

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta
za gradbeništvo
in geodezijo



Jamova cesta 2
1000 Ljubljana, Slovenija
<http://www3.fgg.uni-lj.si/>

DRUGG – Digitalni repozitorij UL FGG
<http://drugg.fgg.uni-lj.si/>

To je izvirna različica zaključnega dela.

Prosimo, da se pri navajanju sklicujete na bibliografske podatke, kot je navedeno:

Kališnik, Ž., 2014. Analiza in dimenzioniranje etažne armiranobetonske plošče. Diplomski naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Brank, B.): 41 str.

Datum arhiviranja: 03-10-2014

University
of Ljubljana

Faculty of
Civil and Geodetic
Engineering



Jamova cesta 2
SI – 1000 Ljubljana, Slovenia
<http://www3.fgg.uni-lj.si/en/>

DRUGG – The Digital Repository
<http://drugg.fgg.uni-lj.si/>

This is original version of final thesis.

When citing, please refer to the publisher's bibliographic information as follows:

Kališnik, Ž., 2014. Analiza in dimenzioniranje etažne armiranobetonske plošče. B.Sc. Thesis. Ljubljana, University of Ljubljana, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Brank, B.): 41 pp.

Archiving Date: 03-10-2014

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta za
*gradbeništvo in
geodezijo*



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

UNIVERZITETNI ŠTUDIJSKI
PROGRAM PRVE STOPNJE
GRADBENIŠTVO

Kandidat:

ŽIGA KALIŠNIK

**ANALIZA IN DIMENZIONIRANJE ETAŽNE
ARMIRANOBETONSKE PLOŠČE**

Diplomska naloga št.: 163/B-GR

**ANALYSIS AND DESIGN OF REINFORCED
CONCRETE SLAB**

Graduation thesis No.: 163/B-GR

Mentor:
prof. dr. Boštjan Brank

Predsednik komisije:
izr. prof. dr. Janko Logar

Ljubljana, 25. 09. 2014

STRAN ZA POPRAVKE

Stran z napako

Vrstica z napako

Namesto

Naj bo

IZJAVE

Podpisani Žiga Kališnik izjavljam, da sem avtor diplomskega dela z naslovom "Analiza in dimenzioniranje etažne armiranobetonske plošče".

Izjavljam, da je elektronska različica v vsem enaka tiskani različici.

Izjavljam, da dovoljujem objavo elektronske različice v digitalnem repozitoriju UL FGG.

Ljubljana, 22. 9. 2014

Žiga Kališnik

BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN Z IZVLEČKOM

UDK: 624.01:624.073(497.4)(043.2)

Avtor: Žiga Kališnik

Mentor: prof. dr. Boštjan Brank, univ. dipl. inž. grad.

Naslov: Analiza in dimenzioniranje etažne armiranobetonske plošče

Tip dokumenta: Diplomaska naloga – Univerzitetni študij

Obseg in oprema: 41 str., 11 pregl., 34 sl., 8 pril.

Ključne besede: Evrokodi, armiranobetonska plošča, metoda končnih elementov, dimenzioniranje, računalniški program Safe

Izvleček

V diplomski nalogi je predstavljena analiza in dimenzioniranje etažne armiranobetonske plošče. Določitev obremenitve plošče je narejena v skladu s standardoma SIST EN 1990 in SIST EN 1991-1-1, dimenzioniranje betonskega prereza pa po standardu SIST EN 1992-1-1, ki je namenjen dimenzioniranju betonskih konstrukcij. Analiza obravnavane plošče je izvedena z metodo končnih elementov v programu Safe. Opisan je postopek izrisa modela plošče za analizo v programu Safe. Glede obremenitve mejnega stanja nosilnosti je določena potrebna armatura plošče ter narejena kontrola strižne odpornosti betonskega prereza. Poleg tega so narejene kontrole za obremenitve mejnega stanja uporabnosti – omejitev pomikov in širine razpok plošče. Pri omejitvi pomikov sta upoštevana tudi vpliva lezenja in krčenja betona.

BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION WITH ABSTRACT**UDC:** 624.01:624.073(497.4)(043.2)**Author:** Žiga Kališnik**Supervisor:** Prof. Boštjan Brank, Ph.D.**Title:** Analysis and desing of reinforced concrete slab**Document type:** Graduation Thesis – University studies**Notes:** 41 p., 11 tab., 34 fig., 8 ann.**Key words:** Eurocodes, reinforced concrete slab, finite element method, design, Safe computer code**Abstract**

The graduation thesis examines the analysis and design of a reinforced concrete slab. Slab loads are based on guidelines from standards SIST EN 1990 and SIST EN 1991-1-1, and the design is made according to standard SIST EN 1992-1-1, which covers concrete structures' design. The slab is analysed with finite element method using Safe computer code. The process of modeling slab structure in Safe computer code is described. Based on loads from ultimate limit state reinforcement is calculated and shear resistance of concrete cross-section is checked. It is also proven that deflections and crack widths due to loads from service limit state are with maximum limit values. Deflections are calculated with respect to concrete creep and shrinkage.

ZAHVALE

Prva zahvala gre mentorju prof. dr. Boštjanu Branku za vse nasvete, podporo in pomoč glede diplomske naloge.

Druga zahvala je namenjena vsem domačim, ki so me tekom študija vzpodbujali in mi študij tudi omogočili.

Zahvala gre tudi vsem prijateljem iz ŠD Trnovo, predvsem Coach-u in Mateju Ž.

Zahvaljujem se tudi vsem kolegom in kolegicami, s katerimi je bil študij veliko lažji in prijetnejši.

Hvala tudi Andreju B., ki je prispeval koristne informacije glede programa Safe.

Hvala vsem!

KAZALO VSEBINE

1 UVOD	1
1.1 O ploščah	1
2 GEOMETRIJA OBRAVNAVANE PLOŠČE	4
3 PODATKI O MATERIALIH	5
3.1 Materialni podatki za obravnavano ploščo	5
3.2 Materialni podatki podpornih nosilnih sten	5
4 OBTEŽBA PLOŠČE	7
4.1 Lastna teža	7
4.2 Stalna obtežba	7
4.3 Koristna obtežba	8
4.4 Predelne stene	9
4.5 Obtežba plošče zaradi stopnic	9
4.5.1 Obtežba kletnih stopnic	10
4.5.2 Obtežba pritličnih stopnic	11
4.6 Povzetek obtežb	12
5 KROVNI SLOJ BETONA	13
5.1 Določitev krovnega sloja betonske plošče	13
6 LEZENJE IN KRČENJE BETONA	14
6.1 Lezenje betona	14
6.2 Krčenje betona	15
7 MEJNA STANJA NOSILNOSTI IN UPORABOSTI	16
7.1 Mejno stanje nosilnosti	16
7.2 Mejna stanja uporabnosti	16
8 PROGRAM SAFE	18
8.1 Malo o programu Safe	18
8.2 Izris modela za določitev potrebne armature	18
8.3 Upoštevanje vplivov lezenja in krčenja	22
8.4 Določitev armature za analizo razpokanih prereзов	23
9 ARMATURA PLOŠČE	25
9.1 Največji in najmanjši prerez armature	25
9.2 Dimenzioniranje potrebne natezne armature	26
9.3 Sidranje armature in stikovanje armature s prekrivanjem	30
9.4 Armaturni načrt natezne armature plošče	31
9.5 Dimenzioniranje potrebne strižne armature	33

