

ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

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

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

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

MT - 17



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

ПРИНЦИПИ НА ПРОЕКТИРАЊЕ СПОРЕД ЕВРОКОД 2

Дарко НАКОВ¹

АПСТРАКТ

Усвојувањето и имплементацијата на нови стандарди за проектирање и изведба на конструкции во една држава е сложен, макотрпен и долг процес кој бара активно вклучување на сите расположиви експерти, институти и струкови организации и здруженија. Воведувањето, пак, на стандарди кои би требало да бидат прифатени од поголем број на држави е уште посложен процес, и бара уште повеќе ангажман, но и голем број на компромиси и откажувања или усогласувања со досегашната пракса на проектирање и изведба на конструкциите.

Потребата од хармонизација на стандардите во рамки на Европската заедница, придонесе изминатите неколку децении активно да се работи на развој на технички стандарди во областа на градежништвото, наречени Конструктивни Еврокодови, или накратко Еврокодови. Целта на овие стандарди е да ги отргне трговските бариери за градежните производи и да овозможи компаниите и инженерите успешно да работат и да бидат конкурентни во поголемиот број на држави во Европа. Употребата на истите ќе овозможи и воедначено ниво на сигурност на објектите во сите држави кои ги користат. Атрактивноста и практичноста на стандардите придонесе истите да бидат прифатени или да постои заинтересираност да бидат прифатени и од голем број на држави од другите континенти.

Еврокодовите се сет од 10 стандарди: EN 1990-Основи на проектирање, EN 1991-Дејства на конструкции, EN 1992, EN 1993, EN 1994, EN 1995, EN 1996, EN 1999-Проектирање на бетонски, челични, спрегнати, дрвени, сидани и алуминиумски конструкции, соодветно, EN 1997-Геотехничко проектирање и EN 1998-Проектирање на конструкции отпорни на земјотрес.

Во овој труд ќе бидат образложени принципите на проектирање според Еврокод 2, односно неговиот прв дел, кој носи назив EN 1992-1-1: Општи правила и правила за згради. Со оглед на тоа дека Еврокодовите се базирани на граничните состојби, во овој труд се опфатени граничните состојби на лом на армиранобетонски елементи за дејство на: свиткување без и со аксијална сила, попречни сили, торзија и пробивање.

Клучни зборови: Еврокод 2; гранични состојби на лом; свиткување; попречни сили; торзија; пробивање.

¹ Вонр. проф. д-р, Градежен факултет-Скопје, Универзитет "Св. Кирил и Методиј", Скопје, Република Северна Македонија, nakov@gf.ukim.edu.mk

1. ВОВЕД

Еврокодвите се базирани на принципот на гранични состојби, а тоа се состојби по кои конструкцијата повеќе не ги исполнува релевантните критериуми на проектирање [1]:

- Гранични состојби на лом (ГСЛ), кои се поврзани со разни форми на лом на конструкцијата, загрозувајќи ја сигурноста на луѓето и конструкцијата и
- Гранични состојби на употребливост (ГСУ), по кои веќе не се исполнети специфицираните барања за употребливост (не се опфатени во рамки на овој труд).

Граничната состојба на лом е поврзана со различни проектни ситуации [1]:

- Постојана, која се однесува на вообичаеното секојдневно користење,
- Привремена, која се однесува на состојба која трае кратко и е минлива, како на пример при фазна изведба или при поправки,
- Инцидентна, која се однесува на исклучителни случаи при кои конструкцијата е изложена на пожар, експлозија, влијание или последици од лом на некој од нејзините елементи и
- Сеизмичка, кога конструкцијата е под дејство на земјотрес.

Потребно е внимателно да се согледаат сите состојби низ кои ќе помине конструкцијата во експлоатациониот век или при изведба и потоа да се одберат соодветните проектни ситуации за кои ќе биде извршено проектирањето.

При контрола на граничната состојба на лом може да се јават неколку различни гранични состојби [1]:

- EQU, Губење на статичката рамнотежа на конструкцијата (или некој нејзин дел).
- STR, Внатрешен лом или големи деформации на конструкцијата или на некој конструктивен елемент (темели, столбови, подрумски ѕидови и сл.), генерално поврзано со јакоста на материјалот од кој е изградена конструкцијата или стабилноста на некој елемент на конструкцијата.
- GEO, Лом или големи деформации на почвата или темелите.
- FAT, Лом при замор на конструкцијата или на некој нејзин конструктивен елемент.

Во Еврокод се дадени разни комбинации за секоја од гореспомнатите гранични состојби. За STR граничната состојба, основната верификација е прикажана со Рав.1 [1].

$$E_d \leq R_d \quad (1)$$

каде: E_d е пресметковната вредност на влијанијата од дејствата, како внатрешни сили, момент или сл., R_d е пресметковната вредност на соодветната носивост.

2. ГРАНИЧНИ СОСТОЈБИ НА ЛОМ

2.1 Свиткување

Свиткување се јавува кај елементи изложени на дејства нормални на подолжната оска.

Основната верификација која е потребно да се задоволи е онаа дека пресметковниот момент на свиткување кој дејствува на пресекот, M_{Ed} треба да биде помал (или еднаков) од пресметковниот момент на носивост на армиранобетонскиот пресек, M_{Rd} , дадена со Рав.2:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} \quad (2)$$

Притоа, при определување на моментот на носивост на армиранобетонските пресеци, важат следните претпоставки [2], [3]:

- Рамните пресеци остануваат рамни и по деформациите.
- Дилатациите во арматурата, независно дали е притисната или затегната, се исти како и во бетонот во непосредна близина.
- Јакоста на затегнување на бетонот може да се занемари.

- Напрегањата на притисок во бетонот се определуваат од зависноста напрегања-дилатации на бетонот (работен дијаграм на бетонот).
- Напрегањата во арматурата се определуваат од зависноста напрегања-дилатации на челикот за армирање (работен дијаграм на челикот).

Дилатациите во притиснатиот дел на бетонските пресеци се ограничуваат на ϵ_{cu2} , и ϵ_{cu3} , во зависност од користената зависност напрегања-дилатации (парабола-правоаголник или билинеарен дијаграм). Дилатациите во челикот за армирање се ограничуваат на ϵ_{ud} [2], [3].

