

Univerza
v Ljubljani
Fakulteta
*za gradbeništvo
in geodezijo*

*Janova 2
1000 Ljubljana, Slovenija
telefon (01) 47 68 500
faks (01) 42 50 681
fgg@fgg.uni-lj.si*



Visokošolski program Gradbeništvo,
Konstrukcijska smer

Kandidat:

Jože Bartol

Problem striga pri ploščah na stebrih

Diplomska naloga št.: 282

Mentor:

doc. dr. Jože Lopatič

Ljubljana, 26. 6. 2007

ERRATA

Stran z napako	Vrstica z napako	Namesto	Naj bo
-----------------------	-------------------------	----------------	---------------

IZJAVA O AVTORSTVU

Podpisani JOŽE BARTOL izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom:
»PROBLEM STRIGA PRI PLOŠČAH NA STEBRIH.«

Izjavljam, da prenašam vse materialne avtorske pravice v zvezi z diplomsko nalogo na UL,
Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo.

Loški Potok, 14. 1. 2007

BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK: 624.073 : 624.075.2 (043.3)

Avtor: Jože Bartol

Mentor: doc. dr. Jože Lopatič

Naslov: Problem striga pri ploščah na stebrih

Obseg in oprema: 65 str., 2 diagrama, 46 slik, 38 enačb, 3 preglednice

Ključne besede: Preboj, Strig zaradi prečne sile, Rešitve za preboj

IZVLEČEK

V diplomskem delu smo analizirali tehnične rešitve, ki omogočajo zadostno odpornost proti preboju pri ploščah na stebrih. Prikazali smo vzroke za preboj in njihove posledice. Strižne napetosti se na območju stebra, ki je v stiku s ploščo, zgostijo in so glavni vzrok za preboj plošče. Predstavljeni so simboli, ki se uporabljajo pri strigu. Podan je tudi pregled elementov z nujnostjo računanja armature. Pri preboju smo analizirali kontrolni obseg, stebre s kapiteli in različne primere ekscentričnosti. Opisali smo uporabo strižne armature in primere njene neustrezne uporabe. Podana je tudi primerjalna analiza sodobnejših metod za preprečitev preboja. Notranje statične količine, s katerimi se preverja preboj, so podane z izračunom po metodi nadomestnih okvirjev, predstavljen je tudi izračun po EC 2 in PBAB. V dveh primerih je prikazan tudi izračun s programom, kjer strižne napetosti prevzamemo z mozniki.

BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISIC INFORMATION AND ABSTRACT

UDC: 624.073 : 624.075.2 (043.3)

Author: Jože Bartol

Supervisor: asist. prof. dr. Jože Lopatič

Title: Problem of punching shear in slabs on culumns

Notes: 65p., 2 diag., 46 fig., 38 eq., 3 tab.

Key words: Punching shear, solution for punching shear

ABSTRACT

Existing technical solutions enabling sufficient punching resistance failure of flat slabs were analyzed. The reasons that ultimately lead to punching shear and the consequences of shear punching were examined as well. The main causes of punching shear are the condensed shear stresses in the part of the slab that is in contact with the columns. Symbols used at punching shear and an overlook of elements with appropriate reinforcement calculation were presented. The control extent as well as columns with capitals and various examples of eccentricity at punching shear were analyzed. Punching reinforcements and their inappropriate use were described. A comparative analysis of contemporary devices for punching shear prevention was given. The inner forces used for examination of punching shear, were calculated with equivalent frame analysis. The results of calculations based on EC 2 and PBAB were presented. In two cases the calculation was performed with Schöck bole program, where shear forces were replaced with trenails.

ZAHVALA

Zahvaljujem se vsem, ki so mi kakor koli pomagali pri študiju in diplomu. Posebej se zahvaljuem doc. dr. Jožetu Lopatiču, ki mi je pomagal in svetoval pri izdelavi diplomske naloge.

KAZALO VSEBINE

1 UVOD	1
1.1 Namen in cilj naloge	1
1.2 Možne rešitve problema preboja plošče	2
1.3 Primeri prebojev	3
2 STRIG ZARADI PREČNE SILE	5
2.1 Preverjanje strižne odpornosti	5
2.2 Elementi v katerih računsko ni potrebna strižna armatura	7
2.3 Elementi v katerih je računsko potrebna stržna armatura	10
3 PREBOJ	13
3.1 Kontrolni obsegi	13
3.1.1 Osnovni kontrolni obseg v notranjosti plošče	14
3.1.2 Osnovni kontrolni obseg pri robnih in vogalnih stebrih.....	15
3.1.3 Redukcija osnovnega kontrolnega obsega.....	15
3.2 Kontrolni prerezi plošč, ki nalegajo na stebre preko kapiteljev	16
3.2.1 Plošče s krožnimi kapiteli.....	16
3.2.2 Plošče s pravokotnimi kapiteli.....	17
3.3 Račun striga zaradi preboja	18
3.4 Račun maksimalne strižne napetosti	18
3.5 Izračun koeficienta β za različne primere ekscentričnosti	19
3.5.1 Notranji steber - enojna ekscentričnost	19
3.5.2 Notranji steber okroglega prereza – enojna ekscentričnost	21
3.5.3 Notranji steber pravokotnega prereza – dvojna ekscentričnost	21
3.5.4 Robni steber – enojna ekscentričnost	22
3.5.5 Vogalni steber.....	23

3.5.6 Standardne vrednosti faktorja β	24
3.6 Odpornost plošče brez strižne ojačitve proti preboju.....	24
3.6.1 Etažne plošče	24
3.6.2 Prebojna odpornost temeljev stebrov	27
3.7 Odpornost proti preboju plošče pri uporabi armature	28
3.7.1 Prezem striga s poševno krivljenimi palicami.....	29
<i>4 MOŽNE KONSTRUKCIJSKE REŠITVE ZA POVEČANJE ODPORNOSTI PROTI PREBOJU.....</i>	<i>31</i>
4.1 Prebojna strižna odpornost plošč iz visokotrdnega betona.....	31
4.1.1 Uporaba visokotrdnega betona	31
4.1.2 Uvod	31
4.1.3 Jedro	31
4.2 Prebojna strižna odpornost plošč v katere so vgrajeni prefabricirani elementi	34
4.2.1 Mozniki tipa DEHA in AncoPLUS	34
4.2.2 Stremena v obliki črke U – po ACI	35
4.2.3 Strižne lestve.....	36
4.2.4 Strižni obroč	36
4.2.5 Jeklena konstrukcijska strižna glava.....	37
<i>5 KONTROLA PREBOJA PO RAZLIČNIH STANDARDIH.....</i>	<i>39</i>
5.1 Račun preboja po PBAB.....	39
5.2 Računski primer po PBAB	41
5.3 Račun preboja po EC 2.....	44
5.3 Račun preboja s programom SCHOCK BOLE	47
5.3.1 Splošno o programu Schock bole	47
5.3.2 Računski primeri izračunani s programom Schock bole.....	50
<i>6 ROČNI IZRAČUNI NOTRANJIH STATIČNIH KOLIČIN PRI PLOŠČAH NA STEBRIH.....</i>	<i>57</i>

6.1 Uvod	57
6.2 Metode za izračun plošč na stebrih	59
6.2.1 Analitična in numerična metoda	59
6.2.2 Polempirijska direktna metoda	60
6.2.3 Metoda nadomestnih okvirjev	61
6.2.4 Praktični primer	62
7 ZAKLJUČEK	66
8 VIRI	67

KAZALO SLIK

Slika 1: Primer plošče podprte s stebri	1
Slika 2: Preboj plošče	1
Slika 3: Pojav razpok pred in ob preboju plošče (Povzeto po: Comité Euro-International du Béton, 1993, str.180.)	2
Slika 4: Mozniki BOLE® standard (Povzeto po: Schöck Bole®, 2004, str.1.)	2
Slika 5: Mozniki LENTON (www.erico.com)	3
Slika 6: Armatura za prevzem striga strižna lestev (pozeto po British Cement Association)..	3
Slika 7: Primer preboja (Radosavljević Ž., Bajić D. 1988. Armirani beton, knjiga 3)	4
Slika 8: Primer preboja plošče (Radosavljević Ž., Bajić D. 1988. Armirani beton, knjiga 3) .	4
Slika 9:Prikaz strižnih komponent pri elementih z nagnjenimi pasovi	5
Slika 10: Definicija A_{sl} v izrazih (4,5).....	8
Slika 10a: Šrafirani del prikazuje območje za katerega ni potreben račun strižne odpornosti po izrazu(6).....	9
Slika 10b: Obtežbe, ki delujejo v bližini podpor (levo greda/nosilec, desno kratka konzola) .	9
Slika 11: Model paličja in oznake za strižno armirane elemente	10
Slika 12: Prikaz pomembnih površin in prerezov, ki jih upoštevamo pri kontroli preboja (Povzeto po: SIST EN 1992-1-1, 2004, str.102.)	13
Slika 13: Kontrolna obsega u_{out} oziroma $u_{out,ef}$ (Povzeto po: SIST EN 1992-1-1, 2004, str.112.).....	14
Slika 14: Osnovni kontrolni obseg u_1 plošče pri različnih prečnih prerezih stebra (Povzeto po: SIST EN 1992-1-1, 2004, str.103.).....	15
Slika 15: Osnovni kontrolni obseg u_1 plošče pri robnih in vogalnih stebrih (Povzeto po:SIST EN 1992-1-1, 2004, str.104.).....	15
Slika 16: Redukcija osnovnega kontrolnega obsega u_1 plošče zaradi odprtih (Povzeto po: EN 1992-1-1, 2003, str.99.).....	16

Slika 17: Plošča z razširjenim kapitelom stebra kjer je $l_H < 2h_H$	16
Slika 18: Plošča z razširjenim kapitelom kjer je $l_H > 2(d+h_H)$	17
Slika 19: Razporeditev strižnih napetosti zaradi delovanja momenta ob priključku plošča- notranji steber (Povzeto po: EN 1992-1-1, 2004, str.102.)	20
(Povzeto po: EN 1992-1-1, 2004, str.102.)	20
Slika 20: Razdalja b_y in b_z (Povzeto po: EN 1992-1-1, 2004, str.98.).....	22
Slika 21: Kontrolni obseg u_1^* pri robnem stebri (Povzeto po: EN 1992-1-1, 2004, str.103.)	22
Slika 22: Kontrolni obseg u_1^* pri vogalnem stebri (Povzeto po: EN 1992-1-1, 2004, str.103.)	23
Slika 23: Standardne vrednosti faktorja β (Povzeto po: EN 1992-1-1, 2004, str.104.).....	24
Slika 24: Kontrolni obseg u (Povzeto po: Comité Euro-International du Béton, 1993, str.184.)	27
Slika 25: Območje navzgor krivljenih palic (Povzeto po: EN 1992-1-1, 2004, str.161).	29
Slika 26: Kontrolni obseg pri krivljenih palicah (Povzeto po: EN 1992-1-1, 2004, str.161.).	30
Slika 27: Tipični preboj na mostnem krovu	32
Slika28: Napetosti v plošči iz visoko nosilnega betona	32
Slika 28a: Zveze med obtežbo in pomikom v odvisnosti od debeline plošče (pri konstantni trdnosti betona).....	33
Slika 28b:Zveze med obtežbo in pomikom v odvisnosti od trdnosti betona pri debelini plošče 20 cm	33
Slika 29: Mozniki za prevzem striga tip DEHA, ki se polagajo od spodaj	34
Slika 30: Montaža moznikov tipa AncoPLUS	35
Slika 31: Notranji steber s križno formacijo ACI stremen	35
Slika 32: Strižne lestve okoli notranjega stebra (zgornjo armaturo je potrebno še položiti)...	36
Slika 33: Strižni obroč	37
Slika 34:Jeklena strižna glava.....	37

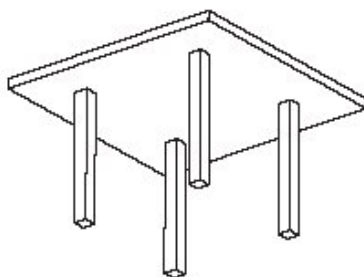
Slika 35: Kritični prerez plošče za katerega se računa napetosti po PBAB-u.....	41
Slika 35a: Geometrija plošče na stebrih	42
Slika 36: Reduciran kontrolni obseg zaradi odprtin	48
Slika 37: Parametri p_1 do p_7 ter različni obsegi	49
Slika 38: Potek upogibnih momentov	57
Slika 39: Pretvorba plošče v navidezne nosilce (analogija s ploščo z nosilci).....	58
Slika 40: Upogibni momenti, ki jih dobimo, če pretvorimo ploščo v nosilce širine l_x oziroma l_y	58
Slika 41: Priporočene oblike kapiteljev	60
Slika 42 : Delitev gobaste plošče na pasove.....	61
Preglednica poenostavljenih porazdelitev upogibnih momentov pri gobastih ploščah.....	62
Slika 43 : Definicija učinkovite širine b_e	62
Slika 44: Tloris plošče in okvir.....	63
Slika 45: Upogibni momenti	64
Slika 46: Upogibni momenti M_A' in M_B'	64

1 UVOD

1.1 Namen in cilj naloge

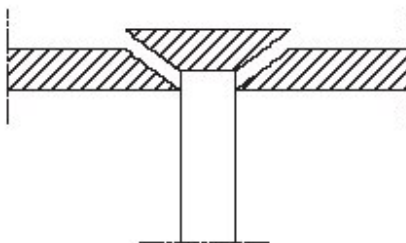
Glavni namen diplomske naloge je poiskati in obravnavati čim več rešitev s katerimi lahko odpravimo problem preboja stebra skozi ploščo.

Pri prenašanju obtežbe iz plošče se srečamo z konstrukcijskimi elementi, ki zaradi svoje oblike lažje prenašajo obtežbe in posredno napetosti, ki nastanejo zaradi njih. Poznamo sklope, kot so plošča-nosilec-steber ali samo plošča-steber. V tem primeru lahko uporabimo kapitelje ali pa se odločimo za izvedbo stika plošče neposredno s stebrom (Slika 1). Vendar je način izvedbe stikovanja plošče neposredno s stebrom zahteven za izvedbo in ga uporabimo tam, kjer potrebujemo višino etaže ali prostor okrog stebrov (inštalacije).



Slika 1: Primer plošče podprte s stebri

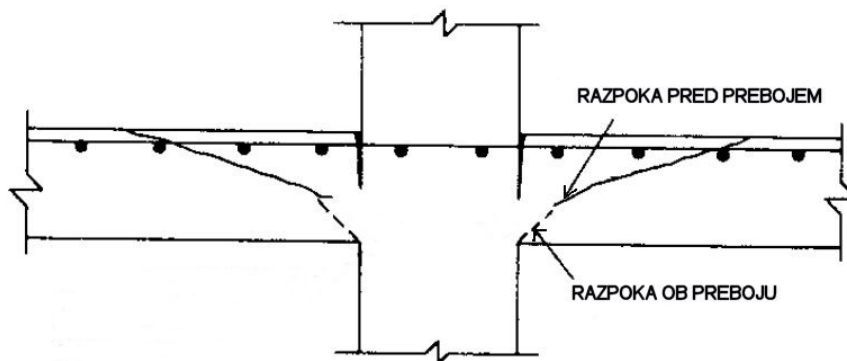
V tem primeru je kritična površina naleganja plošče na stebre. Če je ta površina premajhna, lahko pride do preboja (Slika 2).



Slika 2: Preboj plošče

Preboj plošče je posledica glavnih nateznih napetosti zaradi katerih se prične pojavljati v plošči razpoke, kot je prikazano na sliki 3. Preden pride do preboja, del plošče najprej razpoka

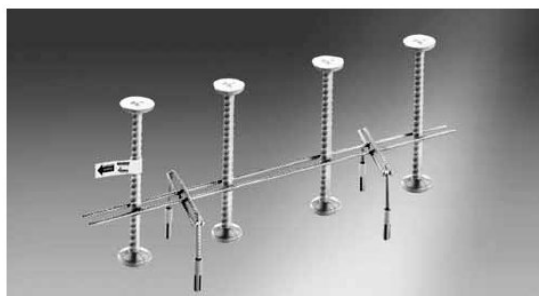
pod kotom 25° do 30°. To se navadno zgodi že pri 1/2 do 2/3 porušne obtežbe. Ko razpoka še preostali del plošče, pride do njenega preboja.



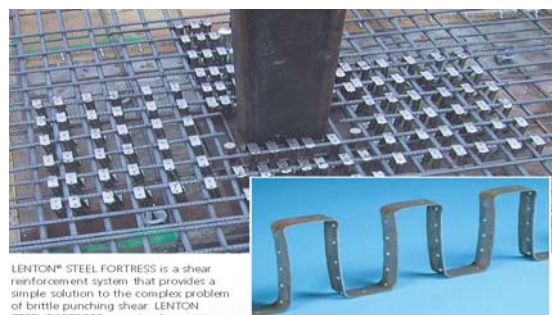
Slika 3: Pojav razpok pred in ob preboju plošče (Povzeto po: Comité Euro-International du Béton, 1993, str.180.)

1.2 Možne rešitve problema preboja plošče

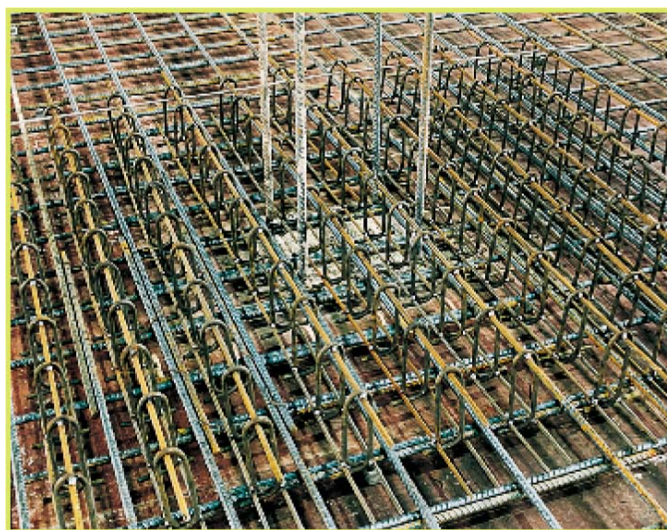
Obstajajo nekateri ukrepi, ki nevarnost preboja zmanjšajo. Lahko se odločimo za debelejšo ploščo, uporabimo boljše kvaliteto betona, namestimo večjo količino armature v plošči, povečamo dimenzije stebra ali pa naredimo vute. Obstajajo pa tudi tako imenovani mozniki (slika 4), ki jih ponujajo posamezni proizvajalci. Glede na izbiro posameznega načina preprečitve preboja vplivajo različni pogoji na podlagi katerih se odločimo za najbolj racionalen način. Če konstrukcija ni prezahtevna običajno uporabimo konstrukcijske načine za preprečitev preboja (krivljenje armature navzgor, povečamo debelino stebra oziroma plošče in če nam dopušča prostor uporabimo vute). V primeru, ko pa je konstrukcija zahtevna in ni prostora za vute se pa uporabijo že prej omenjeni mozniki oziroma sodobnejši načini za preprečitev preboja.