9.6 Armatura ob prostih robovih	34
10 KONTROLE MEJNEGA STANJA UPORABNOSTI.....	35
10.1 Omejitev povosov in širine razpok.....	35
10.2 Kontrola povosov	35
10.3 Kontrola širine razpok.....	36
11 ZAKLJUČEK.....	39
VIRI.....	40

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Uporabljeni materiali v konstrukcijskih sklopih plošče s pripadajočimi debelinami, specifičnimi težami ter ploskovnimi obtežbami	7
Preglednica 2: Materiali s pripadajočimi debelinami, ki so upoštevani pri izračunu posameznih stalnih obtežb	7
Preglednica 3: Nadomestna ploskovna obtežba glede na lastno težo predelnih sten	9
Preglednica 4: Materiali kletnih stopnic s pripadajočimi prostorninami, specifičnimi težami za določitev lastne in stalne ploskovne obtežbe kletne stopniščne konstrukcije	10
Preglednica 5: Povzetek ploskovnih obtežb ter pozicije plošč, na katerih delujejo posamezne obtežbe	12
Preglednica 6: Wood – Armerjev algoritem za določitev projektnih momentov m_x^{sp} , m_y^{sp} , m_x^{zg} in m_y^{zg} [13]	27
Preglednica 7: Maksimalni momenti plošč v polju in minimalni momenti nad posameznimi podpornimi stenami in na vpetih robovih plošč, projektni momenti po algoritmu Wood – Armerja [13] in potrebna količina natezne armature	28
Preglednica 8: Projektna sidrna dolžina l_{bd} in dolžina prekrivanja palic l_0	30
Preglednica 9: Podatki o izbranih armaturnih mrežah	31
Preglednica 10: Največje širine razpok (w_{max}) v mm glede razreda izpostavljenosti betona in vrste armiranja betonskega elementa iz SIST EN 1992-1-1: 2005, preglednica 7.1N [3]	35
Preglednica 11: Primerjava največjih povosov po posameznih poljih plošč s tremi različnimi analizami glede na največji dovoljeni povos v MSU	36

KAZALO SLIK

Slika 1: Plošča z njeno srednjo ravnino	1
Slika 2: Notranje sile in momenti v delčku in napetosti, ki jih povzročajo.....	2
Slika 3: Model za analizo plošče z označenimi pozicijami posameznih plošč in oznakami podprtosti robov	4
Slika 4: Celotne stopnice in polovični del stopnic, ki vpliva na obremenitev plošče (levo - kletne stopnice, desno - pritlične stopnice).....	10
Slika 5: Model kletnih stopnic	11
Slika 6: Model pritličnih stopnic	11
Slika 7: Določitev količnika lezenja pri $h_0 = 140$ mm, $t_0 = 30$ dni, betona trdnostnega razreda C30/37 in relativni vlažnosti okolja $Rh = 50\%$ [3]	14
Slika 8: Navodila za odbiranje količnika lezenja [3]	14
Slika 9: Začetno okno za nastavitve potrebnih podatkov za izris in analizo modela (levo) in okno za določitev mreže (desno)	18
Slika 10: Okno za določitev materialnih karakteristik	19
Slika 11: Nastavitve lastnosti stene	19
Slika 12: Izris plošče z določitvijo njene lastnosti	20
Slika 13: Določitev posameznih obtežb	20
Slika 14: Določitev ploskovne obtežbe	20
Slika 15: Določitev posamezne linijske obtežbe	21
Slika 16: Določitev posamezne točkovne obtežbe	21
Slika 17: Določitev kombinacij obtežb	22
Slika 18: Določitev velikosti končnih elementov plošče (levo) in prostostnih stopenj modela (desno).....	22
Slika 19: Določitev vrste analize (statična/dinamična, linearna/nelinearna).....	23
Slika 20: Okno za izris armaturnih palice (desno)	24
Za določitev količine armature se je izbrala možnost 2).....	24
Slika 21: Primer obravnavanega polja plošče – pozicija 1 - z območjem, kjer je takrat neugodni vpliv koristne obtežbe različen od nič (obarvano rdeče).....	26
Slika 22: Primer obravnavanega območja nad podporo – pozicija 1-5 - z območjem, kjer je takrat neugodni vpliv koristne obtežbe različen od nič (obarvano rdeče).....	26
Slika 23: Primerjava izračunane količine spodnje potrebne armature in količine spodnje potrebne armature določene s programom Safe [4]	29
Slika 24: Primerjava izračunane količine spodnje armature in količine spodnje armature določene s programom Safe [4]	29
Slika 25: Armaturni načrt spodnje armature in območja (obarvana zeleno), kjer pri obtežbi MSN pride do nategov na spodnjem robu.....	31
Slika 26: Armaturni načrt zgornje armature in območja (obarvana zeleno), kjer pri obtežbi MSN pride do nategov na zgornjem robu	32

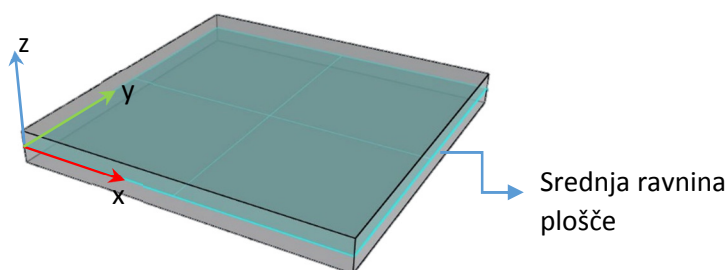
Slika 27: Potrebna spodnja armatura v smeri x (levo) in smeri y (desno) v programu Safe [4] v $\frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$..	32
Slika 28: Potrebna zgornja armatura v smeri x (levo) in smeri y (desno) v programu Safe [4] v $\frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$...	33
Slika 29: Prečne sile q_{max} v plošči pri obtežbi MSN v $\frac{\text{kN}}{\text{m}}$ – levo za enakomerno porazdeljeno obtežbo in desno.....	34
za koncentrirano točkovno obtežbo.....	34
Slika 30: Robna armatura plošče	34
Slika 31: Grafični prikaz povesov iz preglednice 11.....	36
Slika 32: Širina največjih razpok po posameznih pozicijah plošč glede na največji dovoljeni poves v MSU	37
Slika 33: Potek in velikost razpok v mm na spodnjem robu zaradi navidezno stalne kombinacije obtežbe v MSU	37
Slika 34: Potek in velikost razpok v mm na zgornjem robu zaradi navidezno stalne kombinacije obtežbe v MSU	38

1 UVOD

Namen diplomske naloge je dimenzionirati armiranobetonsko ploščo po standardih Evrokoda SIST EN 1990:2004 [1], SIST EN 1991-1: 2004 [2] in SIST EN 1992-1-1: 2005 [3]. Za izračun notranjih statičnih količin je uporabljena metoda končnih elementov. Analiza plošče je narejena v programu Safe [4], ki je namenjen analizi in dimenzioniranju armiranobetonski plošč. Dimenzioniranje plošče je razdeljeno: (i) na mejno stanje nosilnosti, po katerem je določena potrebna količina zgornje in spodnje armature plošče, ter (ii) na mejno stanje uporabnosti, pri katerem se preverjajo povesi, širine razpok in drugi vplivi, ki vplivajo na izgled konstrukcije. Potrebna armatura je izračunana glede na notranje statične količine pri projektni obtežbi za mejno stanje nosilnosti. Po določitvi potrebne armature sta izrisana armaturna načrta zgornje in spodnje armature. Na koncu so narejene še kontrole mejnega stanja uporabnosti glede razpok in povesov plošče.