Ќе се рагледуваат само пресеци со правоаголен облик на притиснатата зона. Доколку за бетонот се користи зависноста напрегања-дилатации парабола-правоаголник, а за челикот хоризонтална гранка без ограничување на дилатациите, ознаките (прикажани и на сл. 1) во равенките кои следат го имаат следното значење:

h - висина на попречниот пресек

b - ширина на попречниот пресек

d_1 - растојание од тежиштето на затегнатата арматура до затегнатиот раб

d_2 - растојание од тежиштето на притиснатата арматура до притиснатиот раб

d - статичка висина ($=h-d_1$)

T_c -тежиште на бруто пресек

A_{s1} - површина на затегната арматура

A_{s2} - површина на притисната арматура

F_c - внатрешна сила на притисок

F_{s1} - внатрешна сила во затегнатата арматура

F_{s2} - внатрешна сила во притисната арматура

x - положба на неутрална оска (растојание од притиснат раб до неутрална оска)

ξ - коефициент за положба на наутрална оска ($= x/d$)

$\beta_2 x$ – растојание од F_c до притиснат раб

β_1 – коефициент кој зависи од дилатациите (однос меѓу парабола+правоаголник/правоаголник)

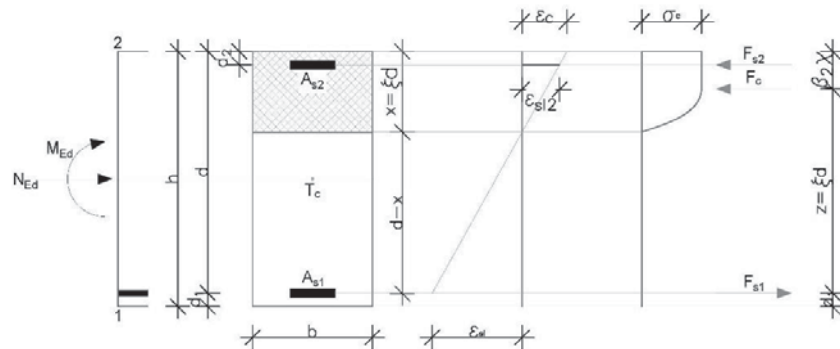
z - крак на внатрешни сили

ζ - коефициент на кракот на внатрешни сили ($=z/d$)

$\omega_1 = \frac{A_{s1} f_{yd}}{bd f_{cd}}$ - механички коефициент на армирање

M_{Ed} - пресметковна вредност на моментот на свиткување кој дејствува на пресекот

N_{Ed} - пресметковна вредност на аксијалната сила која дејствува на пресекот



Сл. 1. Попречен пресек изложен на момент на свиткување и аксијална сила

2.1.1 Свиткување без аксијална сила

Конструктивните елементи армирани само во затегнатата зона, се нарекуваат еднократно армирани пресеци, а свиткувањето без аксијална сила како случај најчесто се јавува кај греди и плочи. Притоа во тек на димензионирањето вообичаено ја претпоставуваме ширината b (кај плочи, секогаш $b=100\text{cm}$), а потребно е да ја определиме висината на пресекот h и потребната арматура A_{s1} . Разгледуваме еден напукнат елемент, изложен само на момент на свиткување и армиран само во затегнатата зона (ги занемаруваме аксијалната сила N_{Ed} и притиснатата арматура F_{s2}). Ако ги напишеме равенките на рамнотежа на внатрешните сили, по нивната интеграција ќе ги добиеме следните равенки за определување на статичката висина (Рав.3 и Рав.4) и за потребната арматура (Рав.5 и Рав.6):

$$d = \sqrt{\frac{1}{0.81\xi(1-0.416\xi)}} \sqrt{\frac{M_{Ed}}{bf_{cd}}} \rightarrow d = k \sqrt{\frac{M_{Ed}}{bf_{cd}}} \quad (3)$$

$$\frac{M_{Ed}}{bd^2f_{cd}} = \mu_{Ed} = 0.81\xi(1 - 0.416\xi) \rightarrow d = \sqrt{\frac{M_{Ed}}{\mu_{Ed}bf_{cd}}} \quad (4)$$

$$A_{s1} = \beta_1 \xi \frac{f_{cd}}{f_{yd}} bd = 0.81\xi \frac{f_{cd}}{f_{yd}} bd \rightarrow A_{s1} = \omega_1 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} bd \quad (5)$$

$$A_{s1} = \frac{M_{Ed}}{zf_{yd}} = \frac{M_{Ed}}{\zeta df_{yd}} \quad (6)$$

Сите потребни коефициенти: ξ , ζ , k , ω_1 , μ зависат од дилатациите во бетонот и арматурата, па за нивни разни комбинации може да се изработат табели за димензионирање. Иако дилатациите во арматурата не се лимитирани во EC2 (што не е случај во реалноста), се претпоставува лом преку бетонот т.е. со достигнување на граничната дилатација во бетонот, а се контролира дилатацијата во арматурата [4]. За да се осигура капацитет на ротација (дуктилност) на попречните пресеци предвидени се одредени ограничувања на $\xi=x/d$, но и на останатите коефициенти:

За класи на јакост $\leq C50/60$:

$$\mu_{lim,max} = \mu_{Rd,lim} = 0,296$$

$$\zeta_{lim,min} = 0,813$$

$$\xi_{lim,max} = 0,45$$

$$\varepsilon_{c2} = -3,5 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_{s1} = 4,278 \text{ ‰}$$

$$\omega_{1,lim,max} = 0.364$$

$$k_{lim,min} = 1.8378$$

За класи на јакост C55/67-C100/115:

$$\mu_{lim,max} = \mu_{Rd,lim} = 0,225 - 0,179$$

$$\xi_{lim,max} = 0,35$$

За плочи, доколку се користи теоријата на пластичност, тогаш $\xi_{lim,max} = 0,25$. За пресеци со малку арматура се препорачува $\zeta_{lim,max} = 0,96$ [5].

Дилатациите во арматурата не смеат да бидат помали од дилатацијата при која започнува течењето, прикажана со Рав.7, што автоматски е задоволено доколку е испочитувано горенаведеното ограничување на дилатациите во арматурата.

$$\varepsilon_{s1} \geq \varepsilon_{s1,yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{500}{\frac{115}{200000}} = 2.174 \text{ ‰} \quad (7)$$

Доколку $M_{Ed} > M_{Rd}$, или $\mu_{Ed} > \mu_{Rd}$, пресекот освен со затегната, треба да се армира и со притисната арматура. Ова е потребно за да се задржи дилатацијата во арматурата над критичното ниво. На овој начин, попречниот пресек може да го прифати надворешниот момент на свиткување, без да се зголемува висината на попречниот пресек или класата на бетонот. Овие пресеци се нарекуваат двојно армирани пресеци.