Slika 4: Mozniki BOLE® standard (Povzeto po: Schöck Bole®, 2004, str.1.)



Slika 5: Mozniki LENTON (www.erico.com)

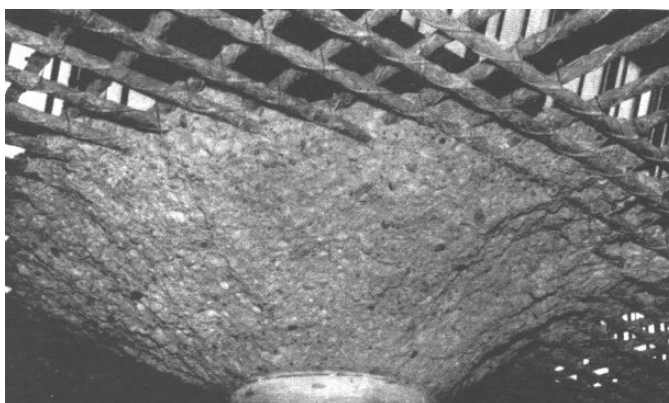


Slika 6: Armatura za prevzem striga strižna lestev (pozeto po British Cement Association)

1.3 Primeri prebojev

Na slikah 7 in 8 vidimo prebojni porišitvi, kateri sta posledici strižnih napetosti. Vzrok preboja na sliki 7 je pomanjkanje armature v območju nastajanja-koncentriranja strižnih sil. V tem primeru bi z poševno krivljeno armaturo zelo zmanjšali, če ne celo preprečili preboj. Lahko pa bi za preprečitev uporabili tudi sodobne moznike, kateri imajo v območju strižnih napetosti vertikalne jeklene palice katere preprečujejo, da bi prišlo do preboja.

Do preboja na sliki 8 pa je prišlo zaradi tanke plošče in nepravilnega sidranja krivljene armature v plošči.



Slika 7: Primer preboja (Radosavljević Ž., Bajić D. 1988. Armirani beton, knjiga 3)



Slika 8: Primer preboja plošče (Radosavljević Ž., Bajić D. 1988. Armirani beton, knjiga 3)

2 STRIG ZARADI PREČNE SILE

Prikazane so vrednosti, ki se uporabljajo pri določevanju strižne armature, kdaj se in kdaj se ne uporablja posebna strižna armatura, prikazan je tudi model paličja, ki se ga uporablja za lažje razumevanje napetosti v betonu in armaturi.

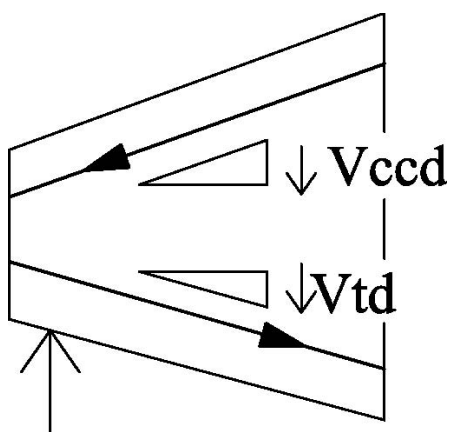
2.1 Preverjanje strižne odpornosti

Povzeto po SIST EN 1992-1-1

- $V_{Rd,c}$ je projektna strižna odpornost elementa brez strižne armature
- $V_{Rd,s}$ je projektna vrednost prečne sile, ki jo lahko prenese plastificirana strižna armatura
- $V_{rd,max}$ je največja vrednost prečne sile, ki jo lahko prenese element pred drobljenjem tlačnih razpor (diagonal)

Pri elementih z nagnjenimi pasovi so določene še naslednje vrednosti:

- V_{ccd} je projektna vrednost strižne komponente sile v tlačnem betonu
- V_{td} je projektna vrednost strižne komponente sile v natezni armaturi



Slika 9: Prikaz strižnih komponent pri elementih z nagnjenimi pasovi

Iz tega sledi, da je strižna odpornost konstrukcijskih elementov (plošča, nosilec) s strižno armaturo enaka:

$$V_{Rd} = V_{Rd,s} + V_{ccd} + V_{td} \quad (1)$$

V območju elementa, kjer velja $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$ strižna armatura ni potrebna. V_{Ed} je projektna prečna sila v obravnavanem prerezu, ki jo povzroča zunanja obtežba ter prednapetje.

Kadar strižna armatura ni zahtevana moramo kljub temu uporabiti minimalno strižno armaturo. To najmanjšo strižno armaturo lahko opustimo le v primeru plošč, pri katerih je možen raznos obtežbe v prečni smeri oz. pri manj pomembnih elementih (na primer preklade z razpetino manjšo od 2 m).

V območjih kjer pa velja $V_{Ed} > V_{Rd,c}$ mora biti zagotovljena zadostna strižna armatura. Vsota projektnih prečnih sil in prispevkov nagnjenih pasov (slika 9), $V_{Ed} + V_{ccd} + V_{td}$, kjer koli v elementu ne sme preseči največje dovoljene vrednosti $V_{Rd,max}$.

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta) \quad (2)$$

Kjer so:

- α_{cw} koeficient s katerim upoštevamo stanje napetosti v tlačnem pasu,
- b_w najmanjša širina prereza med nevtralno osjo in natezno armaturo,
- z ročica notranjih sil (slika 11),
- ν_1 redukcijski faktor trdnosti za strižno razpokani beton,
- f_{cd} projektna vrednost trdnosti betona.

Vzdolžna natezna armatura mora biti sposobna prevzeti dodatno natezno silo ΔF_{td} , ki jo povzroča strig.

$$\Delta F_{td} = 0,5 \cdot V_{Ed} \cdot (\cot \theta - \cot \alpha) \quad (3)$$

Za elemente, ki so izpostavljeni pretežno enakomerni razporejeni obtežbi, projektne prečne sile ni potrebno kontrolirati na razdalji manjši kot d (debelina plošče) od roba podpore. Kakršnakoli potrebna strižna armatura se mora nadaljevati do podpore. Dodatno moramo dokazati, da projektna prečna sila ob podpori ne presega $V_{Rd,max}$.

Kjer deluje obtežba blizu spodnjega roba prereza, mora biti dodatno k armaturi za prevzem striga zagotovljena še zadostna navpična armatura za prenos obtežbe do vrha prereza.

2.2 Elementi v katerih računsko ni potrebna strižna armatura

Osnovna projektna vrednost strižne odpornosti betonskega elementa brez strižne armature $V_{Rd,c}$ je podana kot:

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (4)$$

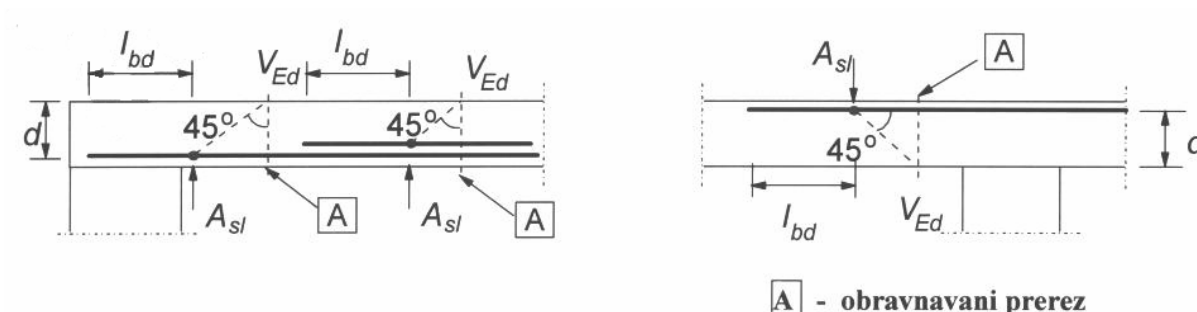
oziroma najmanjšo vrednostjo

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (5)$$

Kjer so:

- $C_{Rd,c}$ priporočena vrednost $0,18/\gamma_c$,
- $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$; kjer je d v mm,
- $\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0,02$,
- A_{sl} ploščina natezne armature, ki se nadaljuje nad podporo (slika 10),
- b_w najmanjša širina prereza med tlačnim in nateznim pasom,
- $\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c \leq 0,2 f_{cd} [MPa]$,
- N_{Ed} osna sila zaradi zunanje obtežbe ali prednapetja,

- A_c ploščina prečnega prereza betona,
- d debelina plošče.



Slika 10: Definicija A_{sl} v izrazih (4,5)

V prednapetih elementih brez strižne armature preko enega polja, strižno odpornost področj, ki so razpokana zaradi upogiba izračunamo s izrazom (4). V področjih, ki zaradi upogiba niso razpokana, pa je strižna odpornost podana z:

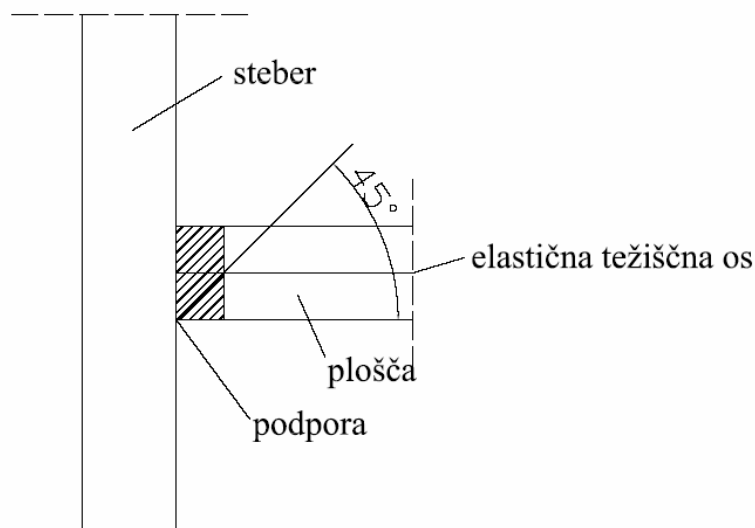
$$V_{Rd,c} = \frac{I \cdot b_w}{S} \sqrt{(f_{ctd})^2 + \alpha_1 \cdot \sigma_{cp} \cdot f_{ctd}} \quad (6)$$

Pri tem so:

- I vstrajnostni moment prereza,
- b_w širina prečnega prereza pri težiščni osi, z upoštevanjem zaščitnih cevi kablov,
- S statični moment ploskve,
- f_{ctd} projektna natezna trdnost betona,
- $\alpha_1 = l_x / l_{lpt} \leq 1,0$ za predhodno prednapete kable, oziroma 1,0 za ostalo prednapenjanje,
- σ_{cp} tlačna napetost betona ob kontrolni osi.

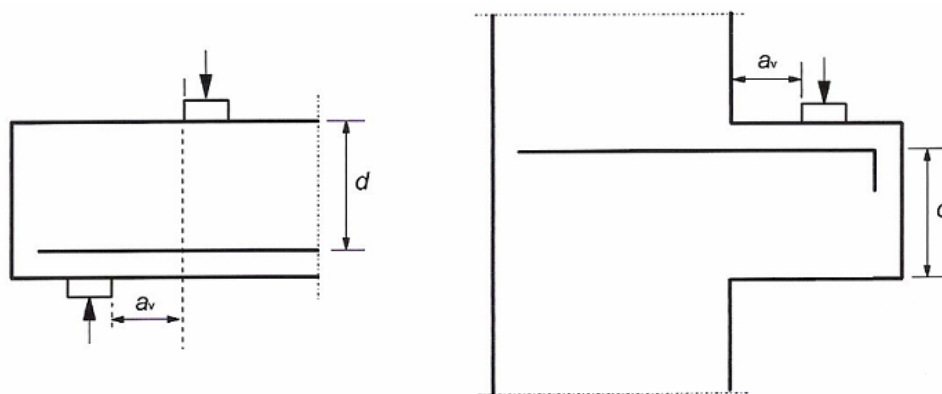
Pri prerezih s spremenljivo širino po višini se lahko največje glavne napetosti pojavijo v oseh, ki ne sovpadajo s težiščno osjo. V teh primerih moramo izračunati $V_{Rd,c}$ za več-različnih širin

prereza, da ugotovimo najmanjšo vrednost strižne odpornosti. Strižne odpornosti po izrazu (6) ni potrebno računati za prereze, ki so podpora bližje kot točka, kjer se sekata elastična težiščna os in črta, ki poteka pod kotom 45° od notranjega roba podpore (slika 10a).



Slika 10a: Šrafirani del prikazuje območje za katerega ni potreben račun strižne odpornosti po izrazu(6)

Pri elementih pri katerih deluje obtežba na zgornji strani in na oddaljenosti $0,5d \leq a_v \leq 2d$ od roba podpore (slika 10b), lahko prispevek te obtežbe k prečni sili pomnožimo z $\beta = a_v/2d$.



Slika 10b: Obtežbe, ki delujejo v bližini podpor (levo greda/nosilec, desno kratka konzola)

To zmanjšanje lahko uporabimo za kontrolo $V_{Rd,c}$ v izrazu (4). Vendar to velja le, kadar je vzdolžna armatura nad podporo polno zasidrana. V primeru, ko velja $a_v \leq 0,5d$ moramo uporabiti vrednost $a_v = 0,5d$. Prečna sila V_{Ed} izračunana brez zmanjšanja z β mora vseeno vedno zadoščati pogoju:

$$V_{Ed} \leq 0,5 \cdot b_w \cdot d \cdot \nu \cdot f_{cd} \quad (7)$$

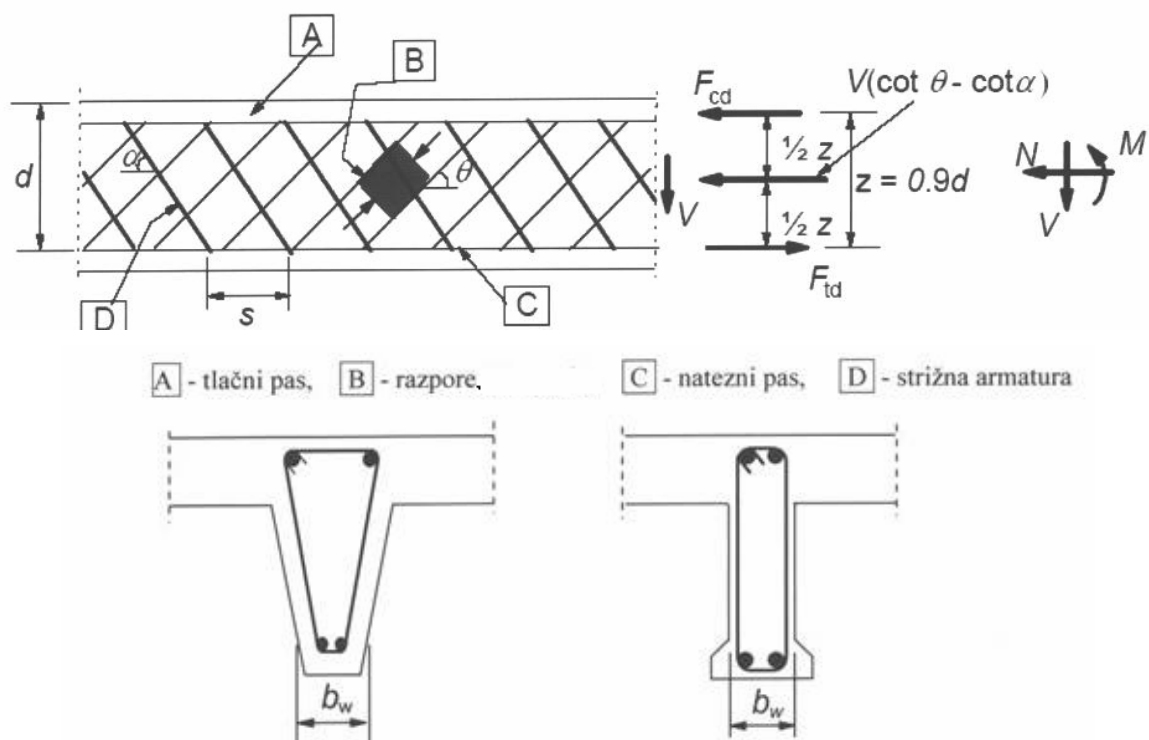
Kjer je ν redukcijski faktor trdnosti za strižno razpokani beton.

$$\text{Priporočena vrednost } \nu = 0,6 \cdot \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right]; (f_{ck} \text{ v [MPa]}). \quad (8)$$

2.3 Elementi v katerih je računsko potrebna stržna armatura

Pri teh elementih je zelo pomembna omejitev kota θ (kot med tlačno diagonalo in osjo konstrukcijskega elementa). Mejne vrednosti za kot θ so podane v nacionalnem dodatku. Za kot θ je priporočena vrednost med 1 in 2,5. Prikazan pa je tudi izračun $V_{Rd,s}$ (projektna prečna sila) pri posameznih načinih izvedbe armiranja (poševna ali navpična armatura).

Račun elementov s strižno armaturo temelji na modelu paličja (Slika 11).



Slika 11: Model paličja in oznake za strižno armirane elemente

Pri tem so:

- α kot med strižno armaturo osjo nosilca, ki je pravokotna na prečno silo,

- θ kot med betonsko tlačno diagonalo in osjo grede,
- F_{td} projektna vrednost natezne sile v vzdolžni armaturi,
- F_{cd} projektna vrednost tlačne sile betona v smeri vzdolžne osi elementa,
- b_w najmanjša širina prereza med tlačnim in nateznim pasom,
- z ročica notranjih sil.

Strižna odpornost elementov V_{Rd} pri navpični armaturi je enaka manjši izmed vrednosti, ki sta podani v nadaljevanju:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta$$

in

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta).$$

Pri tem so:

- A_{sw} ploščina strižne armature,
- s razdalja med stremeni,
- f_{ywd} projektna vrednost meje elastičnosti strižne armature,
- v_1 faktor redukcije za beton, ki je razpokan zaradi striga,
- α_{cw} koeficient, ki je odvisen od stanja napetosti v tlačnem pasu.

Faktorja v_1 in α_{cw} sta podana v nacionalnih dodatkih posameznih držav. Za v_1 je tudi pomembna meja f_{ck} . Vrednost α_{cw} je odvisna od vrednosti in razmerja σ_{cp} in f_{cd} .

Pri elementih s poševno strižno armaturo vzamemo za V_{Rd} manjšo izmed vrednosti, ki sta podani v nadaljevanju:

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

in

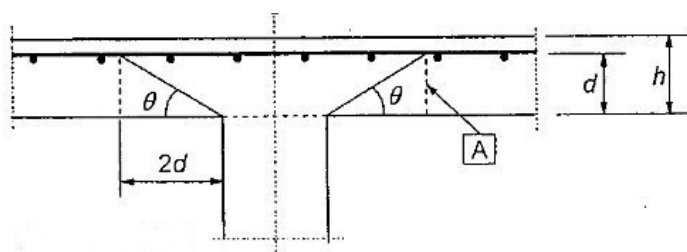
$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta).$$

Pri zainjiciranih zaščitnih cevah prednapetih kablov moramo zelo paziti na nazivno širino, ki je odvisna od zunajnjega premera cevi. Zaradi poševne armature pa se pojavi tudi dodatna sila, določena z enačbo (3), ki jo je potrebno prevzeti z dodatno natezno armaturo.

