Во продолжение е спроведен вториот циклус на оптоварување со сила до 6300.0kN при која се реализирани слегнувања од 1.27mm што е зголемување за 27% при зголемување на сила за 40%. Оттука, јасно се гледа трендот на зголемување на деформациите и нелинеарниот карактер на материјалното однесување преку зајакнување за вториот степен на товарење. По ова следува и вториот циклус на растоварување со пластични заостанати деформации од 0.65mm, каде 0.62mm отпаѓаат на еластичните.

Во третиот и последниот циклус предвидено е да се оди најмалку до 100% од прогнозираната проектна сила што е еквивалент на 9000.0kN. При тоа ниво на товарење достигната е деформација од 2.08mm. Ова значи дека за зголемување на силата од 43% деформациите на колот се зголемени за 63.8%.

На крај како потврда на погоре изнесеното се презентираат и резултатите како временска зависност на слегнувањата, што е исто така значајно за да се определи точката на течење и да се утврдат максималните гранични деформации на системот кол - почва, види слика 5.51.

Во овој контекст се констатира дека колот ги прифаќа предвидените, проектни, оптоварување без значителни деформации далеку помали од прогнозираните во проектот.



Слика 5.51. Дијаграм на реализираното слегнување - деформација на колот во однос на времето на испитување, E4

## Заклучок и препорака, Тест Кол 4

Анализираните максимални остварени слегнувања за трите циклуси на оптоварување за пробниот кол дадени се во табела 5.12.

Табела 5.12. Приказ на максималната сила и слегнување, Е4

Циклус на товарање	Сила [mm]	Слегнување [mm]
1	4500	0.96
2	6300	1.27
3	9000	2.08

Евидентно е дека проектните оптоварувања предизвикуваат прилично ниски слегнувања што само го потврдува носивиот капацитет на колот, кои се помали од прогнозираните во проектот што најверојатно се должи на потценетите материјални карактеристики на карпестиот, односно полу - карпестиот материјал и фактот дека се работи за стоечки колови. Согласно стандардите и позитивната пракса во Р. Македонија, дозволените деформации - слегнувања за ваква конструкција со статички неопределен систем не смеат да бидат поголеми од 50.0mm или како диференцијално помали од 5.0mm. Во овој случај ниту едниот, ниту другиот критериум е достигнат.



Слика 5.52. Приказ на подготовка на кол тестот, Е4



Слика 5.53. Приказ на реакционен систем, Е4



## 6. НУМЕРИЧКА АНАЛИЗА

### 6.1 Општо

Врз основа на резултатите од експерименталните испитувања, потребно е да се избере критериум по кој нумерички ќе се симулира однесувањето на почвата при интеракцијата со тестираниот кол. За да се изврши верификација на резултатите, потребно е да се дефинираат параметрите на почвата со кои најблиску ќе се симулира реалното однесување на системот кол – почва.

Однесувањето товар – слегнување и ултимативниот капацитет на колот се два главни проблеми кои се засегнати при спроведувањето на испитувањето на коловите на товарење. Релевантните теоретски анализи на испитувањето на оптоварување со статички товар се базира на анализа на единечен кол под дејство на аксијален притисок. Со развојот на технологијата се развиени пософистицирани методи за анализа и за пресметка на слегнувањето како и за распределбата на товарот на единечен кол.

Од различните нумерички методи, методот на конечни елементи (Finite Element Method – FEM) овозможува да се земат во предвид повеќе променливи во проблемот. Ellison и други (1971) ја проучиле зависноста за напрегање – деформација и вовеле специјални контактни елементи на површинскиот слој кои ќе овозможат лизгање. Методот вклучува дискретизација на колот и почвата во конечен број на елементи. Равенките за крутост се формулирани на ниво на елемент и се суперпонирани за да ја претстават крутоста на целокупниот систем. Со развојот на компјутерската технологија, некои моќни FEM програми како што е PLAXIS се широко користени, што овозможило повеќе фактори како што се 3D ефектите да се земат во предвид, па да можат да се симулираат проблемите пореално.

Софтверскиот пакет PLAXIS 3D работи според методот на конечни елементи и е наменет за анализа на просторна состојба на напрегања и деформации вклучувајќи односиметрични проблеми. За симулација на нелинеарните, временски зависните и анизотропните однесувања на почвите, потребно е користење на напредни и современи конститутивни модели. PLAXIS содржи специјални модули кои решаваат разновидните аспекти од комплексните геотехнички конструкции. Ја анализира состојбата на деформации и напрегања во почвата како и проблеми од интеракција почва – конструкција.

Симулациите на геотехничките проблеми со методот на конечни елементи имплицитно вклучува неизбежни нумерички и моделирачки грешки. Точноста со која реалните услови се апроксимирани многу зависи од стручноста на корисникот во смисла на моделирање на проблемот, разбирањето на почвените модели и нивните ограничувања, изборот на параметрите и можноста за проценка на точноста на резултатите.

Во ова истражување, анализата се состои од калибрирање на стисливите карактеристики на почвата преку модулот на стисливост или модулот на еластичност чија врска е дефинирана со Поасоновиот коефициент кој ќе даде приближно еднакви деформации за зададен товар. За да се симулира отпорот на триење помеѓу конструкцијата - кол и соседната почва користени се граничните површини со усвоена крутост. Ова овозможува релативно поместување и одвојување помеѓу конструкцијата и масата на почвата. За симулација на почвеното однесување користен е Mohr Coulomb – овиот материјален модел за три модели, додека за еден од нив, направена е споредбена

анализа со Hardening Soil материјалниот модел, чиј резултати се презентирани во Глава 7.

Со користење на 6 – јазолни елементи за почва, соодветните елементи на граничните површини се дефинирани од три пара на јазли, додека за 15 – јазолните почвени елементи соодветните елементи на меѓусебна врска се дефинирани од пет пара на јазли.

Матрицата на крутост за елементи на граничната површина се добиваат со користење на интегралните точки на Њутн – Котос. Позицијата на овие точки за интеграција се совпаѓа со позицијата на јазолните парови. 6 – јазолни елементи на граничната површина користат 3 – Њутн – Котос точки на интеграција, додека 10 – јазолни елементи на граничната површина користат 5 Њутн – Котос точки на интеграција.

Основното својство на граничниот површински елемент е придружен со материјален параметар за почвата и граничните површини. Кога граничниот површински елемент ја моделира врската помеѓу колот и почвата, тоа е средина помеѓу мазна и целосно груба. Грубоста на интеракцијата е моделирана со избирање на соодветна вредност за факторот на редуција на јакоста во граничната површина ( $R_{inter}$ ). Овој фактор ја поврзува поршинската јакост (површинско триење на конструкцијата и адхезија) со јакоста на почвата (агол на триење и кохезијата). Се користи еластично – пластичен модел за да се опише однесувањето на граничните површини за моделирање на интеракцијата помеѓу почвата – конструкцијата. Колумбовиот критериум се користи за да се направи разика помеѓу еластичното однесување, каде можат да се појават мали поместувања во рамките на граничната површина, како и пластично однесување на граничната површина може да дојде до трајно лизгање.

За да остане граничната површина еластична, напрегањето на смолкнување  $\tau$  е дадено со следната релација:

$$|\tau| < \sigma_n \tan \varphi_i + c_i \quad (6.1)$$

а за пластично однесување  $\tau$  е дадено со следната релација:

$$|\tau| = \sigma_n \tan \varphi_i + c_i \quad (6.2)$$

каде што  $\varphi_i$  и  $c_i$  се агли на триење и кохезија (адхезија) на меѓусебната врска,  $\sigma_n$  е нормално напрегање на почвата. Својствата на јакоста на граничните површини се поврзани со јакосните својства на почвениот слој. Секој збир на податоци има поврзана јакост на факторот на редуција на граничната површина ( $R_{inter}$ ). Параметрите на граничната површина се пресметуваат од параметрите на почвата во придружните податоци и факторот на редуција на јакоста со применување на следните правила:

$$c_i (= R_{inter} c_{soil}) \leq c_{soil} \quad (6.3)$$

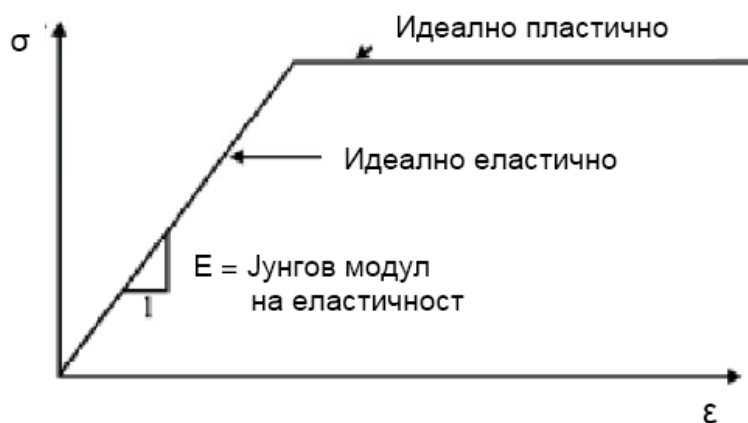
$$\tan \varphi_i (= R_{inter} \tan \varphi_{soil}) \leq \tan \varphi_{soil} \quad (6.4)$$

За успешна симулација на однесувањето на почвата Plaxis 3D нуди неколку материјални модели. Најчесто се користат:

- Линеарно еластичен модел (Linear Elastic)
- Mohr-Coulomb-овиот модел (MC model)
- Hardening Soil Model (HS model)
- Soft Soil Creep Model (SSC model)

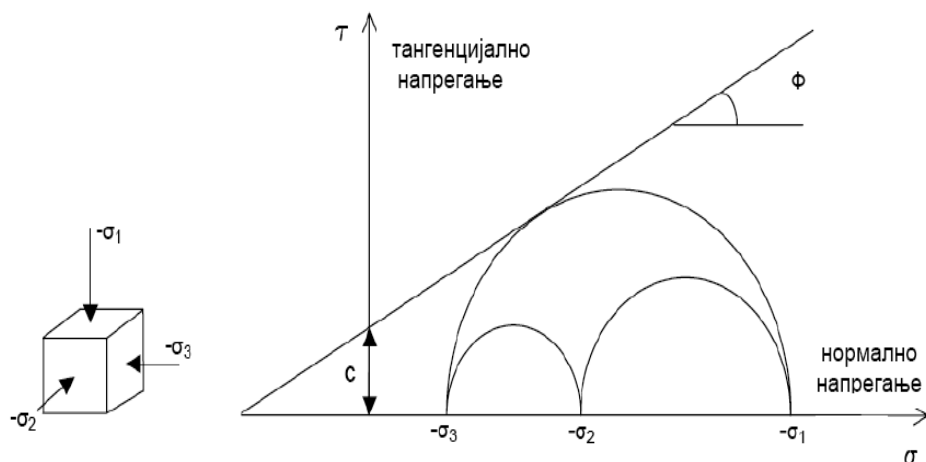
Линеарно еластичниот модел претставува линеарно однесување помеѓу напрегањата и деформациите. Овој модел е конзервативен и не треба да се користи за моделирање на почвениот материјал. Меѓутоа бидејќи темелот е изработен од неармиран бетон и деформациите на истиот се многу мали во споредба со оние од почвата оправдано е однесувањето на бетонот да се опише со линеарно еластичниот модел. Овој модел го претставува законот на Хук за изотропна линеарна еластичност. Моделот вклучува два еластични параметри на крутост, на пример Јунгов модул  $E$ , и Поасонов коефициент  $\nu$ . Линеарно еластичниот модел ретко се користи за симулирање на однесувањето на почвата. Ова првенствено се користи за крути масивни конструктивни системи поставени на почвата, како што е колот во овој труд.

Mohr – Coulomb - овиот материјален модел е наједноставниот модел преку кој може да се моделира ломот и пластичното однесување на почвата. Преку него, почвата се претставува како еластичен – идеално пластичен материјал (Слика 6.1). Овој добро познат модел обично се користи како прво приближување на однесувањето на почвата. Како резултат на неговата едноставност, тој е многу популарен и дава прифатливи резултати. Моделот вклучува пет параметри, односно Јунгов модул  $E$ , Поасонов коефициент  $\nu$ , кохезија  $c$ , внатрешен агол на триење  $\phi$  и агол на дилатација  $\psi$ .



Слика 6.1. Дијаграм на напрегање – деформација според Mohr-Coulomb-ов модел

Се претпоставува дека носивоста на почвата линеарно се зголемува со растење на поместувањето, се додека не биде достигнат критериумот за лом предложен од Coulomb. Анвелопата или линијата на лом зависи само од интензитетот на главните нормални напрегања ( $\sigma_1$  и  $\sigma_3$ ), а не и од интензитетот на средното главно напрегање  $\sigma_2$ . Според Coulomb до лом во материјалот ќе дојде во моментот кога напрегањето ќе лежи на линијата (анвелопата) која го претставува ломот. Во кодот на овој модел има инкорпорирано вкупно пет основни влезни податоци: Јунгов модул на еластичност ( $E$ ), Поасонов коефициент ( $\nu$ ), агол на внатрешно триење ( $\phi$ ), кохезија ( $c$ ) и агол на дилатација ( $\psi$ ). Со цел пореално моделирање на однесувањето на почвената средина овој материјален модел нуди т.н. напредни параметри чие значење подетално може да се види во (Plaxis2D material models manual). Поради тоа што вредностите на основните податоци релативно лесно се одредуваат, како и фактот на времетраењето на пресметката е релативно краток, а резултатите се во задоволителни рамки. Овој модел е најчесто употребуван пред се при моделирање на консолидираните кохерентни почвени средини.



Слика 6.2. Критериум на лом според Coulomb

Во реални почви, крутоста зависи значително од нивото на напрегањата, што значи дека крутоста воглавно се зголемува со длабочината. Напредниот М – С модел во PLAXIS овозможува опција за зголемување на крутоста со длабочината.  $E_{\text{increment}}$  е зголемување на модулите на Јунг по единица длабочина (изразена во единица напрегање на единица длабочина). На нивото дадено со  $y_{\text{ref}}$  параметарот, крутоста е еднаква на референтниот Јунгов модул  $E_{\text{ref}}$ . Вистинската вредност на Јунговиот модул во напрегнатите точки се добива од равенката 6.5.

$$E_{\text{actual}} = E_{\text{ref}} + (y_{\text{ref}} - y)E_{\text{increment}} \quad y < y_{\text{ref}} \quad (6.5)$$

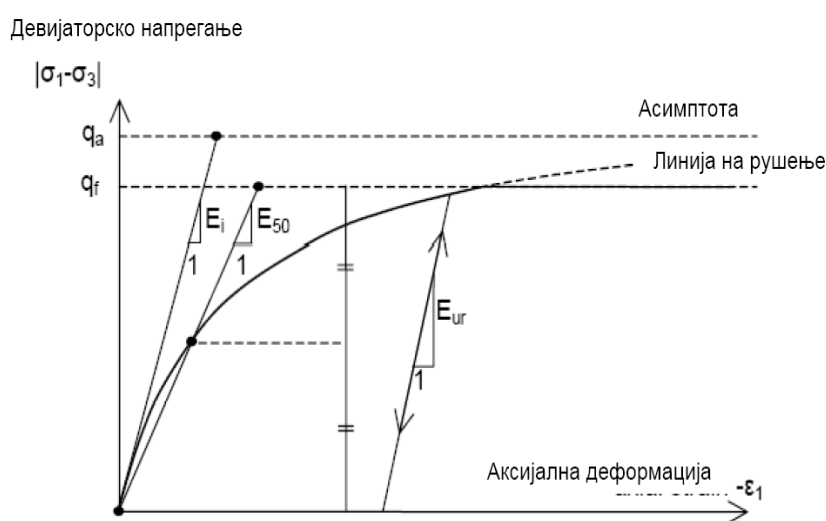
$$c_{\text{actual}} = c_{\text{ref}} + (y_{\text{ref}} - y)c_{\text{increment}} \quad y < y_{\text{ref}} \quad (6.6)$$

Сепак, во текот на пресметките, крутоста се зголемува со длабочина која не се менува како функција на напрегнатата состојба. Слично на тоа, зголемувањето на кохезијата со длабочината се евидентира во М – С модел во PLAXIS, како во равенката 6.6.

Моделот на почвено зајакнување (HS модел) е понапреден модел во споредба со MS модел. Тој се користи за понапредни анализи. HS моделот е развиен од Schanz и Vermeer (1998) за симулирање на однесувањето на различните видови на почви, како за меките почви така и за крутите. Кога се подложува на примарно девијаторско оптоварување, почвата покажува намалување на крутоста и истовремено се развиваат неповратни пластични деформации. Набљудуваната меѓусебна врска помеѓу аксијалната деформација и девијаторското напрегање можат да се приближат до хипербола во специјалниот случај на дренирано триаксијално испитување. Таков пристап на испитување првично бил формулиран од Kondner (1963) и подоцна искористен во добро познатиот хиперболичен модел (Duncan и Chang, 1970). Општата тридимензионална екстензија и имплементација во PLAXIS датира од Vermeer и Brinkgreve (1995). HS – моделот ги има следните предности за разлика од другите: прво ја користи теоријата на пластичност, а не теоријата на еластичност; второ ја вклучува дилатацијата на почвата и трето постои вклучување на затегната глава.

Овој модел е способен да симулира два вида на зајакнување на почвата и тоа тангенцијално зајакнување и зајакнување при дејство на триаксијален притисок. Тангенцијалното зајакнување се користи за моделирање на неповратните деформации

предизвикани од главните девијаторски оптоварувања, додека зајакнувањето при дејство на триаксијален притисок се користи за моделирање на неповратните пластични деформации предизвикани од главните напрегања на притисок при одометарско и изотропно оптоварување. Покрај можноста за моделирање на зајакнувањето како втора битна разлика на овој материјален модел во однос на МС моделот, е тоа што површината на течење не е фиксна во просторот на главните напрегања (како што е случајот со МС моделот) туку истата може да се шири како резултат на пластичното деформирање. При дејство на главни девијаторски оптоварувања се намалува крутоста на почвата и истовремено се развиваат неповратни пластични деформации. Во специјален случај на дрениран триаксијален тест зависноста помеѓу аксијалната деформација и девијаторските оптоварувања може да се апроксимира со хиперболична крива (слика 6.3). Хиперболичната крива е всушност основа на HS моделот.



Слика 6.3. Хиперболична зависност напрегање – деформација (за прв циклус на оптоварување) од дрениран триаксијален опит

HS моделот има повеќе основни влезни параметри во споредба со МС моделот. Моделот бара покомплицирани параметри, т.е. кохезија  $c$ , внатрешен агол на триење  $\phi$ , агол на дилатација  $\psi$ , моќност на степенот на напрегање во зависност од крутоста  $m$ , секундарна крутост при стандардно дренирано триаксијално испитување  $E_{50}^{ref}$ , тангенцијална крутост за примарно одометарско товарење  $E_{oed}^{ref}$ , крутост на растоварање/повторно товарење  $E_{ur}^{ref}$ , Поасонов коефициент за растоварање – повторно товарење  $\nu_{ur}$ , коефициент на странично напрегање при нормална консолидација  $K_o^{NC}$ , итн. Во прилог следува преглед на најважните претпоставки и пристапи.

Покрај трите параметри кои го дефинираат критериумот на лом ( $C$ ,  $\phi$ ,  $\gamma$ ), постојат уште пет нови:

- модул на еластичност при растоварување/оптоварување ( $E_{ur}^{ref}$ );
- поасонов коефициент на растоварување/оптоварување ( $\nu_{ur}$ );
- едометарски модул на еластичност ( $E_{oed}^{ref}$ );
- секантен модул на еластичност  $E_{50}$ ;

- коефициент  $m$  кој ја дефинира врската помеѓу напрегањето и крутоста на почвата.