Најголемиот момент на свиткување што може да го прифати еднократно армираниот пресек (момент на носивост) се достигнува кога се достигнати граничните дилатации во бетонот и арматурата $\epsilon_{c2} = -3,5 \text{ ‰}$, $\epsilon_{s1} = 4,278 \text{ ‰}$ и се пресметува според Рав.8:

$$M_{Rd,lim} = \mu_{Rd,lim} b d^2 f_{cd} \text{ или } M_{Rd,lim} = \left(\frac{d}{k_{lim}} \right)^2 b f_{cd} \quad (8)$$

Потребната арматура се пресметува со следната Рав.9:

$$A_{s1,lim} = \frac{M_{Rd,lim}}{\zeta_{lim} d f_{yd}} \text{ или } A_{s1,lim} = \omega_{1,lim} b d \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (9)$$

Ако моментот на свиткување кој дејствува на пресекот, M_{Ed} е поголем од моментот на носивост, M_{Rd} , нивната разлика ΔM (Рав.10), се прифаќа преку спрег на сили со дополнителната затегната арматура ΔF_{s1} и со притиснатата арматура F_{s2} (Рав.11):

$$\Delta M = M_{Ed} - M_{Rd,lim} \quad (10)$$

$$F_{s2} = \Delta F_{s1} = \frac{\Delta M}{d-d_2} \quad (11)$$

Потребната притисната арматура се пресметува со Рав.12 и Рав.13:

$$A_{s2} = \frac{F_{s2}}{\sigma_{s2}} = \frac{\Delta M}{(d-d_2)\sigma_{s2}} \quad (12)$$

$$\sigma_{s2} = E_s \epsilon_{s2} \leq f_{yd} \text{ и } \epsilon_{s2} = \frac{\zeta_{lim-d_2}}{\zeta_{lim}} \epsilon_{cu2} \quad (13)$$

Дополнителната затегната арматура се пресметува според Рав.14:

$$\Delta A_{s1} = \frac{\Delta F_{s1}}{\sigma_{s1}} = \frac{\Delta M}{(d-d_2)f_{yd}} \quad (14)$$

А вкупната затегната арматура се пресметува според Рав.15:

$$A_{s1} = A_{s1,lim} + \Delta A_{s1} = \frac{M_{Rd,lim}}{\zeta_{lim} d f_{yd}} + \frac{\Delta M}{(d-d_2)f_{yd}} \quad (15)$$

Во EC2 се предвидени изрази за минимални површини на арматура со цел да се спречи појава на крт лом, широки пукнатини, да се спротивстават на силите кои произлегуваат од спречени деформации (собирање, температура) но исто така и да овозможат, кога ќе настанат пукнатини, трансфер на силите од затегнатиот напукнат бетон на арматурата.

Минималната површината на подолжната затегната арматура $A_{s,min}$, е дадена со Рав.16:

$$A_{s,min} = 0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \geq 0.0013 b_t d \quad (16)$$

Каде: b_t е средната ширина во затегнатата зона, а за Т-пресек со притисната плоча, е ширината на реброто (гредата).

Исто така, површината на затегнатата и притиснатата арматура не смее да ја надмине вредноста $A_{s,max}$ надвор од зоните на преклоп, дадена со Рав.17:

$$A_{s1,max} = 0.04 A_c \text{ и } A_{s2,max} = 0.04 A_c \quad (17)$$

Ова ограничување е предвидено за да не дозволи појава на крт лом на попречните пресеци и да ги задржи дилатациите во арматурата поголеми од дилатацијата при која настанува течење (2.174 ‰) [4].

2.1.2 Свиткување со аксијална сила

Во случаите кога освен момент на свиткување, на еден армиранобетонски пресек дејствува и аксијална сила (притисок или затегнување), во зависност од односот помеѓу (N/A) и (M/W), во Рав.18, се јавуваат два случаи:

- мал ексцентрицитет, доколку неутралната оска е надвор од попречниот пресек ($x > h$) што се случува кога имаме доминантен член N/A или
- голем ексцентрицитет, доколку неутралната оска е во рамките на попречниот пресек ($x < h$) што се случува кога имаме доминантен член M/W .

$$\sigma_{1,2} = \left(\frac{N}{A_i}\right) \pm \left(\frac{M}{W_i}\right) \quad (18)$$

Мал ексцентрицитет со доминантна сила на притисок се јавува најчесто кај а.б. столбови или со доминантна сила на затегнување кај а.б. затеги, додека пак голем ексцентрицитет со доминантен момент на свиткување, а мала аксијална сила на притисок или затегнување се јавува кај а.б. греди или плочи.

Димензионирањето може да се изврши со поставување на условите за рамнотежа, на сличен начин како и за свиткување без аксијална сила со земање предвид на силата и дополнителниот момент кој таа го предизвикува. Со цел да се поедностави постапката за димензионирање, наместо решавање на условите за рамнотежа за секој случај посебно, може да се изработат дијаграми на интеракција за различни парови на дилатации. Се пресметува моментот на носивост и аксијалната носивост и со поврзување на тие точки се добиваат криви кои претставуваат комбинирана носивост на пресеците. За да може да се применуваат, потребно е да се изработат дијаграми за различни квалитети на бетон и челик и за различни форми на пресеци со големини прикажани во бездимензионален облик, т.е. со нормирани вредности.

Со оглед на истиот работен дијаграм на бетонот, класите C12/15 – C50/60 се опфатени со еден дијаграм. За секоја класа на арматура треба засебен дијаграм, заради различните пресметковни вредности на дилатациите при максимална сила (при кинење). Дополнителни непознати кои можат да бидат варирани и за нив да се изготви посебен дијаграм се нормираната положба на тежиштето на арматурата $\frac{d_1}{h}, \frac{d_2}{h}$, како и односот на затегнатата и притиснатата арматура A_{s1}, A_{s2} ($A_{s1} = A_{s2} = 0.5A_s; A_{s1} = 0.75A_s, A_{s2} = 0.25A_s$).

Постапката се состои од пресметка на бездимензионалните вредности дадени во Рав.19:

$$\mu_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{bh^2 f_{cd}} \quad \nu_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{bh f_{cd}} \quad (19)$$

Потоа од дијаграмите на интеракција се отчитуваат механичките коефициенти на армирање прикажани во Рав.20 и со нив се пресметува потребната арматура, дадена со Рав.21.

$$\omega_1 = \frac{A_{s1} f_{yd}}{bh f_{cd}} \quad \omega_2 = \frac{A_{s2} f_{yd}}{bh f_{cd}} \quad \omega = \omega_1 + \omega_2 \quad (20)$$

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = \omega_1 bh \frac{f_{cd}}{f_{yd}} + \omega_2 bh \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = \omega bh \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (21)$$

Изгледот на дијаграмите на интеракција е сличен како оној на кој сме навикнати до сега, само то неопходно е да се изработат нови дијаграми во согласност со класите на бетон и арматура.