1.1 O ploščah

Plošče v stavbah so ploskovni, pretežno vodoravni konstrukcijski elementi, preko katerih se obtežbe prenašajo na horizontalne konstrukcijske elemente (stene, stebre, nosilce) ali temeljna tla. Pod plošče v stavbah spadajo ploskovne medetažne konstrukcije, ravne strehe in temeljne plošče. V inženirstvu so plošče trdna telesa, pri katerih je njihova dolžina in širina bistveno večja od debeline, zato se za analizo plošč uporabljajo teorije, ki obnašanje plošč opisujejo z obnašanjem srednje ravnine. Srednje ravnine ležijo na polovični razdalji med zgornjo in spodnjo ploskvijo plošče (slika 1). Obtežba plošče ima smer normale na srednjo ravnino.



Slika 1: Plošča z njeno srednjo ravnino

Za analizo plošč se najbolj uporabljata dve teoriji [5]:

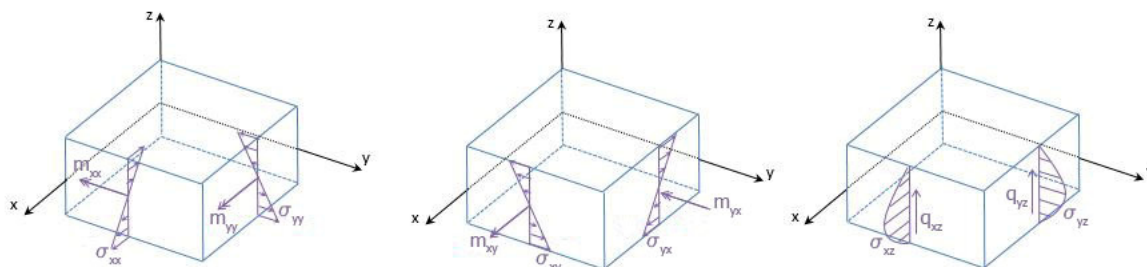
- Reissner-Mindlinova teorija plošč
- Kirchhoffova teorija plošč

Teoriji temeljita na naslednji predpostavkah:

- majhni pomiki in zasuki
- plošča je tanka – razmerje med razponom in debelino je veliko
- vlakno na srednjo ravnino je nestisljivo
- vlakno na srednjo ravnino ostane med deformiranjem plošče ravno
- normalne napetosti v smeri debeline plošče so zanemarljive

Omenjeni teoriji plošč se razlikujeta po tem, da je pri Kirchhoffovi teoriji normala na srednjo ravnino vselej pravokotna nanjo (zato so strižne deformacije plošče: $\varepsilon_{xz} = \varepsilon_{yz} = 0$). Pri Reissner-Mindlinovi teoriji to ne velja.

Pri obeh teorijah plošč se v delčku ploskovnega elementa z infinitezimalno površino v ravnini xy in z dolžino v smeri z , ki je enaka debelini plošče, pojavljajo notranje sile in momenti, kot je prikazano na sliki 2.



Slika 2: Notranje sile in momenti v delčku in napetosti, ki jih povzročajo

Momenti in prečne sile so z napetostmi povezane na sledeč način [6]:

$$m_{xx} = - \int_{-h/2}^{h/2} \sigma_{xx} z dz$$

$$m_{yy} = - \int_{-h/2}^{h/2} \sigma_{yy} z dz$$

$$m_{xy} = - \int_{-h/2}^{h/2} \sigma_{xy} z dz$$

$$q_{xz} = \int_{-h/2}^{h/2} \sigma_{xz} dz$$

$$q_{yz} = \int_{-h/2}^{h/2} \sigma_{yz} dz$$

$$\sigma_{xx}(z) = -\frac{12 m_{xx}}{h^3} z$$

$$\sigma_{yy}(z) = -\frac{12 m_{yy}}{h^3} z$$

$$\sigma_{xy}(z) = \sigma_{yx}(z) = -\frac{12 m_{xy}}{h^3} z = -\frac{12 m_{yx}}{h^3} z$$

$$\sigma_{xz}(z=0) = -\frac{6 q_{xz}}{5 h}$$

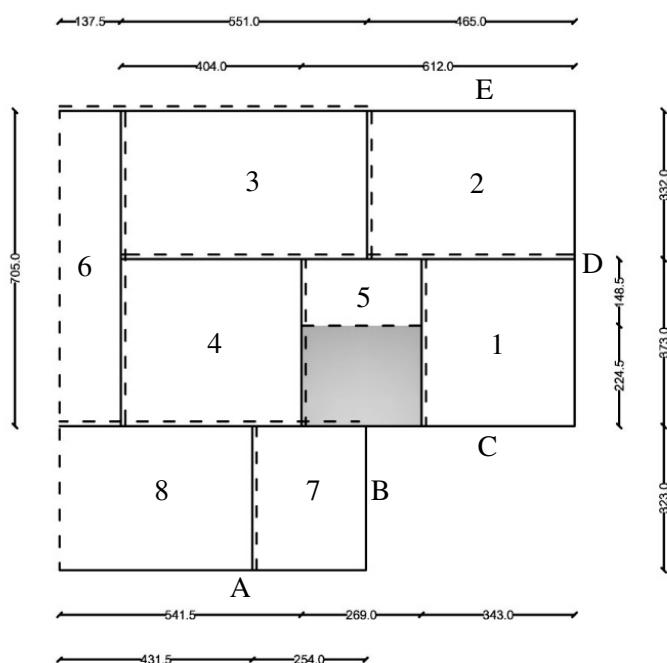
$$\sigma_{yz}(z=0) = -\frac{6 q_{yz}}{5 h}$$

Pri tem sta m_{xx} in m_{yy} upogibna momenta plošče, povezana z normalnimi napetostmi $\sigma_{xx}(z)$ in $\sigma_{yy}(z)$, m_{xy} in m_{yx} torzijska momenta, povezana s strižnimi napetostmi $\sigma_{xy}(z)$ in $\sigma_{yx}(z)$, ter q_{xz} in q_{yz} prečni sili, povezani s strižnimi napetostmi $\sigma_{xz}(z)$ in $\sigma_{yz}(z)$. Zaradi pogoja statičnega ravnovesja okoli z osi mora v poljubni točki veljati $\sigma_{xy}(z) = \sigma_{yx}(z)$ in posledično $m_{xy} = m_{yx}$. Pri tem se napetosti σ_{xx} , σ_{yy} , σ_{xy} in σ_{yx} linearno spreminjajo po debelini plošče (h), napetosti σ_{xy} in σ_{yx} pa po funkciji kvadratne parabole z ekstremom na sredini debeline plošče.

Momenti imajo enote $\frac{\text{kNm}}{\text{m}}$, prečne sile pa $\frac{\text{kN}}{\text{m}}$.