За дефинирање на вредноста на овие параметри потребни се релативно посложени теренски и лабораториски испитувања кои трошат повеќе време и средства. Ако тука се додаде фактот дека покрај овие базични параметри, постојат и редица други, па и фактот што самата пресметка (анализа) трае далеку подолго во споредба со MC моделот поради тоа што во секоја интеракција се врши нова декомпозиција на матрицата на крутост што може да се разбере зошто овој модел е помалку користен од страна на инженерите. Овој модел е неопходен кога се моделираат почви кои што имаат голем потенцијал за оцврстување како резултат на триаксијални напрегања.

Основна идеја за формулирање на HS моделот е хиперболичната врска помеѓу вертикалната деформација  $\varepsilon_1$ , и девијаторското напрегање  $q$ , при примарно триаксијално товарење. Стандардното дренирано триаксијално испитување има тенденција да даде криви кои можат да се опишаат со:

$$-\varepsilon_1 = \frac{1}{2E_{50}} \frac{q}{1 - q/q_a} \quad q < q_f \quad (6.7)$$

каде  $q_a$  е асимптотска вредност на јакоста на смолкнување. Оваа врска е прикажана на слика 6.4. Параметарот  $E_{50}$  е гранично напрегање зависно од модулот на крутост за примарно товарење и е даден со равенката:

$$E_{50} = E_{50}^{\text{ref}} \left( \frac{c \cos \varphi - \sigma_3 \sin \varphi}{c \cos \varphi + p^{\text{ref}} \sin \varphi} \right)^m \quad (6.8)$$

каде  $E_{50}$  е референтен модул на крутост кој одговара на референтниот граничен притисок  $p^{\text{ref}}$ . Во PLAXIS, се користи стандардната претпоставка напрегање  $p^{\text{ref}}=100$ . Вистинската крутост зависи од помалото главно напрегање  $\sigma_3'$ , кое е граничен притисок при триаксијалното испитување. Вредноста на зависноста од крутоста е дадена со моќноста  $m$ , која е добиена од опсегот од  $0.5 < m < 1.0$  (Von Soos, 1990), според типот на почвата од песок и нанос до мека почва.

Ултимативното девијаторско напрегање,  $q_f$  и вредноста на  $q_a$  во равенката 6.9 се дефинираат како:

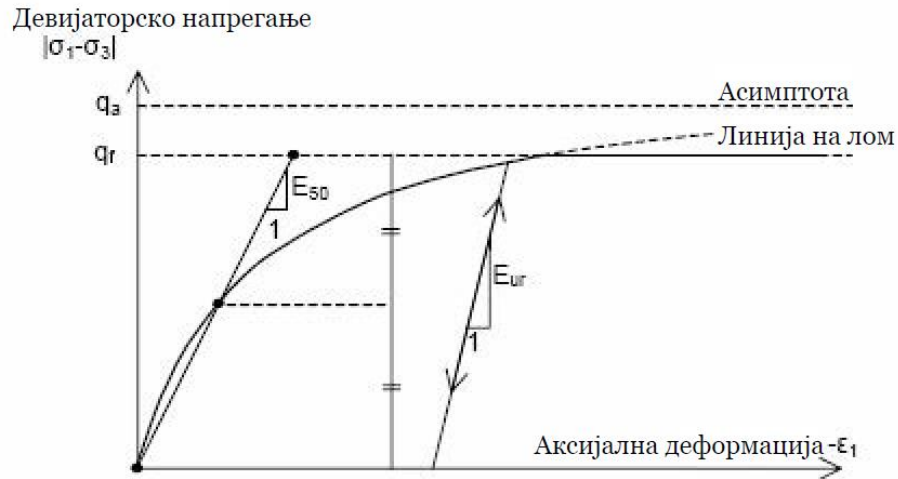
$$q_f = (c \cot \varphi - \sigma_3) \frac{2 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad q_a = \frac{q_f}{R_f} \quad (6.9)$$

Горната равенка за  $q_f$  е добиена од критериумот за лом на Mohr – Coulomb, кој ги опфаќа параметрите за јакост  $c$  и  $\varphi$ . Кога  $q=q_f$ , критериумот на лом е задоволен, па доаѓа до целосно пластично развлекување како што е опишано од Mohr – Coulomb – овиот модел.  $R_f$  е коефициент на лом, кој се дефинира со односот помеѓу  $q_f$  и  $q_a$ .

За растоварање и повторно товарење во напрегната состојба, се користи друга крутост која зависи од напрегањето:

$$E_{ur} = E_{ur}^{\text{ref}} \left( \frac{c \cos \varphi - \sigma_3 \sin \varphi}{c \cos \varphi + p^{\text{ref}} \sin \varphi} \right)^m \quad (6.10)$$

каде  $E_{ur}^{ref}$  е референтен Јунгов модул за растоварање и повторно товарење, кој одговара на референтниот притисок  $p_{ref}$ . Во некои случаи од пракса се претпоставува дека  $E_{ur}^{ref}$  е еднакво со  $3E_{50}^{ref}$ .



Слика 6.4. Хипербола напрегање – дилатација при примарно товарење на стандардно дренирано триаксијално испитување

Однесувањето на почвата во ова истражување е дефинирано со материјалниот модел на Mohr-Coulomb. При анализата јакостните параметри на почвата остануваат непроменети. Подземната вода не е вклучена во анализите. Од презентираниите случаи во Глава 3 разгледувани се три кои што се однесуваат на колови изведени во почвена средина.

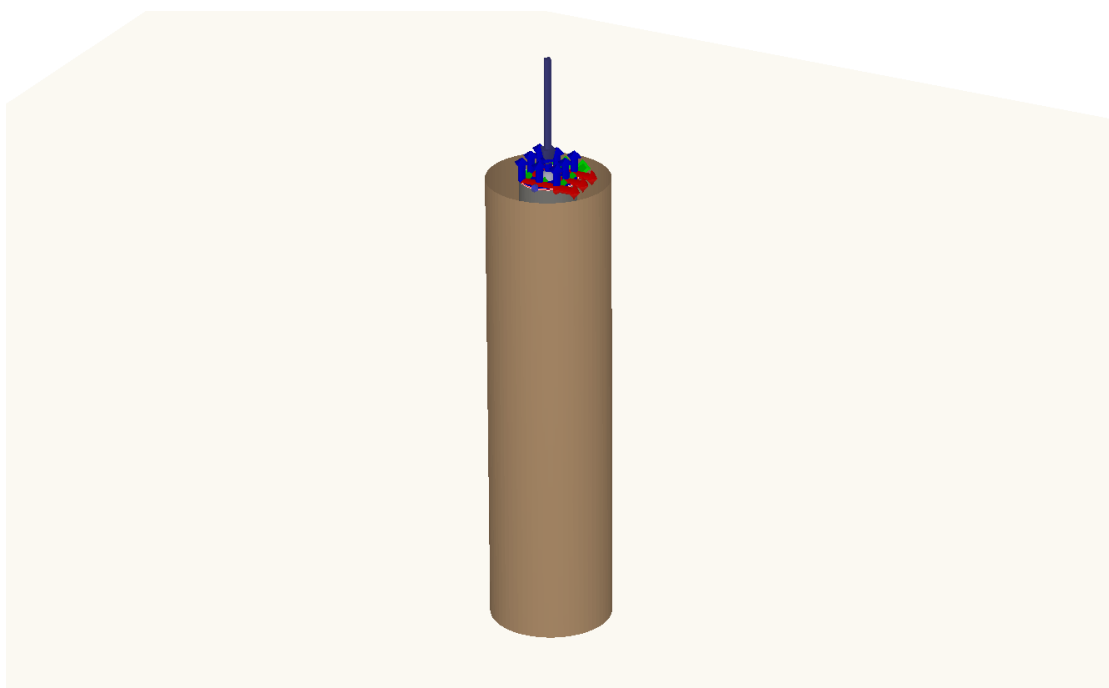
## 6.2 Геометрија, параметри на моделот и фази на анализа

PLAXIS овозможува опција за промена на геометриската конфигурација со активирање и деактивирање на групи или конструктивни објекти, што е погодно да се симулира инсталацијата на кол и другите фази на градба, како што се промените на товарење за време на процесот на испитување на колот. Материјалните карактеристики и распределбата на порниот притисок, може да се променат во секоја фаза од анализата.

За да може да се спроведе реална нумеричка анализа која ќе даде резултати кои треба да ги споредиме со резултатите од експерименталните истражувања потребно е нумеричката анализа да се спроведе со иста геометрија и исти гранични услови како експерименталните истражувања. Исто така при егзекуција треба да се запазена е динамиката на товарење, (преку соодветни фази на товарење) кои се фази се еквивалентни со оние од експерименталното истражување.

Системот на кол во интеракција со почвата е моделиран софтверскиот пакет PLAXIS 3D, иако задачата може да се разгледува и како осносиметрична во 2D. Се разгледува просторна состојба на напрегања и деформации. Геометријата на нумеричкиот модел ја следи геометријата на експерименталните модели. Почвениот простор се дефинира преку дупнатина и хоризонтални работни рамнини. Работните рамнини се користат за дефинирање на геометриските и контурните линии на конструкцијата, како и на слоевитоста на почвата.

Првиот модел се однесува на експериментот Е1 (Кадрифаково). Колот е со дијаметар од 120 см и должина од 10 m. Оптоварувањето на колот е зададено преку плочаст елемент кој ја распределува силата на целата површина на колот. Врската помеѓу колот и почвата е дефинирана преку коефициентот на контактот дефиниран за целата обиколка на колот. Геометријата на моделот е прикажана на слика 6.5.



Слика 6.5. Геометрија на нумеричкиот модел Е1 (Кадрифаково)

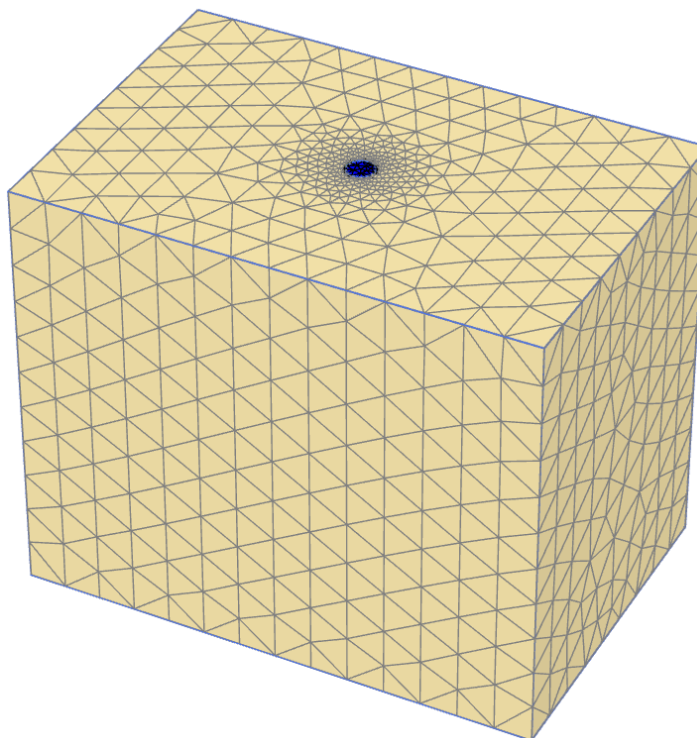
На страните од моделот се усвоени стандардни гранични услови – спречени деформации во  $x$  и  $y$  правец, додека на долната страна спречени деформации во  $x$ ,  $y$  и  $z$  правец. Во табела 6.1 се прикажани карактеристики на материјалите со кои се симулира однесување на почвата и колот.

Табела 6.1 Карактеристики на материјалите Е1 (Кадрифаково)

Карактеристика	Мерна единица	Почва	Кол
Материјален модел	[/]	Mohr-Coulomb	Linear-Elastic
Услови на дренање	[/]	Дренирани	Non-porous
Волуменска тежина во природна состојба $\gamma_{unsat}$	[kN/m <sup>3</sup> ]	19.5	25.0
Волуменска тежина во заситена состојба $\gamma_{sat}$	[kN/m <sup>3</sup> ]	20.0	/
Модул на еластичност $E$	[kN/m <sup>2</sup> ]	променлив	31.500.00,00
Поасонов коефициент $\nu$	[/]	0.3	0.17
Кохезија $c'$	[kN/m <sup>2</sup> ]	10.0	/
Агол на внатрешно триење $\phi'$	[°]	22.0	/
Агол на дилатанција $\psi$	[°]	/	/



На слика 6.6 е прикажана 3Д генерираната мрежа на триаголни конечни елементи со кои е дискретизиран моделот.



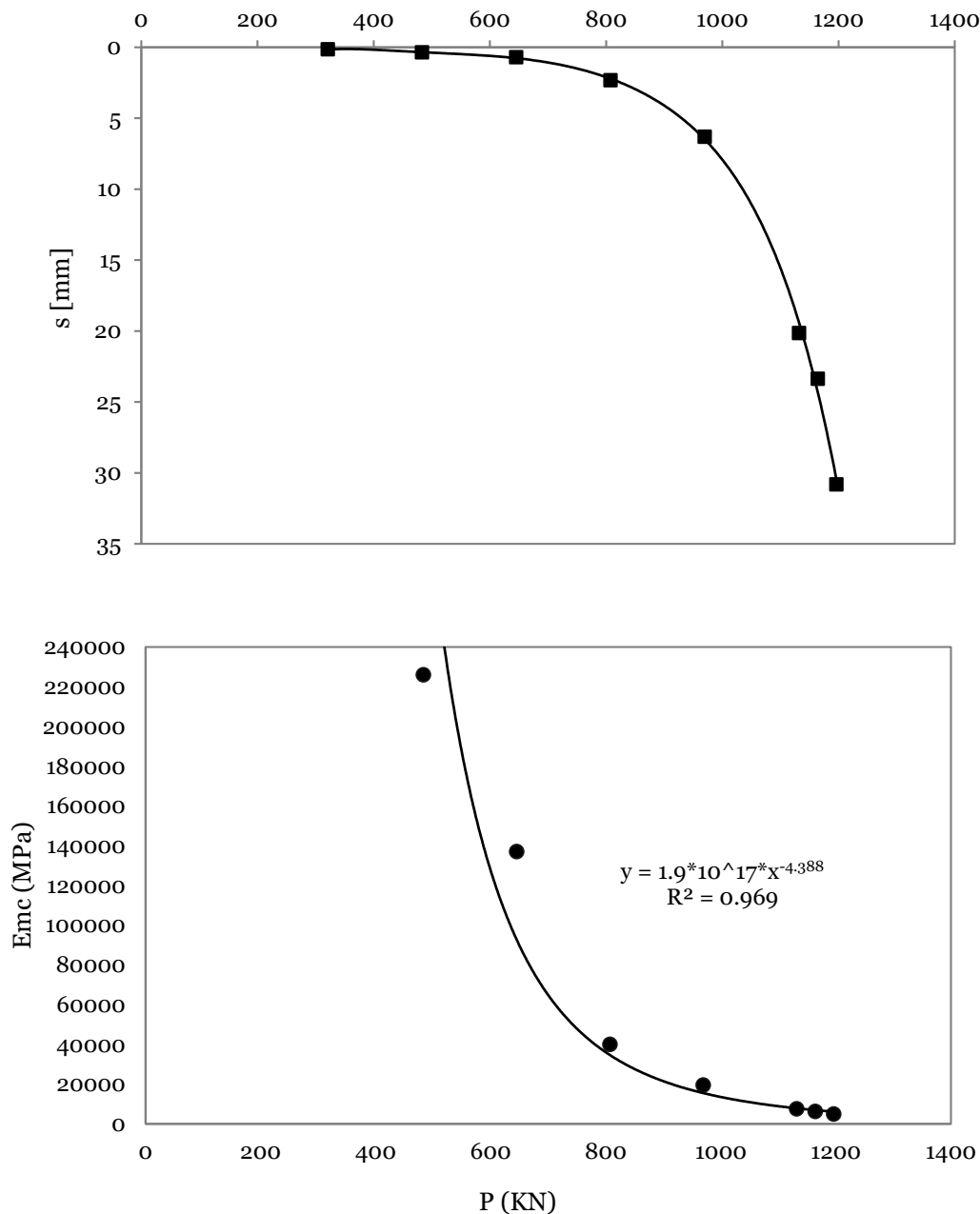
Слика 6.6. Дискретизација на моделот E1 (Кадрифаково) со конечни елементи

Анализата опфаќа калибрирање на зависноста товар – деформација преку модулот на стисливост  $E_{oed}$  или модул или овде именуван како  $E_{mc}$  (од Mohr-Coulomb) кој ќе даде приближно еднакви деформации за зададен товар споредено со резултатите од физичкиот модел. Врската кол – почва е симулирана со спојни елементи (Interface) со константна вредност  $R_{inter}=1.0$ . Резултатите се прикажани во следната табела, а дијаграмски се илустрирани во продолжение.

Табела 6.2 Резултати од спроведената анализа

Товар [kN]	Слегнување [mm]	$E_{oed}=E_{mc}$ [kPa]
483	0.363	226000
645.2	0.7167	137000
807.6	2.33	40000
969.6	6.32	19500
1132	20.15	7500
1196.4	30.82	4900

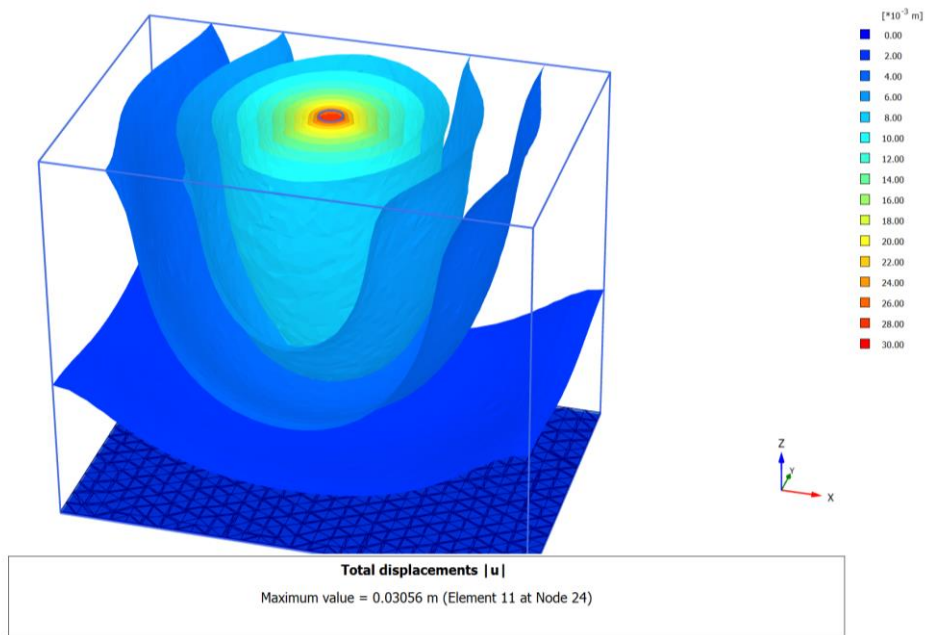
На следниот дијаграм е дадена зависноста на товарот и слегањето, како и зависноста товар – модул  $E_{mc}$ .