3 PREBOJ

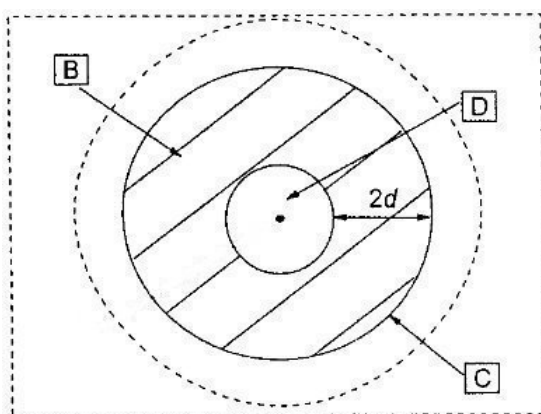
3.1 Kontrolni obsegi

Strig pri preboju se pojavi zaradi koncentrirane sile ali reakcije, ki deluje na razmeroma majhni ploskvi plošče, imenovani obremenilna ploskev A_{load} . Strižni odpor proti preboju mora biti preverjen v prerezu, ki ga določata obod stebra in osnovni kontrolni obseg (u_1).



A - osnovni kontrolni prerez

a) prerez

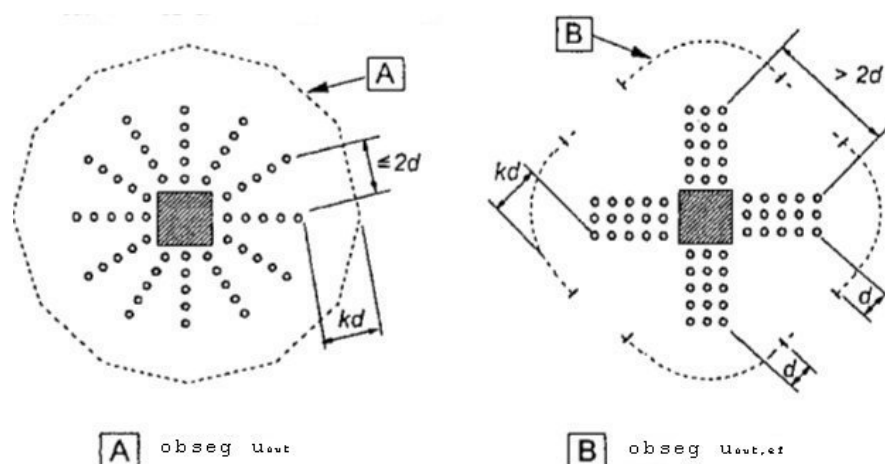


- B** - osnovna kontrolna površina A_{cont}
- C** - osnovni kontrolni obseg u_1
- D** - obremenilna površina A_{load}

b) tloris

Slika 12: Prikaz pomembnih površin in prerezov, ki jih upoštevamo pri kontroli preboja (Povzeto po: SIST EN 1992-1-1, 2004, str.102.)

Če se izkaže, da strižne napetosti niso maksimalne na mestu, ki ga narekuje osnovni kontrolni obseg je potrebno določiti obseg, kjer imajo strižne napetosti maksimum. Iz te ugotovitve dobimo odgovor, kje ne potrebujemo več strižne armature. Ta obseg je pri notranjih stebrih označen glede na razporeditev palic z u_{out} oziroma $u_{out,ef}$, kar je prikazano na sliki 13.



Slika 13: Kontrolna obsega u_{out} oziroma $u_{out,ef}$ (Povzeto po: SIST EN 1992-1-1, 2004, str.112.)

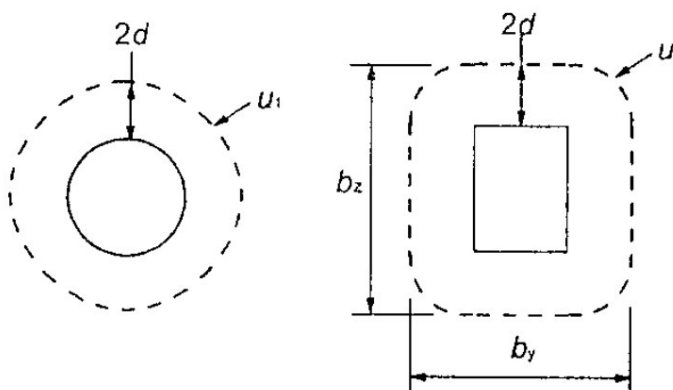
Če imamo armaturo položeno v dveh ortogonalnih smereh se statično višino (d_{eff}) izračuna po naslednji enačbi:

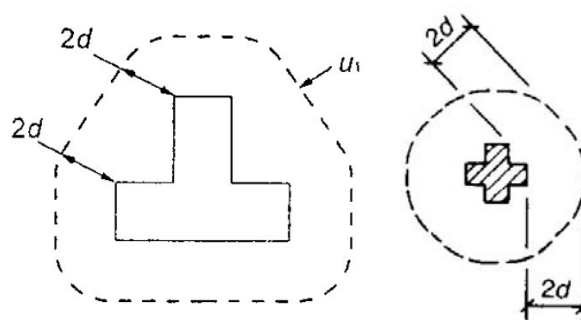
$$d_{eff} = \frac{(d_y + d_z)}{2} \tag{9}$$

- d_y in d_x sta statični višini za dve pravokotni smeri

3.1.1 Osnovni kontrolni obseg v notranjosti plošče

Osnovni kontrolni obseg (u_1) se nahaja na razdalji $2d$ od konture stebra. Konstruiran je tako, da ima minimalno dolžino, kot kaže slika 14.

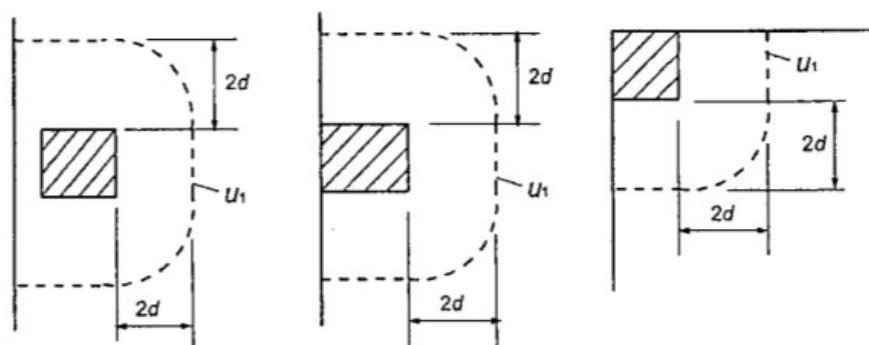




Slika 14: Osnovni kontrolni obseg u_1 plošče pri različnih prečnih prerezih stebra (Povzeto po: SIST EN 1992-1-1, 2004, str.103.)

3.1.2 Osnovni kontrolni obseg pri robnih in vogalnih stebrih

Pri izračunu kontrolnega obsega robnih in vogalnih stebrih je potrebno upoštevati naslednje. Če je kontrolni obseg (izključujoč nepodprte robove) manjši, kot je zahtevano v začetku poglavja 3.1.1, mora biti določen na način, kot kaže slika 15.

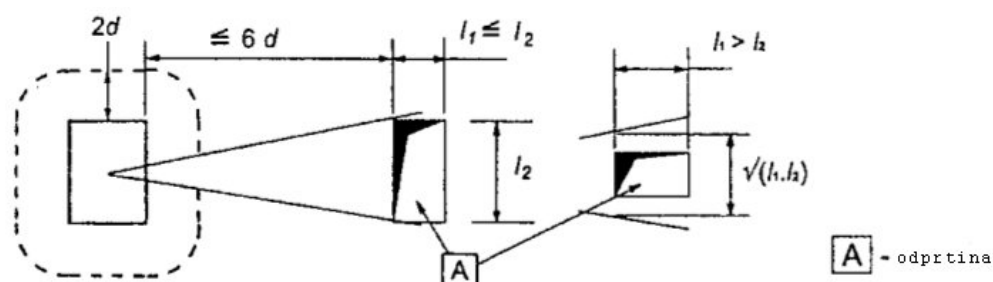


Slika 15: Osnovni kontrolni obseg u_1 plošče pri robnih in vogalnih stebrih (Povzeto po: SIST EN 1992-1-1, 2004, str.104.)

Če stebri ležijo blizu roba ali vogala (t.j. v razdalji manjši od d), mora biti po EC2 vedno dodana posebna robna ojačitev.

3.1.3 Redukcija osnovnega kontrolnega obsega

V kolikor najkrajša razdalja med obodom stebra in robom odprtine ne presega $6d$, je potrebno del površine znotraj kontrolnega obsega smatrati kot neefektiven. Ta del določata tangenti iz centra stebra do zunanega dela odprtine, kar prikazuje slika 16.



Slika 16: Redukcija osnovnega kontrolnega obsega u_1 plošče zaradi odprtin (Povzeto po: EN 1992-1-1, 2003, str.99.)

3.2 Kontrolni prerezi plošč, ki nalegajo na stebre preko kapiteljev

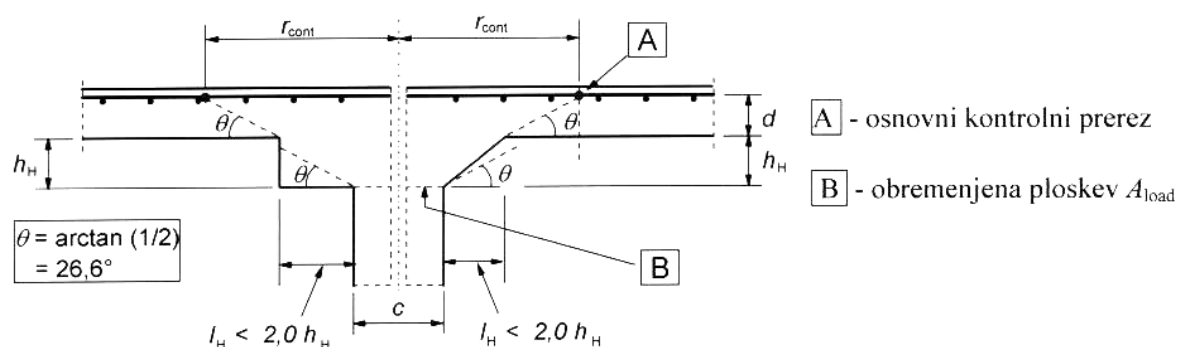
3.2.1 Plošče s krožnimi kapiteli

Pri ploščah s krožnimi kapiteli stebrov za katere velja $l_h < 2h_H$ (glej sliko 17) je dokaz napetosti pri preboju zahtevan le za kontrolni prerez zunaj kapitela stebra. Za razdaljo tega prereza od središča-osi stebra r_{cont} lahko vzamemo:

$$r_{cont} = 2 \cdot d + l_h + 0,5 \cdot c \quad (10)$$

kjer sta:

- l_h razdalja med površino-licem stebra in robom kapitela stebra in
- c premer krožnega stebra.

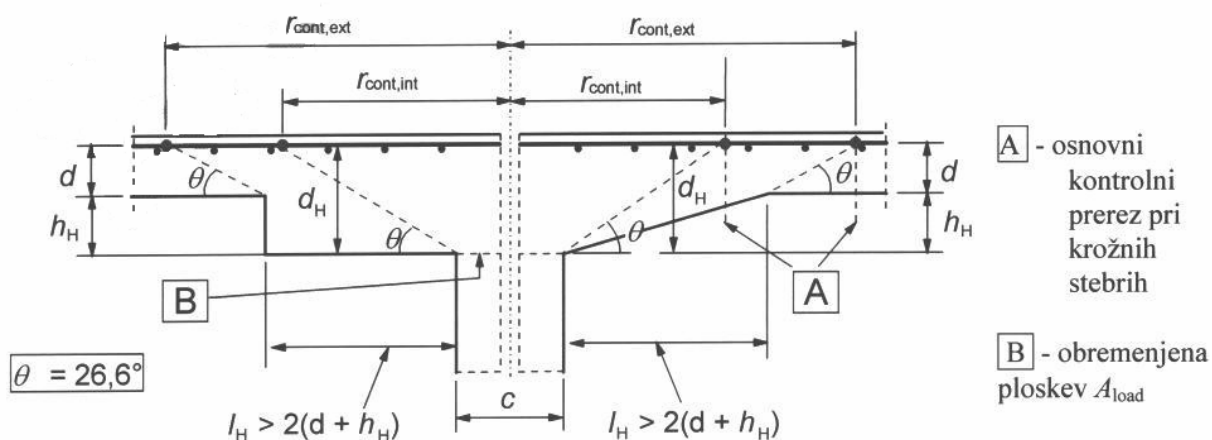


Slika 17: Plošča z razširjenim kapitelom stebra kjer je $l_h < 2h_H$

Pri ploščah z razširjenimi kapiteli, kjer velja $l_H > 2h_H$ (glej sliko 18) je potrebno preveriti kontrolne prereze znotraj kapitela in tudi v plošči. Za razdaljo med osjo stebra in kontrolnima prerezoma vzamemo:

$$r_{cont,ext} = l_h + 2 \cdot d + 0,5 \cdot c \quad (11)$$

$$r_{cont,int} = 2 \cdot (d + h_H) + 0,5 \cdot c \quad (12)$$



Slika 18: Plošča z razširjenim kapitelom kjer je $l_H > 2(d + h_H)$

3.2.2 Plošče s pravokotnimi kapiteli

Pri pravokotnem stebri s pravokotnim kapitelom, dimenzij l_1 in l_2 ($l_1 = c_1 + 2 l_{H1}$, $l_2 = c_2 + 2 l_{H2}$, $l_1 \leq l_2$), lahko vrednost r_{cont} vzamemo kot manjšo izmed:

$$r_{cont} = 2 \cdot d + 0,56 \cdot \sqrt{l_1 \cdot l_2} \quad , \quad (13)$$

in

$$r_{cont} = 2 \cdot d + 0,69 \cdot l_1 \quad . \quad (14)$$

3.3 Račun striga zaradi preboja

Postopek dimenzioniranja na strig pri preboju temelji na preverjanju ob robu stebra in v osnovnem kontrolnem obsegu u_1 . Če je potrebna strižna armatura moramo poiskati dodatni obseg $u_{out,ef}$ pri katerem strižna armatura ni več potrebna. Vzdlž kontrolnih prerezov so definirane naslednje strižne napetosti [MPa].

- $v_{Rd,c}$ projektna vrednost strižne odpornosti proti preboju plošče brez strižne armature
- $v_{Rd,cs}$ projektna vrednost strižne odpornosti proti preboju plošče s strižno armaturo
- $v_{Rd,max}$ projektna vrednost maksimalne strižne odpornosti proti preboju

V prerezu vzdolž oboda stebra mora veljati naslednji izraz:

$$V_{Ed} < V_{Rd,max}$$

Napetost $v_{Rd,max}$ je določena v nacionalnem dodatku standarda, njena priporočena vrednost pa je $0,5 \cdot v \cdot f_{cd}$, kjer za vrednost v velja:

$$v = 0,6 \cdot \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \text{ Pri tem mora biti } f_{ck} \text{ podan v [MPa]} \quad (15)$$

Strižna armatura ni potrebna, če velja:

$$V_{Ed} < V_{Rd,c}$$

v nasprotnem primeru je potrebna strižna armatura.

3.4 Račun maksimalne strižne napetosti

Kjer je podporna reakcija oziroma sila ekscentrična glede na kontrolni obseg, maksimalno strižno napetost določa naslednja enačba:

$$v_{Ed} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_i \cdot d} \quad (16)$$

kjer je:

- d srednja statična višina plošče, ki je enaka $(d_y+d_z)/2$ pri čemer sta d_y in d_z statični višini plošče v y in z smeri kontrolnega prereza
- u_i dolžina obravnavanega kontrolnega obsega (Poglavje 3.1)

V primeru kontrole ob obodu stebra pa se za izračun u_i uporabljajo naslednji izrazi:

- za notranje stebre: $u_i =$ dolžina oboda stebra (mm)
- za robne stebre: $u_i = c_2 + 3 \cdot d \leq c_2 + 2 \cdot c_1$ (mm)
- za vogalne stebre: $u_i = 3 \cdot d \leq c_1 + c_2$ (mm)
- c_1, c_2 dimenziji stebra, ki ju kaže slika 19
- β faktor ekscentričnosti obtežbe (prikazano v poglavju 3.5)

Če torej želimo določiti strižno napetost, zgornja enačba zahteva porazdelitev sile po celotnem kontrolnem obsegu plošče z določeno statično višino. Ekscentričnost obtežbe upoštevamo tako, da obtežbo povečamo s faktorjem β , ki je za različne primere določen v nadaljevanju. Če pa hočemo upoštevati simetričnost obtežbe, je vrednost faktorja β enaka 1.

3.5 Izračun koeficienta β za različne primere ekscentričnosti

3.5.1 Notranji steber - enojna ekscentričnost

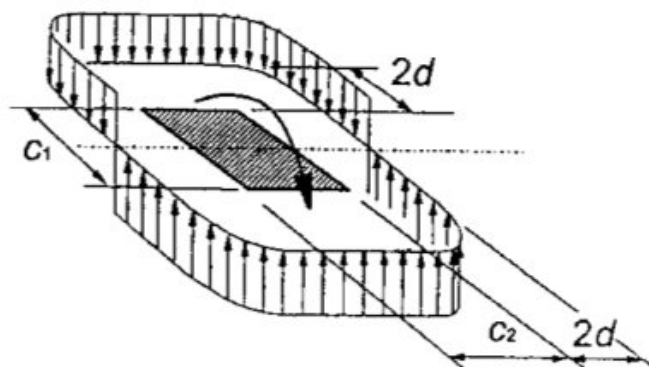
Splošna enačba za izračun faktorja β se glasi takole:

$$\beta = 1 + k \cdot \frac{M_{Ed} \cdot u_1}{V_{Ed} \cdot W_1} \quad (17)$$

Pri tem sta:

- u_1 dolžina osnovnega kontrolnega obsega in

- k koeficient, odvisen od razmerja med dimenzijami stebra c_1 in c_2 , ki sta definirani na sliki 19; njegova vrednost je funkcija deležev neuravnoveženega momenta, ki se prenašajo z neenakomernim strigom ter z upogibom in torzijo.



Slika 19: Razporeditev strižnih napetosti zaradi delovanja momenta ob priključku plošča-notranji steber (Povzeto po: EN 1992-1-1, 2004, str.102.)