2 GEOMETRIJA OBRAVNAVANE PLOŠČE

Obravnavana armiranobetonska plošča ima debelino 18 cm. Podprta je s stenami iz betonskih zidakov, pri čemer so zunanje stene debeline 29 cm, notranje pa 19 cm, in armiranobetonskimi stenami debeline 29 cm (priloga A2). Upošteva se, da je plošča, kjer je podprta z armiranobetonskimi stenami, vpeta – preprečena sta zasuk in vertikalni pomik plošče, pod stenami iz betonskih zidakov pa je preprečen le vertikalni pomik – plošča je podprta prostoležeče. Vpeti robovi so je na sliki modela za analizo plošče (slika 3) narisani s polno črto, prostoležeče podprti robovi pa s polno in vzporedno črtkano črto. Poleg tega so označeni tudi nepodprti robovi plošče, ki so narisani s črtkano črto, in posamezne pozicije plošč, na katera je obravnavana plošča razdeljena za kasnejšo analizo v programu Safe [4].



Slika 3: Model za analizo plošče z označenimi pozicijami posameznih plošč in oznakami podprtosti robov

3 PODATKI O MATERIALIH

3.1 Materialni podatki za obravnavano ploščo

Za beton plošče izberemo trdnostni razred betona C30/37. Beton je armiran z rebrasto armaturo S500.

Beton C30/37:

- Karakteristična tlačna trdnost $f_{ck} = 3,0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$
- Srednja tlačna trdnost $f_{cm} = 3,8 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$
- Karakteristična natezna trdnost $f_{ctm} = 0,29 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$
- Modul elastičnosti $E_{cm} = 3300 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$
- Poissonov količnik $\nu = 0,2$
- Materialni varnostni faktor $\gamma_c = 1,5$

Armatura S500:

- Karakteristična meja elastičnosti $f_{yk} = 50 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$
- Modul elastičnosti $E_s = 20000 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$
- Natezna trdnost $f_{uk} = k f_{yk} = 1,05 * 50 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 52,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$
- Materialni varnostni faktor $\gamma_s = 1,15$

3.2 Materialni podatki podpornih nosilnih sten

Nosilne stene so višine 2,56 m. Armiranobetonske in zunanje stene iz betonskih zidakov so debeline 29 cm, notranje stene iz betonskih zidakov pa 19 cm.

Beton C25/30:

- Karakteristična tlačna trdnost $f_{ck,ns} = 2,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$

- Srednja tlačna trdnost $f_{cm,ns} = 3,3 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$
- Karakteristična natezna trdnost $f_{ctm,ns} = 0,26 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$
- Modul elastičnosti $E_{cm,ns} = 3100 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$
- Poissonov količnik $\nu_{ns} = 0,2$
- Materialni varnostni faktor $\gamma_{c,ns} = 1,5$

4 OBTEŽBA PLOŠČE

4.1 Lastna teža

Lastna teža konstrukcije se določi na podlagi specifične teže oziroma gostote materiala nosilne konstrukcije in pripadajoče dimenzije – pri plošči je to debelina. Računalniški programi (kot sta Sap2000 [7] in Safe [4]) lastno težo nosilne konstrukcije upoštevajo ločeno od ostale stalne obtežbe in sicer iz debeline konstrukcije plošče in specifične teže materiala plošče.

$$g_{lt} = h_{pl} \gamma_{AB} = 0,18 \text{ m} * 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 4,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

h_{pl} ... izbrana debelina plošče

γ_{AB} ... specifična teža armiranega betona

4.2 Stalna obtežba

Stalna obtežba konstrukcije je obtežitev nosilne konstrukcije z neko stalno prisotno obtežbo. Pod stalno obtežbo se štejejo obtežbe tlakov, oblog in ostalih nenosilnih delov konstrukcije. Ravno tako kot lastna teža je določena na podlagi specifične teže in debeline materiala.

Preglednica 1: Uporabljeni materiali v konstrukcijskih sklopih plošče s pripadajočimi debelinami, specifičnimi težami ter ploskovnimi obtežbami

Material	Specifična teža $\left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}\right]$
Hrastov parket	7,0
Keramične ploščice	15,8
Cementni estrih	22,0
PE folija	9,5
Trda mineralna volna	0,5
Armiran beton	25,0
Omet	18,0

Preglednica 2: Materiali s pripadajočimi debelinami, ki so upoštevani pri izračunu posameznih stalnih obtežb

Stalna obtežba	g_1	g_2	g_3
Materiali	Hrastov parket (1,8 cm)	Keramične ploščice (1,8 cm)	Keramične ploščice (1,8 cm)
	Cementni estrih (6 cm)	Cementni estrih (6 cm)	Cementni estrih (6 cm)
	PE folija (0,2 mm)	PE folija (0,2 mm)	
	Trda mineralna volna (5 cm)	Trda mineralna volna (5 cm)	Omet (2 cm)

se nadaljuje ...

... nadaljevanje preglednice 2

	Omet (2 cm)	Omet (2 cm)	
Skupna stalna obtežba	$1,83 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	$1,99 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	$1,96 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Obravnavana plošča je obremenjena s tremi različnimi stalnimi obtežbami in sicer z g_1 (pozicije 2, 3 in 4), g_2 (poziciji 1 in 5) ter g_3 (pozicije 6, 7 in 8). Pozicije plošč so prikazane na sliki 4.

4.3 Koristna obtežba

Koristna obtežba je odvisna od namena prostorov. Za razliko od lastne in stalne obtežbe koristna obtežba ni stalno prisotna. K tej obtežbi prištevamo obtežbo pohištva, ljudi, uskladiščenih materialov, vozil...

Po SIST EN 1991-1-1: 2004, točka 6.3.1.2 [2], so vplivi koristne obtežbe razdeljeni po kategorijah uporabe. Pri obravnavanem primeru se za notranje prostore stavbe, za stopnice in za balkone upošteva kategorija A (SIST EN 1991-1-1: 2004, preglednica 6.2 [2]), na parkirnih površini pod nadstreškom pa kategorija F (SIST EN 1991-1-1: 2004, preglednica 6.7 in preglednica 6.8 [2]).

- a) Notranji prostori stavbe – pozicije od 1 do 5:

$$q_{np} = 2,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$Q_{np} = 2,0 \text{ kN}$$

- b) Stopnice:

$$q_s = 2,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$Q_s = 2,0 \text{ kN}$$

- c) Balkon – pozicija 6:

$$q_b = 2,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$Q_b = 2,0 \text{ kN}$$

- d) Parkirna površina za vozila s skupno težo do 30 kN – poziciji 7 in 8

$$q_{pp} = 2,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$Q_{pp} = 20 \text{ kN}$$

Po SIST EN 1991-1-1: 2004, točka 6.2.1(3)P [2] se koncentrirana obtežba ne kombinira z enakomerno porazdeljeno obtežbo in je izključno namenjena zagotovitev lokalne odpornosti.

4.4 Predelne stene

Po SIST EN 1991-1-1: 2004, točka 6.3.1.2(8) [2], je obtežbo predelnih sten mogoče obravnavati kot enakomerno razdeljeno ploskovno obtežbo (q_{ps}), ki se prišteje h koristni obtežbi in je odvisna od lastne teže predelnih sten na tekoči meter dolžine stene (Q_{ps}) (preglednica 3).

Preglednica 3: Nadomestna ploskovna obtežba glede na lastno težo predelnih sten

Q_{ps}	q_{ps}
$\leq 1,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	$0,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
$\leq 2,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	$0,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
$\leq 3,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	$1,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Pri predelnih stenah težjih od $3,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ se upošteva mesto in smer predelne stene in konstrukcijska oblika tal (SIST EN 1991-1-1 2004, točka 6.3.1.2(9) [2]).