За столбови, според ЕС 2, се сметаат сите елементи чија поголема страна h не е за повеќе од 4 пати поголема од помалата страна b . За полигонални столбови, во секој агол се поставува по една прачка, а за кружни столбови минималниот број на прачки е 4. За столбови се предвидени следните два услови за минимален проент на армирање со подолжна арматура, дадени со Рав.22:

$$A_{s,min} = \frac{0.1N_{Ed}}{f_{yd}} \geq 0.002A_c \quad (22)$$

Максималниот процент на армирање за столбови е даден со Рав.23:

$$A_{s,max} = 0.04A_c \text{ надвор од зони на преклоп, } A_{s,max} = 0.08A_c \text{ во зони на преклоп} \quad (23)$$

2.1.3 Биаксијално (косо) свиткување

Во случај на истовремено дејство на моменти на свиткување околу двете оски, неутралната оска зафаќа одреден агол со оските, притиснатата зона е со произволен облик, а точката на дејство на

аксијалната сила не лежи на оските на симетрија. Ова е најчест случај кај армиранобетонски столбови.

Во општ случај потребно е решавање на три услови на рамнотежа, со непозната положба на неутралната оска, аголот на неутралната оска и потребна арматура. Постапката е непрактична за секојдневна пракса. Може да се изработат и интеракциони површини (N-Mz-Mу), чиј вертикален пресек е M-N зависност за одреден агол φ, а хоризонталниот пресек е Mz-Mу зависност за одредено ниво на N.

Поедноставен метод кој може да се користи за димензионирање е разложување на биаксијалното свиткување на две едноаксијални свиткувања околу двете оски поединечно. Овој метод не е на страна на сигурноста, а и физички е некоректен зошто се зема целата аксијална сила (или истата се дели на половина) во двата правци. Сепак овој метод може да се користи како прва итерација во итеративниот метод во EC2, кој се базира на претпоставката дека хоризонталниот пресек (Mz-Mу) од интеракционите површини за одредено ниво на N, може да се претстави со квазиелипса претставена со Рав. 24:

$$z^a + y^a = k^a \quad (24)$$

Ако a=2, се добива кружница, а ако a=1 се добива права. Во EC2 за кружни, елиптични и правоаголни пресеци, односот Mz-Mу е претставен со Рав.25:

$$\left(\frac{M_{Edz}}{M_{Rdz}}\right)^a + \left(\frac{M_{Edy}}{M_{Rdy}}\right)^a \leq 1.0 \quad (25)$$

Каде: a е експонент кој за кружни и елиптични пресеци е 2, а за правоаголни зависи од односот N_{Ed}/N_{Rd} , кој е претставен во Таб.1, $M_{Rdz,y}$ е носивоста на пресекот на свиткување за зададена N_{Ed} , а N_{Rd} е аксијалната носивост на пресекот која се пресметува со Рав.26:

Табела 1. Вредности на експонентот a

N_{Ed}/N_{Rd}	0.1	0.7	1.0
a	1.0	1.5	2.0

$$N_{Rd} = A_c f_{cd} + A_s f_{yd} \quad (26)$$

Методот е развиен за столбови со арматура концентрирана во аглите, а за вообичаено армирани е на страна на сигурност.

2.2 Попречни сили

Попречните сили се јавуваат кај повеќето конструктивни елементи, но гредите се оние кои се најчувствителни на нивното дејство. Кај столбовите може да се јави како значително дејство кај кратките столбови, а кај плочи во случај на големи концентрирани сили или кај безгредови плочи директно потпрени на столбови (пробивање), како и кај темели самци и темелни плочи.

Основната верификација која е потребно да се задоволи е онаа дека пресметковната вредност на попречна сила која дејствува на пресекот, V_{Ed} треба да биде помала (или еднаква) од пресметковната вредност на носивоста на попречни сили на елементот, V_{Rd} , дадена со Рав.27:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} \quad (27)$$

За пресметковната вредност на носивоста V_{Rd} се разликуваат три вредности:

- $V_{Rd,c}$ – пресметковна вредност на носивоста на елементот без попречна арматура.
- $V_{Rd,s}$ – пресметковна вредност на носивоста на попречната арматура.
- $V_{Rd,max}$ – пресметковна вредност на носивоста на притиснатите бетонски дијагонали (максимална сила што елементот може да ја прифати). Оваа вредност се проверува директно над потпората или лежиштето.

Во EC2 се дава можност за намалување на V_{Ed} поради директното „слевање“ на дел од товарот во потпората или лежиштето. Меродавна би била силата пресметана на растојание d од работ на потпората или лежиштето [2], [3].

Пресметковната вредност на носивоста на елементот без попречна арматура, чиј резултат се добива во њутни (N), е дадена со Рав.28:

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d \quad (28)$$

Со тоа што е воведена нејзина најмала вредност, дадена со Рав.29, бидејќи во елементите со мала надолжна арматура, носивоста на смолкнување не може да се опфати со предложениот израз (Рав.28), па тој недостаток се отстранува со ова експериментално утврдено ограничување:

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \quad (29)$$

Каде:

$C_{Rd,c} = 0.18/\gamma_c$ е коефициент кој зависи од пресметковната ситуација: при постојани и привремени ситуации $\gamma_c = 1.5$, $C_{Rd,c} = 0.12$, а при инцидентни ситуации $\gamma_c = 1.2$, $C_{Rd,c} = 0.15$.

$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$ (со d во mm) - коефициент на висината на пресекот.

$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0.02$ (2%) - процент на армирање со подолжна затегната арматура.

A_{sl} - површина на подолжната затегната арматура која продолжува за најмалку $(l_b + d)$, каде l_b е должина на анкерување, а d е статичка висина.

b_w - најмала ширина на попречниот пресек во затегнатата зона (во mm).

f_{ck} - карактеристична вредност на јакост на притисок на цилиндар (во МПа).

$k_1 = 0.15$

$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0.2 f_{cd}$ (во МПа) – нормално напрегање во пресекот.