Vrednosti koeficienta k so določene v naslednji preglednici:

(Povzeto po: EN 1992-1-1, 2004, str.102.)

c_1/c_2	$\leq 0,5$	1	2	$\geq 3,0$
k	0,45	0,60	0,70	0,80

W_1 ustreza taki porazdelitvi striga, kot je prikazano na zgornji sliki, in je funkcija osnovnega kontrolnega obsega u_1 .

$$W_1 = \int_0^{u_1} |e| \cdot dl \quad (18)$$

kjer sta:

- dl dolžinski prirastek obsega in
- e ekscentričnost od osi okrog katere učinkuje moment M_{Ed} .

V primeru pravokotnega prereza lahko namesto splošne uporabimo tudi naslednjo enačbo:

$$W_1 = \frac{c_1^2}{2} + c_1 \cdot c_2 + 4 \cdot c_2 \cdot d + 16 \cdot d^2 + 2 \cdot \pi \cdot d \cdot c_1 \quad (19)$$

kjer sta:

- c_1 dimenzija stebra, ki je vzporedna ekscentričnosti obremenitve in
- c_2 dimenzija stebra, ki je pravokotna na ekscentričnost obremenitve.

3.5.2 Notranji steber okroglega prereza – enojna ekscentričnost

Pri notranjih krožnih stebrih β sledi iz:

$$\beta = 1 + 0,6 \cdot \pi \cdot \frac{e}{D + 4 \cdot d} \quad (20)$$

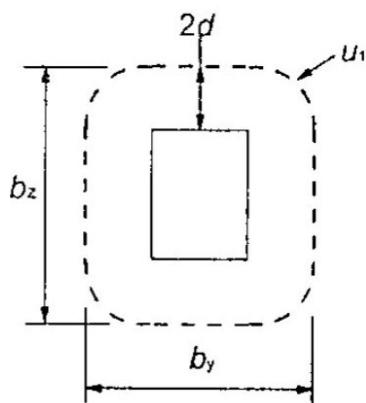
3.5.3 Notranji steber pravokotnega prereza – dvojna ekscentričnost

Za notranje stebre pravokotnega prereza, kjer je obtežba ekscentrična v obeh oseh, velja naslednji poenostavljen izraz za izračun faktorja β :

$$\beta = 1 + 1,8 \cdot \sqrt{\left(\frac{e_y}{b_z}\right)^2 + \left(\frac{e_z}{b_y}\right)^2} \quad (21)$$

kjer so:

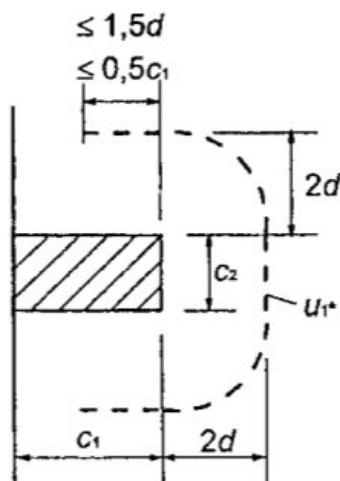
- e_y in e_z ekscentričnosti M_{Ed} / V_{Ed} vzdolž vsake osi (y in z) posebej; e_y je posledica momenta okoli osi z, e_z pa posledica momenta okoli y osi,
- b_y in b_z pa dimenziji kontrolnega obsega, ki ju kaže slika 20.



Slika 20: Razdalja b_y in b_z (Povzeto po: EN 1992-1-1, 2004, str.98.)

3.5.4 Robni steber – enojna ekscentričnost

Kjer je obtežba pri robnih stebrih ekscentrična samo v smeri proti notranjosti plošče pravokotno na rob (posledica momenta okoli osi, vzporedne robu plošče), mora biti sila preboja konstantno razporejena vzdolž reduciranega kontrolnega obsega u_1^* . Ta je manjši od osnovnega kontrolnega obsega u_1 , kar kaže tudi slika 21.



Slika 21: Kontrolni obseg u_1^* pri robnem stebri (Povzeto po: EN 1992-1-1, 2004, str.103.)

Faktor β se določi po naslednjem izrazu:

$$\beta = \frac{u_1}{u_1^*} + k \cdot \frac{u_1}{W_1} \cdot e_{par} \quad (22)$$

Pri tem so:

- u_1 osnovni kontrolni obseg,
- u_1^* reduciran osnovni kontrolni obseg,
- e_{par} ekscentričnost vzporedna robu plošče, kot posledica momenta okoli osi pravokotno na os, ki je pravokotna na rob plošče,
- k določen s pomočjo prejšnje tabele, kjer c_1 / c_2 nadomestimo s $c_1 / 2c_2$.
- W_1 izračunan za osnovni kontrolni obseg u_1 .

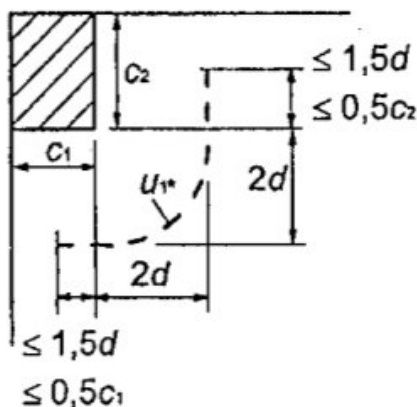
Za pravokotni prerez velja naslednji izraz:

$$W_1 = \frac{c_1^2}{2} + c_1 \cdot c_2 + 4 \cdot c_1 \cdot d + 8 \cdot d^2 + \pi \cdot d \cdot c_2 \quad (23)$$

Če ekscentričnost obtežbe pravokotno na rob plošče ni v smeri notranjosti, se za izračun faktorja β upošteva enačba v prvem primeru (Enačba 17). Pri tem je pri splošni enačbi za izračun W_1 ekscentričnost e merjena od centra kontrolnega obsega.

3.5.5 Vogalni steber

Za vogalne stebre, kjer je ekscentričnost proti notranjosti plošče se dopušča, da je sila preboja konstantno razporejena vzdolž reduciranega kontrolnega obsega u_1^* , kot je prikazano na sliki 22.



Slika 22: Kontrolni obseg u_1^* pri vogalnem stebri (Povzeto po: EN 1992-1-1, 2004, str.103.)

Vrednost β se v tem primeru določi po naslednji enačbi:

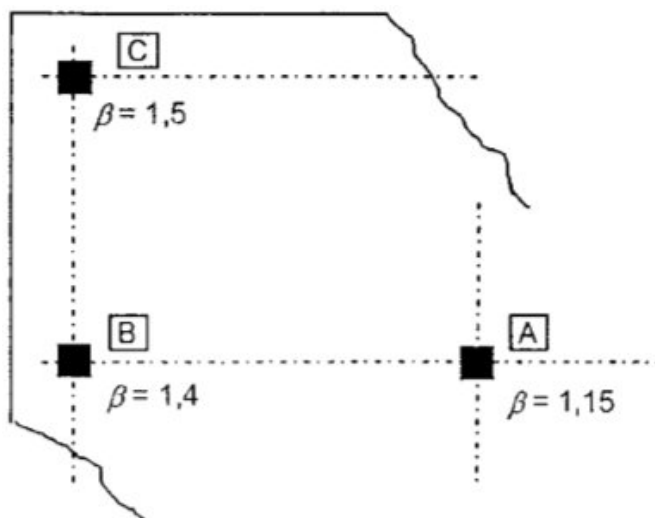
$$\beta = \frac{u_1}{u_1^*}$$

(24)

Če ekscentričnost ni proti notranjosti plošče, se pri izračunu faktorja β ponovno upošteva enačba (17)

3.5.6 Standardne vrednosti faktorja β

Za konstrukcije, kjer prečna stabilnost ni odvisna od vpetja med stebrom in ploščo in kjer se sosednji razponi po dolžini ne razlikujejo za več kot 25%, so uporabljene standardne vrednosti za ekscentričnost obtežbe (β). Te vrednosti so določene v nacionalnem standardu, priporočljive vrednosti po EC2 pa so prikazane na sliki 23.



Slika 23: Standardne vrednosti faktorja β (Povzeto po: EN 1992-1-1, 2004, str.104.)

3.6 Odpornost plošče brez strižne ojačitve proti preboju

3.6.1 Etažne plošče

Strižna odpornost proti preboju plošč mora biti določen na mestu osnovnega kontrolnega prereza in se izračuna po naslednji enačbi:

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \geq (v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) . \quad (25)$$

Kjer so:

- f_{ck} karakteristična tlačna trdnost betona v Mpa,

- $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$ d v mm, (26)

- $\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} \cdot \rho_{lz}} \leq 0,02$, (27)

- Izračun ρ_l temelji na vrednostih ρ_{ly} in ρ_{lz} , ki ju določimo glede na prerez natezne armature v vsaki smeri posebej. Vrednosti ρ_{ly} in ρ_{lz} predstavljata srednji vrednosti, ki upoštevata širino plošče, enako širini stebra, in dodatno razdaljo 3d na vsako stran,

- $\sigma_{cp} = (\sigma_{cy} + \sigma_{cz}) / 2$, (28)

- Vrednost σ_{cp} je odvisna od normalnih napetosti betona v smeri y (σ_{cy}) in smeri z (σ_{cz}) osnovnega kontrolnega prereza (MPa - če gre za tlak je vrednost pozitivna),

- $\sigma_{cy} = \frac{N_{Ed,y}}{A_{cy}}$ in $\sigma_{cz} = \frac{N_{Ed,z}}{A_{cz}}$, (29)

- $N_{Ed,y}$, $N_{Ed,z}$ osni sili preko celega polja za notranje stebre in osni sili preko osnovnega kontrolnega prereza za robne stebre. Sila je lahko posledica osne sile ali prednapetja,

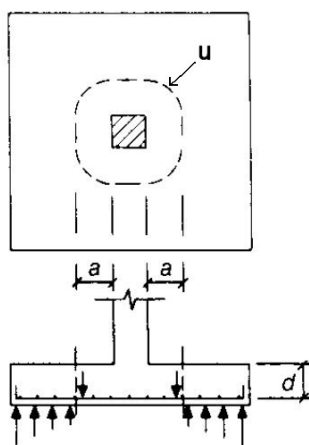
- A_{cy} , A_{cz} površina betona glede na definicijo N_{Ed} ,

- Vrednosti $C_{Rd,c}$, v_{min} in k_1 najdemo v nacionalnem dodatku. Priporočljiva vrednost za $C_{Rd,c}$ je $0,18 / \gamma_c$, za k_1 pa 0,1. Za izračun v_{min} uporabimo naslednji izraz:

- $$v_{min} = 0,0035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \quad . \quad (30)$$

3.6.2 Prebojna odpornost temeljev stebrov

Odpor proti preboju temelja stebra mora biti dokazan na mestu kontrolnega obsega u , na razdalji a od oboda stebra, ki je manjša od $2d$. Določiti jo je potrebno tako, da bo napetost v_{Ed} vzdolž kontrolnega obsega u najmanjša. Pri izračunu napetosti v_{Ed} sodeluje reducirana sila $V_{Ed,red}$. Ta je posledica pritiska (npr. zemeljski pritisk) znotraj kontrolnega obsega u , ki zmanjšuje nevarnost preboja in ga zato pri računski strižni napetosti odštejemo.



Slika 24: Kontrolni obseg u (Povzeto po: Comité Euro-International du Béton, 1993, str.184.)

Izračun reducirane strižne sile ($V_{Ed,red}$) se za koncentrično in ekscentrično obremenitev nekoliko razlikuje, in sicer:

Centrična obremenitev

- $V_{Ed,res} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed}$ (31)
- V_{Ed} nanešena strižna sila
- ΔV_{Ed} rezultanta navzgor usmerjenega pritiska zemljine in lastne teže temelja znotraj kontrolnega obsega (navzgor usmerjen pritisk zemljine minus lastna teža temelja)

Če hočemo izvesti kontrole napetosti (poglavje 3.3), moramo reducirano strižno silo razporediti po ploskvi, ki jo določa u tako, da dobimo napetosti.

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed,red}}{u \cdot d} \quad (32)$$

Ekscentrična obremenitev

- Izračun reducirane strižne sile je popolnoma enak kot pri centrični obremenitvi, napetost V_{Ed} pa je pomnožena s faktorjem β .

- $$v_{Ed} = \frac{V_{Ed,red}}{u \cdot d} \left[1 + k \cdot \frac{M_{Ed} \cdot u}{V_{Ed,red} \cdot W} \right] \quad (33)$$

- Ker v enačbi nastopa kontrolni obseg u namesto u_1 , je tudi parameter W določen za kontrolni obseg u .

Strižna odpornost proti preboju temeljne plošče se za obe vrsti obremenitve izračuna po naslednji enačbi:

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot \frac{2 \cdot d}{a} \geq v_{min} \cdot \frac{2 \cdot d}{a} \quad (34)$$

Določanje $C_{Rd,c}$, v_{min} in koeficienta k je enako kot pri enačbi 25, vrednost a pa pomeni razdaljo od oboda stebra do izbranega kontrolnega obsega, kot to kaže slika 24.

3.7 Odpornost proti preboju plošče pri uporabi armature

Kjer je zahtevana armatura, mora ta biti izračunana po naslednji enačbi:

$$v_{Rd,cs} = 0,75 \cdot v_{Rd,c} + 1,5 \cdot \left(\frac{d}{s_r} \right) \cdot A_{sw} \cdot f_{ywd,ef} \cdot \left(\frac{1}{(u_1 \cdot d)} \right) \cdot \sin \alpha \quad (35)$$

kjer je:

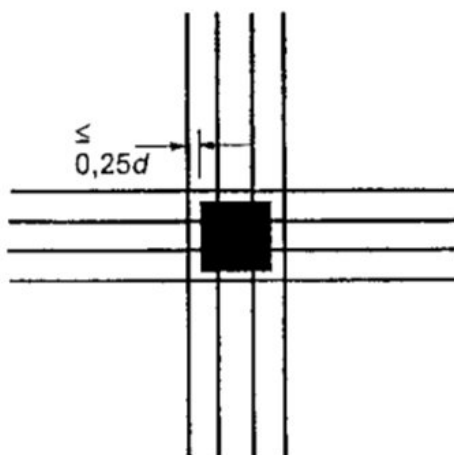
- A_{sw} površina armature okoli stebra (mm^2) v enem izmed obsegov
- s_r radialni razmak obsegov strižne ojačitve [mm]
- $f_{ywd,ef}$ efektivna računsko trdnost strižne ojačitve proti preboju, ki je enaka

- $f_{ywd,ef} = 250 + 0,25 \cdot d \leq f_{ywd} [MPa]$ (36)
- d je srednja vrednost statične višine v obeh ortogonalnih smereh (mm)
- α je kot med strižno ojačitvijo in ravnino plošče

Če je predvidena ena sama linija navzgor krivljenih palic, lahko za razmerje d/s_r v izrazu (35) vzamemo vrednost 0,67.

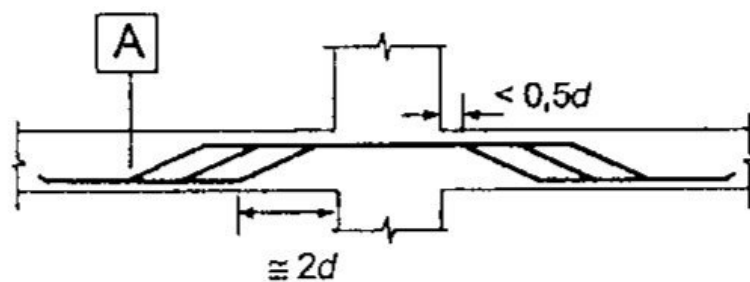
3.7.1 Prezem striga s poševno krivljenimi palicami

Povečano odpornost proti preboju lahko dosežemo tudi s poševno krivljenimi palicami. V poštev pridejo tiste palice, ki se nahajajo znotraj obremenilne površine (omejena z obodom stebra) ali v razdalji, ki ne presega $0,25d$ od te površine, kar je prikazano na sliki 25.



Slika 25: Območje navzgor krivljenih palic (Povzeto po: EN 1992-1-1, 2004, str.161).

V tem primeru je dovolj le en kontrolni obseg. Ta je na sliki 26 označen s črko A. Razdalja najbližje armature tudi tu ne sme presegati $d/2$. Kjer je samo ena linija navzgor krivljenih palic, je njihov nagib lahko reduciran na 30° glede na nivo natezne armature. Tako se zelo približamo razdalji $2d$ od oboda stebra, ki je prikazana na sliki 26.



Slika 26: Kontrolni obseg pri krivljenih palicah (Povzeto po: EN 1992-1-1, 2004, str.161.)

V poglavju preboja smo si na kratko ogledali vplivna območja za katera se računa preboj, različne primere ekscentričnosti in možne klasične rešitve proti preboju.

4 MOŽNE KONSTRUKCIJSKE REŠITVE ZA POVEČANJE ODPORNOSTI PROTI PREBOJU

4.1 Prebojna strižna odpornost plošč iz visokotrdnega betona

V tem poglavju so prikazane nekatere sodobne rešitve za preprečitev preboja plošče. Ene rešitve se poslužujejo konstrukcijske metode, druge pa uporabo sodobnih materialov.

4.1.1 Uporaba visokotrdnega betona

Uporaba betonov visoke nosilnosti v ojačanih betonskih ploščah je poznana v Avstraliji in po drugih državah. Večina standardov po svetu temelji na empiričnih izrazih, ki veljajo za betone običajne trdnosti. Na univerzi Melbourne so naredili teste na štirih različnih primerih z namenom, da pregledajo obstoječe priporočila v standardih, ki obravnavajo prebojni strig plošč. Primerjali so sledeče standarde: AS3600 in CEB-FIP MC90.

4.1.2 Uvod

Beton s trdnostjo nad 50 MPa trenutno uporabljamo na objektih, ki so izpostavljeni večjim obremenitvam. Visoko nosilni elementi prikazujejo, po nekaterih navajanjih, drugačne napake mehanizmov in enostavnih modelov ter enačb, katere so uporabljene za račun običajno uporabljenega betona, ki lahko vodijo do nevarnega projektiranja. Zaradi tega nekateri inženirji nasprotujejo uporabi visoko nosilnega betona pri preboju stebra skozi ploščo.