Izbrana predelna stena je sestavljena iz jeklenih C profilov dimenzije 50 mm in z obeh strani obložena z dvojno plastjo mavčno-kartonskih plošč debeline 12,5 mm. Med posameznimi C profili je nameščena zvočna izolacija iz mineralne volne debeline 25 mm. Ocenjena vrednost specifične teže predelne stene je $\gamma_{ps} = 3,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ [8].

$$Q_{ps} = 3,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * h_{ps} d_{ps} = 3,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 2,50 \text{ m} * 0,1 \text{ m} = 0,88 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \leq 1,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \rightarrow q_{ps} = 0,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

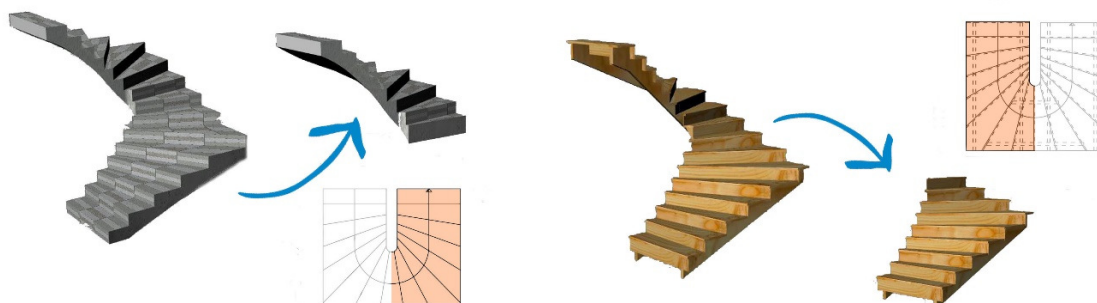
h_{ps} ... višina predelnih sten

d_{ps} ... debelina predelnih sten

Obtežbo predelnih sten prištejemo h koristni obtežbi na pozicijah 1 in 5.

4.5 Obtežba plošče zaradi stopnic

Obtežbo posameznih stopnic prenašata dve plošči, zato se za obremenitev obravnavane plošče upošteva le polovica posameznih stopnic, kot je prikazano na sliki 4. Pri izračunu obtežb stopnic na ploščo je bil za določitev količine posameznih materialov uporabljen program Rhinoceros [9].



Slika 4: Celotne stopnice in polovični del stopnic, ki vpliva na obremenitev plošče (levo - kletne stopnice, desno - pritlične stopnice).

Za računski model stopniščnih konstrukcij je izbran poševni prostoležeči nosilec, pri katerem je predpostavljena enakomerna porazdelitev obtežbe (slika 5 in slika 6).

4.5.1 Obtežba kletnih stopnic

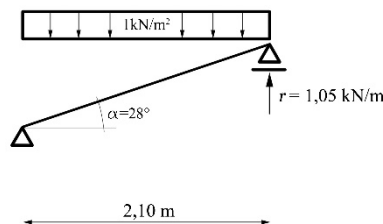
Lastna in stalna obtežba kletnih stopnic je določena s produktom med prostornino, ki jo določen material zavzame, ter specifično težo materiala in deljena s površino, na kateri učinkuje obtežba ($1,15 \text{ m} * 2,10 \text{ m} = 2,415 \text{ m}^2$).

Preglednica 4: Materiali kletnih stopnic s pripadajočimi prostorninami, specifičnimi težami za določitev lastne in stalne ploskovne obtežbe kletne stopniščne konstrukcije

Material	Prostornina [m ³]	Specifična teža [kN/m ³]	Ploskovna obtežba [kN/m ²]
Keramične ploščice (1,8 cm)	0,07	15,8	0,46
Armiran beton	0,60	25,0	6,21
Omet (2 cm)	0,06	18,0	0,45
Skupaj			$g_{ks} = 7,12$

$$q_{ks} = \frac{q_s A_{ks}}{2,10 \text{ m} * 1,15 \text{ m}} = 2,08 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \dots \text{koristna linijska obtežba kletnih stopnic}$$

$$A_{ks} = 2,51 \text{ m}^2 \dots \text{površina nastopnih ploskev kletnih stopnic}$$



Slika 5: Model kletnih stopnic

Glede na model konstrukcije iz slike 5 sta določeni reakciji $r_{g,ks}$ in $r_{q,ks}$, ki obremenjujeta ploščo zaradi obtežb g_{ks} in q_{ks} :

$$r_g = \frac{g_{ks} r}{1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}} = \frac{7,12 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 1,05 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}{1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}} = 7,48 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$r_q = \frac{q_{ks} r}{1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}} = \frac{2,08 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 1,05 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}{1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}} = 2,18 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

4.5.2 Obtežba pritličnih stopnic

Na podoben način kot pri kletnih stopnicah sta tudi pri pritličnih lastna in stalna obtežba in sicer:

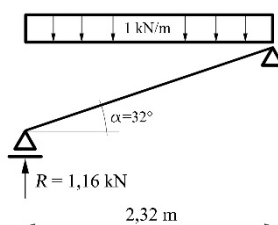
$$g_{prs} = \frac{V_{ps} \gamma_{les}}{2,32 \text{ m}} = 0,31 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$V_{prs} = 0,16 \text{ m}^3$... prostornina pritlične stopniščne konstrukcije, ki učinkuje na obremenitev plošče

$\gamma_{les} = 4,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$... specifična teža lesa (smreka)

$$q_{prs} = \frac{q_s A_{prs}}{2,32 \text{ m}} = 2,21 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \dots \text{koristna linijska obtežba pritlični stopnic}$$

$A_{prs} = 2,56 \text{ m}^2$... površina nastopnih ploskev pritličnih stopnic



Slika 6: Model pritličnih stopnic

Glede na model konstrukcije iz slike 6 je določena obremenitev plošče (R_g in R_q), ki jo povzročata linijski obtežbi g_{ps} in q_{ps} . Ker konstrukcijo podpirata dva lesena nosilca, se predpostavi, da vsak od nosilcev prevzame polovico vsake od obeh obtežb (g_{ps} in q_{ps}):

$$2 R_g = \frac{g_{prs} R}{1 \frac{\text{kN}}{\text{m}}} = \frac{0,31 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 1,16 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}{1 \frac{\text{kN}}{\text{m}}} = 0,36 \text{ kN} \rightarrow R_g = 0,18 \text{ kN}$$

$$2 R_q = \frac{q_{prs} R}{1 \frac{\text{kN}}{\text{m}}} = \frac{2,21 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 1,16 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}{1 \frac{\text{kN}}{\text{m}}} = 2,56 \text{ kN} \rightarrow R_q = 1,28 \text{ kN}$$

4.6 Povzetek obtežb

Preglednica 5: Povzetek ploskovnih obtežb ter pozicije plošč, na katerih delujejo posamezne obtežbe

Ime obtežbe	Pozicije plošč	Točkovna obtežba [kN]	Ploskovna obtežba [$\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$]	Obtežba zaradi stopnic	
				Točkovna obtežba [kN]	Linijska obtežba [$\frac{\text{kN}}{\text{m}}$]
Stalna obtežba 1	2, 3 in 4		1,83		
Stalna obtežba 2	1		1,99		
Stalna obtežba 3	5		1,99	0,18	7,48
Stalna obtežba 4	6, 7 in 8		1,96		
Koristna obtežba 1	1	2,0	2,0 + 0,5 = 2,5		
Koristna obtežba 2	2	2,0	2,0		
Koristna obtežba 3	3	2,0	2,0		
Koristna obtežba 4	4	2,0	2,0		
Koristna obtežba 5	5	2,0	2,0 + 0,5 = 2,5	1,28	2,18
Koristna obtežba 6	6	2,0	2,5		
Koristna obtežba 7	7	20,0	2,5		
Koristna obtežba 8	8	20,0	2,5		

Opomba: Pri koristni obtežbi 1 in koristni obtežbi 5 (preglednica 4) sta ploskovni obtežbi enaki vsoti koristne ploskovne obtežbe kategorije A q_{np} (razdelek 5.3) in ploskovne obtežbe predelnih sten q_{ps} (razdelek 5.4).