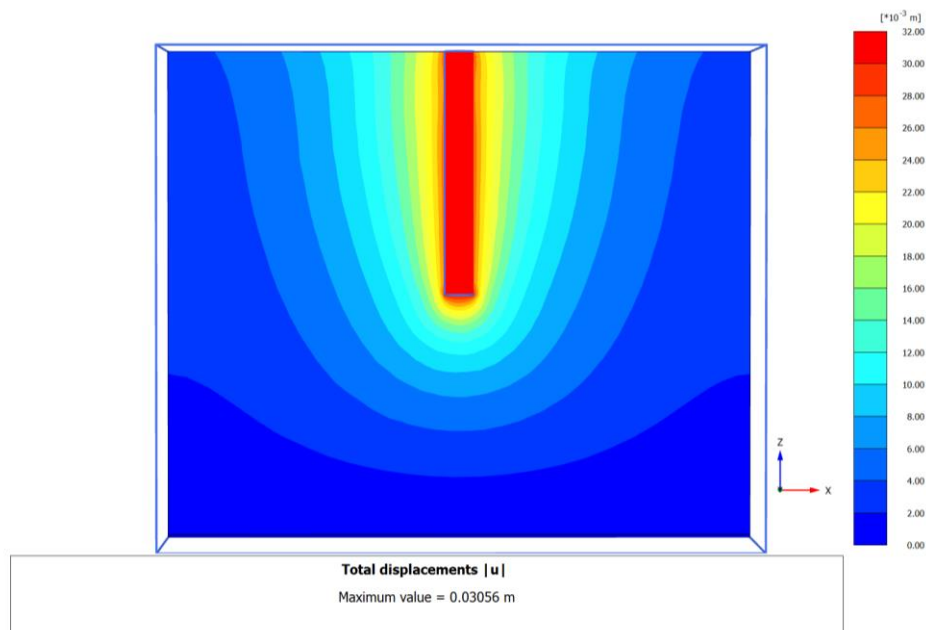
Слика 6.7. Зависност на товарот и слегањето калибриран преку промена на модулот  $E_{mc}$  за константен  $R_{inter}=1.0$  за модел E1 (Кадрифаково)

Од анализата може да се заклучи дека за малите оптоварувања се добиваат нереално големи модули кои не се анализираат од причина што во практика за такви мали оптоварувања не се користат длабоки темели. Затоа, резултатите се однесуваат за поголеми оптоварувања кои се очекуваат да бидат како работни товари на конструкцијата. Од кривата товар – модул  $E_{mc}$  добиена според резултатите од нумеричката анализа може да се отчита модулот за било кое оптоварување кое ќе се користи при понатамошните анализи за пресметка на колов темел.

Во продолжение се презентираат резултати за позначајни параметри, и тоа само за максималното оптоварување на моделот.



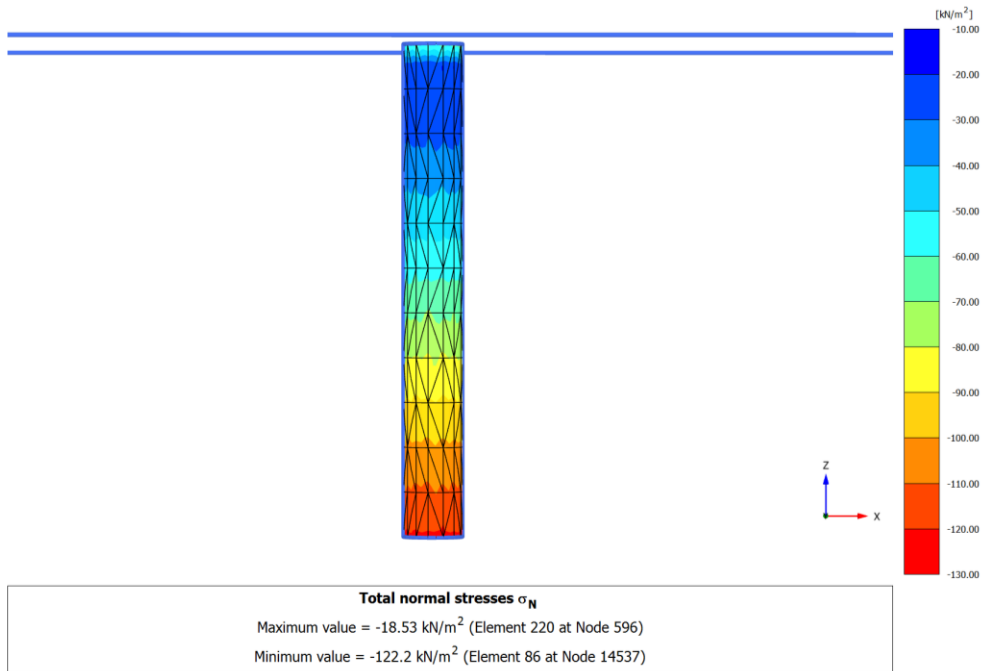
Слика 6.8. 3Д приказ на вкупни деформации на моделот Е1 (Кадрифаково)



Слика 6.9. Вкупни деформации на колот со околната средина во пресек на моделот Е1 (Кадрифаково)

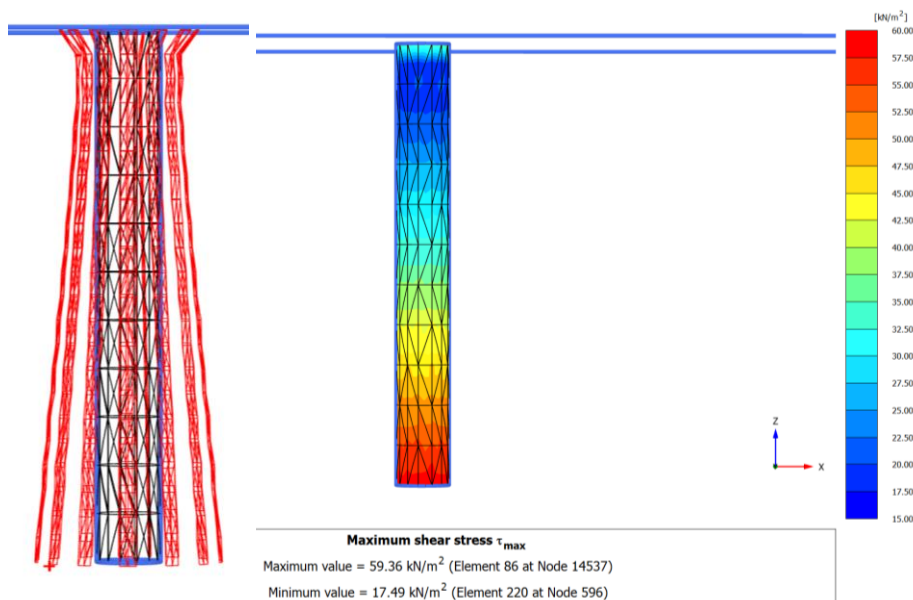
Од приказот на деформациите за максимален товар од 1163 kN се гледа дека максималните деформации се наоѓаат под врвот на колот и непосредно околу неговата обиколка и изнесуваат 3.056 cm.

На слика 6.10 се презентирани нормалните напрегања на контактната површина помеѓу колот и почвата.



Слика 6.10. Вкупни нормални напрегања на контактната површина на колот со околната средина во пресек на колот за модел Е1 (Кадрифаково)

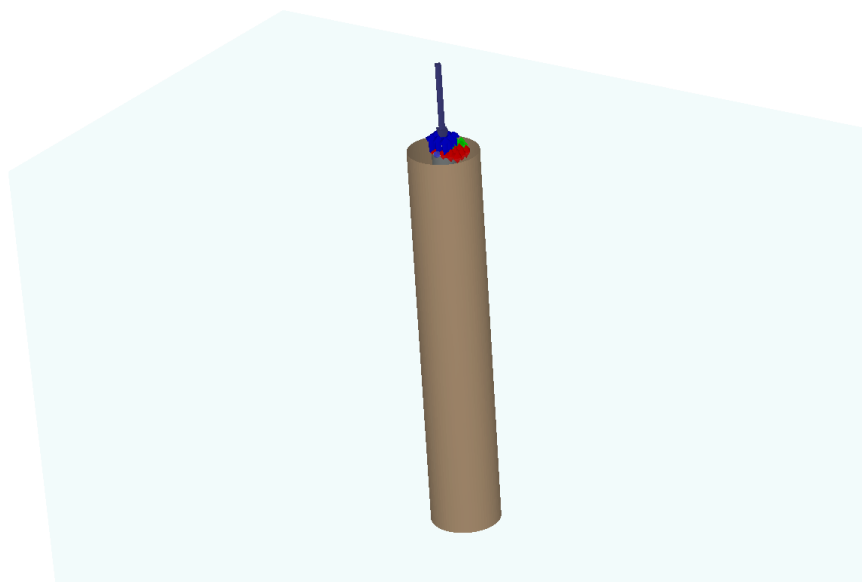
Максималните нормални напрегања на контактната површина помеѓу колот и почвата изнесуваат 122.2 kPa и се јавуваат на врвот на колот што е за очекување. На следната слика се прикажани максималните тангенцијални напрегања на контактната површина помеѓу колот и почвата.



Слика 6.11. Максимални тангенцијални напрегања на контактната површина на колот со околната средина во пресек на колот за модел Е1 (Кадрифаково)

Максималните тангенцијални напрегања на контактната површина помеѓу колот и почвата изнесуваат 59.36 kPa и се јавуваат на врвот на колот што е за очекување.

Вториот модел се однесува на експериментот Е2 (Жабени). Колот е со геометриски карактеристики со дијаметар од 0.80 m и должина од 14 m. Оптоварувањето на колот е зададено преку плочаст елемент кој ја распределува силата на целата површина на колот. Врската помеѓу колот и почвата е дефинирана преку коефициентот на контактот дефиниран за целата обиколка на колот. Геометријата на моделот е прикажан на слика 6.12.



Слика 6.12. Геометрија на нумеричкиот модел Е2 (Жабени)

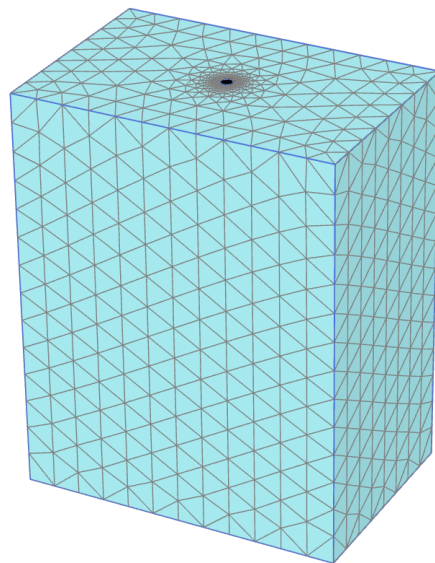
На страниците од моделот се усвоени стандардни гранични услови – спречени деформации во  $x$  и  $y$  правец, додека на долната страна спречени деформации во  $x$ ,  $y$  и  $z$  правец.

Во табела 6.3 се прикажани карактеристики на материјалите со кои се симулира однесување на почвата и колот.

Табела 6.3 Карактеристики на материјалите Е2 (Жабени)

Карактеристики	Мерна единица	Почва	Кол
Материјален модел	[/]	Mohr-Coulomb	Linear-Elastic
Услови на дренажање	[/]	Дренирани	Non-porous
Волуменска тежина во природна состојба $\gamma_{unsat}$	[kN/m <sup>3</sup> ]	19.5	25.0
Волуменска тежина во заситена состојба $\gamma_{sat}$	[kN/m <sup>3</sup> ]	20.0	/
Модул на еластичност $E$	[kN/m <sup>2</sup> ]	променлив	31.500.00,00
Поасонов коефициент $\nu$	[/]	0.3	0.17
Кохезија $c'$	[kN/m <sup>2</sup> ]	20.0	/
Агол на внатрешно триење $\phi'$	[°]	24	/
Агол на дилатанција $\psi$	[°]	/	/

На слика 6.13 е прикажана 3D генерираната мрежа на триаголни конечни елементи со кои е дискретизиран моделот.



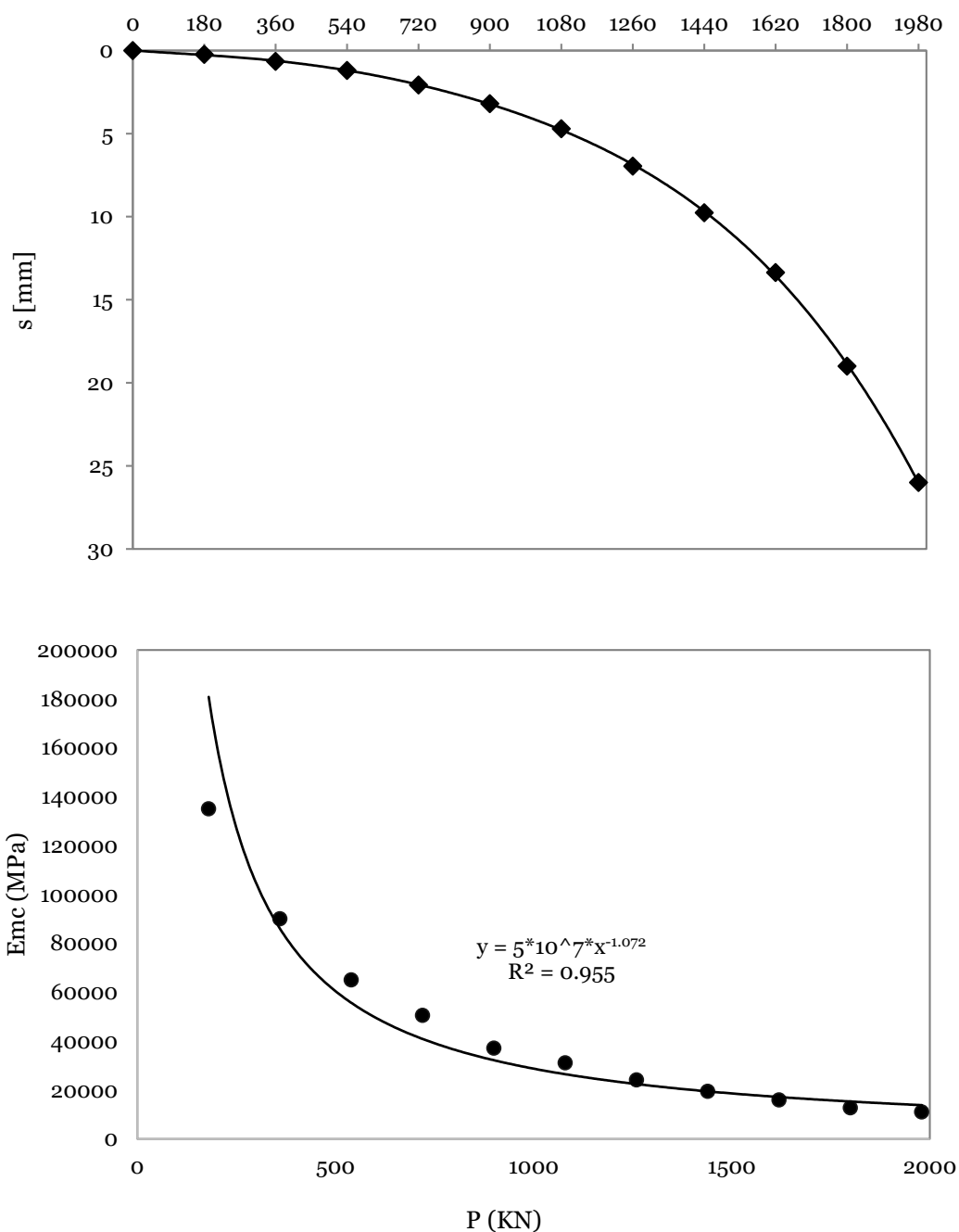
Слика 6.13. Дискретизација на моделот E2 (Жабени) со конечни елементи

Како и кај првиот модел, анализата опфаќа калибрирање на зависноста товар – деформација преку модулот  $E_{mc}$  кој ќе даде приближно еднакви деформации за зададен товар споредено со резултатите од физичкиот модел. Врската кол – почва е симулирана со спојни елементи (Interface) со константна вредност  $R_{inter}=1.0$ . Резултатите се прикажани во следната табела, а дијаграмски се илустрирани во продолжение.

Табела 6.4 Резултати од спроведената анализа

Товар [kN]	Слегнување [mm]	$E_{oed}=E_{mc}$ [kPa]
180	0.23	135000
360	0.65	90000
540	1.093	65000
720	2.070	46000
900	3.420	37100
1080	4.706	31100
1260	6.956	24100
1440	9.763	19400
1620	13.360	15900
1800	19.17	12300
1980	26.00	11000

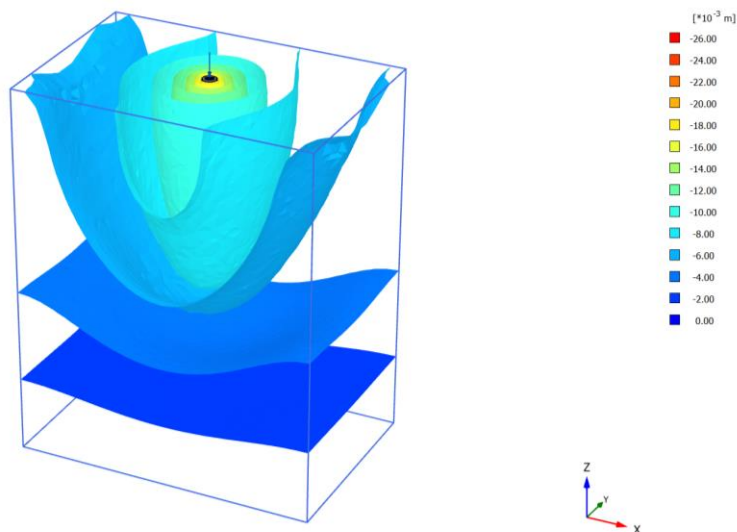
На следниот дијаграм е дадена зависноста на товарот и слегањето, како и зависноста товар – модул  $E_{mc}$ .



Слика 6.14. Зависност на товарот и слегаето калибриран преку промена на модулот  $E_{mc}$  за константен  $R_{inter}=1.0$  за модел E2 (Жабени)

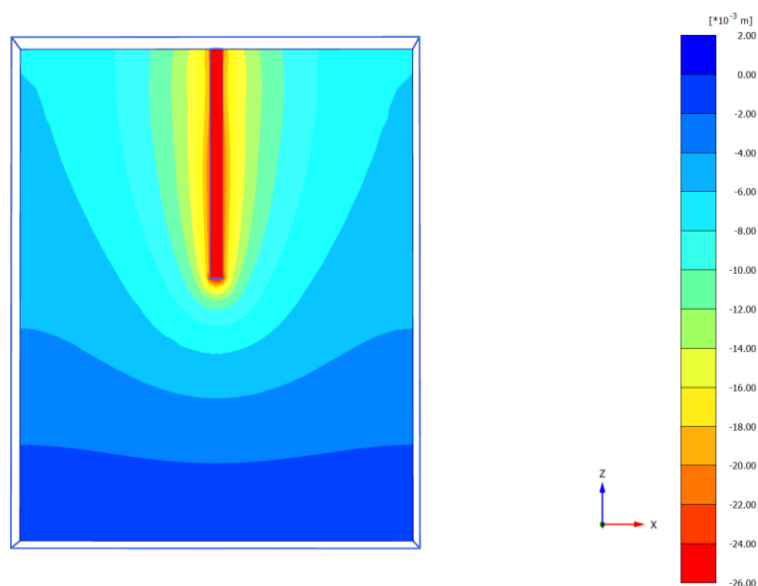
Од анализата може да се заклучи дека за малите оптоварувања се добиваат релативно големи модули за такви почвени материјали. Од кривата товар – модул  $E_{mc}$  добиена според резултатите од нумеричката анализа може да се отчита модулот за било кое оптоварување кое ќе се користи при понатамошните анализи за пресметка на колов темел.