N_{Ed} – аксијална сила во попречниот пресек од дејства или од претходно напрегање (N), позитивна за сили на притисок.

$$v_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

Дури и да е задоволен условот $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$ сепак во пресекот мора да се усвои минимален процент на армирање со попречна арматура во вид на узенгии, дефинирана со геометрискиот коефициент на армирање, прикажан со Рав.30:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s b_w \sin \alpha} \geq \rho_{w,min} = \frac{0.08 f_{ck}^{1/2}}{f_{yk}} \quad (30)$$

Каде:

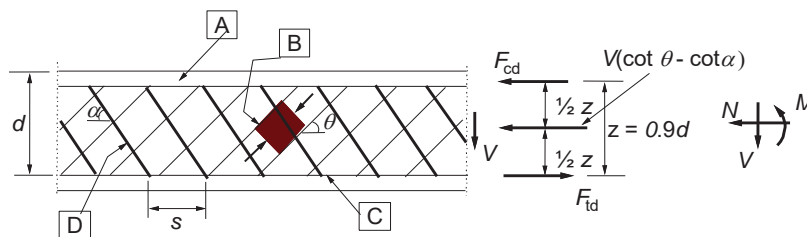
ρ_w -процент на армирање со попречна арматура во вид на узенгии, кој треба да е поголем од $\rho_{w,min}$

A_{sw} -површина на попречна арматура на должина s , пресек на узенгијата по број на пресеци s -растојание меѓу узенгиите во подолжен правец, $s \leq s_{l,max} = 0.75d$. Дополнително ограничување постои за широки греди, за растојанието на вертикалните страници на узенгиите во попречен правец $s_{t,max} = 0.75d \leq 600mm$

b_w -ширина на гредата

α -агол кој узенгиите го зафаќаат со подолжната оска, за вертикални узенгии $\sin \alpha = 1$.

Пресметувањето на армиранобетонските елементи за дејство на попречни сили во EC2 се врши според моделот на корегирана или подобрена решетка на Ritter-Mörsch, прикажана на сл.3.



[A] - притиснат појас, [B] - притисната бетонска дијагонала, [C] - затегнат појас (надолжна арматура), [D] - затегната дијагонала (попречна арматура, коси железa)

Сл. 3. Модел на решетка

Доколку $V_{Ed} > V_{Rd,c}$ треба да се предвиди пресметковна попречна арматура. Таа може да биде во вид на узенгии и косо свиткана арматура под агол од 45° . Косите прачки можат да се користат само во комбинација со узенгиите, кои мора да прифатат најмалку 50% од V_{Ed} .

Моделот прикажан на сл.3 се базира на претпоставката дека гредните елементи по појавата на косите пукнатини можат да се заменат со решеткасти носачи составени од стапови како што следува: горниот појас го чини притиснатата зона од бетонскиот пресек, долниот појас надолжната затегната арматура, притиснатите дијагонали под агол θ одговараат на бетонските појаси меѓу косите пукнатини, а поставената попречна арматура под агол α ја игра улогата на затегнатите дијагонали или вертикали.

На таков начин, пресметувањето се сведува на проверка на носивоста на сите стапови од решетката. При елементите армирани со вертикални узенгии од суштинско значење е носивоста на притиснатите бетонски дијагонали. Таа носивост е всушност максималната попречна сила $V_{Rd,max}$ која може да ја прими попречниот пресек (проверка дали попречниот пресек е доволен), која се одредува со Рав.31:

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (31)$$

Каде:

α_{cw} -коэффициент со кој се зема предвид состојбата на напрегање во притиснатиот појас, и за армиранобетонски елементи $\alpha_{cw} = 1.0$

b_w -најмала ширина на пресекот помеѓу затегнатиот и притиснатиот појас

z -крак на внатрешни сили, за чисто свиткување може да се користи $z \cong 0.9d$

v_1 -коэффициент со кој се редуцира јакоста на притисок на бетонот поради косите пукнатини:

$$v_1 = 0.6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right), f_{ck} \text{ во МПа}$$

f_{cd} -пресметковна јакост на притисок на бетонот

θ -агол меѓу притиснатите бетонски дијагонали и подолжната оска, за кој во EC2 се препорачуваат следниве вредности $1 \leq \cot \theta \leq 2.5$, односно $45^\circ \geq \theta \geq 21.8^\circ$.

Широкиот дијапазон на θ дава можност за оптимално конструирање-прераспределба на попречната и подолжната арматура.

Најголема вредност за $V_{Rd,max}$, се добива за $\theta = 45^\circ$, односно кога $\cot \theta + \tan \theta = 2$.

Доколку попречната сила $V_{Ed} > V_{Rd,max}$, треба да се променат димензиите на пресекот или класата на бетонот, односно да се искомбинираат двете мерки истовремено.

Пресметковната вредност на носивоста на попречната арматура $V_{Rd,s}$ се пресметува со Рав.32:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta \quad (32)$$

Притоа, кога во елементите има вертикална попречна арматура, за V_{Rd} се усвојува помалата вредност од двете дадени со Рав. 33 и Рав. 34.

За елементи кај кои се користи попречна арматура под агол различен од 90° (косо свиткана арматура или наклонети узенгии), за V_{Rd} се усвојува помалата вредност од двете дадени со Рав. 33 и Рав. 34.

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} \frac{\cot \theta + \cot \alpha}{1 + \cot^2 \theta} \quad (33)$$

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha \quad (34)$$

Максималното подолжно растојание на косо свитканата арматура не може да биде поголемо од $s_{b,max} = 0.6d(1 + \cot \theta)$.

Како резултат на дејството на попречната сила V_{Ed} , се јавува дополнителна сила во затегнатата подолжна арматура $\Delta F_{t,d} = 0.5V_{Ed}(\cot \theta - \cot \alpha)$, при што се усвојува дополнителна затегната арматура $\Delta A_{sl} = \Delta F_{t,d}/f_{yd}$.

2.3 Торзија

Моментите на торзија кај линиските армиранобетонски елементи се јавуваат во случаите кога товарот дејствува надвор од нивната системска оска.

Носивоста на пресеците на торзија може да се пресмета со користење на концептот на еквивалентен тенкосиден попречен пресек, во кој рамнотежата е задоволена со затворен тек на смолкнувањето (сл.4). Сложените пресеци може да се разделат на повеќе поедноставни форми со соодветни еквивалентни тенкосидни пресеци, а вкупната носивост на торзија е збирот од носивоста на сите поедноставни форми.