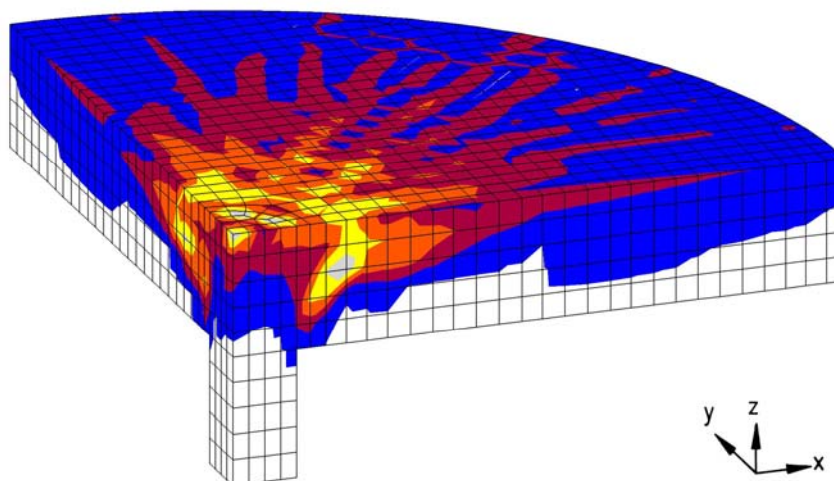
4.1.3 Jedro

Armirane betonske plošče so zelo racionalen sistem. Izdelava je enostavna, vendar pa se tu pojavi problem pri stiku med stebrom in ploščo. To mesto je najbolj kritično, ker pride tu do koncentriranja momentov in prečnih sil. Slika 27 prikazuje tipičen preboj na mostnem krovu. Uporaba visoko nosilnega betona dokazuje, da prebojna strižna odpornost dovoljuje višje sile, ki se prenašajo skozi stik steber-plošča. Kljub široki uporabi takih stikov je bilo narejeni zelo malo preiskav, kar se tiče uporabe visoko nosilnega betona. Do sedaj so se delali preizkusi samo z betoni, ki so dosegali trdnost med 15-35 MPa. Zato moramo od sedaj naprej posvetiti

več pozornosti bolj nosilnem betonu. Večina pravilnikov podaja izraze, kjer je projektna prebojna obremenitev produkt med projektno nominalno strižno trdnostjo betona in površino izbranega kontrolnega prereza na razdalji u_i . V odvisnosti od metod, ki so uporabljene za preverjanje prebojnega striga, se maksimalna prebojna strižna napetost pojavi v obsegu na oddaljenosti od 0,5 do 2 debeline plošče od roba obtežbe ali reakcije (od roba stebra).



Slika 27: Tipični preboj na mostnem krovu

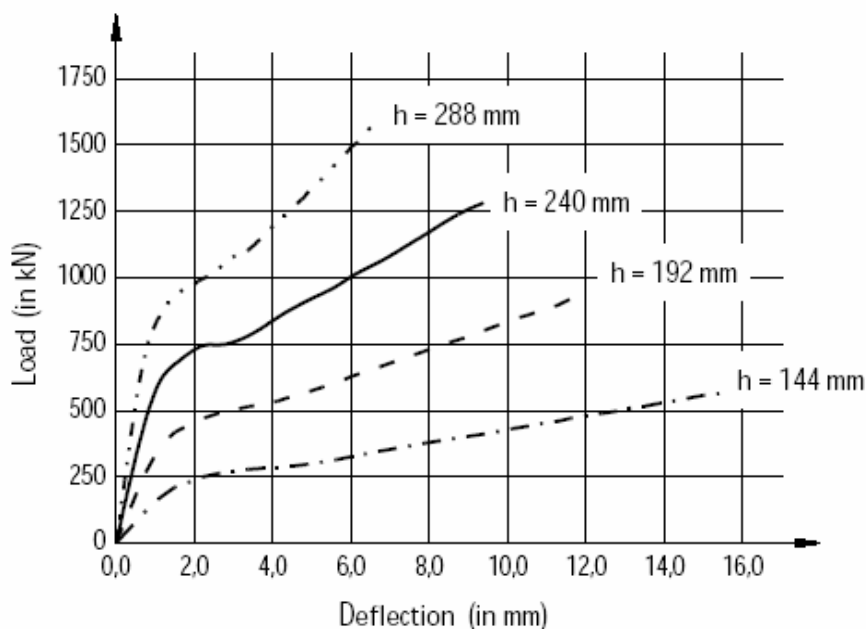


Slika28: Napetosti v plošči iz visoko nosilnega betona

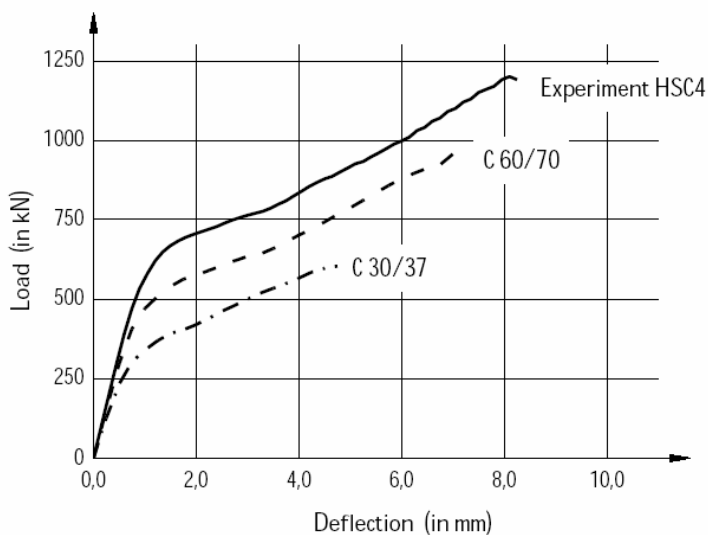
Slika 28 prikazuje 3D model, kjer se vidi potek in velikost napetosti pri preboju. Vidimo veliko koncentracijo napetosti v območju stika roba stebra in plošče.

Rezultati, ki so bili dobljeni iz preizkusov so prikazani na spodnjih diagramih. Na prvem diagramu vidimo razmerje med pomikom in obtežbo običajnih betonov. Opazimo, da z večjo

debelino plošče prenesemo zelo veliko obremenitev in tudi pomiki so manjši. Zelo izraziti so pomiki tanjših plošč.



Slika 28a: Zveze med obtežbo in pomikom v odvisnosti od debeline plošče (pri konstantni trdnosti betona)



Slika 28b: Zveze med obtežbo in pomikom v odvisnosti od trdnosti betona pri debelini plošče 20 cm

Po diagramih iz prejšnje strani vidimo, da so visoko nosilni betoni bolj uporabni samo do določene obremenitve. Za bolj obremenjene plošče pa je ugodneje v tem primeru uporabiti debelejšo ploščo.

Če je manjša debelina je obnašanje plošče bolj duktilno (slika 28a). Kar je za nas bolj ugodno glede sipanja energije (potresna območja).

4.2 Prebojna strižna odpornost plošč v katere so vgrajeni prefabricirani elementi

Poiskal in opisal sem štiri primere, čeprav jih je več. Vsak primer ima svoje dobre in slabe lastnosti, kar se vidi v nadaljevanju. Vsi ti primeri se v praksi uporabljajo vse več.

4.2.1 Mozniki tipa DEHA in AncoPLUS

Moznik DEHA so prefabricirana armatura, ki ima obliko palice. Na spodnjem delu je palica privarjena na ploščat profil, na zgornji strani pa ima vsaka palica posebej privarjeno okroglo ploščico (Glej sliko 29).



Slika 29: Mozniki za prevzem striga tip DEHA, ki se polagajo od spodaj

AncoPLUS mozniki se razlikujejo od DEHA po tem, da se jih namesti šele po tem, ko je že položena vsa ostala armatura (glej sliko 30; www.ancotech.ch).



Slika 30: Montaža moznikov tipa AncoPLUS

Ta vrsta moznikov je zelo razširjena na območju Evrope in Kanade. Glede nabave ni težav, saj se proizvajalci nahajajo po vsej Evropi. Pri vgradnji nam mozniki ne delajo težav, ker jih je zelo enostavno vgraditi neglede na ostalo že vgrajeno armaturo. Pri naročanju moramo posebej paziti, da navedemo debelino plošče in lego kje se steber nahaja.

4.2.2 Stremena v obliki črke U – po ACI

Stremena (ACI - American Concrete Institute) se lahko formira v obliki +, T ali L v odvisnosti od lege stebra. ACI stremena so armaturne palice, ki so povezane s stremeni in potem postavljene v formacijo, ki jo zahteva lega stebra.



Slika 31: Notranji steber s križno formacijo ACI stremen

Stremena po ACI so cenovno ugodna in, če je potrebno jih na gradbišču zelo enostavno preoblikujemo. Glede njihove uprabe je potrebno izvesti še veliko raziskav, da bi bile izkoriščene v popolnosti. Evropski in britanski standardi jih ne priporočajo v območjih, kjer se v bližini stebrov nahajajo odprtine.

4.2.3 Strižne lestve

Strižne lestve so vrste standardnih povezav na glavno armaturo. Vgradnja mora potekati z ostalo armaturo. Najbolj znan proizvajalec in dobavitelj je ROM (www.rom.co.uk).

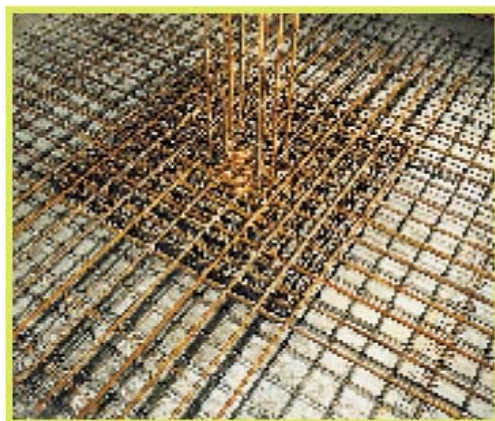


Slika 32: Strižne lestve okoli notranjega stebra (zgornjo armaturo je potrebno še položiti)

Strižne lestve so zelo enostavne za dimenzioniranje in uporabo. Paziti moramo samo na to, da jih pri montaži povežemo z ostalo armaturo. Njihova dobra lastnost je dobra primerjava s standardno strižno armaturo. Lahko so narejene po meri ali se jih izdelava na gradbišču. Edina slaba lastnost je to, da pride lahko do prenatrpanosti armature in je problem pri vgradnji betona.

4.2.4 Strižni obroč

Strižni obroč je popolnoma industrijsko obdelan 3D element, ki je povezan na obseg lica stebra. Prostor med strižno armaturo in ostalo armaturo je tak, da ne vpliva na nosilnost. Strižne obroče proizvaja BRC Special Product.



Slika 33: Strižni obroč

Strižni obroč prikazuje s povezavami zelo ugodne lastnosti, kar se tiče dimenzioniranja, vendar ga njegova oblika naredi neudobnega. Nekatere težave se pojavijo, če jih želimo kombinirati z ostalimi prefabriciranimi elementi.

4.2.5 Jeklena konstrukcijska strižna glava

Jeklena strižna glava predstavlja skupaj zvarjene jeklene profile v obliki mreže. Odprtine, ki so zunaj stebra lahko odpremo in jih uporabimo za napeljave inštalacij, ne da bi oslabili nosilnost oziroma povečali nevarnost preboja.



Slika 34: Jeklena strižna glava

Strižne glave so za montažo zelo zahtevne, kar se tiče transporta saj so zelo težke in potrebujemo dvigalo. Nihova uporaba je zelo ugodna v poslovnih stavbah, katere imajo zelo veliko napeljav. Te napeljave brez težav speljemo skozi luknje, ki so sestavni del strižne glave. Za naročanje nam debelina plošče in dimenzija stebra narekuje tip ter velikost strižne

glave. Pri naročanju moramo paziti na točne podatke saj se jih ne da preoblikovati. Paziti moramo tudi na smotrno uporabo zaradi njihove cene, ki je zelo visoka. Konstrukcijska lastnost strižnih glav je tudi velika togost, kar pomeni v določenih primerih slabost .

5 KONTROLA PREBOJA PO RAZLIČNIH STANDARDIH

5.1 Račun preboja po PBAB

Splošne zahteve se nanašajo na dimenzije stebrov in debeline plošče.

$$\phi_s \geq \frac{l_{\min}}{20}; \phi_s \geq 30\text{cm}; \phi_s \geq \frac{H}{15}$$

$$d \geq \frac{l}{35}; d \geq 15\text{cm}$$

Če te zahteve niso izpolnjene, plošče ne smemo izvesti, kot plošče, ki so podprte na stebrih.

Zadovoljiti moramo pogojem:

- $\tau \leq \frac{2}{3} \cdot \gamma_1 \cdot \tau_a$; strižna armatura ni potrebna
- $\frac{2}{3} \cdot \gamma_1 \cdot \tau_a < \tau \leq \gamma_2 \cdot \tau_b$ potrebna je strižna armatura ali povečanje debeline plošče v območju stebra; $A_{sk} = \frac{0,75 \cdot V_{\max} \cdot 1,8}{f_{yk}}$ formula za armaturo (armaturo postavljamo pod kotom $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$); 1,8 moramo upoštevati, ker pri V_{\max} nismo upoštevali varnostnega faktorja
- $\gamma_2 \cdot \tau_b \leq \tau$ ni dovoljeno (če velja to se moramo odločiti za posebne ukrepe)

Dopustne napetosti po PBAB - ju

MB	15	20	30	40	50	60
τ_a	0,5	0,6	0,8	1	1,1	1,2
τ_b	1,5	1,8	2,2	2,6	3	3,4

Pri tem so:

- $\gamma_1 = 1,3 \cdot \alpha_s \cdot \sqrt{\mu}$,

- $\gamma_2 = 0,45 \cdot \alpha_s \cdot \sqrt{\mu}$,
- α_s koeficient, ki zajame sidranje armature,
 $\alpha_s = 1$ (GA 240/360),
 $\alpha_s = 1,3$ (RA 400/500),
 $\alpha_s = 1,4$ (MA 500/560),
- μ srednja vrednost stopnje armiranja z upogibno (negativno) armaturo v pravokotnih smereh na širini $\frac{l_x}{4}$ oziroma $\frac{l_y}{4}$.

Njena vrednost se giblje:

$$0,5\% \leq \mu \leq 25 \cdot \frac{f_{ck}}{f_{yk}} \leq 1,5\%$$

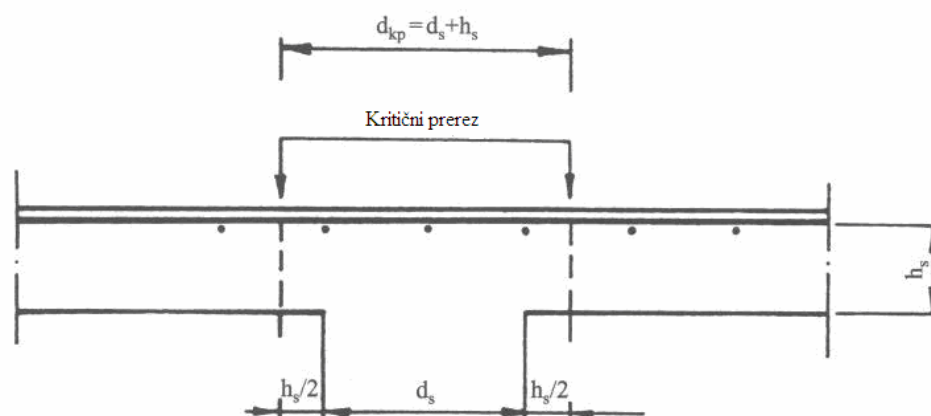
$$\mu = \frac{1}{2} \cdot (\mu_x + \mu_y); \quad \mu_x = \frac{\Sigma a_s (l_x/4)}{\frac{l_x}{4} \cdot h_x}; \quad \mu_y = \frac{\Sigma a_s (l_y/4)}{\frac{l_y}{4} \cdot h_y}$$

Napetost v kritičnem prerezu:

$$\tau = \frac{V_{\max}}{O_{kp} \cdot h_s}$$

V_{\max} največja skupna prečna sila v kritičnem prerezu

$O_{kp} = d_{kp} \cdot \pi$ obseg kritičnega okroglega preseka plošče za notranji steber



Slika 35: Kritični prerez plošče za katerega se računa napetosti po PBAB-u

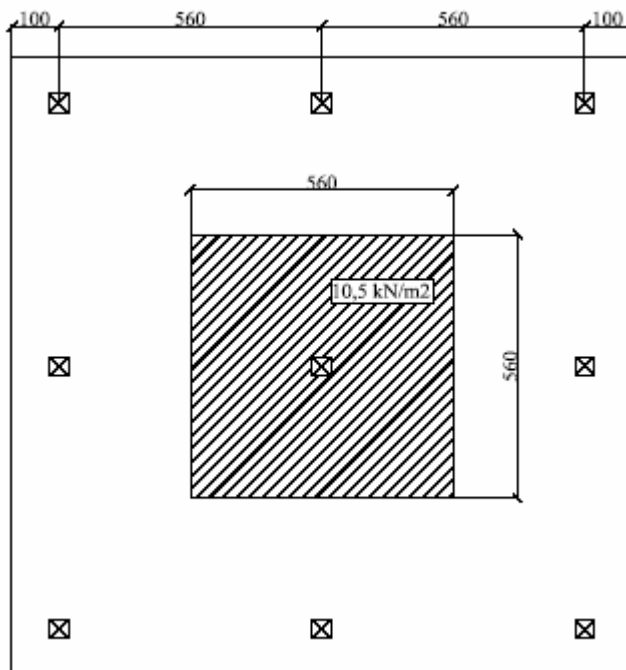
- $O_{kp,r} = 0,6 \cdot O_{kp}$ velja za podpore ob robu plošče
- $O_{kp,v} = 0,3 \cdot O_{kp}$ velja za podpore v vogalu plošče

Za pravokotni steber (b/d) se v računu uvede nadomestni okrogli steber premera $d_s = 1,13 \cdot \sqrt{b \cdot d}$, če je $d > 1,5 \cdot b$ potem uporabimo za $d = 1,5 \cdot b$.

- h_s je srednja statična višina plošče ($h_s = \frac{h_x + h_y}{2}$)

5.2 Računski primer po PBAB

Na preboj želimo dimenzionirati ploščo debeline 20 cm, za srednji steber dimenzije 40/40 cm, katerega reakcija znaša $V \approx 330$ kN. Razdalja med stebri je 5,6 m. Za obremenitev upoštevamo koristno obtežbo ($q = 4,0$ kN/m²) in stalno obtežbo ($g = g_1 + g_2 = 5,0$ kN/m² + 1,5 kN/m² = 6,5 kN/m²). Za stalno obtežbo smo upoštevali betonsko ploščo, estrih in finalno oblogo (keramiko). (slika 35 a). Omejitev armiranja plošče nad stebrom je 1,5 %.



Slika 35a: Geometrija plošče na stebrih

MB 30, RA 400/500

Ker je v mojem primeru simetrija je srednja vrednost procenta armiranja enaka:

$$\mu = \frac{A_s}{A_c} = \frac{12,06}{20 \cdot 100} = 0,006 = 0,6\%$$

Pri čemer smo A_s dobili iz točke 6.2.4, kjer smo prikazali račun notranjih statičnih količin z metodo nadomestnih okvirjev.