Во продолжение се презентираат резултати за позначајни параметри, и тоа само за максималното оптоварување на моделот.



**Total displacements  $u_z$**   
 Maximum value = 0.000 m (Element 1399 at Node 23686)  
 Minimum value = -0.02597 m (Element 44 at Node 24)

Слика 6.15. 3Д приказ на вкупни деформации на моделот Е2 (Жабени)



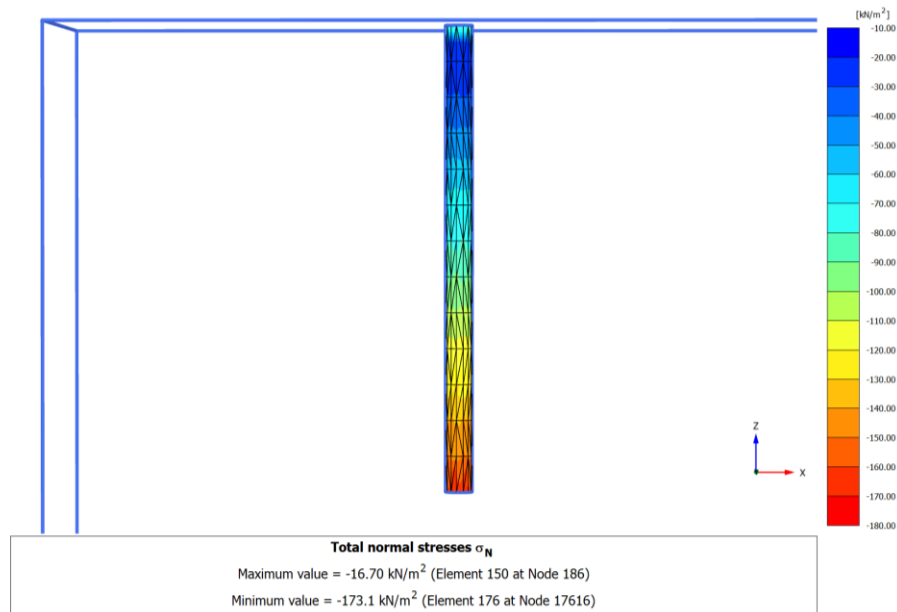
**Total displacements  $u_z$**   
 Maximum value = 0.000 m  
 Minimum value = -0.02597 m

Слика 6.16. Вкупни деформации на колот со околната средина во пресек на моделот Е2 (Жабени)

Од приказот на деформациите за максимален товар од 19803 kN се гледа дека максималните деформации се наоѓаат под врвот на колот и непосредно околу неговата обиколка и изнесуваат 2.597 cm.

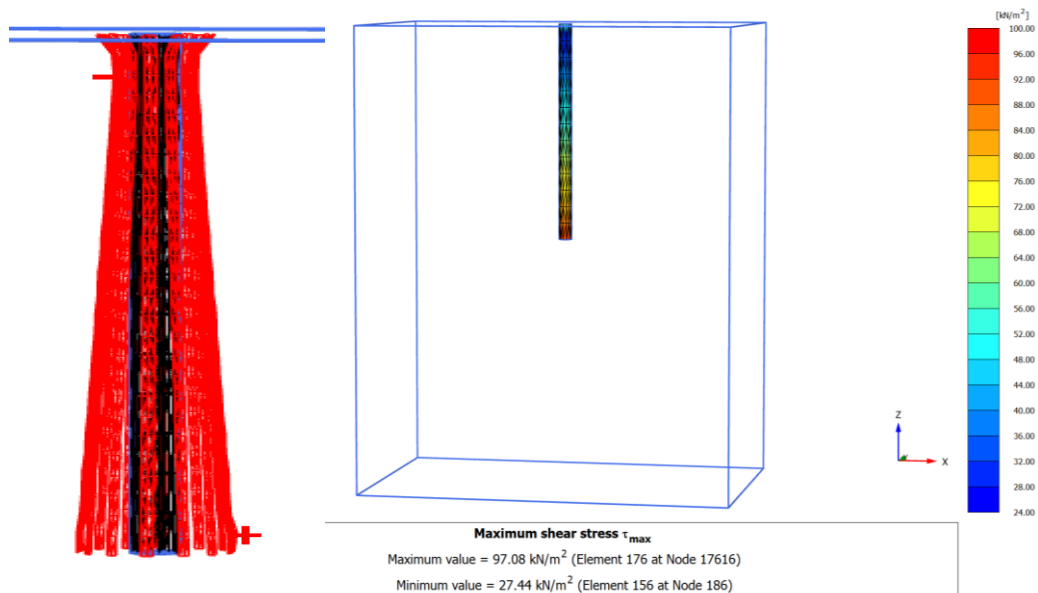
На слика 6.17 се презентирани нормалните напрегања на контактната површина помеѓу колот и почвата.





Слика 6.17. Вкупни нормални напрегања на контактната површина на колот со околната средина во пресек на колот за модел Е2 (Жабени)

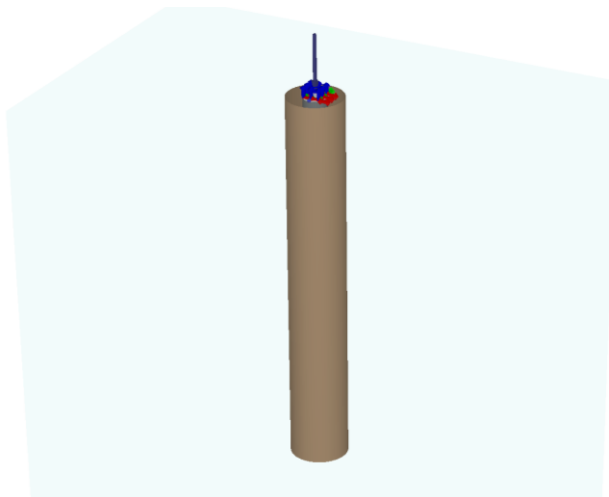
Максималните нормални напрегања на контактната површина помеѓу колот и почвата изнесуваат 173.1 kPa и се јавуваат на врвот на колот што е за очекување. На слика 6.18 се прикажани максималните тангенцијални напрегања на контактната површина помеѓу колот и почвата.



Слика 6.18. Максимални тангенцијални напрегања на контактната површина на колот со околната средина во пресек на колот за модел Е2 (Жабени)

Максималните тангенцијални напрегања на контактната површина помеѓу колот и почвата изнесуваат 97.08 kPa и се јавуваат на врвот на колот што е за очекување.

Третиот модел се однесува на експериментот Ез (Извор). Колот е со геометриски карактеристики со дијаметар од 1.2 m и должина од 19 m. Оптоварувањето на колот е зададено преку плочаст елемент кој ја распределува силата на целата површина на колот. Врската помеѓу колот и почвата е дефинирана преку коефициентот на контактот дефиниран за целата обиколка на колот. Геометријата на моделот е прикажан на следната слика.



Слика 6.19. Геометрија на нумеричкиот модел Ез (Извор)

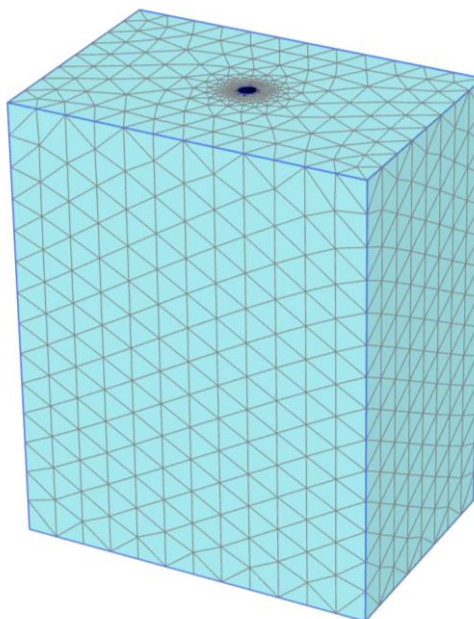
На страните од моделот се усвоени стандардни гранични услови – спречени деформации во  $x$  и  $y$  правец, додека на долната страна спречени деформации во  $x$ ,  $y$  и  $z$  правец.

Во табела 6.5 се поместени карактеристики на материјалите со кои се симулира однесување на почвата и колот.

Табела 6.5 Карактеристики на материјалите Ез (Извор)

Карактеристика	Мерна единица	Почва	Кол
Материјален модел	[/]	Mohr-Coulomb	Linear-Elastic
Услови на дренарање	[/]	Дренирани	Non-porous
Волуменска тежина во природна состојба $\gamma_{unsat}$	[kN/m <sup>3</sup> ]	21.0	25.0
Волуменска тежина во заситена состојба $\gamma_{sat}$	[kN/m <sup>3</sup> ]	21.5	/
Модул на еластичност $E$	[kN/m <sup>2</sup> ]	променлив	31.500.00,00
Поасонов коефициент $\nu$	[/]	0.3	0.17
Кохезија $c'$	[kN/m <sup>2</sup> ]	5.0	/
Агол на внатрешно триење $\phi'$	[°]	35.0	/
Агол на дилатанција $\psi$	[°]	5.0	/

На слика 6.20 е прикажана 3D генерираната мрежа на триаголни конечни елементи со кои е дискретизиран моделот.



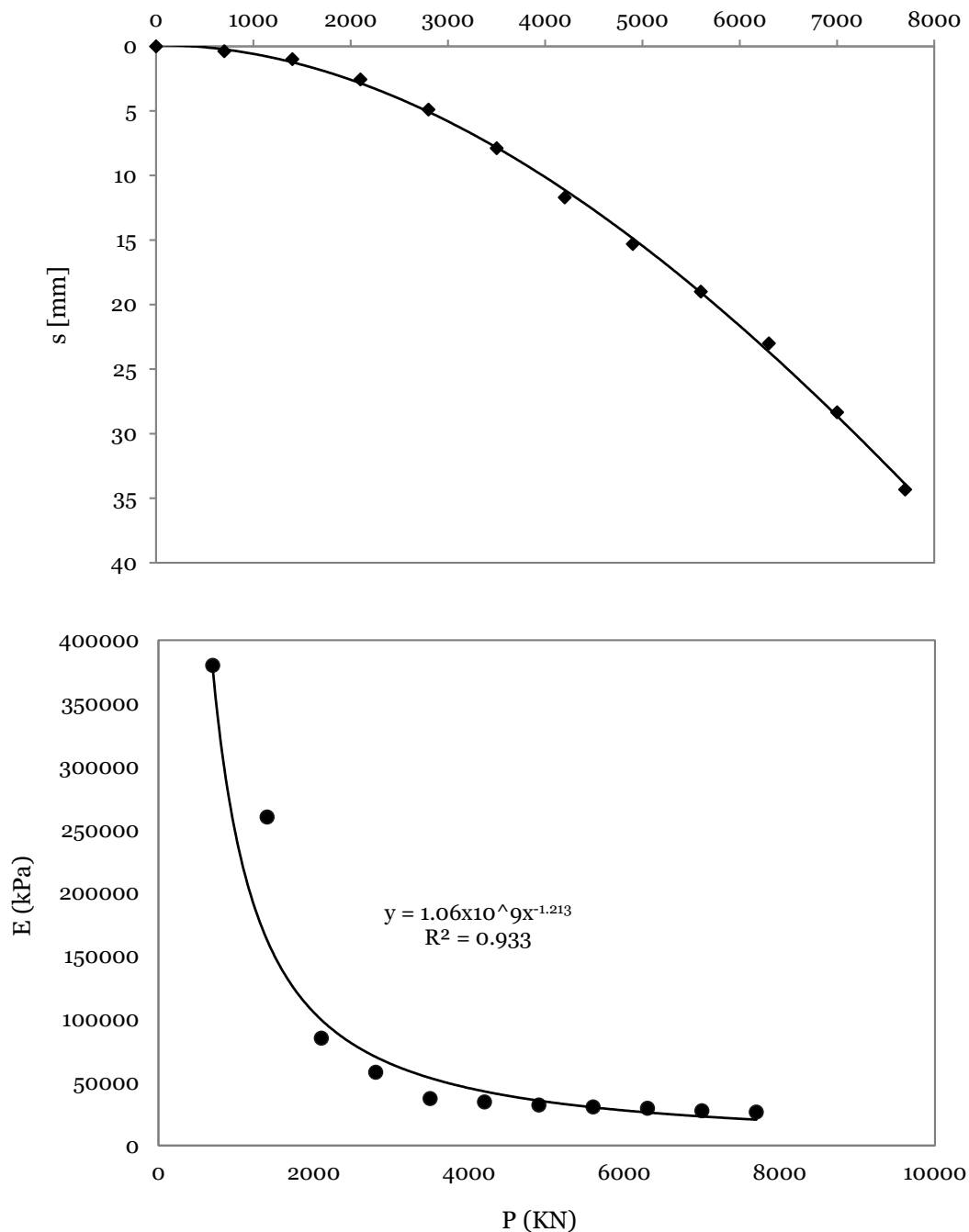
Слика 6.20. Дискретизација на моделот Ез (Извор) со конечни елементи

Анализата опфаќа калибрирање на зависноста товар – деформација преку модулот на стисливост  $E_{oed}$  или модул или овде именуван како  $E_{mc}$  (од Mohr-Coulomb) кој ќе даде приближно еднакви деформации за зададен товар споредено со резултатите од физичкиот модел. Врската кол – почва е симулирана со спојни елементи (Interface) со константна вредност  $R_{inter}=1.0$ . Резултатите се прикажани во следната табела, а дијаграмски се илустрирани во продолжение.

Табела 6.6 Резултати од спроведената анализа

Товар [KN]	Слегнување [mm]	$E_{oed}=E_{cm}$ [kPa]
700	0.38	380000
1400	1.00	260000
2100	2.57	85000
2800	4.90	58000
3500	7.88	37100
4200	11.70	34500
4900	15.31	32000
5600	19.00	30500
6300	23.00	29500
7000	128.34	27500
7700	34.43	26500

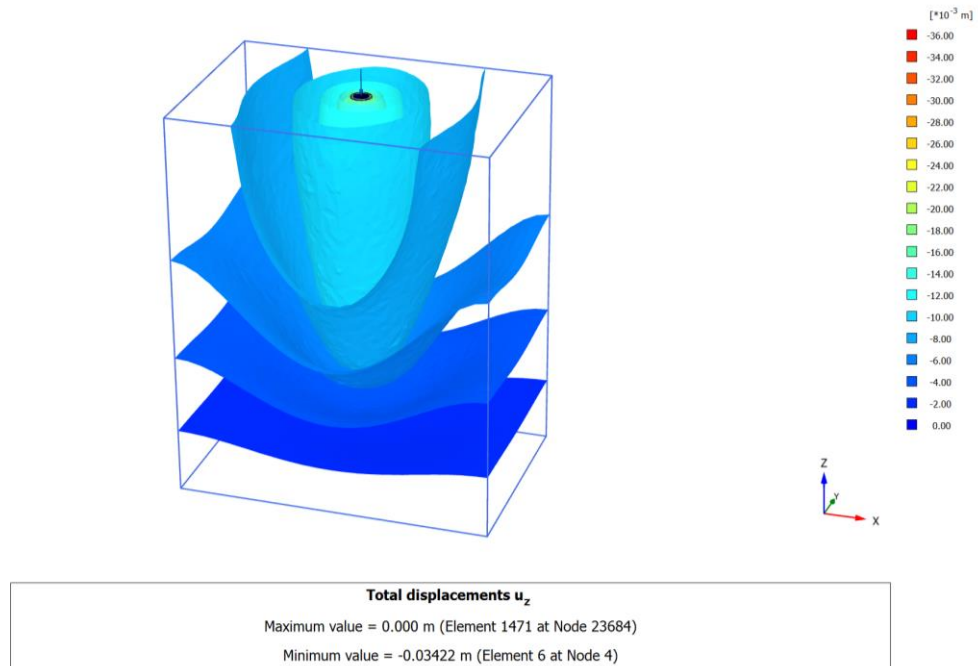
На следниот дијаграм е дадена зависноста на товарот и слегањето, како и зависноста товар – модул  $E_{mc}$ .



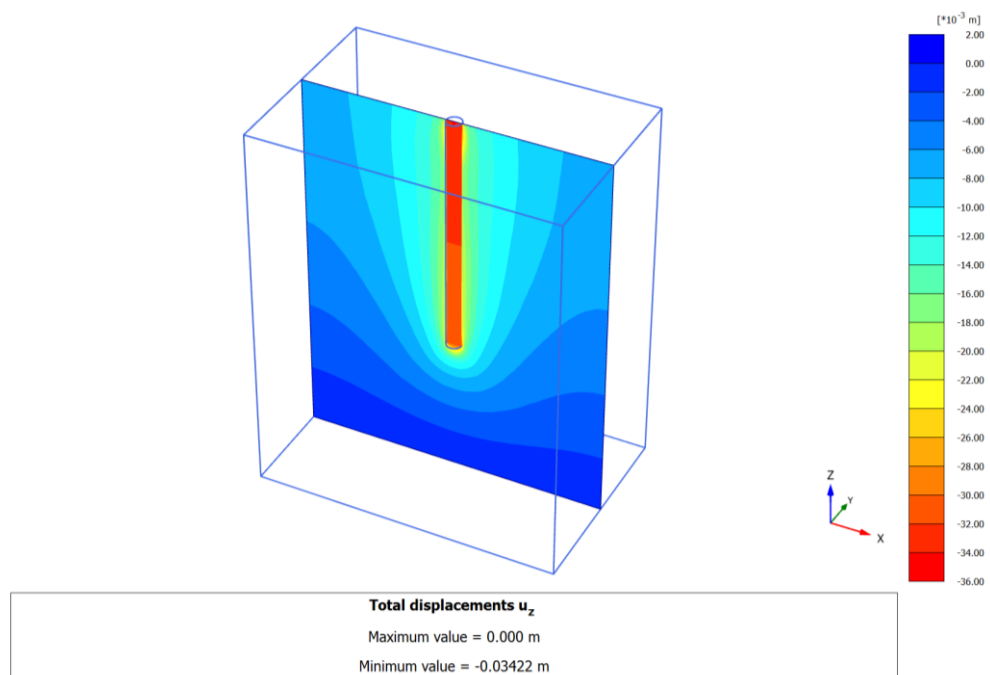
Слика 6.21. Зависност на товарот и слегаето калибриран преку промена на модулот  $E_{mc}$  за константен  $R_{inter}=1.0$  за модел Е3 (Извор)

Од анализата може да се заклучи дека за малите оптоварувања до 2000 kN се добиваат релативно големи модули. Од кривата товар – модул  $E_{mc}$  добиена според резултатите од нумеричката анализа може да се отчита модулот за било кое оптоварување кое ќе се користи при понатамошните анализи за пресметка на колов темел. За поголемите оптоварувања до 7700 kN зависноста е речиси линеарна.

Во продолжение се презентираат резултати за позначајни параметри, и тоа само за максималното оптоварување на моделот.