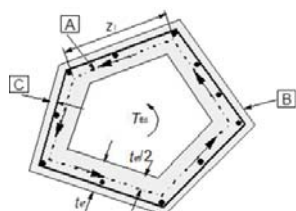
За да се обезбеди носивоста на торзија треба да е исполнето неравенството, дадено со Рав.35:

$$T_{Ed} \leq T_{Rd} \quad (35)$$

Односно Рав.36 и Рав.37:

$$T_{Ed} \leq T_{Rd,max} \quad (36)$$

$$T_{Ed} \leq T_{Rd,s} \quad (37)$$



A - средна линија, **B** - надворешна линија, обем u , **C** - заштитен слој на бетонот

Сл. 4. Дефиниции и ознаки за пресек изложен на торзија

$t_{ef,i} = A/u$ – ефективна дебелина на сидот „i“ која не треба да биде помала од двојното растојание меѓу надворешната ивица и тежиштето на подолжната арматура. Горната граница за сандачестите пресеци е самата дебелина на сидот.

T_{Ed} – пресметковен момент на торзија

A_k – површина која е опфатена со средната линија на сидовите (вклучувајќи ги внатрешните отвори)

A – вкупна површина на пресекот опфатен со надворешната линија на пресекот

u – надворешен обем на пресекот

z_i – должина на сидот „i“ дефинирана со растојанието меѓу пресечните точки на средните линии.

Доколку е задоволена Рав. 38, пресметковната носивост на бетонот на торзија $T_{Rd,c}$ е доволна и не е потребна арматура за торзија:

$$T_{Ed} \leq T_{Rd,c} \quad (38)$$

Притоа $T_{Rd,c}$ се пресметува според рав.39:

$$T_{Rd,c} = 2A_k t_{ef} f_{ctd} \quad (39)$$

Каде пресметковната вредност на јакоста на затегнување $f_{ctd} = \alpha_{ct} f_{ctk,0.05} / \gamma_c$.

Максималната пресметковна носивост на елементот изложен на торзија $T_{Rd,max}$ се пресметува според Рав.40:

$$T_{Rd,max} = 2\alpha_{cw} u f_{cd} A_k t_{ef} \sin \theta \cos \theta \quad (40)$$

За вредноста $T_{Rd,s}$ постојат две вредности, пресметковна носивост на торзија на попречната арматура $T_{Rd,sw}$ дадена со Рав. 41 и пресметковна носивост на торзија на подолжната арматура $T_{Rd,sl}$ дадена со Рав. 42:

$$T_{Rd,sw} = 2A_k \frac{A_{sw} f_{ywd} \cot \theta}{s_w} \quad (41)$$

$$T_{Rd,sl} = \frac{A_{sl} f_{yd} 2A_k}{\cot \theta u_k} \quad (42)$$

Каде A_{sw} е површината на една страна од узенгијата, а A_{sl} е вкупната подолжна арматура.

Потребната површина на пресекот на попречна арматура може да се пресмета според Рав.43:

$$A_{sw} = \frac{T_{Ed,s}}{2A_k f_{ywd} \cot \theta} \quad (43)$$

Узенгиите за торзија треба да бидат затворени и преклопени по помалата страна. Максималното растојание меѓу нив треба да биде најмалата вредност од: $u/8$; $s_{l,max}$; b_w , каде b_w е помалата страна на пресекот.

Потребната површина на вкупната подолжна арматура може да се пресмета според Рав.44:

$$A_{sl} = \frac{T_{Ed} u_k \cot \theta}{2A_k f_{yd}} \quad (44)$$

Подолжната арматура се распоредува рамномерно по периметарот на пресекот, или за помали пресеци може и да биде сконцентрирана во аглиите.

Инаку со избор на аголот θ може да се регулира пресекот на узенгиите, односно на подолжната арматура. Со зголемување на аголот θ се зголемува пресекот на узенгиите, а се намалува подолжната арматура и обратно. Минималното количество на подолжна арматура се добива за $\theta = 45^\circ$.

Максималната носивост на елементите товарени истовремено со моменти на торзија и попречни сили се ограничува со капацитетот на носивост на притиснатите бетонски дијагонали. За да не се пречекори таа носивост треба да биде задоволен условот даден со Рав. 45:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} \leq 1.0 \quad (45)$$

каде:

- T_{Ed} , V_{Ed} – пресметковна вредност на моментот на торзија односно на попречната сила,
- $T_{Rd,max}$ – максимална носивост на торзија – носивост на притиснатите бетонски дијагонали,
- $V_{Rd,max}$ – максимална носивост на попречната арматура - носивост на притиснатите бетонски дијагонали.

Ефектите од моментите на торзија и попречните сили можат да се сумираат. Одделно се одредува површината на узенгиите од торзија T (Рав.46), односно попречни сили V (Рав.47), а вкупната површина се одредува од Рав.48:

$$\frac{A_{sw,T}}{s_{w,T}} = \frac{T_{Ed}}{2A_k f_{yd} \cot \theta} \quad (46)$$

$$\frac{A_{sw,V}}{s_{w,V}} = \frac{V_{Ed}}{z f_{yd} \cot \theta} \quad (47)$$

$$\frac{A_{sw}}{s_w} = \frac{A_{sw,T}}{s_{w,T}} + \frac{A_{sw,V}}{s_{w,V}} \quad (48)$$

Бидејќи попречната сила се прифаќа преку двете вертикали од узенгијата, добиената вредност со Рав.48, доколку станува збор за двосечна узенгија, треба да се подели со 2 за да се определи пресекот на узенгијата.

Инаку за торзија се земаат предвид само узенгиите по обемот, а за попречни сили може да има и внатрешни узенгии, односно узенгиите да бидат повеќесечни.

2.4 Пробивање

Пробивањето како феномен се јавува кај плочите директно потпрени на столбови, односно безредови плочи, кај темели самци и темелни плочи. Механизмот на лом преку пробивање е специфичен заради истовременото дејство на моменти на свиткување и сили на смолкнување, како и заради просторната состојба на напрегање во плочата во непосредна близина на столбот. Најпрво се јавува пукнатина на затегнатата горна страна на плочата, а кога главните напрегања на затегнување, кои се последица од нормалните и напрегањата на смолкнување, ќе ја достигнат јакоста на бетонот при затегнување, се јавува коса прснатина која се протега од затегнатата страна на плочата до притиснатиот бетон. Дополнително во аглиите на столбот се јавува сложена триаксијална состојба на напрегање на притисок, кое резултира со напрегање на затегнување во средината на страните на столбот. Овој тип на лом е крт и без претходна најава и може да предизвика рушење на еден кат, но и на цела конструкција, па пожелно е да се избегнува.