5 KROVNI SLOJ BETONA

Krovni sloj je najmanjša oddaljenost površine armature (palice, mreže, stremena) od površine betona in ima funkcijo zaščite armature pred različnimi zunanjimi vplivi, korozijo ter požarom, poleg tega pa zagotavlja tudi boljšo sprijetost armature z betonom [10].

5.1 Določitev krovnega sloja betonske plošče

Razred konstrukcije je določen glede na projektno življenjsko dobo konstrukcije, ki za stavbe in druge običajne konstrukcije znaša 50 let (SIST EN 1990, preglednica 2.1 [1]) – razred konstrukcije S4.

Plošča se nahaja v suhem okolju. Glede na pogoje okolja spada plošča po SIST EN 1992-1-1:2004 [3], preglednici 4.1 v razred oznake XC1 – suho ali trajno mokro okolje.

Priporočene prilagoditve razreda (SIST EN 1992-1-1:2004, preglednica 4.3N [3]):

Glede na oznako razreda XC1 in trdnostnega razreda betona C30/37 znižamo razred konstrukcije na razred S3.

Določitev nazivnega krovnega sloja (c_{nom}):

$$c_{min} = \max \left\{ \begin{array}{c} c_{min,b} \\ c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add} \\ 10 \text{ mm} \end{array} \right\} = 10 \text{ mm}$$

$c_{min,b} = 10 \text{ mm}$... zahtevana najmanjša debelina krovnega sloja glede sprijemnosti (SIST EN 1992-1-1:2004, preglednica 4.2 [3])

$c_{min,dur} = 10 \text{ mm}$... zahtevana najmanjša debelina krovnega sloja glede na trajnost pri jeklih za armiranje za razred konstrukcije S3 in razred izpostavljenosti XC1 (SIST EN 1992-1-1:2004, preglednica 4.4N [3])

$\Delta c_{dur,\gamma} = 0$ (priporočena vrednost) ... dodatni varnostni sloj

$\Delta c_{dur,st} = 0$ (priporočena vrednost) ... zmanjšanje debeline krovnega sloja, če za armiranje uporabljamo nerjavno jeklo

$\Delta c_{dru,add} = 0$ (priporočena vrednost) ... zmanjšanje debeline krovnega sloja pri uporabi dodatne zaščite

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 20 \text{ mm}$$

c_{min} ... najmanjši krovni sloj betona

$\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$ (priporočena vrednost) ... dovoljeno projektno odstopanje

6 LEZENJE IN KRČENJE BETONA

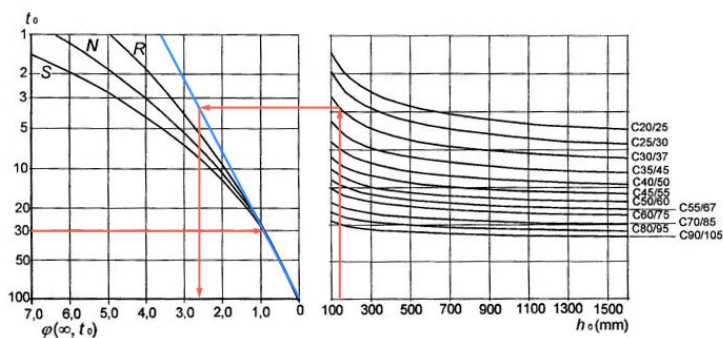
6.1 Lezenje betona

Lezenje je pojav, ko se zaradi dolgotrajne obtežbe deformacije s časom povečujejo. Poglavitni faktorji, ki vplivajo na lezenje betona so: starost betona ob nanosu obtežbe, velikosti napetosti, materialne karakteristike (trdnostni razreda betona), temperatura in vlaga okolja [11].

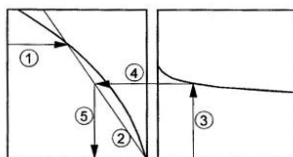
V programu Safe [4] se lezenje betona upošteva pri nelinearni statični analizi s količnikom lezenja $\varphi(\infty, t_0)$, ki se ga določi po SIST EN 1992-1-1: 2005, točka 3.1.4 [3]. Pri tem se upošteva čas nanosa obtežbe $t_0 = 30$ dni, relativno vlažnost zraka $Rh = 50\%$, uporabo normalno vezočega cementa (N) in betona trdnosti C30/37.

$h_0 = \frac{2A_c}{u}$... nazivna velikost prečnega prereza, kjer je A_c ploščina prečnega prereza betona, u pa sušenju izpostavljeni obseg betona

$$h_0 = \frac{2 * 100 * 14 \text{ cm}^2}{200 \text{ cm}} = 14 \text{ cm} = 140 \text{ mm}$$



Slika 7: Določitev količnika lezenja pri $h_0 = 140$ mm, $t_0 = 30$ dni, betona trdnostnega razreda C30/37 in relativni vlažnosti okolja $Rh = 50\%$ [3]



Slika 8: Navodila za odbiranje količnika lezenja [3]

Iz slike 7 je odčitana vrednost količnika lezenja $\rho(\infty, t_0) = 2,6$. Količnik lezenja je določen s postopkom iz slike 8.

6.2 Krčenje betona

Krčenje betona je v SIST EN 1992-1-1: 2005 [3] razdeljeno na krčenje zaradi sušenja in avtogeno krčenje. Avtogeno krčenje je v celoti odvisno od trdnostnega razreda betona. Na deformacijo betona zaradi krčenja vplivajo enaki faktorji kot pri lezenju (razen velikost napetosti) [11].

Podobno kot pri lezenju, program Safe [4] obravnava krčenje betona pri nelinearni statični analizi s končno deformacijo zaradi krčenja $\varepsilon_{cs}(\infty)$, ki je določena glede na SIST EN 1992-1-1: 2005, točka 3.1.4 in dodatek B.2 [3]. Pri tem upoštevamo trdnosti razred betona C30/37, uporabo normalno vezočega cementa (N) in relativno vlažnost $Rh = 50\%$.

$$\varepsilon_{cs}(\infty) = \varepsilon_{cd}(\infty) + \varepsilon_{ca}(\infty) = 0,00053$$

$$\varepsilon_{cd}(\infty) = k_h \varepsilon_{cd,0} = 0,00045 \dots \text{deformacija krčenja zaradi sušenja}$$

$k_h = k_h(h_0) = 0,94 \dots$ koeficient nazivne velikosti prereza, kjer je $h_0 = 140$ mm (razdelek 6.1), in je določen z interpolacijo vrednosti iz SIST EN 1992-1-1: 2005, preglednica 3.3 [3]