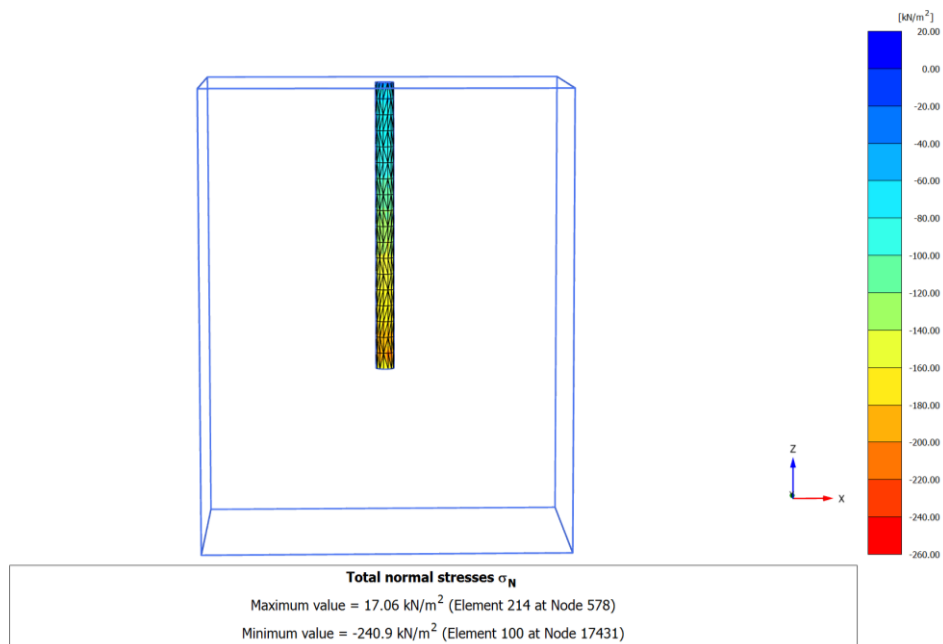
Слика 6.22. 3Д приказ на вкупни деформации на моделот Е3 (Извор)



Слика 6.23. Вкупни деформации на колот со околната средина во пресек на моделот Е3 (Извор)

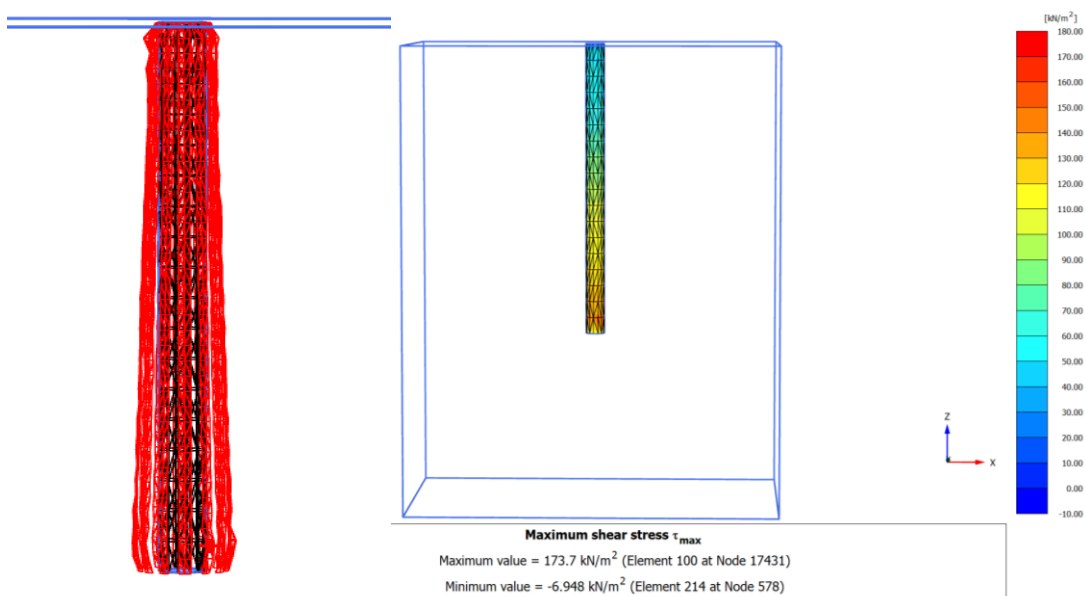
Од приказот на деформациите за максимален товар од 7700 kN се гледа дека максималните деформации се наоѓаат под врвот на колот и непосредно околу неговата обиколка и изнесуваат 3.422 cm.

На слика 6.24 се презентирани нормалните напрегања на контактната површина помеѓу колот и почвата.



Слика 6.24. Вкупни нормални напрегања на контактната површина на колот со околната средина во пресек на колот за модел Е3 (Извор)

Максималните нормални напрегања на контактната површина помеѓу колот и почвата изнесуваат 240.9 kPa и се јавуваат на врвот на колот што е за очекување. На слика 6.25 се прикажани максималните тангенцијални напрегања на контактната површина помеѓу колот и почвата.



Слика 6.25. Максималните тангенцијални напрегања на контактната површина на колот со околната средина во пресек на колот за модел Е3 (Извор)

Максималните тангенцијални напрегања на контактната површина помеѓу колот и почвата изнесуваат 173.7 kPa и се јавуваат на врвот на колот што е за очекување.

## 7. КОМПАРАТИВНА АНАЛИЗА НА РЕЗУЛТАТИТЕ

### 7.1. Класификација на можни случаи на интеракција според типови на темелна подлога

Според извршените анализи во претходните поглавја се согледува дека е можна систематизација на резултатите кои доведуваат и до некои заклучоци и идеи за понатамошни истражувања. За поткрепа на претходниот став, може да послужат и збирните прикази на карактеристични дијаграми товар - слегнување за поголем број на испитувани колови.

Табела 7.1 Преглед на испитани колови

Тест кол	Тип на објект	Локација	Тип на кол (лебдечк и/стоечки)	Геометриски карактеристики на кол		$\lambda$	Почвен полупростор *	Сила (kN)	Деф. (mm)
				D (m)	L (m)				
ТК 1	Вијадукт	Добреноец автопат Кичево - Охрид	стоечки	1.20	16	13.33	Меки карпи	9350	3.46
ТК 2	Вијадукт	Лавчани автопат Кичево - Охрид	стоечки	1.20	16	13.33	Меки карпи	9000	2.08
ТК 3	Стан. - дел.	Лимак - Скопје	лебдечк и	1.00	12	12.00	Ситнозрни почви	9000	94.55
ТК 4	Вијадукт	Балталиска експресен пат Штип - Радовиш	стоечки	1.20	18	15.00	Крупнозрни почви	7800	4.56
ТК 5	Мост	АСНОМ - Вардар, Скопје	лебдечк и	1.20	15	12.50	Крупнозрни почви	7700	11.61
ТК 6	Вијадукт	Извор автопат Кичево - Охрид	лебдечк и	1.20	19	15.83	Крупнозрни почви	7700	34.32
ТК 7	Мост	Брегалница експресен пат Штип - Радовиш	лебдечк и	1.20	10	8.33	Крупнозрни почви	4000	19.56
ТК 8	Мост	Пчиња - Коњаре	стоечки	1.20	16	13.33	Меки карпи	3500	1.69
ТК 9	Мост	Бучим експресен пат Штип - Радовиш	стоечки	1.20	11	9.17	Крупнозрни почви	4320	8.45
ТК 10	Надпатник	Рампа 1 автопат Миладиновци - Штип	стоечки	1.00	16	16.00	Крупнозрни почви	3306	2.93
ТК 11	Надпатник	Рампа 2 автопат Миладиновци - Штип	стоечки	0.80	16	20.00	Крупнозрни почви	3600	8.46
ТК 12	Мост	Крупниште експресен пат Штип - Кочани	стоечки	0.80	12	15.00	Крупнозрни почви	2000	3.33
ТК 13	Хала	Жабени - Битола	лебдечк и	0.80	14	17.50	Ситнозрни почви	1980	26.00
ТК 14	Надвозник	Кадрифаково 1 автопат Миладиновци - Штип	лебдечк и	1.20	10	8.33	Ситнозрни почви	1197	30.38
ТК 15	Надвозник	Кадрифаково 2 автопат Миладиновци - Штип	лебдечк и	1.20	10	8.33	Ситнозрни почви	1132	37.50

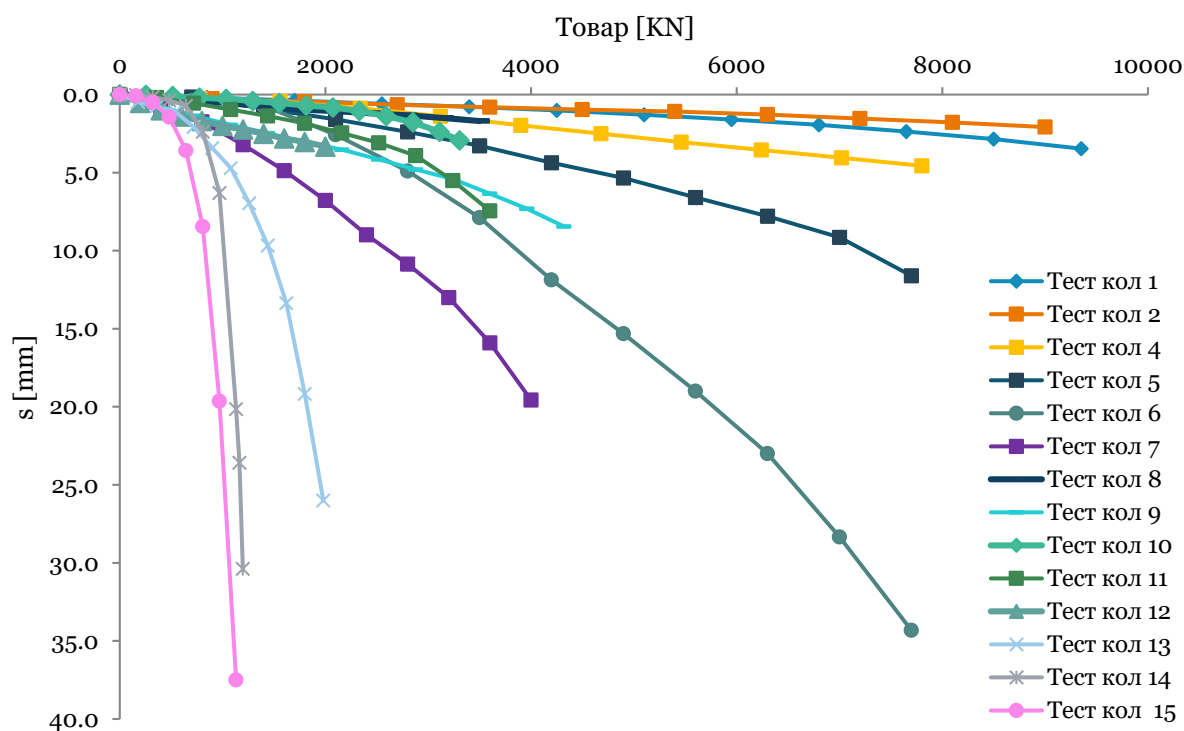
Во табела 7.1 е прикажан вкупниот преглед според редоследот на испитаните колови од најголема кон најмала сила. Поодделно е даден преглед за секој тест кол и тоа за: деформации, геометрија, бездимензионален коефициент  $\lambda$  ( $L/d$ ), соодветниот почвен полупрстор, тип на објект и локација.

\* ситнозрни (песокливи прашини и глини)

\* крупнозрни (песоци и чакали)

\* меки карпи (раздробени карпести материјали)

На слика 7.1 е прикажан збирен дијаграм од 14 тестирани колови. Зависноста товар - слегнување за тест кол 3 е прикажана посебно на слика 7.2 за подобар приказ бидејќи деформациите се релативно поголеми од останатите.



Слика 7.1. Збирен дијаграм со приказ на зависности товар - слегнување од 14 испитани колови

Понатаму, направена е групирање на коловите според геометриските карактеристики односно според бездимензионалниот коефициент ламда  $\lambda$ . Според него коловите се групирани во пет групи:

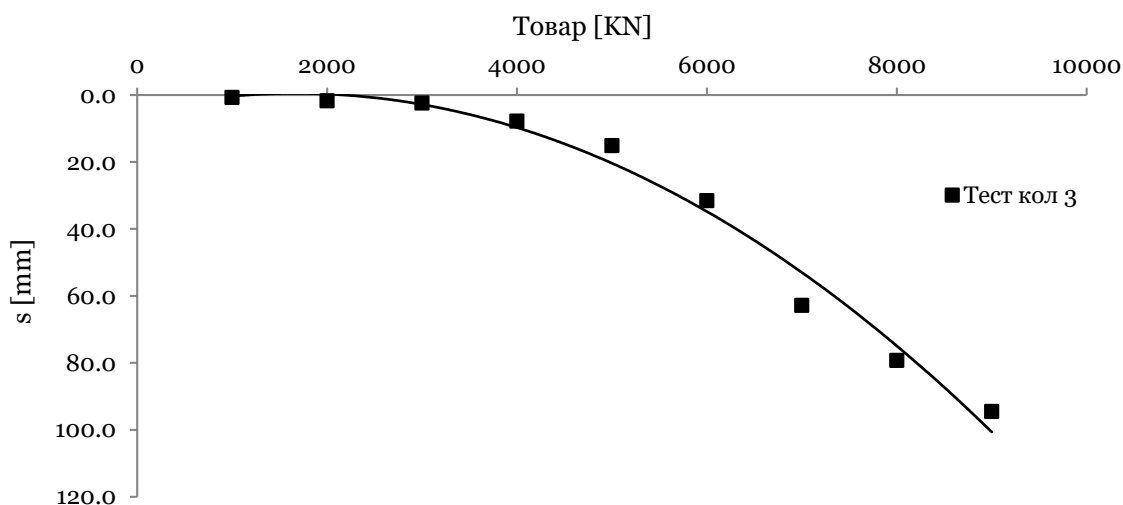
Табела 7.2 Групирање на колови според  $\lambda$

Интервал на $\lambda$	8 ÷ 10	10 ÷ 12	12 ÷ 14	14 ÷ 16	>16
Број на тест колови	4	1	4	4	2

На слика 7.2 е прикажан дијаграм на зависност товар – слегнување за тест кол 3 од локалитет Лимак – Скопје. Имено, станува збор за кол со  $\lambda=10\div 12$  изведен во почвена средина изградена од лапор кое што е карактеристично за скопската котлина. Иако е за

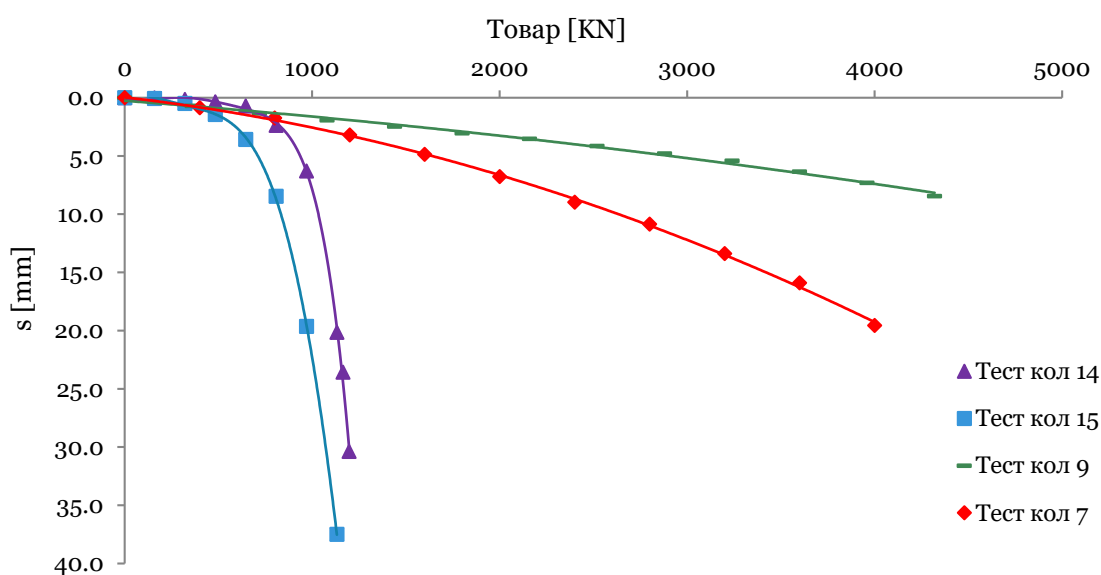


очекување истоиот да се однесува поблиску до стоечки колови, според зависноста товар – слегнување се согледува однесување како лебдечки кол.



Слика 7.2. Дијаграм со приказ на зависност товар - слегнување за тест кол 3 со  $\lambda=10\div 12$

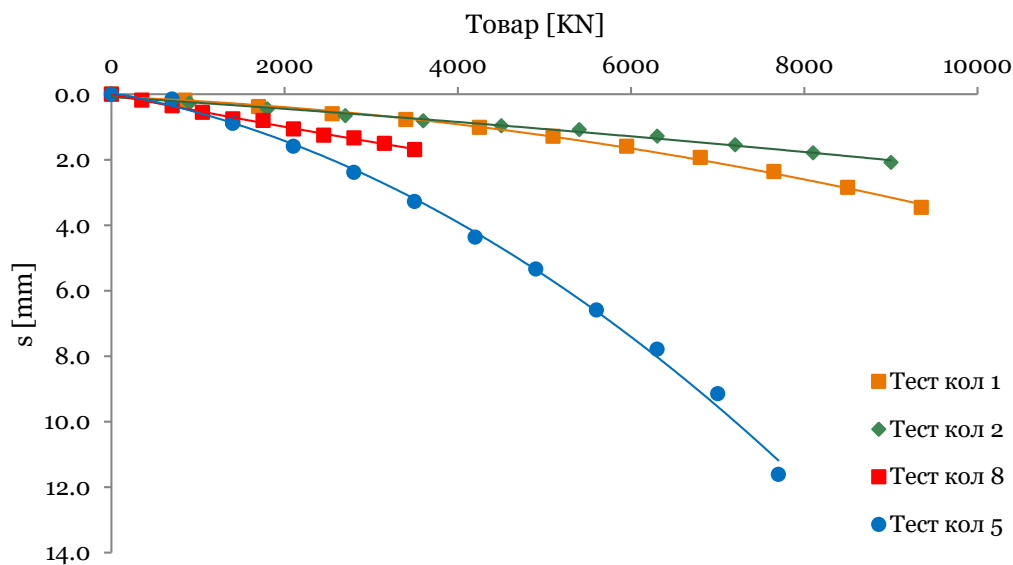
На следниот дијаграм се презентираат дијаграмски зависности товар – слегање за колови со  $\lambda = 8 \div 10$ . Овде спаѓаат 4 тест кола и тоа: ТК 7, ТК 9, ТК 14 и ТК 15.



Слика 7.3. Дијаграмски приказ на тест колови со  $\lambda=8\div 10$

Од дијаграмот се заклучува дека ТК 7 и ТК 9 се класифицираат како стоечки колови, додека коловите ТК 14 и ТК 15 се однесуваат како лебдечки.

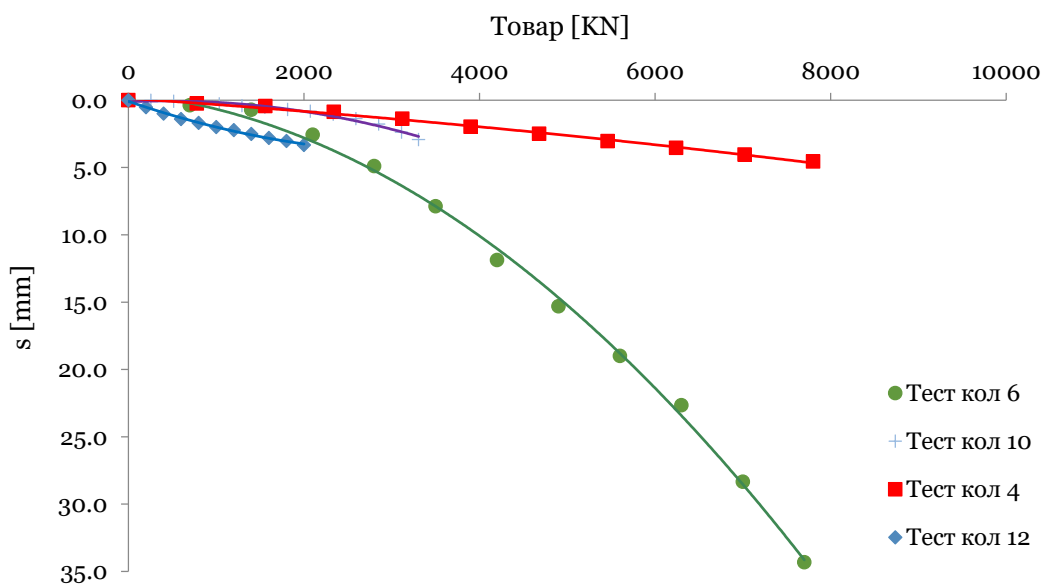
На следниот дијаграм се презентираат дијаграмски зависности товар – слегање за колови со  $\lambda = 12 \div 14$ . Овде спаѓаат 4 тест кола и тоа: ТК 1, ТК 2, ТК 8 и ТК 5.