Najprej preverimo, če plošča nosi brez kakršne koli dodatne spremembe (armatura, kvaliteta betona, debelina plošče...)

$$h_s = \frac{h_x + h_y}{2}$$

h_x je razdalja od roba betona do upogibne armature v prečni smeri

h_y je razdalja od roba betona do upogibne armature v vzdolžni smeri

V našem primeru je povprečna oddaljenost vzdolžne in prečne armature od betona 3 cm.

$$h_s = 20 - 3 = 17 \text{ cm}$$

$$d_s = 1,13 \cdot 40 = 45,2 \text{ cm}$$

$$d_{kp} = 45,2 + 17 = 62,2 \text{ cm}$$

$$O_{kp} = 62,2 \cdot \pi = 195,4 \text{ cm}$$

$$V_{\max} = 330 - 0,622^2 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot 10,5 = 330 - 3,19 = 326,8 \text{ kN}$$

$$\tau = \frac{326,8}{(195,4 \cdot 17)} = 0,098 \text{ kN/cm}^2 > \frac{2}{3} \cdot 1,3 \cdot 1,3 \cdot \sqrt{0,6} \cdot 0,08 = 0,069 \text{ kN/cm}^2$$

$$\leq 0,45 \cdot 1,3 \cdot \sqrt{0,6} \cdot 0,22 = 0,099 \text{ kN/cm}^2$$

Iz tega sledi:

- da je potrebna dodatna strižna armatura; procent armiranja je nizek.

$$A_{sk} = \frac{0,75 \cdot V_{\max} \cdot 1,8}{f_{yk}} = \frac{0,75 \cdot 326,8 \cdot 1,8}{40} = 11,02 \text{ cm}^2$$

Pri navzgor krivljenih palicah je potrebno upoštevati, da je ena palica na dveh mestih strižena.

$$\text{Izberemo } 4\phi 14; A_{sk,dej} = 12,32 \text{ cm}^2$$

5.3 Račun preboja po EC 2

Po EC 2 bomo izračunali primer iz točke 5.2., ki smo ga predhodno rešili po PBAB

Na preboj želimo dimenzionirati ploščo debeline 20 cm, za srednji steber dimenzije 40/40 cm. Razdalja med stebri je 5,6 m. Za obremenitev upoštevamo koristno obtežbo ($q = 4,0 \text{ kN/m}^2$) in stalno obtežbo ($g = g_1 + g_2 = 5,0 \text{ kN/m}^2 + 1,5 \text{ kN/m}^2 = 6,5 \text{ kN/m}^2$). Za stalno obtežbo smo upoštevali betonsko ploščo, estrih in finalno oblogo (keramiko).

C25/30, S400

Obremenitev je centrična - $\beta = 1$.

V prerezu vzdolž oboda stebra mora veljati naslednji izraz:

$$V_{Ed} < V_{Rd,max}$$

$$v_{Ed} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_i \cdot d}$$

$$v_{Rd,max} = 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} = 0,5 \cdot 0,54 \cdot 14,16 = 3,823 \text{ MPa}$$

$$v = 0,6 \cdot \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] = 0,6 \cdot \left[1 - \frac{25}{250} \right] = 0,54 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0,85 \cdot 25}{1,5} = 14,16 \text{ MPa}$$

Strižna armatura ni potrebna, če velja:

$$V_{Ed} < V_{Rd,c}$$

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

V nasprotnem primeru je potrebna strižna armatura, ki jo izračunamo po naslednji enačbi:

$$v_{Rd,cs} = 0,75 \cdot v_{Rd,c} + 1,5 \cdot \left(\frac{d}{s_r} \right) \cdot A_{sW} \cdot f_{ywd,ef} \cdot \left(\frac{1}{(u_1 \cdot d)} \right) \cdot \sin \alpha$$

Najprej preverimo, če je potrebna armatura za preboj.

$$v_{Ed} < v_{Rd,c} ; d = 20 - 3 = 17 \text{ cm} ; u = 2 \cdot a + 2 \cdot b + 2 \cdot \pi \cdot 2 \cdot d = 80 + 80 + 213,52 = 373,52 \text{ cm}$$

$$V_{Ed} = (g \cdot 1,35 + q \cdot 1,5) \cdot l^2 = (6,5 \cdot 1,35 + 4,0 \cdot 1,5) \cdot 5,6^2 = 463 \text{ kN}$$

$$v_{Ed} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_i \cdot d} = 1 \cdot \frac{463}{373,52 \cdot 17} = 0,072 \text{ kN / cm}^2 = 0,720 \text{ MPa}$$

$$v_{Rd,max} = 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} = 0,5 \cdot 0,54 \cdot 14,16 = 3,823 \text{ MPa}$$

Ker je $v_{Rd,max}$ večje od v_{Ed} , v nadaljevanju preverimo, če je potrebna strižna armatura.

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

$$v_{Rd,c} = \frac{0,18}{1,5} \cdot 2 \cdot (100 \cdot 0,006 \cdot 25)^{1/3} = 0,591 \text{ MPa}$$

To pa mora biti večje ali enako od v_{min} .

$$v_{min} = 0,0035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,0035 \cdot 2^{3/2} \cdot 25^{1/2} = 0,049 \text{ MPa}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0; d \text{ (mm)}$$

Ker je $v_{Rd,c} < v_{Ed}$ je potrebna strižna armatura.

Iz enačbe:

$$v_{Rd,cs} = 0,75 \cdot v_{Rd,c} + 1,5 \cdot \left(\frac{d}{s_r} \right) \cdot A_{sW} \cdot f_{ywd,ef} \cdot \left(\frac{1}{(u_1 \cdot d)} \right) \cdot \sin \alpha$$

Sledi izpeljava A_{sw} .

$$A_{sw} = \frac{v_{Rd,cs} - 0,75 \cdot v_{Rd,c}}{1,5 \cdot \left(\frac{d}{s_r}\right) \cdot f_{ywd,ef} \cdot \left(\frac{1}{(u_1 \cdot d)}\right) \cdot \sin \alpha}$$

kjer je:

- A_{sw} površina armature okoli stebra (mm^2) v enem izmed obsegov
- s_r radialni razmak obsegov strižne ojačitve [mm]
- $f_{ywd,ef}$ efektivna računaska trdnost strižne ojačitve proti preboju, ki je enaka
- $f_{ywd,ef} = 250 + 0,25 \cdot d \leq f_{ywd}$ [MPa]
- d je srednja vrednost statične višine v obeh ortogonalnih smereh (mm)
- α je kot med strižno ojačitvijo in ravnino plošče

Če je predvidena ena sama linija navzgor krivljenih palic, lahko za razmerje d/s_r vzamemo vrednost 0,67. Za vrednost $v_{Rd,cs}$ vzamemo v_{Ed} , da dobimo potrebno strižno armaturo. Pri vnašanju vhodnih podatkov v enačbo moramo zelo paziti na enote.

$$A_{sw} = \frac{0,720 - 0,75 \cdot 0,591}{1,5 \cdot (0,67) \cdot 292,5 \cdot \left(\frac{1}{(3735,2 \cdot 170)}\right) \cdot 0,707} = 845mm^2 = 8,45cm^2$$

Pri navzgor krivljenih palicah je potrebno upoštevati, da je ena palica na dveh mestih strižena.

Izberemo $3\phi 14$; $A_{sw,dej} = 9,24cm^2$

5.3 Račun preboja s programom SCHOCK BOLE

Vir : Diplomaska naloga Tomaž Lavrenčič, Preboj pri gobastih ploščah brez vut

5.3.1 Splošno o programu Schock bole

Na kratko bom opisal značilnosti programa SCHOCK BOLE. Podal bom tudi osnovne značilnosti vhodnih podatkov, ki jih uporablja program.

S programom lahko računamo devet različnih pozicij stebra glede na stik s ploščo, in možna sta tudi dva primera stika plošča-stena. Pri materialu nam omogoča izbiro trdnostnega razreda betona od C12/15 do C90/105 ter armature v plošči od RSt 220 do RSt 600. Za moznike ne moremo spreminjati kvalitete in je vrednosti RSt 500.

EC 2	C 20/25	C 25/30	C 30/37	C 35/45	C 40/50	C 45/55	C 50/60	C 55/67	C 60/75	C 70/85	C 80/95	C 90/105
f_{ck}	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90
$f_{ck,cube}$	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105
f_{cm}	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98
f_{ctm}	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0
$f_{ctk,0,05}$	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5
E_c	30.000	31.000	32.000	34.000	35.000	36.000	37.000	38.000	39.000	41.000	42.000	44.000

Mehanske lastnosti betona v odvisnosti od trdnostnega razreda (Mpa)

Pri tem so:

- f_{ck} karakteristična tlačna trdnost 28 dni starega betona določena na valju
- $f_{ck,cube}$ karakteristična tlačna trdnost 28 dni starega betona določena na kocki
- f_{cm} srednja vrednost tlačne trdnosti betona, ki je določena na valju
- f_{ctm} srednja vrednost osne natezne trdnosti betona
- $f_{ctk,0,05}$ karakteristična vrednost osne natezne trdnosti betona pri 5% fraktili
- natezne nosilnosti

- E_c tangenti modul elastičnosti normalno težkega betona pri napetosti $\sigma_c = 0$

	RSI 220	RSI 250	RSI 420	RSI 460	RSI 500	RSI 550	RSI 600
f_{yk}	220	250	420	460	500	550	600

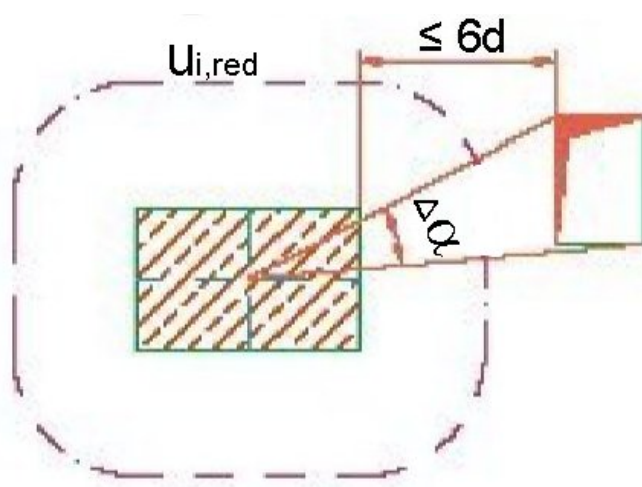
Trdnostni razred armature (MPa) (Povzeto po: Schöck Bole® Design, 2004, str.13.)

- f_{yk} karakteristična meja elastičnosti armature

V nadaljevanju določimo dimenzijo stebra in plošče. Program ima omejitve pri debelini plošč, saj je najmanjša debelina 20 cm. Ko izberemo faktor ekscentričnosti (β), ki je vrednosti med 1,00 in 1,50, lahko podamo delež prečne armature. Pri tem moramo upoštevati samo del armature, ki poteka prečno na kritični prerez za katerega računamo možnosti. Paziti moramo tudi na priporočilo, da ne presežemo procent armiranja (2%).

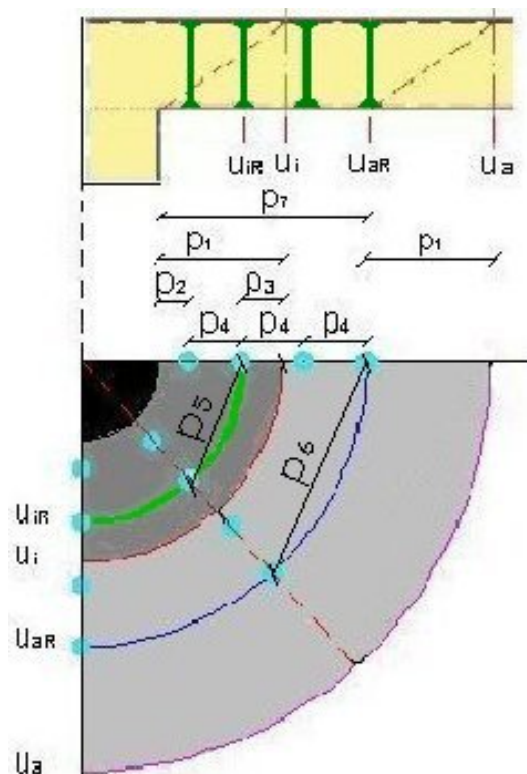
Pri upoštevanju obtežbe lahko podamo stalno obtežbo (V_G), spremenljivo obtežbo (V_Q) in dinamični del spremenljive obtežbe (V_{dyn}). Pri vseh obtežbah program upošteva varnostne faktorje.

Če se v območju stebra nahajajo odprtine je potrebno paziti, da najkrajša razdalja med obodom stebra in robom odprtine ne presega $6 \cdot d$, pri čemer moramo del površine znotraj kontrolnega obsega smatrati za neefektivnega. Ta del določata tangenti iz centra stebra do zunanega dela odprtine, kar prikazuje slika 36. Program je omejen z upoštevanjem največ pet odprtin. Če je redukcija kontrolnega obsega večja od 60%, program prekine račun.



Slika 36: Reduciran kontrolni obseg zaradi odprtin

V programu lahko spreminjamo nekatere parametre (slika 37). Ti parametri se nanašajo na razdalje med mozniki, oziroma oddaljenosti moznikov od oboda stebra.



Slika 37: Parametri p_1 do p_7 ter različni obsegi

Ti parametri so naslednji:

- $p_1 = 2,0 \cdot d$ razdalja med obodom stebra in notranjim kontrolnim obsegom (u_i) in hkrati razdalja med obsegoma u_{aR} in u_a
- $p_2 = 0,4 \cdot d$ razdalja med obodom stebra in prvim moznikom
- $p_3 = 0,5 \cdot d$ razdalja med obsegom u_{iR} in notranjim kontrolnim obsegom (u_i)
- $p_4 = 0,75 \cdot d$ maksimalna razdalja med mozniki vzdolž ene palice
- $p_5 = 1,5 \cdot d$ maksimalna razdalja med sosednjimi palicami vzdolž notranjega kontrolnega obsega (u_i)
- $p_6 = 2,0 \cdot d$ maksimalna razdalja med palicami vzdolž zunanjega kontrolnega obsega (u_a)

- $p_7 = 4,0 \cdot d$; maksimalna dolžina palic
- u_{iR} - določa mejo med notranjimi in zunanji mozniki
- u_i - osnovni kontrolni obseg
- u_{aR} - določa nek fiktivno povečan prerez stebra zaradi uporabe moznikov (določa ga lega zadnjega moznika)
- u_a - kontrolni obseg ($2 \cdot d$ od zadnjega moznika)

5.3.2 Računski primeri izračunani s programom Schock bole

V primerih 1 in 2 sem želel pokazati, kako program razporeja moznike, pri različnih obremenitvah in debelinah. Če sem želel to prikazati sem moral uporabiti večji V_{Ed} , kot v EC 2. V primeru 3 pa sem izračunal potrebno armaturo za naš primer po EC 2.

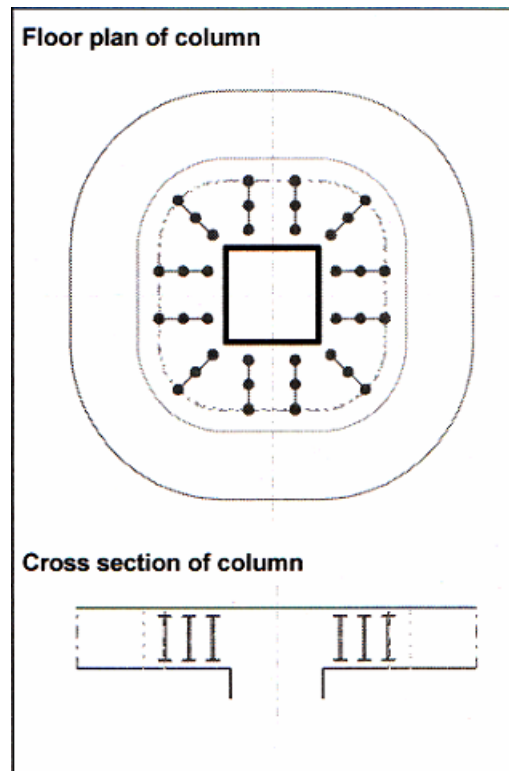
PRIMER 1

V tem primeru sem upošteval 1,14% vzdolžne armature na območju stebra in debelina plošče 22 cm. Za račun, pa sem uporabil skoraj trikrat večji V_{Ed} , kot v primeru EC 2. Prvi dve tabeli prikazujeta vhodne podatke in sicer lastnosti materialov (beton, jeklo), ter dimenzije elementov (steber, plošča) in obremenitev.

Material properties	[N/mm ²]
Concrete quality	C 25/30
	$f_{ck} = 25,0$
	$f_{ck,cube} = 30,0$
	$f_{cm} = 33,0$
	$f_{ctm} = 2,6$
	$f_{ctk,0,05} = 1,8$
	$E_c = 31.000$
Steel grade of slab reinforcement	RSt 500
	$f_{yk} = 500$
	$f_{yd} = 435$
	$E_s = 200.000$
Steel grade of BOLE	RSt 500
	$f_{yk} = 500$
	$f_{yd} = 435$
	$E_s = 200.000$

Materials			
Concrete quality =	C 25/30	$\gamma_c =$	1,50
Steel grad of slab reinforcement =	RSt 500	$\gamma_s =$	1,15
Steel grade of BOLE =	RSt 500		
Dimensions of slab and column		Rectangular column - internal	
Type of slab:	Structural slab		
	Thickness of slab $h =$	220 mm	
	Concrete cover $c =$	30 mm	
	Effective height $d =$	190 mm	
Support:	Length towards $x - a =$	400 mm	
	Length towards $y - b =$	400 mm	
Eccentricity of loads for calculation of b			
	$e_x =$	0 mm	
	$e_y =$	0 mm	
Eccentricities are considered!			
Designed slab reinforcement			
<input checked="" type="checkbox"/> Direct input of reinforcement ratio?			
	Reinforcement ratio ($< 2,00\%$) =	1,140 %	
Stress-resultants			
	Permanent load $V_G =$	674 kN	
	Variable load $V_Q =$	0 kN	
	Dynamical part of load $V_{dyn} =$	0 kN	
	Partial safety factors $\gamma_G \quad \gamma_Q =$	1,00	1,00
	Design value of shear force $V_{Ed,0} =$	674,0 kN	

Naslednje tabele prikazujejo dimenzije in razpored moznikov



RESULTS

12 x Schöck BOLE 10 - 160 - 3

Use minimum reinforcement

Is = 285 (75 / 105 / 105) mm

	V_{Ed} =	674,00 kN	
	β =	1,00	
	V_{Rdc} =	555,40 kN	
	$V_{Rds,max}$ =	1.368,00 kN	
Ratio V_{Ed} / V_{Rdc}	$V_{Ed} / V_{Rds,max}$ =	1,21	0,49
	Number of bars =	12 pcs	
Number of studs per bar	inside outside =	3	0 pcs
Spacing of studs per bar	inside outside =	105	0 mm
	u1 u2 =	3.988	4.840 mm
	Diameter of studs =	10 mm	
	Length of bar =	285 mm	
	Ratio length of bar to effective depth l_s/d =	1,50	
	$A_{sv,erfd}$ =	320 mm ²	
	$A_{sv,min}$ =		
	$A_{sv,vorh}$ =	2.830 mm ²	
	$V_{rds,vorh}$ =	2.710,30 kN	
	Ratio $V_{rds,vorh} / V_{Ed}$ =	4,02	
	Overall weight of arms =	10,70 kg	

Iz zgornje tabele vidimo, da je potrebno 12 palic, na katerih so 3 mozniki fi 10 mm, dolžina moznika je 160 mm, skupna dolžina palice, na kateri so mozniki je 285 mm.