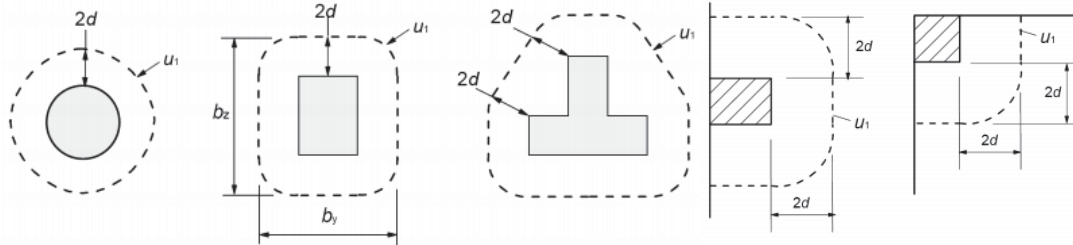
Во Еврокод 2, се дефинираат следните пресметковни напрегања на смолкнување од пробивање (во МРа) по должина на контролниот периметар (Сл.5), кој е на оддалеченост $2d$ од столбот:

$v_{Rd,c}$ - пресметковна вредност на носивоста на смолкнување од пробивање на плочата без арматура за прием на смолкнувањето од пробивање во разгледуваниот контролен пресек.

$v_{Rd,cs}$ - пресметковна вредност на носивоста на смолкнување од пробивање на плочата со арматура за прием на смолкнувањето од пробивање во разгледуваниот контролен пресек.

$v_{Rd,max}$ - пресметковна вредност на максималната носивост на смолкнување од пробивање во разгледуваниот контролен пресек.

Доколку во основниот контролен периметар u_1 е потребна арматура за прием на смолкнувањето од пробивање, треба да се определи подалечниот контролен обем $u_{out,ef}$ во кој арматура за прием



Сл. 5. Дефинирање на контролен периметар u_1

на смолкнувањето од пробивање, веќе не е потребна. За плочи со капители, како и за столбови во близина на отвори, во EC2 се дадени посебни правила за определување на контролниот периметар.

За да се обезбеди носивоста на пробивање треба да се извршат следните две контроли, од кои едната е дадена со Рав.49, со која по обемот на столбот или по обемот на товарената површина, пресметковната вредност на максималното напрегање на смолкнување (МПа) од пробивање v_{Ed} не смее да надмине $v_{Rd,max}$, (во спротивно треба да се зголеми дебелината на плочата или димензиите на столбовите):

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,max} \quad (49)$$

И контрола со Рав.50, дека арматура за прием на смолкнувањето од пробивање не е потребна ако:

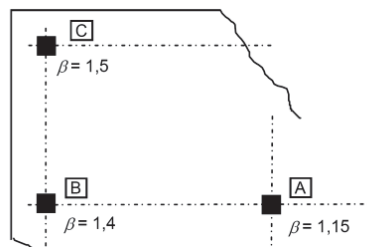
$$v_{Ed} \leq v_{Rd,c} \quad (50)$$

Доколку не е задоволен условот со Рав.50, потребно е да се предвиди арматура за смолкнување од пробивање, според Рав.53.

Пресметковната вредност на максималното напрегање на смолкнување од пробивање се пресметува според Рав.51:

$$v_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_1 d} \quad (51)$$

Каде d е средна ефективна статичка висина на плочата во контролниот пресек и може да се земе средна вредност од двата правци d_y и d_z , $d=(d_y+d_z)/2$, u_1 е должина на контролниот периметар, а β е коефициент со кој се зема предвид ексцентричноста на товарот кој може да се пресмета или доколку хоризонталната стабилност на објектот не зависи од врската столб-плоча, односно хоризонталната стабилност на објектот е обезбедена со армиранобетонски сидови и доколку соседните распони не се разликуваат за повеќе од 25%, може да се усвојат следните вредности, $\beta = 1.15$ за среден (внатрешен) столб, $\beta = 1.4$ за краен (рабен) столб и $\beta = 1.5$ за аголен столб, дадени и на сл.6:



Сл. 6. Препорачани вредности за коефициентот β

Пресметковната вредност на носивоста на смолкнување од пробивање на плочата без арматура за прием на смолкнувањето од пробивање, во разгледуваниот контролен пресек се пресметува според Рав.52:

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp} \geq (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) \quad (52)$$

Каде: $C_{Rd,c} = 0.18/\gamma_c$ е коефициент кој зависи од пресметковната ситуација и тоа при постојани и привремени ситуации $\gamma_c = 1.5$, $C_{Rd,c} = 0.12$, а при инцидентни ситуации $\gamma_c = 1.2$, $C_{Rd,c} = 0.15$.

$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$ (со d во mm) - коефициент на висината на пресекот.

$\rho_l = \sqrt{\rho_{ly}\rho_{lz}} \leq 0.02$ (2%) - каде ρ_{ly}, ρ_{lz} се проценти на армирање со подолжна затегната арматура во y и z правец, соодветно, осреднети на ширина на плочата која е еднаква на ширината на столбот и дополнително $3d$ од двете страни на столбот.

f_{ck} - карактеристична вредност на јакост на притисок на цилиндар (во МПа)

$\sigma_{cp} = \frac{\sigma_{cy} + \sigma_{cz}}{2}$, каде σ_{cy}, σ_{cz} се нормални напрегања во бетонот во контролниот пресек во y и z правец (во МПа, позитивни ако е притисок),

$\sigma_{cy} = \frac{N_{Ed,y}}{A_{cy}}, \sigma_{cz} = \frac{N_{Ed,z}}{A_{cz}}$ - каде $N_{Ed,y}, N_{Ed,z}$ се аксијални сили на ширина на целото поле за внатрешни столбови, односно на ширина на контролниот пресек за рабни столбови, а A_c е површината на бетонот која одговара на дефинираните аксијални сили, соодветно.

$v_{min} = 0.035k^{3/2}f_{ck}^{1/2}$

$k_1 = 0.1$

Освен дефинирањето на осреднет коефициент на армирање и нормално напрегање, најголемата разлика во однос на смолкнувањето од попречни сили кај линиски елементи е коефициентот $k_1 = 0.1$, кој за греди изнесуваше $k_1 = 0.15$.