Слика 7.4. Дијаграмски приказ на тест колови со  $\lambda=12\div14$

Од дијаграмот се заклучува дека ТК 1, ТК 2 и ТК 8 се класифицираат како стоечки колови, додека колот ТК 5 се однесуваат како лебдечки.

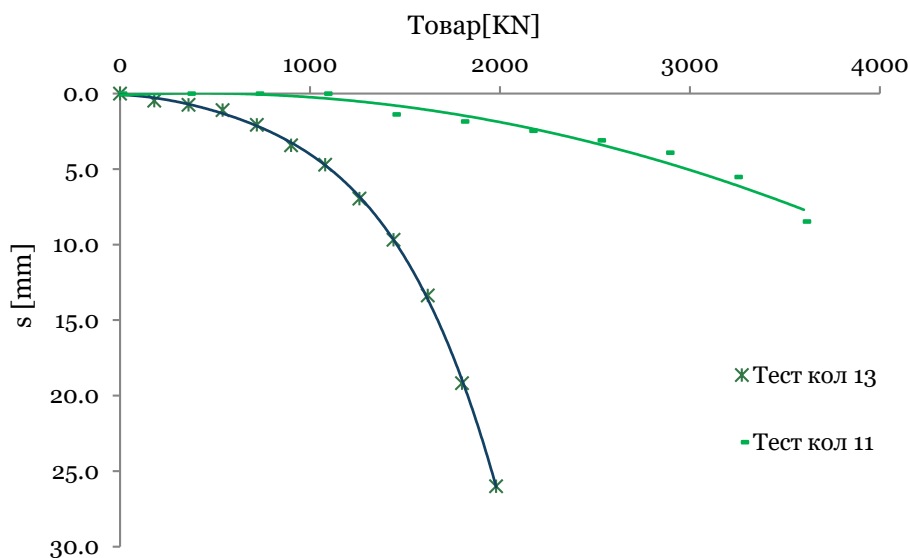
На следниот дијаграм се презентираат дијаграмски зависимости товар – слегање за колови со  $\lambda = 14 \div 16$ . Во оваа група спаѓаат 4 тест кола и тоа: ТК 4, ТК 6, ТК 10 и ТК 12.



Слика 7.5. Дијаграмски приказ на тест колови според  $\lambda=14\div16$

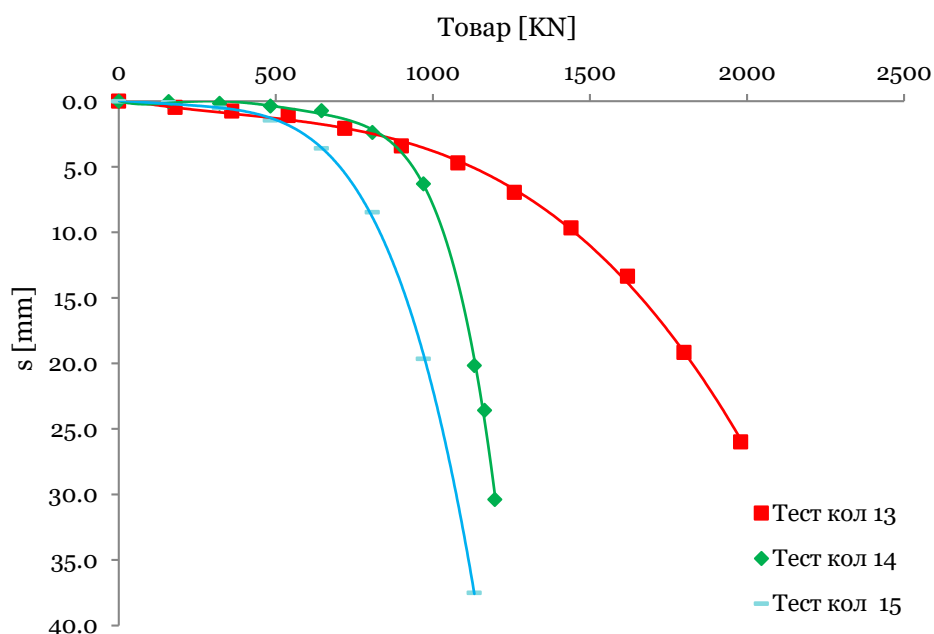
ТК 10, ТК 4 и ТК 12 се класифицираат како стоечки колови, додека колот ТК 6 како лебдечки.

На следниот дијаграм се презентираат дијаграмски зависимости товар – слегвање за колови со  $\lambda > 16$ . Во оваа група спаѓаат 2 тест кола и тоа: ТК 13 и ТК 11.



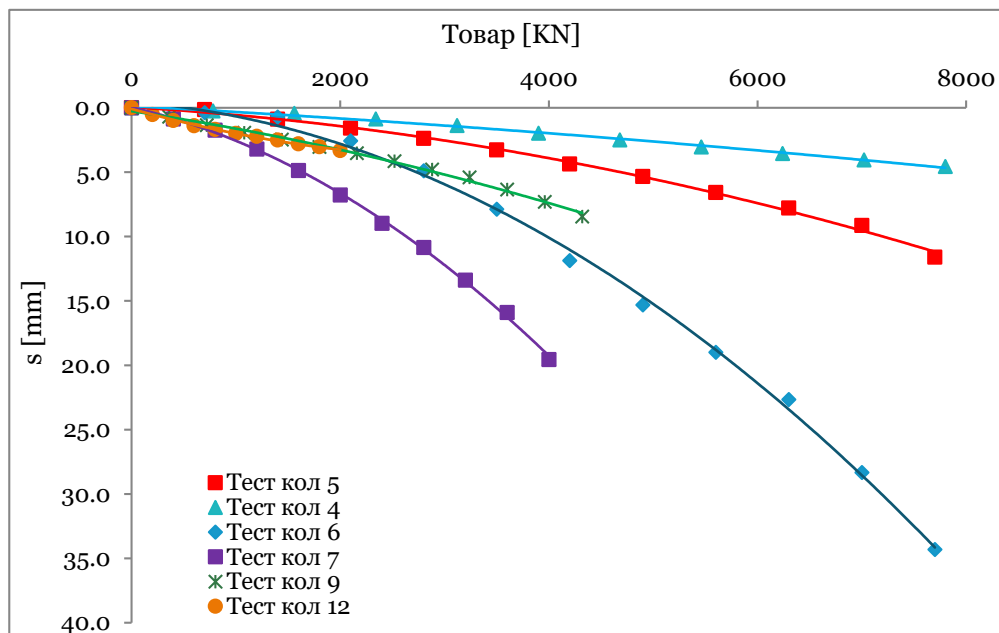
Слика 7.6. Дијаграмски приказ на тест колови според  $\lambda > 16$

Понатаму, извршена е и поделба на коловите според материјалот во кој се изведени во три групи: Колови изведени во ситнозрни почви, во крупнозрни почви и колови во меки карпи. На следната слика се презентираат коловите изведени во ситнозрни почви (лебдечки).



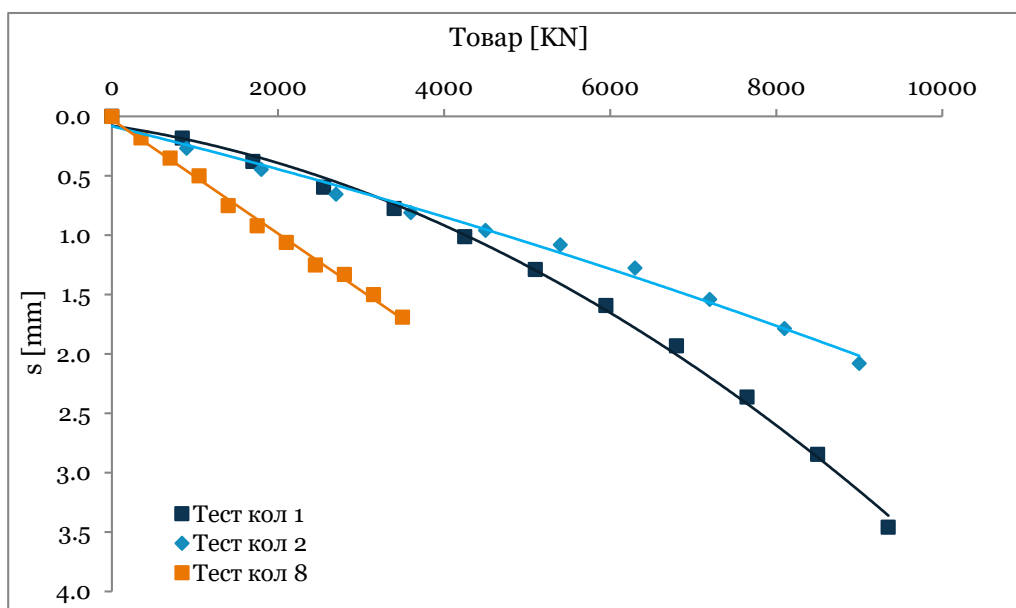
Слика 7.7. Збирен дијаграм со приказ на зависимости товар - слегнување за колови изведени во ситнозрни почви (3 локалитети – лебдечки колови)

На следната слика се дадени дијаграмите за коловите изведени во крупнозрни почви (лебдечки).



Слика 7.8. Дијаграм со зависности товар - слегнување за колови изведени во крупнозрни почви (6 локалитети – лебдечки колови)

На следната слика се дадени дијаграмите за коловите изведени во меки карпи (стоечки). Коловите ТК 1 и ТК 2 од локалитет Добреноец и Лавчани се изведени во подлога изградена од метаморфни карпи шкрилци со низок квалитет, додека колот ТК 8 од локалитет Пчиња е изведен во конгломерат.



Слика 7.9. Дијаграм со зависности товар - слегнување за колови изведени во меки карпи (3 локалитети – стоечки колови)

Според направената поделба на коловите во зависност од материјалот во кој се изведени, може да се заклучи дека коловите изведени во ситнозрни почви ја достигнуваат ултимативната носивост, односно даваат значителен прираст на деформациите за релативно мали отоварувања од 1000 kN, иако како конструкција имаат блиски геометриски карактеристики како и останатите колови.

Кај коловите изведени во крупнозрни материјали (песоци и чакали) се забележуваат одредени разлики во зависноста, најчесто поради степенот на оптоварување, како и збиеноста на почвениот материјал. Имено, коловите се оптоварени до работен товар и не ја достигнуваат ултимативната носивост. Коловите ТК 4, ТК 5, ТК 9 и ТК 12 даваат приближни деформации за исто ниво на оптоварување, со што може да се заклучи дека се изведени во збиени материјали. Коловите ТК 6 и ТК 7 отстапуваат од овој заклучок, бидејќи даваат поголеми деформации и се приближуваат до ултимативниот капацитет и граничните слегнувања, со што се цени дека материјалот во кој се изведени има релативно помала збиеност.

Коловите изведени во меки карпи (ТК 1, ТК 2 и ТК 8) покажуваат релативно линеарна зависност меѓу оптоварувањата и деформациите што е и заочекување, бидејќи истите се ослонети на поцврста основа од материјалот од кој се изведени и оптоварувањето доминантно го пренесуваат преку врвот. Деформациите се движат во рангот на неколку mm.

Според анализата на дијаграмите, се гледа дека во зависност од геолошката средина, видот на конструкцијата, типот на темел и од нивото на приложено оптоварување се реализираат слегнувања кои се во многу широк дијапазон.

Прегледно кажано, реализираните слегнувања се во функција на следните делови во системот во интеракција:

- Природни карактеристики на темелната подлога кои може да се дефинираат со помош на класификациони карактеристични параметри на почвена или карпеста средина како граници на пластичност, волуменска тежина, јакостни или деформабилни параметри или некоја форма на целокупниот “квалитет на геолошката средина”
- Карактеристики на објектот, односно негова висина, ширина и други димензии од што зависи нивото на оптоварување врз подлогата

Со цел да се согледа процесот на интеракција и можните висини на реализираните слегнувања (што пак води до можни деформации на конструкцијата во целост), на слика 7.10 е прикажана една квалитативна интеракциона матрица со неколку главни елементи во нејзината дијагонала.

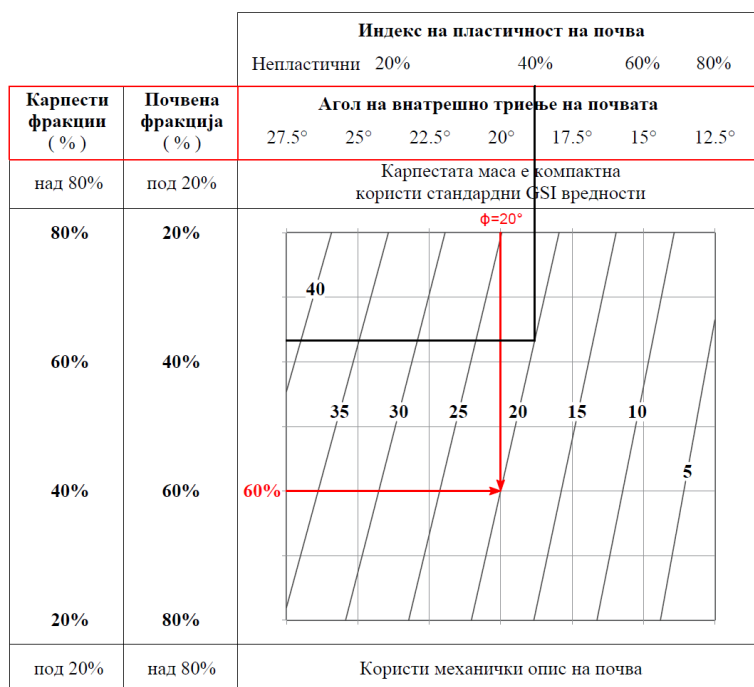
<b>1.Ниво на приложено оптоварување</b>	Нивото на оптоварување влијае врз промена на деформабилноста во тек на прилагање	Нивото на оптоварување влијае остварените слегнувања	Нивото на оптоварување влијае за избор на тип на темел и негови елементи и димензии
Вредноста на деформабилноста диктира колку може да се оптовари темелот	<b>2.Карактеристики на теренот (модул на стисливост за почви или модул на деформација за карпести маси)</b>	Вредноста на деформабилноста влијае на големината на слегнувања	Деформабилноста влијае за избор на тип на темел и негови елементи и димензии
Големината на слегнувања влијаат	Големината на слегнувања диктира	<b>3.Ниво на деформации на</b>	Нивото на оптоварување влијае

ако треба да се примени нивото на притисок за да се редуцираат слегнувањата	дали ќе треба да се подобри деформабилноста си некоја постапка за подобрување	<b>темелот изразени со слегнувања</b>	за избор на тип на темел и негови елементи и димензии
Карактеристики на темелот влијаат на избор на дозволено ниво на оптиварување без да се појави лом	Карактеристики на темелот влијаат дали е потребно подобрување на деформабилноста со некоја постапка за подобрување	Карактеристики на темелот и се прилагодуваат за слегнувањата да бидат во рамки на дозволени вредности	<b>4. Карактеристики на темелот и (димензии (тип, длабина на фундаирање и др.)</b>

Слика 7.10. Квалитативна интеракциона матрица за неколку главни елементи во системот

За да се дефинираат можни категории на интеракциони влијанија, во рамките на дисертацијата е направен обид да се формира систем за дефинирање на квалитет на геолошката средина во општ смисол, бидејќи е очигледно дека разновидноста на физичките и механичките параметри на темелната подлога (без разлика дали е карпеста средина или почвен материјал).

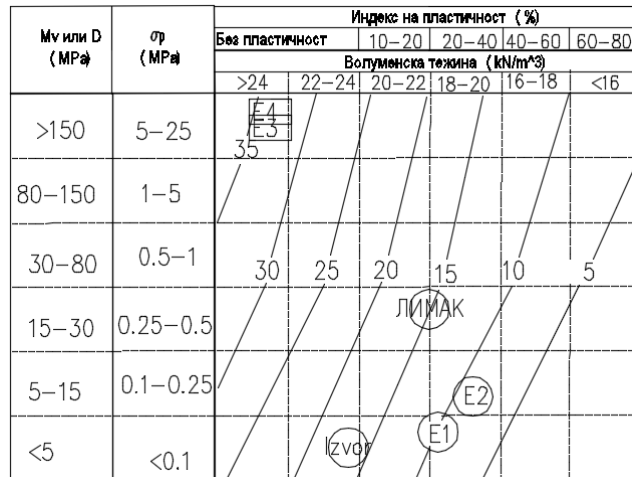
Така, врз основа на трудовите на Хек и други 1995, Хек и Маринос, 2000, а посебно на М. Кавадас, 2003, кои разработуваат класификација според т.н Геолошки индекс на јакост GSI (од англ. Geological Strength Index), направена е проба за модификација на класификацијата од слика 7.11.



Слика 7.11. Класификација GSI за случај на почвени маси и на карпи со низок квалитет според М.Кавадас 2003 (преземено од Tunnelling in Hard Soils – Weak Rocks (HS-WR) SESSION 5: “Excavations and Tunnelling” General Report, XV European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Athens, 2011

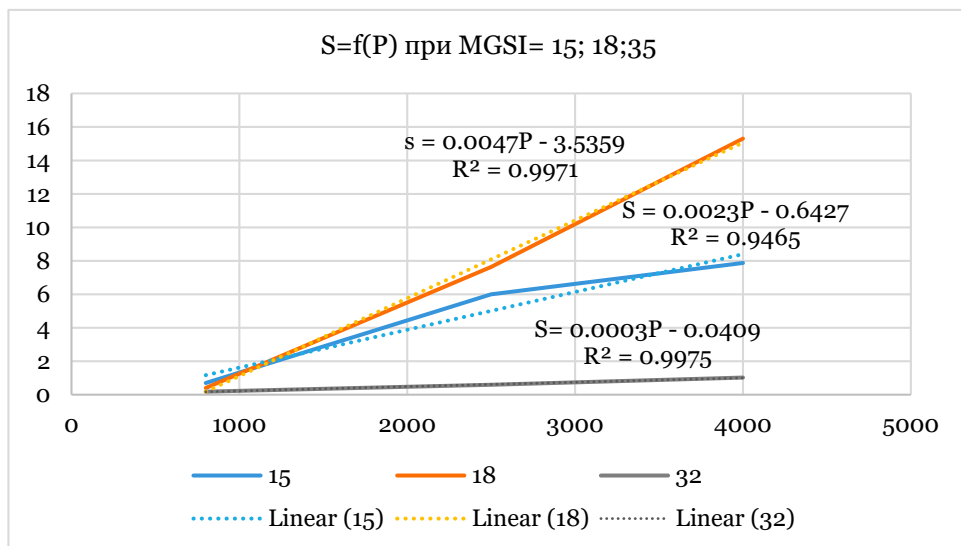
Модифицираната верзија која е наречена MGSI (Modified Geological Strength Index) е прикажана на слика 7.12.