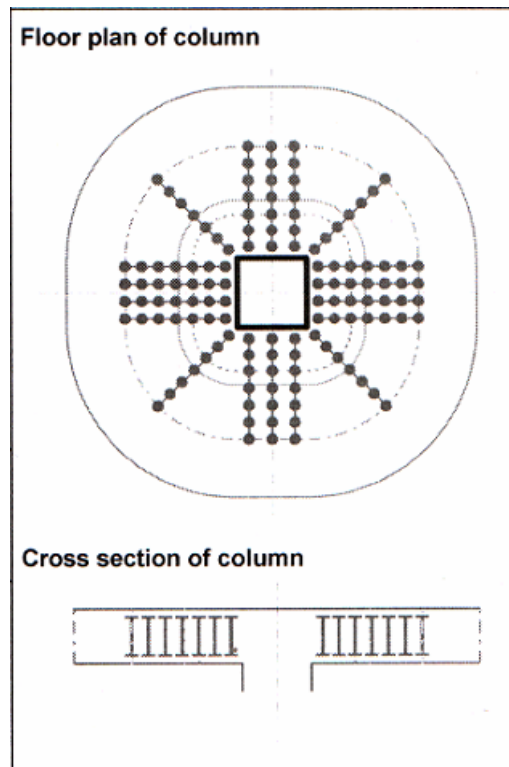
PRIMER 2

Pri drugem primeru sem obdržal enake materiale in dimenzijo stebra (40/40 cm), spremenil pa sem debelino plošče na 20 cm, s tem se je zmanjšala lastna teža. S tem želimo preveriti, če se da z mozniki prevzeti strig, tudi če smo zmanjšali debelino plošče. V tem primeru je $V_{Ed}=658$ kN.

Material properties	[N/mm ²]
Concrete quality	C 25/30
	f_{ck} = 25,0
	$f_{ck,cube}$ = 30,0
	f_{cm} = 33,0
	f_{ctm} = 2,6
	$f_{ctk,0,05}$ = 1,8
	E_c = 31.000
Steel grade of slab reinforcement	RSt 500
	f_{yk} = 500
	f_{yd} = 435
	E_s = 200.000
Steel grade of BOLE	RSt 500
	f_{yk} = 500
	f_{yd} = 435
	E_s = 200.000

Materials			
Concrete quality =	C 25/30	$\gamma_c =$	1,50
Steel grad of slab reinforcement =	RSt 500	$\gamma_s =$	1,15
Steel grade of BOLE =	RSt 500		
Dimensions of slab and column		Rectangular column - internal	
Type of slab:	Structural slab		
	Thickness of slab h =	200 mm	
	Concrete cover c =	30 mm	
	Effective height d =	170 mm	
Support:			
	Length towards x - a =	400 mm	
	Length towards y - b =	400 mm	
Eccentricity of loads for calculation of b			
	$e_x =$	0 mm	
	$e_y =$	0 mm	
Eccentricities are considered!			
Designed slab reinforcement			
<input checked="" type="checkbox"/> Direct input of reinforcement ratio?			
	Reinforcement ratio (< 2,00%) =	0,000 %	
Stress-resultants			
	Permanent load $V_G =$	658 kN	
	Variable load $V_Q =$	0 kN	
	Dynamical part of load $V_{dyn} =$	0 kN	
	Partial safety factors γ_G $\gamma_Q =$	1,00	1,00
	Design value of shear force $V_{Ed,0} =$	658,0 kN	

Naslednje tabele prikazujejo dimenzije in razpored moznikov



RESULTS

18 x Schöck BOLE 10 - 140 - 7

Use minimum reinforcement

Is = 649 (65 / 94 / 94 / 99 / 99 / 99 / 99) mm

	V_{Ed} =	658,00 kN	
	β =	1,00	
	V_{Rdc} =	314,40 kN	
	$V_{Rds,max}$ =	1.224,00 kN	
Ratio V_{Ed} / V_{Rdc}	$V_{Ed} / V_{Rds,max}$ =	2,09	0,54
	Number of bars =	18 pcs	
Number of studs per bar	inside outside =	3	4 pcs
Spacing of studs per bar	inside outside =	94	99 mm
	u1 u2 =	3.736	7.819 mm
	Diameter of studs =	10 mm	
	Length of bar =	649 mm	
	Ratio length of bar to effective depth l_s/d =	3,82	
	$A_{sv,erfd}$ =	530 mm ²	
	$A_{sv,min}$ =		
	$A_{sv,vorh}$ =	4.240 mm ²	
	$V_{rds,vorh}$ =	3.619,00 kN	
	Ratio $V_{rds,vorh} / V_{Ed}$ =	5,50	
	Overall weight of arms =	31,90 kg	

Iz zgornje tabele vidimo, da je potrebno 18 palic, na katerih je 7 mozniki fi 10 mm, dolžina moznika je 140 mm, skupna dolžina palice, na kateri so mozniki je 649 mm. V tem primeru se zelo nazorno vidi kakšno nosilnost prevzame beton, saj se je zaradi zmanjšanja debeline plošče zelo povečalo število moznikov.

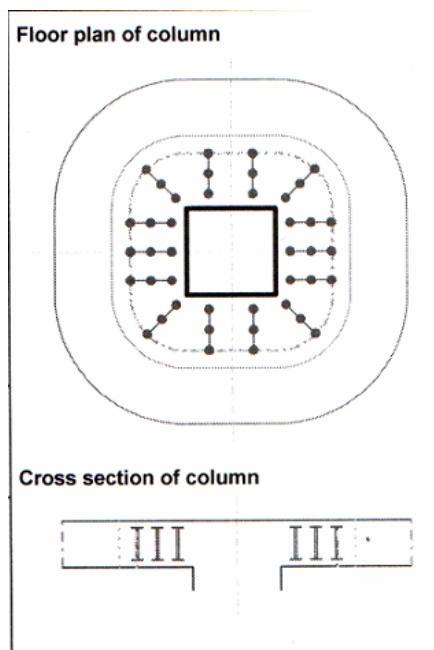
PRIMER 3

Strižna armatura, ki je potrebna v računskem primeru po EC 2 (vhodni podatki so isti).

Material properties	[N/mm ²]
Concrete quality	C 25/30
	f_{ck} = 25,0
	$f_{ck,cube}$ = 30,0
	f_{cm} = 33,0
	f_{ctm} = 2,6
	$f_{ctk 0,05}$ = 1,8
	E_c = 31.000
Steel grade of slab reinforcement	RSt 500
	f_{yk} = 500
	f_{yd} = 435
	E_s = 200.000
Steel grade of BOLE	RSt 500
	f_{yk} = 500
	f_{yd} = 435
	E_s = 200.000

Materials			
Concrete quality =	C 25/30	$\gamma_c =$	1,50
Steel grad of slab reinforcement =	RSt 500	$\gamma_s =$	1,15
Steel grade of BOLE =	RSt 500		
Dimensions of slab and column		Rectangular column - internal	
Type of slab:	Structural slab		
Thickness of slab h =	200 mm		
Concrete cover c =	30 mm		
Effective height d =	170 mm		
Support:			
Length towards x - a =	400 mm		
Length towards y - b =	400 mm		
Eccentricity of loads for calculation of b			
	$e_x =$	0 mm	
	$e_y =$	0 mm	
Eccentricities are considered!			
Designed slab reinforcement			
<input checked="" type="checkbox"/> Direct input of reinforcement ratio?			
	Reinforcement ratio (< 2,00%) =	0,600 %	
Stress-resultants			
	Permanent load $V_G =$	204 kN	
	Variable load $V_Q =$	125 kN	
	Dynamical part of load $V_{dyn} =$	0 kN	
	Partial safety factors γ_G $\gamma_Q =$	1,35	1,50
	Design value of shear force $V_{Ed,0} =$	462,9 kN	

Naslednje tabele prikazujejo dimenzije in razpored moznikov



RESULTS

14 x Schöck BOLE 10 - 140 - 3

Use minimum reinforcement

Is = 255 (67 / 94 / 94) mm

	V_{Ed} =	463,00 kN	
	β =	1,00	
	V_{Rdc} =	376,00 kN	
	$V_{Rds,max}$ =	1.224,00 kN	
Ratio V_{Ed} / V_{Rdc}	$V_{Ed} / V_{Rds,max}$ =	1,23	0,38
	Number of bars =	14 pcs	
Number of studs per bar	inside outside =	3	0 pcs
Spacing of studs per bar	inside outside =	94	0 mm
	u1 u2 =	3.736	4.601 mm
	Diameter of studs =	10 mm	
	Length of bar =	255 mm	
Ratio lenght of bar to effective depth	l_s/d =	1,50	
	$A_{sv,erfd}$ =	230 mm ²	
	$A_{sv,min}$ =		
	$A_{sv,vorh}$ =	3.300 mm ²	
	$V_{Rds,vorh}$ =	2.913,70 kN	
Ratio $V_{Rds,vorh} / V_{Ed}$ =		6,29	
Overall weight of arms =		12,00 kg	

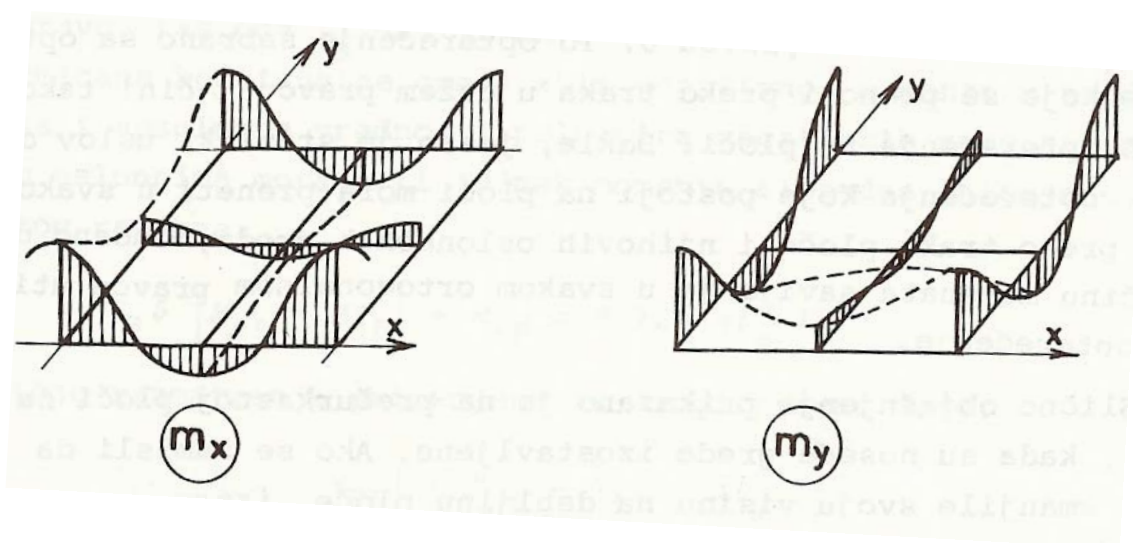
POVZETEK

Uporaba moznikov je ena izmed možnih rešitev za katero se lahko vsak posameznik odloči, ko želi preprečiti preboj. Seveda se da priti do rešitve tudi na drugačen način, kot je na primer konstrukcijski pristop k problemu (poševne palice, povečanje dimenzije stebra oz. Plošče, izvedba kapitlov na stebrih). Vendar je izbira metode odvisna od mnogih dejavnikov. Ti dejavniki se nanašajo na možnost posamezne izvedbe, izbire vsakega posameznika in na koncu omenim še finančno stran, ki velikokrat vpliva, tako na projektante, kot na investitorje.

6 ROČNI IZRAČUNI NOTRANJIH STATIČNIH KOLIČIN PRI PLOŠČAH NA STEBRIH

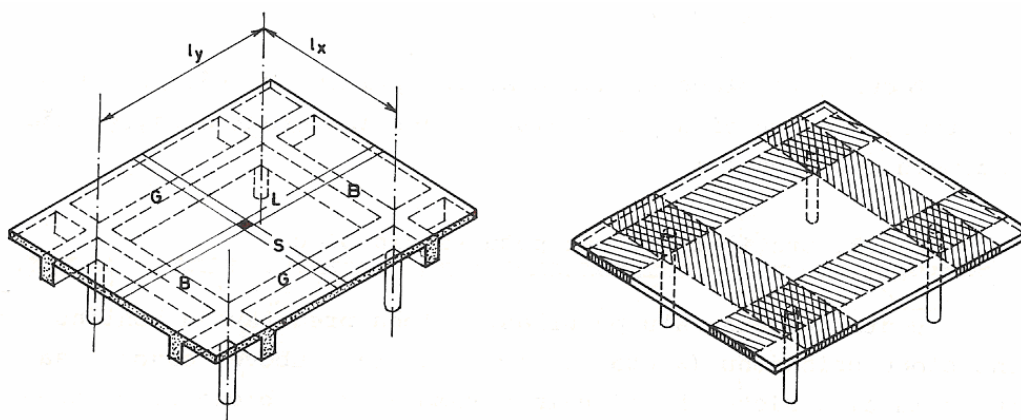
6.1 Uvod

V statičnem smislu plošče na stebrih predstavljajo kontinuirano ploščo podprto s stebri, s katerimi tvorijo kontinuirane nosilne sisteme. Za običajni ortogonalni raster stebrov (l_x , l_y) je potek upogibnih momentov prikazan na sliki 38.



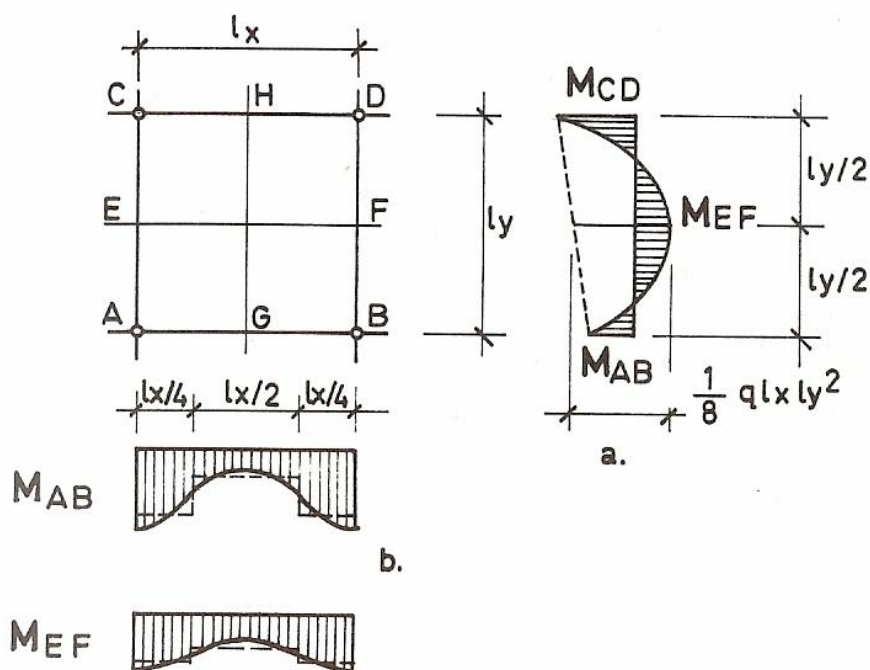
Slika 38: Potek upogibnih momentov

Iz slike 39 vidimo da se lahko plošče, ki so podprte s stebri računa tako, da ustvarimo navidezne nosilce kateri prenašajo obtežbo na stebre. Obtežba plošče se prenaša na štiri strani. Če je plošča obremenjena z enakomerno zvezno obtežbo q se obtežba enakomerno razdeli na trak S v smeri x in na trak L v smeri y .



Slika 39: Pretvorba plošče v navidezne nosilce (analogija s ploščo z nosilci)

Na sliki 40 je prikazan del plošče, ki je naslonjena na stebre A, B, C in D. V smeri razpona l_y se lahko za izračun momenta uporabi predpostavka, da je greda širine l_x in debeline enake višini plošče. Iz tega sledi, da je obtežba na tako formirani gredi enaka $q l_x$. Ta pogoj nam da statični izrek (37 in 38):



Slika 40: Upogibni momenti, ki jih dobimo, če pretvorimo ploščo v nosilce širine l_x oziroma l_y

Ta statični izrek (37 in 38) sicer ne govori nič o relativnih razmerjih med momentom na robu in v polju. Ta izrek se da poiskati iz elastične analize, katera zavzema velikost razpona, razpored in jakost obtežbe v odnosu vpetosti predhodno formiranih trakov (kot grede) in stebrov. Že iz slike se vidi da je razlika med momenti v polju in v pasu med stebri. Moment pa je tudi odvisen od oblike stebra, na katerega plošča nalega. Kot je prikazano na sliki 40 se za dimenzioniranje dejanski moment v prečni smeri nadomesti z konstantnim. Pri tem je običajno, da se razdelba po trakovih izvrši tako, da je širina traku, ki poteka preko stebrov enaka četrtini celotnega razpona, pri čemer za trak v polju ostane polovica celotne širine polja.

$$0,5 \cdot |M_{AB} + M_{CD}| + M_{EF} = \frac{(q \cdot l_x) \cdot l_y^2}{8} \quad (37)$$

Statično razmerje na drugo smer

$$0,5 \cdot |M_{AC} + M_{BD}| + M_{GH} = \frac{(q \cdot l_y) \cdot l_x^2}{8} \quad (38)$$

6.2 Metode za izračun plošč na stebrih

Poznamo tri glavne metode za izračun gobastih plošč:

1. Analitična in numerična metoda
2. Polempirijska direktna metoda
3. Metoda nadomestnih okvirjev

6.2.1 Analitična in numerična metoda

Za pridobitev notranjih statičnih količin gobaste plošče v zaprti analitični obliki so zelo komplicirane in obstaja za manjše število primerov. Tako je podal Lowe rešitev za srednje polje ob predpostavki, da je obtežba enakomerno razporejena in da obravnavamo ploščo kot elastično membrano postavljeno preko stebrov, pri čemer je reakcija stebrov predstavljala

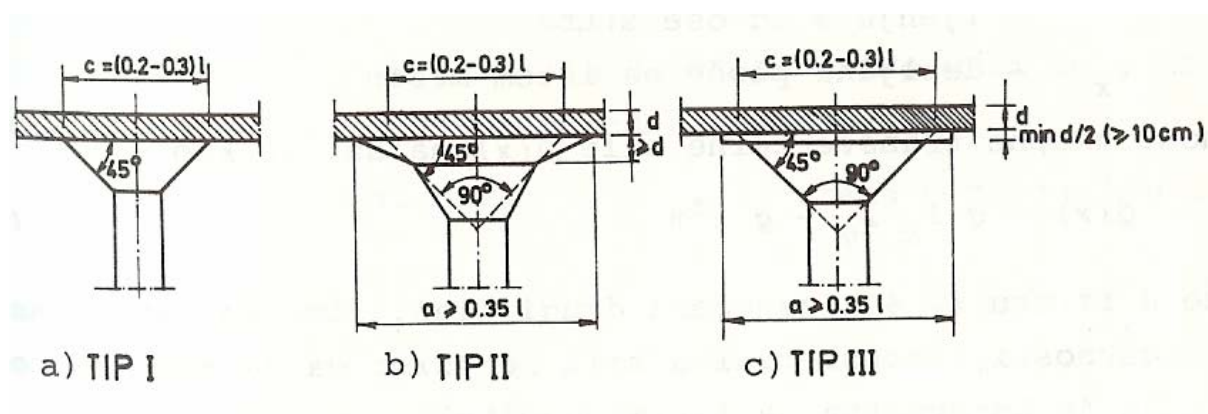
enakomerno obtežbo, ki se iz plošče prenaša po celi površini kapitelja. Ta predpostavka se ne sme upoštevati, pri neenakomerni razporeditvi obtežbe.