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \left((220 + 110 \alpha_{ds,1}) \exp(-\alpha_{ds,2} \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}) \right) 10^{-6} \beta_{Rh} = 0,00048$$

$$\alpha_{ds,1} = \begin{cases} 3; & \text{cement razreda S} \\ 4; & \text{cement razreda N} \\ 6; & \text{cement razreda R} \end{cases} = 4 \dots \text{koeficient odvisen od vrste cementa}$$

$$\alpha_{ds,2} = \begin{cases} 0,13; & \text{cement razreda S} \\ 0,12; & \text{cement razreda N} \\ 0,11; & \text{cement razreda R} \end{cases} = 0,12 \dots \text{koeficient odvisen od vrste cementa}$$

$$f_{cm} = 38 \text{ MPa} \dots \text{srednja tlačna trdnost betona v MPa}$$

$$f_{cm0} = 10 \text{ MPa}$$

$$\beta_{Rh} = 1,55 \left(1 - \left(\frac{Rh}{Rh_0} \right)^3 \right) = 0,19 \dots \text{koeficient odvisen od relativne vlažnosti okolja, kjer je } Rh_0 = 100\%$$

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5 (f_{ck} - 10) 10^{-6} = 0,00005$$

$$f_{ck} = 30 \text{ Mpa} \dots \text{karakteristična tlačna trdnost betona v MPa}$$

7 MEJNA STANJA NOSILNOSTI IN UPORABOSTI

7.1 Mejno stanje nosilnosti

Z mejnim stanjem nosilnosti (MSN) se preverja statično stabilnost in odpornost konstrukcije. Pri dimenzioniranju plošče je odpornost določena preko analize statičnega modela, pri kateri mora veljati, da so projektni vplivi na konstrukcijo (E_d) manjši ali enaki projektni vrednosti odpornosti konstrukcije (R_d). Projektna stanja v MSN so razdeljena v tri skupine [1]:

- 1) Stalno in začasno projektno stanje kombinacije vplivov

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i}$$

- 2) Nezgodna projektno stanje kombinacije vplivov

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + (\Psi_{1,1} \text{ ali } \Psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

- 3) Potresna projektno stanje kombinacije vplivov

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

$G_{k,j}$... karakteristične vrednosti stalnih vplivov

P ... vpliv prednapetja

$Q_{k,1}$... karakteristična vrednost prevladujočega spremenljivega vpliva

$Q_{k,i}$... karakteristične vrednosti neprevladujočih spremenljivih vplivov

A_d ... projektna vrednost nezgodnega vpliva (požar ali trk)

A_{Ed} ... projektna vrednost vpliva potresa

$\gamma_{G,j}$, $\gamma_{Q,1}$, $\gamma_{Q,i}$ in γ_P ... varnostni faktorji za vplive stalnih in spremenljivih vplivov ter vplivov prednapetja (SIST EN 1990: 2004, preglednice A.1.2(A), A.1.2(B) in A.1.2(C))

$\Psi_{0,i}$, $\Psi_{1,1}$, $\Psi_{2,1}$ in $\Psi_{2,i}$... faktorji kombinacijske, pogoste in navidezno stalne vrednosti, ki se razlikujejo glede na kategorijo uporabe (SIST EN 1990: 2004, preglednica A.1.1)

7.2 Mejna stanja uporabnosti

Z mejnimi stanji uporabnosti (MSU) se kontrolira projektno vrednost učinkov vplivov, določenih na podlagi ustrezne kombinacije vplivov. V MSU se izvaja kontrolo napetosti armiranobetonskih

konstrukcij, širino razpok in velikost povosov z upoštevanjem reologije materiala - lezenja in krčenja betona. MSU se deli na tri kombinacije obtežb [1]:

- 1) Karakteristična kombinacija obtežbe

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{k, l} Q_{k,l} + \sum_{i > 1} \Psi_{0,i} Q_{k,i}$$

- 2) Pogosta kombinacija obtežbe

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \Psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

- 3) Navidezno stalna kombinacija obtežbe

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

V zgornjih enačbah so posamezne količine navedene že v razdelku 7.1.

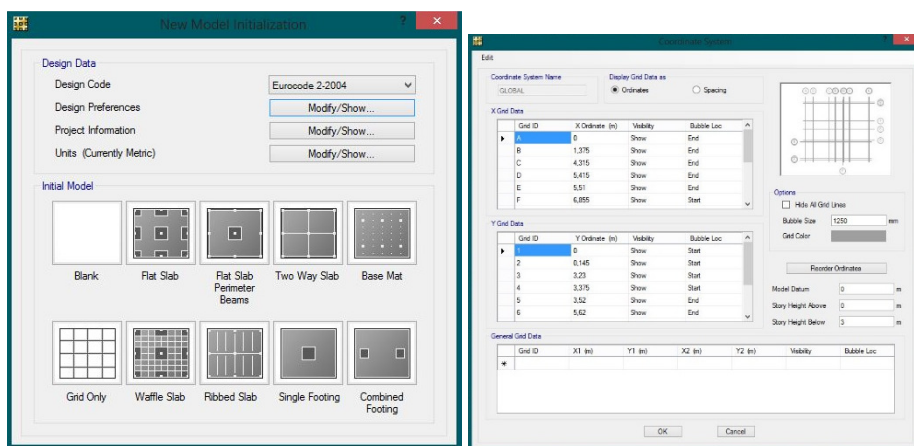
8 PROGRAM SAFE

8.1 Malo o programu Safe

Safe [4] je programsko orodje namenjeno za analizo in dimenzioniranje armiranobetonskih etažnih in temeljnih plošč. Program omogoča uporabniku hiter in učinkovit izris plošč poljubnih oblik (ravna plošča, plošča z rebri, plošča s podpornimi nosilci) z odprtini in različnimi podporami (vzmeti, stebri, stene ali zemljina). Konstrukcija je analizirana z metodo končnih elementov, s katero so določene notranje statične količine in pomiki konstrukcije. S programom je mogoče izrisati natezno in tlačno armaturo ter kable za prednapetje plošče, ki se nato lahko upoštevajo tudi pri izračunu pomikov in razpok konstrukcije. Poleg tega je možno upoštevati reološke faktorje lezenja in krčenja betona, narediti kontrolo proti preboju plošče zaradi podpornih stebrov in analizirati plošče na stebrih po metodi nadomestnih okvirjev [12].

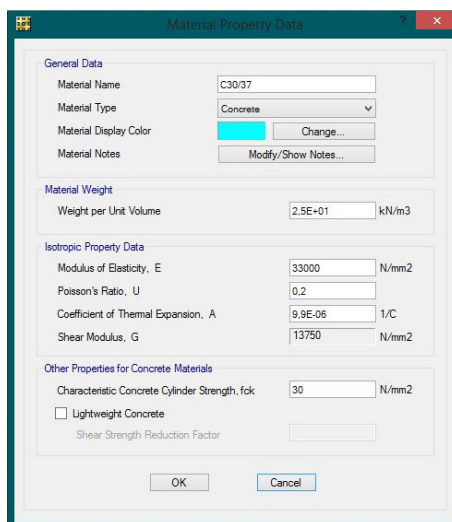
8.2 Izris modela za določitev potrebne armature

Izris modela konstrukcije se začne z ukazom *file>new model*. S tem ukazom nam program odpre okno, v katerem je možno nastaviti standard, po katerem dimenzioniramo dano konstrukcijo, določiti enote in izbrati kakšno od geometrijsko nezahtevnih konstrukcij (slika 9 - levo). V našem primeru nastavimo standard Evrokod 2: 2004, metrične enote in za začetni model izberemo *blank*. Sledi nastavev mreže z ukazom *edit>grid data>add/modify grids* (slika 9 - desno).