Од сликата се гледа, дека во класификацијата се вклучени податоци за физички (класификациони) или механички параметри, каде за вредности на MGSI се усвоени дијапазони од 35 до 5. Зоната на MGSI од 35-20 би се однесувала за изменети карпести маси со низок квалитет (како што е случај со испитувањата кај локалитетите Добренеоец и Лавчани), од 20-15 главно за почвени материјали со послаба деформанилност, од 15 до 10 за вобичаени почвени материјли, додека за вредност 5, би се однесувала на почвени материјали со многу висока деформабилност.



Слика 7.12. Модифицирана класификација MGSI за испитувани случаи (E1 до E4 експерименти опишани во поглавје 5) и податоци од испитувања за објект Извор и Лимак

За да се согледа дијапазонот на можни слегнувања за одредено ниво на оптоварување, на слика 7.13 е прикажана корелација слегнување-оптоварување.



Слика 7.13. Корелација s=f(P) за карактеристични нивоа на оптоварувања од 800, 2500 и 4000 kN, и за вредности MGSI=15 до 32

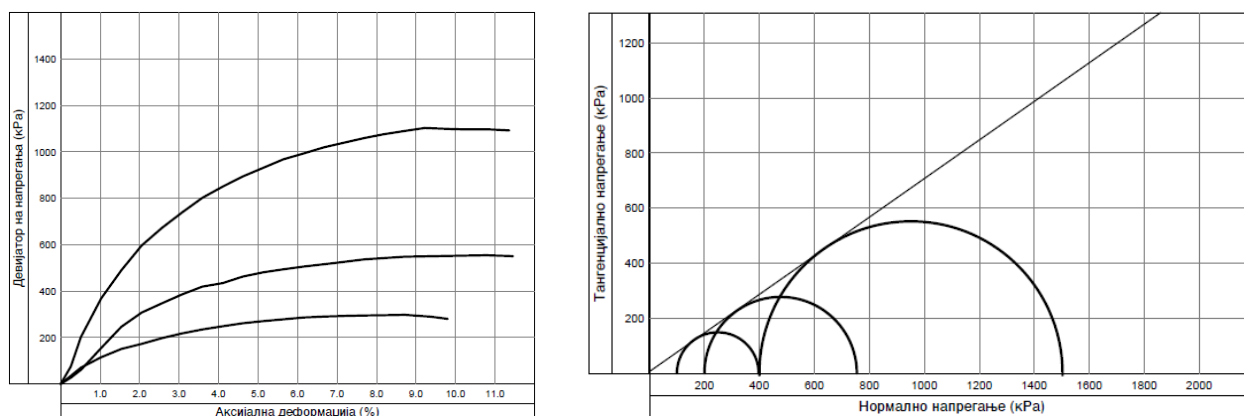
Иако оваа постапка побарува дополнителни анализи, сепак, јасно се согледува дека од квалитетот на карпестата маса, може да се предвиди очекуваното слегнување при одредено ниво на оптоварување. Ова е на некој начин и предлог за идни истражувања,

кои може да помогнат за поуспешно прогнозирање на нивото на оптоварувања според одредени својства на подлогата, посебно во фаза на идејни разгледувања.

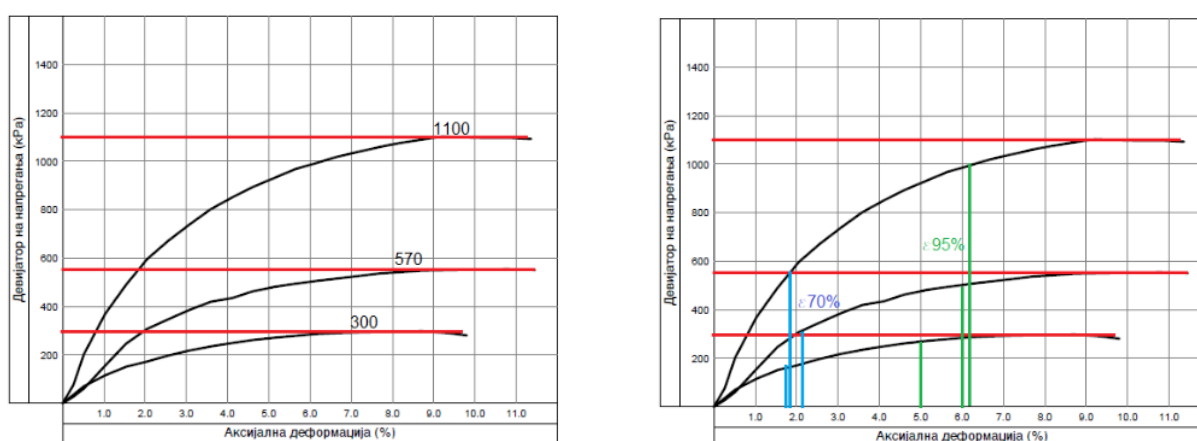
## 7.2. Споредба на податоци од експерименти и нумерички анализи

Споредбата е направена за еден карактеристичен нумерички анализиран модел и тоа за однесување на почвата со два различни материјални модели: Mohr-Coulomb (MC) и Hardening Soil (HS) модел. Резултатите од анализата со првиот модел се презентирани погоре, додека резултатите со вториот материјален модел се презентираат во продолжение, со цел нивна споредба и донесување заклучоци за избор на поадекватен материјален модел за опишување на однесувањето колови во крупнозрните почви.

Како влезни параметри во Hardening Soil материјалниот модел кој работи како хиперболичен модел, користени се параметри добиени од лабораториски испитувања т.е. триаксијален опит за материјал од предметната локација каде е вршено пробното товарење, опишани во глава 6. Главните зависимости од кои се дефинираат и постапката за определување на параметрите се дадени на следните слики.



Слика 7.14. Резултати од опитот на триаксијална компресија



Слика 7.15. Постапка за дефинирање на параметри за нумеричко моделирање од резултатите од опитот на триаксијална компресија

Во следната табела се прикажани резултатите од анализата на почетните параметри добиени од лабораториски испитувања кои се користат како

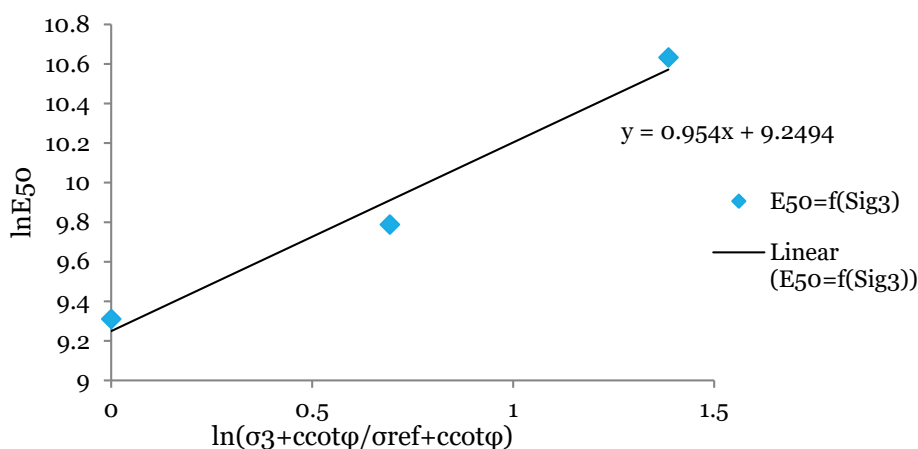


влезни параметри за дефинирање на модулите на еластичност кои ги користи HS моделот.

Табела 7.3 Определување на параметри за нумеричко моделирање со HS моделот

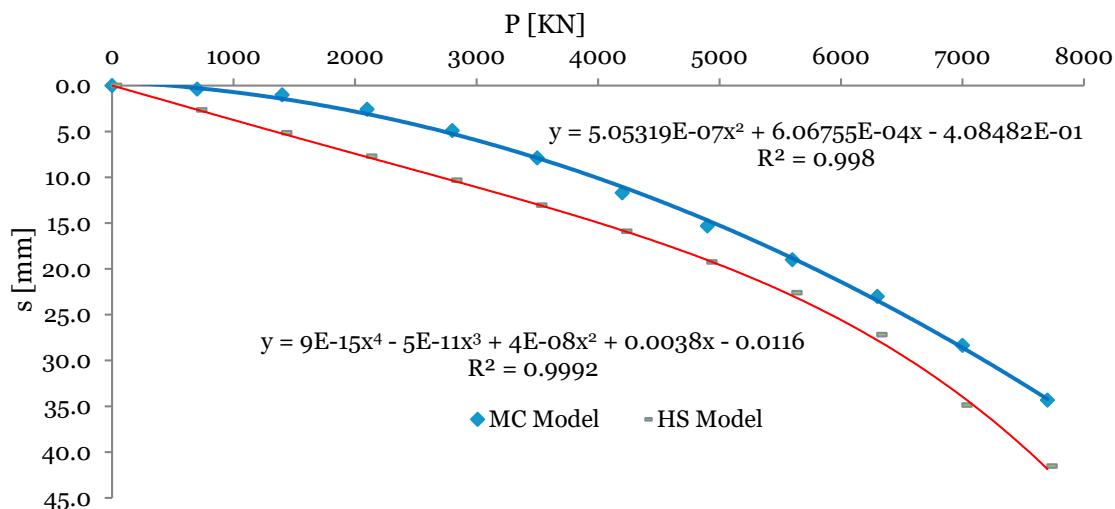
$\sigma_3$ [kPa]	$(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ [kPa]	$\varepsilon_{0.7\%}$ [%]	$\varepsilon_{0.95\%}$ [%]
400	1100	0.028	0.062
200	570	0.032	0.06
100	300	0.027	0.05

Од анализата на резултатите, се добиени влезните параметри за нумеричкото моделирање во PLAXIS 3D, прикажани на следниот дијаграм.



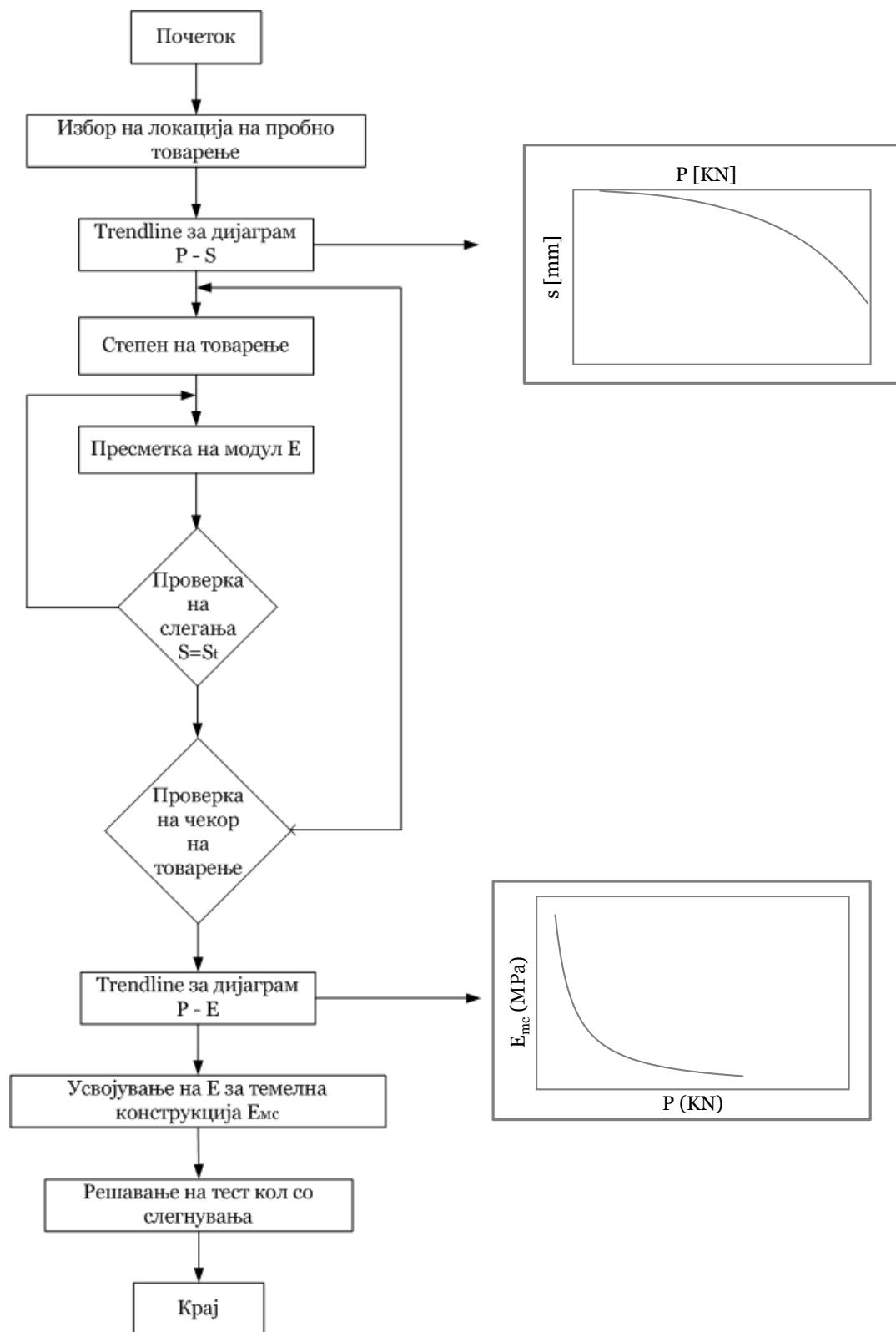
Слика 7.16. Постапка за дефинирање на  $E_{50}^{ref}$  и  $m$  како параметри на HS моделот

Од дијаграмот, отсечокот на ординатната оска претставува логаритам од  $E_{50}^{ref}$ , додека членот пред променливата од равенката на правата го претставува параметарот  $m$  кој во PLAXIS има почетна препорачана вредност од 0.5. Оваа вредност при анализата е усвоена од резултатите од триаксијалниот опит.



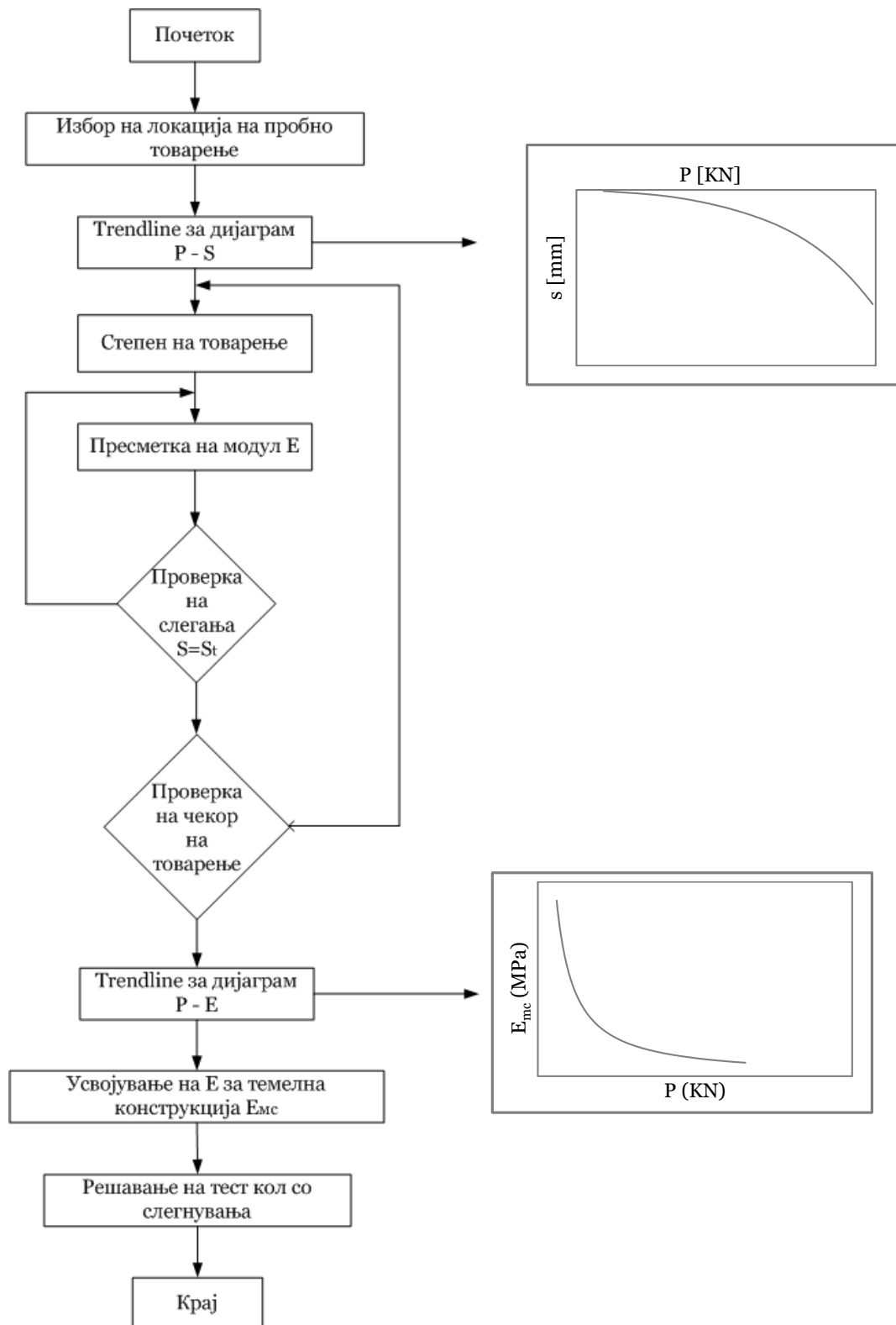
Слика 7.17. Зависност товар – слегнување за MC и HS моделот

По спроведената нумеричка анализа со HS моделот, добиена е зависноста товар – слегнување прикажана на дијаграмот од слика 7.17. Споредбата на веќе презентираниите резултати според MC моделот е направена со резултатите добиени со HS моделот од каде се гледа дека има одредено отстапување, односно HS моделот дава поголеми деформации за референтен товар.



Слика 7.18. Постапка за определување на модулот  $E_{mc}$

Предноста на МС над НS моделот е што на наједноставен начин за познати деформации од пробно товарење, може да се определи модулот  $E_{mc}$  кој понатаму се користи за пресметка на колов темел и останати контроли. Од друга страна, НS моделот бара дефинирање на повеќе параметри од лабораториски испитувања кои неретко е релативно тешко да се определат и зависат од субјективен фактор.



Слика 7.18. Постапка за определување на модулот  $E_{mc}$

Врската помеѓу експерименталното и нумеричкото моделирање на системот интеракција кол-подлога, е прикажан преку компаративни дијаграми за секој експеримент, Слика 7.18.

Постапката започнува со избор на резултати од експериментално испитување, исцртување на крива товар – слегање. За секој степен на товарење се контролира слегањето во нумеричкиот модел за променлив модул на инетракцијата кол – почва  $E_{mc}$ . По дефинирањето на модулот за секој степен на товарење и соодветно слегање, може да се продолжи со пресметување на групата на колови или темелната конструкција.