Кога е потребна арматура за прием на смолкнувањето од пробивање, пресметковната вредност на носивоста на смолкнување од пробивање на плочата во контролниот пресек се пресметува според Рав. 53:

$$v_{Rd,cs} = 0.75v_{Rd,c} + 1.5 \frac{d}{s_r} A_{sw} f_{ywd,ef} \frac{1}{u_1 d} \sin \alpha \quad (53)$$

Каде: $v_{Rd,c}$ е според Рав.52.

d - средна вредност на статичката висина на плочата во двата ортогонални правци (mm)

s_r - радијално растојание на периметарот по кој е распоредена арматура за смолкнување

A_{sw} - површина на арматурата за смолкнување во должина на обем околу столбот (mm²)

$f_{ywd,ef}$ - ефективна пресметковна јакост на затегнување на арматурата за смолкнување,

според: $f_{ywd,ef} = 250 + 0.25d \leq f_{ywd}$ (МПа)

α - агол помеѓу арматурата за смолкнување и плочата

Ако арматурата за смолкнување се состои од еден ред на косо свитката арматура, за односот $\frac{d}{s_r}$ може да се усвои 0.67.

Освен верификацијата на носивост на пробивање во основниот контролен пресек, потребно е да се докаже и носивоста на пробивање на работ од столбот, со Рав.54:

$$v_{Ed} = \frac{\beta V_{Ed}}{u_0 d} \leq v_{Rd,max} = 0.5v_{fd} \quad (54)$$

Каде: u_0 за среден столб е периметарот на столбот (mm), за краен столб $u_0 = c_2 + 3d \leq$

$c_2 + 2c_1$, каде c_2 е страната паралелна со работ на плочата, за аголен столб $u_0 = 3d \leq c_1 +$

c_2 , c_1, c_2 се страните на столбот.

$v_1 = 0.6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$, f_{ck} во МПа.

Контролниот периметар во кој арматурата за смолкнување не е потребна $u_{out,ef}$ или u_{out} , се пресметува според Рав.55:

$$u_{out,ef} = \frac{\beta V_{Ed}}{v_{Rd,c} d} \quad (55)$$

Најодалечениот обем на арматурата за смолкнување треба да биде на растојание кое не е поголемо од $k \cdot d$, со препорачана вредност за $k=1.5$. Со ова се обезбедува, косата површина на ломот во областа на контролниот периметар $u_{out,ef}$ ($2d$ мерено во радијален правец кон столбот) да не може да се развие, а да не пресече еден ред од арматурата за смолкнување.

Кај темелите самци и темелните плочи, при контролата на пробивање, може да се редуцира силата на смолкнување за вредноста на реактивниот товар од почвата, според Рав.56:

$$V_{Ed,red} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed} \quad (56)$$

Каде: V_{Ed} е пресметковна вредност на силата на смолкнување, а ΔV_{Ed} е резултанта на реактивниот товар на површината на разгледуваниот контролен пресек, т.е. притисокот од

почвата минус сопствената тежина на темелот.

Дополнителна разлика кај темелите за разлика од безгредовите плочи, е тоа што заради нивната поголема дебелина, односот l/d е помал, што резултира со површина на лом под приближно 45° . Ова пак, значи дека контролниот пресек би требало да е поблиску до столбот, а не $2d$ како што е кај безгредовите плочи. Тоа е и наведено во ЕС2, дека треба да е помал од $2d$, но не е наведено точно колку. Со оглед на тоа дека носивоста на смолкнување од пробивање зависи од местоположбата на контролниот пресек, потребна е модификација на Рав.52, според Рав.57:

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} \frac{2d}{a} \geq (v_{min} \frac{2d}{a}) \quad (57)$$

Каде: a е растојание од работ на столбот до контролниот пресек, а останатите ознаки се исти како и во Рав.52.

Притоа, за центрично оптоварување се користи Рав.58, а за ексцентрично, Рав.59:

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed,red}}{ud} \quad (58)$$

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed,red}}{ud} \left[1 + k \frac{M_{Ed}u}{V_{Ed,red}W} \right] \quad (59)$$

Каде: u е должината на избраниот периметар (во рамки на $2d$), d е средната статичка висина во пресекот, k е коефициент кој зависи од односот на страните на столбот c_1, c_2 , според Таб. 2:

Табела 2. Вредности за коефициентот k , за правоаголни товарени површини

c_1/c_2	≤ 0.5	1.0	2.0	≥ 3.0
k	0.45	0.60	0.70	0.80

W е геометриска карактеристика за избраниот контролен периметар, и за правоаголни средни (внатрешни) столбови се пресметува според Рав.60:

$$W = \frac{c_1^2}{2} + c_1 c_2 + 4c_2 d + 16d^2 + 2\pi d c_1 \quad (60)$$

Каде: c_1 е страната паралелна, а c_2 нормална со дејството на ексцентричниот товар.

3. ЗАКЛУЧОК

Целта на проектирањето според Еврокод 2, како и според останатите Еврокодови, е со прифатлива веројатност да овозможиме конструкциите да не достигнат ниту една од граничните состојби. Во зависност од функцијата на конструкцијата, материјалот од кој е изведена, средината во која се наоѓа и дејствата на кои е изложена, различни гранични состојби може да бидат водечки при димензионирањето, а останатите да бидат придружни [6]. Во овој труд беа опфатени принципите на проектирање според граничните состојби на лом на армиранобетонски конструкции, во согласност со Еврокод 2. Преку преглед на литература, но и изразите опфатени во Еврокод 2, во овој труд е претставен начинот на димензионирање на армиранобетонски пресеци изложени на свиткување без и со аксијална сила, попречни сили, торзија и пробивање.

ЛИТЕРАТУРА

- [1] ИСРСМ, МКС EN 1990:2012, Еврокод: Основи за проектирање на конструкции, март 2012.
- [2] ИСРСМ, МКС EN 1992-1-1:2012, Еврокод 2: Проектирање бетонски конструкции – Дел 1-1: Општи правила и правила за згради, март 2012.
- [3] ИСРСМ, МКС EN 1992-1-1/НА:2020, Еврокод 2: Проектирање бетонски конструкции – Дел 1-1: Општи правила и правила за згради-Национален анекс, јануари 2020.
- [4] Marinkovic S., Pecic N. (2018), „Teorija betonskih konstrukcija” Akademska misao. Beograd, Srbija.
- [5] Toniolo G., Prisco M. (2017) „Reinforced Concrete Design to Eurocode 2”. Springer Tracts in Civil Engineering.
- [6] Mosley B., Bungey J., Hulse R. (2012): „Reinforced Concrete Design to Eurocode 2” 7th edition. PALGRAVE MACMILLAN. London, England.