Prvo numerično rešitev je podal Markus, s pomočjo metode končnih elementov.

Danes uspešno uporabljamo metodo končnih elementov s pomočjo sodobnih računalniških programov. Ti programi razdelijo ploščo na večje število končnih elementov. Pri tem načinu računanja je treba programu čim natančneje podati podatke in konstrukcijo pretvoriti v matematičen model kateri najbolj ustreza dejanski konstrukciji.

6.2.2 Polempirijska direktna metoda

Ta metoda se je razvila na podlagi opazovanja izvedenih objektov in različnih preizkusov. Vse to je prišlo v bivšo Jugoslavijo iz Rusije v kateri so naredili osnovo. Za gobaste plošče enakih razponov v eni smeri, pri čemer je razmerje razpona stranic med $0,8 < l_y/l_x < 1,2$. Pravila dajo direktno metodo izračuna za primer enakomerno porazdeljene obtežbe na plošči, ko se plošča naslanja na kapitelje in kadar so vsaj tri polja. Pravila priporočajo tri vrste kapiteljev, kot prikazuje slika. Prvi tip je za manjše obremenitve, druga dva pa sta za plošče z večjimi obremenitvami. Širina kapitelov pri bolj obremenjenih ploščah mora biti večja od $0,35 L$, kjer je L večji razpon plošče.



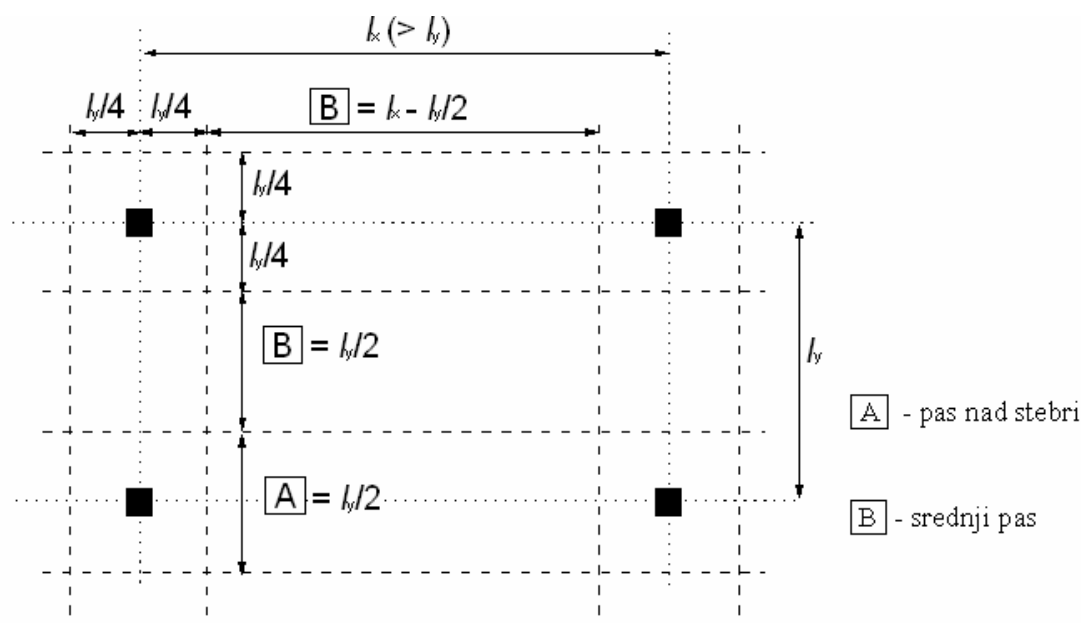
Slika 41: Priporočene oblike kapiteljev

6.2.3 Metoda nadomestnih okvirjev

Konstrukcijo razdelimo na okvirje, ki so sestavljeni iz stebrov in pasov plošč. Prerezane plošče obravnavamo, kot nosilce. Togost elementov lahko izračunamo z upoštevanjem bruto prečnih prerezov. Za vertikalno obtežbo lahko togost temelji na celotni širini prerezane plošče. Za horizontalno obtežbo je potrebno uporabiti 40% te vrednosti, kar odraža povečano podajnost stikov me stebri in ploščami. To je potrebno uporabiti zato, ker se stik razikuje od običajnega stika stebra in pravega nosilca. V vsaki smeri je pri analizi potrebno uporabiti celotno obtežbo na panelu (nosilcu).

Celoten upogibni moment, ki ga dobimo z analizo, je potrebno porazdeliti po širini plošče. Pri elastični analizi negativni momenti težijo h kopičenju proti središčnim linijam stebrov.

Panele je potrebno razdeliti na pasove nad stebri ter srednje pasove (slika 42), upogibne momente pa je potrebno porazdeliti kot je dano v preglednici.



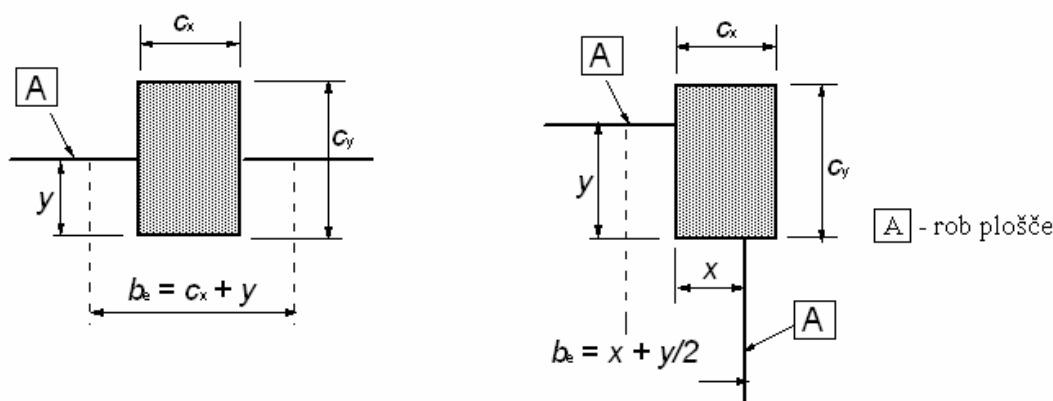
Slika 42 : Delitev gobaste plošče na pasove

	Negativni momenti	Pozitivni momenti
Pas nad stebri	60 - 80%	50 - 70%
Srednji pas	40 - 20%	50 - 30%
Opomba: Celotni negativni in pozitivni momenti, ki jih morajo skupaj prevzeti pasovi nad stebri in vmesni pasovi, morajo v seštevku znašati 100%.		

Preglednica poenostavljenih porazdelitev upogibnih momentov pri gobastih ploščah

Kjer se širina pasu nad stebri razlikuje za $0,5 l_x$ kot (na primer) prikazuje slika 42 ali je izenačena s širino kapitela, je potrebno temu ustrezno prilagoditi širino srednjega pasu.

Razen če imamo obodne nosilce, ki so ustrezno dimenzionirani na torzijo, je potrebno momente, ki se prenesejo na robne ali vogalne stebre omejiti na upogibno odpornost pravokotnega prereza $0,17 \cdot b_e \cdot d^2 \cdot f_{ck}$ (za definicijo b_e glej sliko 43). Pozitivni moment v krajnem polju je potrebno ustrezno prilagoditi.



Opomba: velja lahko $y > c_y$

a) Robni steber

Opomba: velja lahko $x > c_x$ in $y > c_y$

b) Vogalni steber

Opomba: y je razdalja od roba plošče do najbolj notranjega lica stebra.

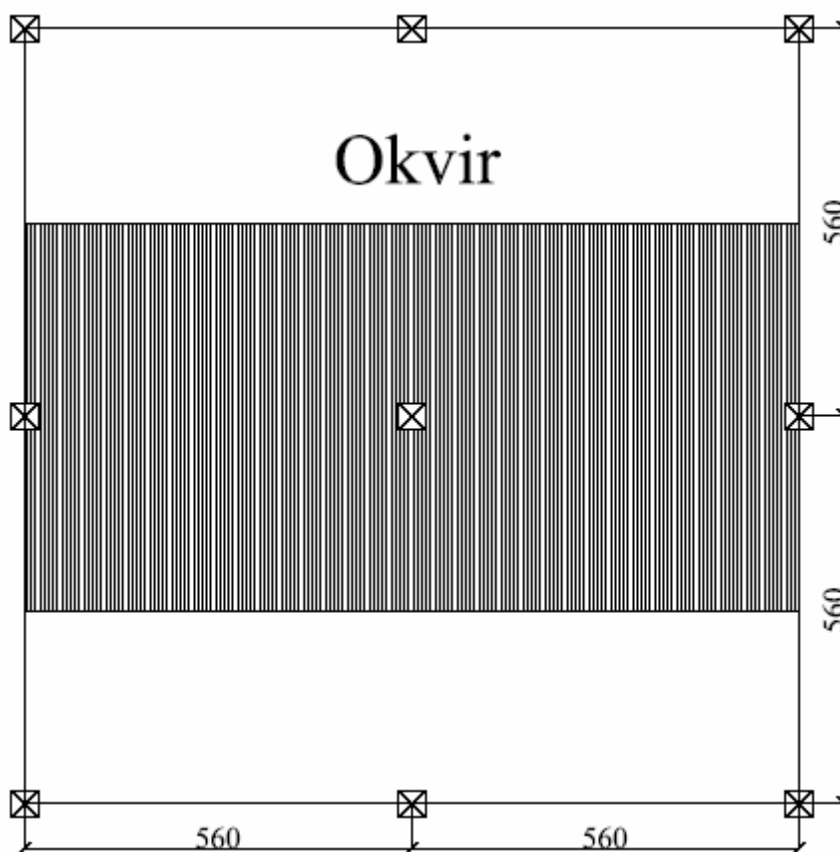
Slika 43 : Definicija učinkovite širine b_e

6.2.4 Praktični primer

Plošča je debeline 20 cm (slika 44). Če želimo določiti prerez natezne armature je potrebno določiti upogibne momente v plošči. Razdalja med stebri je 5,6 m in steber je dimenzije 40/40 cm. Za obremenitev upoštevamo koristno obtežbo (4,0 kN/m²) in stalno obtežbo (6,5 kN/m²). Za lastno težo smo upoštevali betonsko ploščo, estrih in finalno oblogo (keramiko).

Ker je plošča simetrična sem izračunal samo okvir v eni smeri. Izračunal sem ga s pomočjo programa AMSES, v katerem sem upošteval že pravila za dimenzioniranje iz EC 2 (varnostni faktorji). Koristno obtežbo sem v programu pomnožil z faktorjem 1,5 in stalno z 1,35.

Beton je kvalitete C25/30

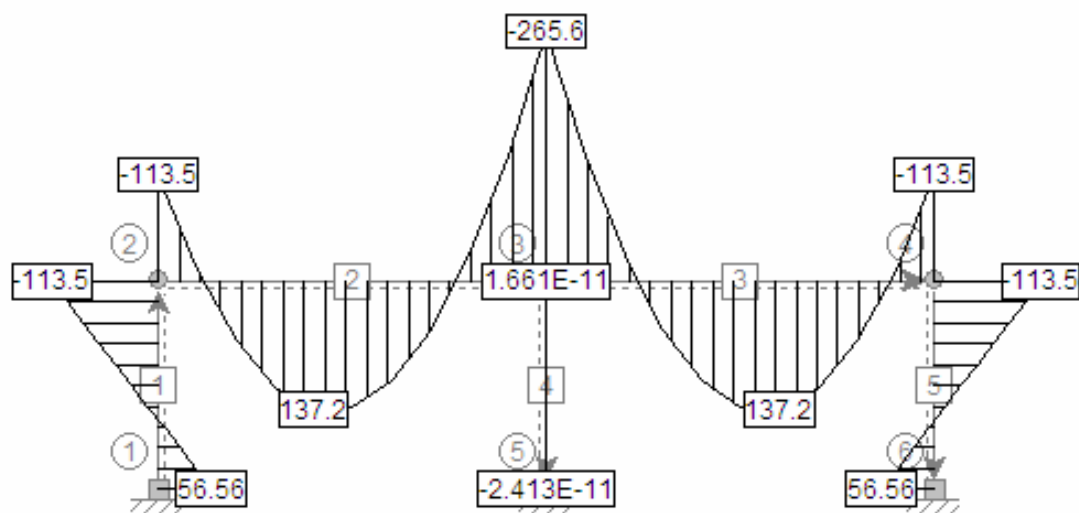


Slika 44: Tloris plošče in okvir

Določanje negativnih upogibnih momentov v plošči

Zanimajo nas momenti nad sredinskim stebrom.

Iz programa smo dobili podatek za $M_d = 265,6$ kNm nad stebrom (slika 45).

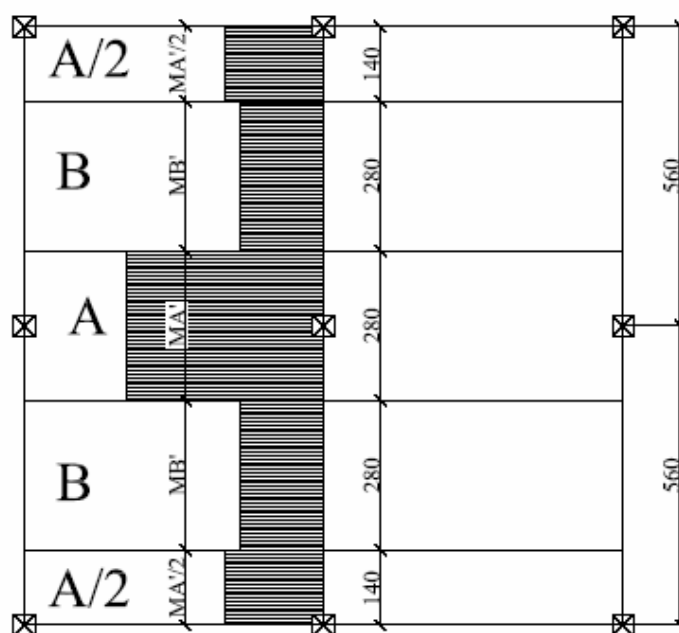


Slika 45: Upogibni momenti

Upogibni momenti za območje A (5,6/2) in za območje B (5,6/2) (Slika 46) :

$$M_{A',d} = 0,7 \cdot 265,6 \text{ kNm} = 185,92 \text{ kNm}$$

$$M_{B',d} = 0,3 \cdot 265,6 \text{ kNm} = 79,68 \text{ kNm}$$



Slika 46: Upogibni momenti $M_{A'}$ in $M_{B'}$

Upogibni momenti za območje A in B na tekoči meter:

$$M_{A,d} = \frac{M_{A,d}}{l/2} = \frac{185,92}{5,6/2} = 66,4 \text{ kNm/m}$$

$$M_B = \frac{M_{B,d}}{l/2} = \frac{79,68}{5,6/2} = 28,5 \text{ kNm/m}$$

Izračun prečnega prereza armature za prevzem upogiba nad sredinskim stebrom

$$C25/30 \rightarrow \alpha \cdot f_{cd} = \alpha \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \cdot \frac{2,5}{1,5} = 1,42 \text{ kN/cm}^2$$

$$S500 \rightarrow f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{50}{1,15} = 43,48 \text{ kN/cm}^2$$

$$k_d = \frac{M_A}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{6640}{1,42 \cdot 100 \cdot 17^2} = 0,161$$

Izberem $-\varepsilon_1 / \varepsilon_s = -2,75\% / 9,0\%$, $k_s = 1,103$

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_A}{d \cdot f_{yd}} = 1,103 \cdot \frac{6640}{17 \cdot 43,48} = 9,90 \text{ cm}^2$$

Izberem $\phi 16 / 16 \text{ cm}$ ($A_{s,dej} = 12,06 \text{ cm}^2$)

7 ZAKLJUČEK

Za to diplomsko delo sem se odločil, da podrobneje spoznam dejavnke, ki povzročijo preboj. Na kratko sem pregledal strig, kateri je posredni razlog, da pride do preboja. Kar se tiče računa preboja sem izvedel primer po PBAB-ju in po EC 2. Notranje statične količine sem na nadomestnem okvirju dobil s pomočjo metode končnih elementov, pri čemer sem si pomagal s programom AMSES-FRAME. Pri reševanju primerov sem ugotovil, da na preboj zelo vpliva debelina plošče in kvaliteta betona. Ne smemo, pa pozabiti še na dimenzijo stebra, saj se z njim spreminja velikost kontrolnega obsega.

Na koncu lahko povem, da na odpornost plošče na stebrih vpliva zelo veliko dejavnikov. Na možne rešitve, katere preprečujejo preboj močno vpliva položaj stebra (robni, vogalni ali v polju). Veliko dejavnikov je odvisnih tudi od same lokacije objekta in navsezadnje tudi odločitev projektanta in posredno tudi vpliv investitorja na izbran način katerega uporabimo, da ne pride neposredno do preboja in s tem tudi do poškodbe konstrukcije. Veliko sodobnih rešitev z mozniki in ostalimi okvirji proti preboju, bi se dalo nadomestiti z izbiro boljših konstrukcijskih elementov (povečanje prečnega prereza stebra, povečanje debeline plošče, pravilna uporaba klasične strižne armature).

8 VIRI

Comité Euro-International du Béton. 1993. Concentrated loads on slabs/slab-column connections. V: Ceb-fip model code1990, London, Thomas Telford: 180-187.

Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings. EN1992-1-1, 2004.

Radosavljević Ž., Bajić D. 1988. Armirani beton, knjiga 3, Elementi armiranobetonskih konstrukcija, Beograd, IRO Gradjevinska knjiga: 406 str.

Članki pa so iz uradnih strani proizvajalcev, ki so omenjeni pri posameznih rešitvah

Diplomska naloga Tomaž Lavrenčič, Preboj pri gobastih ploščah brez vut