## 8. ЗАКЛУЧОК И ПРЕПОРАКИ ЗА ПОНАТАМОШНИ ИСТРАЖУВАЊА

Испитувањата играат важна улога во успешно, било какво длабоко фундаирање. Недостаток на конструктивната целина или недоволниот капацитет на колот можат да предизвикаат лом на фундаментот, кој нема да може правилно да го прими товарот, па и до високи трошоци за санација или уривање на објектот. По природа сепак, длабоките темели се вкопани во земјата и не можат визуелно да се набљудуваат по вградувањето. Секако, многу важни се соодветните техники за вградување и набљудување во текот на вградувањето, но не се доволни сами по себе. Поранешните методи за оценување вклучуваат испитувања на статички товар кои одземаат време и пари, но сепак претставуваат применлива опција за определени примери на колови и сеуште се препорачуваат за поголеми објекти. Статичката анализа за бушени колови претставува уште една опција, но резултатите треба да се разгледаат со многу сериозен пристап за да се избегнат несакани дејства. За побивни колови, бројот на удари може да се провери, но потпирањето на динамичките формули исто така носи висок степен на ризик и затоа се избегнува од повеќето искусни инженери.

Современите индиректни методи за определување на конструктивната целина и геотехничкиот капацитет се развиле и се проучени во детали. Дадени се препораки за понатамошно проучување, за секој разгледан метод. Секој метод има предности и недостатоци. Јасно е дека секое испитување помага за намалување на ризикот. Законите често даваат економски стимулации, како што се пониски фактори на сигурност што доведува до значителна заштеда на трошоците како резултат на испитувањата, а со тоа и значителни целокупни помали трошоци за вградените фундаменти, како и помал ризик за лом и скапа санација.

Во оваа теза е искористен методот на конечни елементи (FEM) за спроведување на истражувањето. Комерцијалните норми на конечни елементи PLAXIS и PLAXIS 3D се искористени за нумеричка симулација при испитувањето на колови на товарење на прикажаниот начин.

Овој труд е фокусиран на определен интерес кој е поврзан со усвоеното испитување за статичко товарење. Различните системи на реакција за испитување со статичко товарење се анализираат во истражувањето за да се проучи влијанието на реактивниот систем врз резултатите од испитувањето. Нумеричките резултати покажуваат дека влијанието на реактивниот систем врз слегнувањето на кол кој се испитува е секогаш потценето во пракса.

Анализата на конечни елементи со едноставни конститутивни модели и проценка на параметрите покажува сосема добра согласност со теренските истражувања за слегнувањата од делот на товарењето.

Често капацитетот на носивост на коловите се постигнува при поместување, кое е деструктивно за инженерската конструкција. Поради тоа, потребно е искуство со цел да се намалат вредностите на капацитетот на носивост, пресметани под претпоставка за целосна мобилизација на триењето по обвивката.

- При секоја анализа во прва фаза е многу значајно да се формират соодветни геолошко-геотехнички модели на теренот, кој на веродостоен начин презентираат реалната состојба на теренот. За ова намена доволни се типични геотехнички истражувања и лабораториски испитувања по некој код како на пример EC7.
- Според резултатите од геотехничките истражувања и формираните модели може да се направат аналитички пресмети на носивост и слегнување.

- Според анализите во дисертацијата се доаѓа до сознание дека кај меки карпести маси очекуваното ниво на слегнување може да се процени преку познавање на квалитетот на темелната средина преку параметарот кој што е наречен Modified Geological Strength Index MGSI.
- Наредна фаза треба да биде избор на локацијата за експериментални испитувања со определен ситем на оптоварување (ректиски ситем), посебно кај специфични сложени конструкции каде ќе се симулира реално однесување на ситемот темел-конструкција со реални нивоа на оптоварувања.
- Добиените резултати од експерименталните испитувања (физички модели) треба да споредат со детални нумерички анализи, а согледувањата од двете фази треба да се искористат за оптимално проектирање на темелната конструкција (интегриран ситем) на конструкција.
- Предложениот тек на целосната постапка е прикажана во овој труд, при што се согледува дека најдобро поклопување кај дијаграмот товар – слегнување може да се прикаже со различни регресиони зависности преку trendline функции.
- Според нумеричките анализи во трудот, направен е обид да се дефинира карактеристичен модулот на еластичност на контактната површина почва-кол, ( $E_{mc}$ ), кој што нема иста суштина како модулот на еластичност на почвата.
- Најдобро поклопување на резултатите во самите дијаграми за различни темелни средини се добива преку степената функција.
- Споредбата на резултатите од споредбената нумеричка анализа за различни материјални модели доведува до заклучок дека Mohr-Coulomb (MC) модел дава попрецизни резултати за разлика од Hardening Soil (HS) материјалниот модел кој пак дава поголеми деформации за референтен товар. Предноста на MC над HS моделот е што на наједноставен начин за познати деформации од пробно товарење, може да се определи модулот  $E_{mc}$  кој понатаму се користи за пресметка на коловиот темел. Од друга страна, HS моделот бара дефинирање на повеќе параметри од лабораториски испитувања кои неретко е релативно тешко да се определат и зависат од субјективен фактор.
- Согласно спроведените експериментални испитувања, анализата на резултатите и препораките на стандардот за статичко пробно товарење на колови, може да се даде предлог за текот на испитувањето. Имено, кај колови фундирани во карпи, пластичните деформации се релативно мали, па се предлага да не се испитуваат со циклуси на растоварување со што се заштедува на време при испитувањето. Влијанието на циклусот растовар – товар не влијае значително на вкупните слегања на колот.
- Доколку сепак се применат циклуси на растоварување, истите треба да бидат поголеми од 50% од проектираниот товар, бидејќи конструкциите во пракса ретко се растоваруваат до нула.
- За стоечки колови може да се определи модулот на еластичност на колот по изведбата, како и да се определат индиректно статичките големини во колот за време на испитувањето со инсталирање на мерни ленти по длабина.

Горенаведените главни наоди од трудот укажуваат дека се отвара и многу широко поле за понатамошни истражувања како од теоретски, така и од практичен аспект.

Од теоретски аспект посебно интересен дел за истражување е натамошното прецизирање на зависностите на модулот  $E_{mc}$  и други геолошко-геотехнички средини,

при поголемиот број на идни експериментали и нумерички анализи ќе помогнат за генерализирање на овие криви, за голем број на товарни случаи во различни геотехнички средини.

Тука исто така се наметнува можноста за оптимално проктирање на сигурни темелни конструкции преку точно дефинирање на самиот модул  $E_{mc}$ .

За брзи прогнози на очекуваните деформаци на подлогата и констукцијата, посебно во фази на разработака на идејни решенија кога нема можност за експериментални испитувања (физички модели), можа да се користат и подадоци за квалитетот на карпестата маса користејќи MGSИ и систем кој може да се разработува и делумно модифицира со наредни сознанија.

Со предходните укажувања всушност се потенцира и практичниот аспект на овој проблем бидејќи фундаирањето на специфични конструкции е секојдневие во инженерството, така што секоја постапка заоснована на научен систематски пристап треба да резултира со конкретни насоки за примена во инженерската пракаса.

На крај се проценува дека постапката на геотехничко моделирање е комплексен процес каде што до целосен израз доаѓа потребата од тесна соработка на различни инженерски струки и неопходно заедничко рзгледување на горната со темелната конструкција.

## 9. КОРИСТЕНА ЛИТЕРАТУРА

1. A. Vessely, K. Yamasaki, R. Strom – Landslide Stabilization Using Piles. „1<sup>st</sup> North American Landslide Conference” – June, Colorado.
2. Alawaji H.A. 2001. Settlement and bearing capacity of geogrid-reinforced sand over collapsible soil. *Geotextiles and Geomembranes*, 19, pp. 75-88.
3. ASTM D5882 – 07 Standard Test metod for Low Stain Impact Integrity Testing of Deep Foundations.
4. ASTM D4945-12 Standart Test Method for High-Strain Dynamic Testing of Deep Foundations.
5. Atkinson J. 1993. The mechanics of soils and foundations through critical state soil mechanics, Mc-Graw-Hill Book Company Europe.
6. API. 2010. RP 2A-WSD – Recommended Practice for Planning, designing and Constructing Fixed Offshore Platforms. Washington: American Petroleum Institute.
7. Banerjee, P.L., & Driscoll, P.M., (1976), ‘Three-Dimensional Analysis of Raked Pile Groups.’ *Proceedings, Institution of Civil Engineers, Part 2, Vol.61*: pp. 653-671.
8. Bermingham P., Janes, M., 1989, An innovative approach to load testing of high capacity piles. *Proceedings of the internacipnal Conference on Piling and Deep Foundations, London*, pp 409-413.
9. Braja M. Das, (2011). *Principles of Foundation Engineering. Seventh Edition*;
10. British Standard, London 1995. Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills, British standards Institution.
11. Brinkgreve, R. and Vermeer P. 1998. *Plaxis Finite Element Code for Soil and Rock Analyses*, A.A. Balkema, Rotterdam.
12. Burland, J.B., : Shaft friction of piles clay, *Ground engineering*, 6(3), pp. 30-42, 1973.
13. Bustamante, M. & Gianceselli, L, Pile bearing capacity prediction by means of static penetrometer CPT, *Proceedings of the 2<sup>nd</sup> European symposium on Penetration Testing, ESOPT-II*, pp. 493-500, Amsterdam 1982.
14. Centre for Civil Engineering Research and Codes. 1995. *Geosynthetics in Civil Engineering*.
15. Comission of the European Comunities. 1989. Eurocode 7 Geotehnics.
16. Chen, Y, Schellingerhout, A.J.G., van Weele, A.F., 1995, A New Pile Base Model for the Analysis of Pile Driving. *Proceedings of the Tenth Asian Regional Conference on Soil mechanics and Foundation Engineering Aug 29 – Sept 2 1995 Bejing China*.
17. De Kruijff, H., Kuiper, B., Vinks, T.J.N., 1993, *Europaal, Cement nr 2* pp 6-14. (in Duchth)
18. Fragaszy, R., Lawton, E. and Asgharzadeh-Fozi, Z. (1983), “Bearing Capacity of Reinforced Sand”, *Proceeding of the 8<sup>th</sup> European conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Helsinki*, pp 357-360.
19. DeRuiter, J., Beringen, F.L.: Pile foundation for large North Sea Structures, *Marine Geotehnology*, 3(3), pp. 267-314, 1979.
20. Doornbos, S, Revoort, E. Schoo, o., Trikkonen, O., 1994, Comparasion of pile loading test and the phenomen of heaven at Sachsen paper mill Eilenburg., *Proceedings of the fifth International Conference on Piling and Deep Foundation 13-15 june* pp. 4.2.1 – 4.2.12.
21. Duncan, J.M., & Buchignani, A.L., (1976) ‘An Engineering Manual For Settlement Studies,’ Department of Civil Engineering, University of California, Berkley, 94pp.
22. Ellison, R.D., D’Appolonia, E., & Thiers, G.R., (1971) ‘Load-Deformation Mechanisam for Bored Piles’. *ASCE Jurnal of the Soil Mechanics and Foundation Division, Vol.97, SM4*: pp. 661-678.
23. Fellenius, B.H, *Pile Dynamics in Geotechnical Practice – Six Case Histories*, ASCE, International Deep Foundation Congress ‘Down to Earth Technology’, pp. 619-631, Orlando, 2002.
24. FHWA-NH1-10-016: *Drilled Shafts: Construction Procedures and LRFD Desing Methods*, U.S. Department of Transportation, 2010.



25. Geerling, J. Stoevlaar. R., 1993, Nieuwe bevindingen omtrent een bekend paaltypc. Cement nr 4 10-16(in Dutch)
26. Geotechnical Engineering Office (2006), 'Foundation design and construction', Geo publication No. 1/2006, Hong Kong.
27. German Society for Geotechnics (Deutsche Gesellschaft fur Geotechnik e.V.) 2003. *Recommendations on Excavations*, Ernst & Sohn Verlag fur Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, Berlin, ISBN 3-433-01712-3.
28. Goonin, H., Coelus. G., Leonard, M.S.M. 1984. Theory and performance of a new dynamic method of pile testing, Proceedings of the Second International Conference of the Application of Stress Waves on Piles, stockhlohm, Balkema Rotterdam, pp. 403-410.
29. Guido, V.A., Biesiadecki, G.L. and others (1989), "Behaviour of Geosynthetically Reinforced Earth Slabs", Proceeding of the International Workshop on Geotextiles, Nov. 1989, Bangalore, pp 170-175.
30. Hans-Georg Kempfert, Berhane Gebreselassie, (2006). *Excavation and Foundation in Soft Soils*
31. HRN EN 1536:2010 – Izvedba posebnih geotehnicki radova – Buseni piloti (EN 1536:2010), HZN e-Glasilo 4/2010, 83 p., 2010
32. HRN EN 1997-1:2012 – Eurokod 7: Geotehnicko projektiranje – 1. Dio. Opca pravila (EN 1997 – 1:2004+AC:2009), HZN e-Glasilo 3/2012, 164 p., 2012.
33. Institute IGH d.d., Zagreb: geotehnicki elaborat – most preko reke Drave, oznaka evidencije 3320-62/2010, studeni 2010.
34. Institut IGH d.d., Zagreb: Proekt konstukcije I programa probnog opterecenja pilota – branjska strana, broj projekta 74000-799-2011, projektant mr.sc. Kresimir Bolanca, dipl.ing.grad, prosinac 2011.
35. ISSMFE. Subcommittee on Field and Laboratory Testing, Axial Pile Loading Test, Suggested Method, ASTM Journal, Vol. 8, No.2, 1985, pp. 79-90.
36. J. Hola & K. Schabowicz, 'State – of –the-art non destructive metods for diagnostic testing of building structures – anticipated development trends', Archives of Civil and Mechanical Engineering, Vol 10, No 3. pp. 5-18, 2010.
37. J. Kozubal., W.Pula, M. Wyjadlowski, J.Bauer, 'Influence of varying soil propertis on evaluation of pile reliability under lateral loads', Jurnal of Civil Engineering and Menagment, Vol 19, No 2, pp. 272-284, 2013.
38. J. Hola & K. Schabowicz, 'State-of-the-art non-destructive methods for diagnostic testing of building structures – anticipated development trends', Archives of Civil and Mechanical Engineering, Vol 10, No3, pp. 5-18, 2010.
39. Janes, M., Horvath, B., 1991, Pile load test results using the Statnamic method, 4<sup>th</sup> Internacional DFI Conference at stresa, Piling and Deep Foundations, pp. 481-489.
40. Jozefiak Kazimierz, Zbiciak Artur, Maslakowski Maciej, Piotrowski Tomasz (2015), 'Numerical modeling and bearing capacity analysis of pile foundation', Warsaw, Poland, pp. 356-363.
41. K. Gorska., Z. Muszynaski & J. Rubak, 'Displacment monitoring and sensitivity analysis in the observational method', Studia Geotechnica et Mechanica, Vol 35, No 3, pp. 25-43, 2013.
42. Kallehave, D., Leblac, C. & Liingaard, M.A. 2012 Modification of the API p-y formulatuion of initial stiffness of sand. Proc. 7<sup>th</sup> Internacional Conference of Offshore Site Investigation and Geotechnics, pp. 465-472.
43. Khoo E.N., (2003) 'Pile Load Test Using Osterberg Cell'. Bachelor of Engineering Thesis, National University of Singapore.
44. Latotzske, J., Konig, D. & Jessberger, H.L., (1997) 'Effecit of Reaction Piles in Axial Pile Testing'. Proceedings 14<sup>th</sup> Internacional Conference Soil Mechanics and Foundation Engineering Hamburg, 2: 1097 – 1101.
45. Linkins Garland, P.E, Partner Senior, 'Pile Testing – State of the Art – Pile Dynamics', Ohio, USA.

46. Middendorp, P., Bermingham, P., Kuiper, B., 1992, Statnamic Load Testing of Foundation Piles, Proceedings of Fourth International Conference on the Application of Stree Waves on Piles, the Hague, Balkema, pp. 581-588.
47. Patel D.C. 1992. Interpretation of results of pile tests in London Clay. In: Piling Europe, Thomas Telford, London, U.K.
48. Penavin, S. & Obeman Peterka, S : Znacenje koridora Vc za povezivanje europskih regija izvan njegovog prostornog obuhvata, Medunarodni znanstveni simpozij Koridor Vc kao euroregionalna povezanica na prometnu pravcu Baltik – Srednja Europa – jadrana, Osijek, 2004.
49. Poulos, H.G. & Davis, E.H., (1968) 'The settlement Behaviour of Single Axially-Loaded Incompressible Piles and Piers'. Geotechnique, Vol. 18: 351-371.
50. Poulos, H.G., Pile Behavior – theory and application, Geotechnique, 39(3), pp.365-415(1989).
51. Reese, L.C., Design and construction of drilled shafts, JUrnuak of Geotechnical Engineering Div., ASCE, 104(1), pp. 91-116, 1978.
52. Resse, L.C., isenhower, W.M. & Wang, S.T.: Analysis and desing of shallow and deep foundations, John Wiley&sons, N.Y. USA, 2006.
53. Robertson, P.K. & Cabal, K.L. 2010. Guide to cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering. 4<sup>th</sup> ed. Gregg Drilling & Testing, California, USA.
54. SHAFT, Ver 6.0: A Program for the Study of Drilled Shafts Under Axial Loads, Ensoft inc,2007.
55. Експериментална и теориска анализа на функцијата на напрегања во проблемот на интеракција почва - конструкција” (докторска дисертација, В. А. Витанов, Скопје, август 1997
56. Smoltczyk, U., (ed): Geotechnical Engineering Handbook, Ernst & Sohn, 2003.
57. SP20.1330.2011: Loads and effects, Revision of SNiP 2.01.07-85, Department of the Regional Developmen of Russian Federation, Moscow, Russia.
58. SP24.13330.2011: Pile Foundation. Revision of Snip 2.02.03-85. Department of the Regional Developmen of Russian Federation, Moscow, Russia.
59. Tan, S.B. & Lee, K.W., (1977) 'Engineering Geology of the Marine Member of the Kallang Formation in Singapore', Proceedings of the International Symposium on Soft Clay, pp. 75-88, July.
60. Tomlison, M., Woodward, J ,: Pile Design and Construction Practice, 5<sup>th</sup> ed., Taylor & Francis, 2008.
61. Weele, A.F. (1993) Deep Foundations on Bored and Auger Piles, Van Impe (ed), Keynote lecture: Quality Assessment Foundation Piles after Installation, pp.459-467.
62. Weltman, A.J. and Healy, P.R., (1978) 'Piling in Boulder Clay and other Glacial Tills' Construction Industry Research and Information Association (CIRIA), Report PG5.
63. Wolters H., Beschrijving van de PSPLT, (not publisher)
64. Yi Yi (2004), 'Finite element study on static pile load testing', Master thesis, Singapore.
65. Z. Kovrlija, A. Tomanovic, Fundiraje mosta “M13” preko kievskog potoka, sektor B5.1, obilaznica oko Beograda.
66. Z. Talic, D. Cerimagic, Geotehnicke karakteristike terena i proracun dozvoljene nosivosti na lokaciji mosta br.2, autoput koridor vc, deknica Tracin – Konjic, podionica Tracin - Zukici.
67. Прилог кон анализа на интеракција на системот армиранобетонска конструкција – темел – темелна подога” (докторска дисертација, С. Д. Ѓорѓевски, Скопје, 1995).
68. Z. Muszynski & J. Rubak, 'Zastosowanie geodezyjnych metod pomiarowych w badaniach nosnisci pali', Gornoctwo I Geoinzyneria, R. 35, Vol 2, pp. 441-445, 2011.
69. Z. Muszynski & J. Rubak, 'Aplication of geodetic survey methods in load capacity testing of piles', XIVth Danube European Conference on Geotechnical Engineering, Bratislava, Slovak Republic, 2<sup>nd</sup> -4<sup>th</sup> June 2010, pp. 1-9, 2010.
70. Zheng, D., (1999) 'Static Pile Load Test Analysis', Master of Engineering thesis, National University of Singapre.