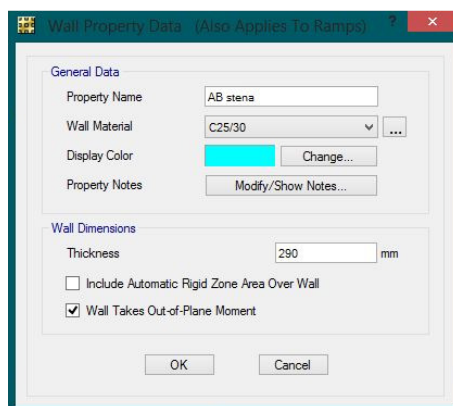
Slika 9: Začetno okno za nastavev potrebnih podatkov za izris in analizo modela (levo) in okno za določitev mreže (desno)

Lastnosti materialov plošče, podpornih sten in armaturnih palic se določijo v meniju *define>materials>add new material...* (slika 10), v katerem se vnesejo materialni podatki iz razdelka 4.1 in 4.2.



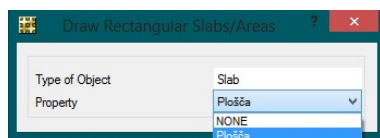
Slika 10: Okno za določitev materialnih karakteristik

Po določitvi materialov se nastavijo še lastnosti konstrukcij plošč (*define>slab properties>add new property*) in sten (*define>wall properties>add new property*). Tu se poleg materiala konstrukcije določi tudi debelino konstrukcijskih elementov. V oknu za določitev lastnosti sten se določi tudi ali je del plošče, ki ga podpira, vpet ali prostoležeče podprt. V primeru, da gre za vpet del plošče odključamo možnost *wall takes out-of-plane moments* (slika 11).



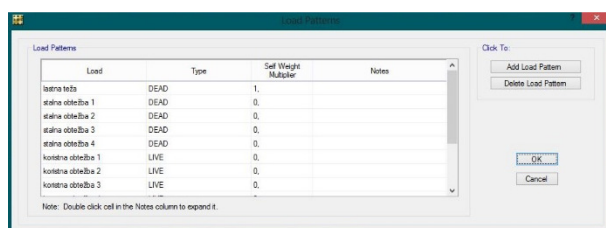
Slika 11: Nastavitve lastnosti stene

Plošče izrišemo z ukazom *draw>draw rectangular slabs/areas*, podpornie stene pa z ukazom *draw>draw walls*. Pri obeh ukazih se odpre okno, v katerem se izbere material plošče oziroma stene (*property*). Odprtine v plošči se izriše z izbiro *property>none* v oknu za izris plošče (slika 12).



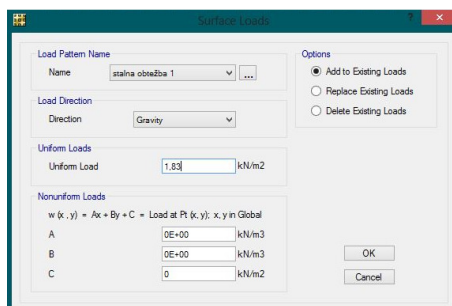
Slika 12: Izris plošče z določitvijo njene lastnosti

Ko imamo konstrukcijo izrisano, jo obtežimo z obtežbo. V meniju *define>load patterns* dodamo posamezne stalne in koristne obtežbe po posameznih poljih poč (slika 13).



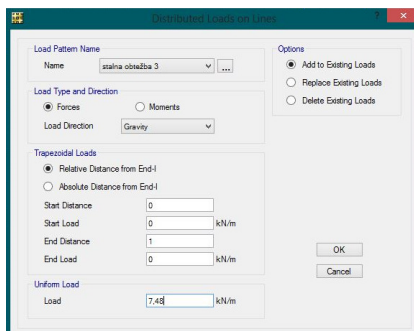
Slika 13: Določitev posameznih obtežb

Z označitvijo polja plošče in ukaza *assign>load data>surface loads* se v odprtem oknu poda velikosti in smeri posameznih ploskovnih obtežb v označenem polju (slika 14).



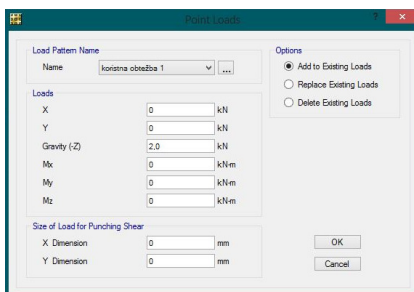
Slika 14: Določitev ploskovne obtežbe

Linijske obtežbe na ploščo definiramo tako, da najprej izrišemo pomožno črto z ukazom *draw>draw beams/lines*, kjer izberemo *property>none*. Z označbo izrisane črte ter z ukazom *assign>load data>distributed loads on lines* definiramo velikosti in smeri linijskih obtežb (slika 15).



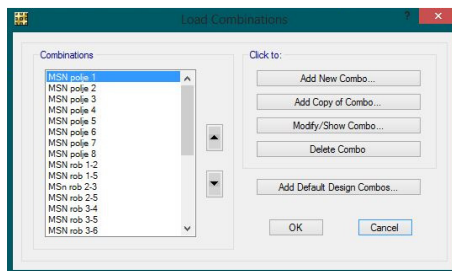
Slika 15: Določitev posamezne linijske obtežbe

Podobno definiramo točkovne obtežbe. Z ukazom *draw>draw points* izrišemo pomožne točke. Z označbo točk in z ukazom *assign >load data>point loads* definiramo velikost in smer točkovne obtežbe (slika 16).



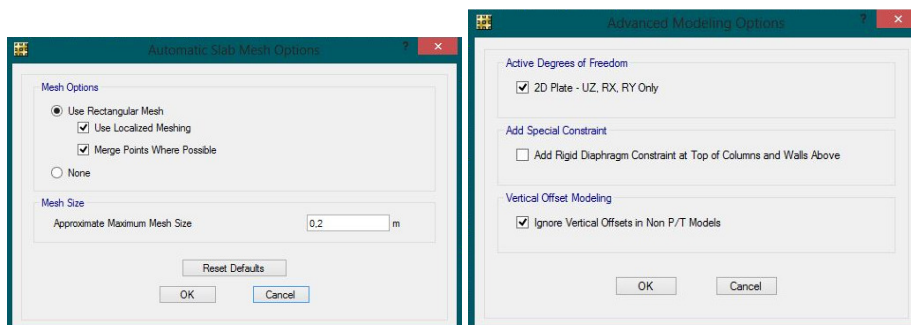
Slika 16: Določitev posamezne točkovne obtežbe

Po definiranih obtežbah se določijo še posamezne kombinacije obtežb MSN in MSU v meniju *define>load combinations* (slika 17).



Slika 17: Določitev kombinacij obtežb

Pred začetkom analize izrisanega modela se nastavi največje velikost končnih elementov v meniju *run>automatic slab mesh options* (slika 18 – levo) in prostostne stopnje modela v meniju *run>advanced modeling options* (slika 18 desno) – v našem primeru gre za ravno ploščo, zato obkljukamo možnost *2D plate – UZ, RX, RY only*.



Slika 18: Določitev velikosti končnih elementov plošče (levo) in prostostnih stopenj modela (desno)

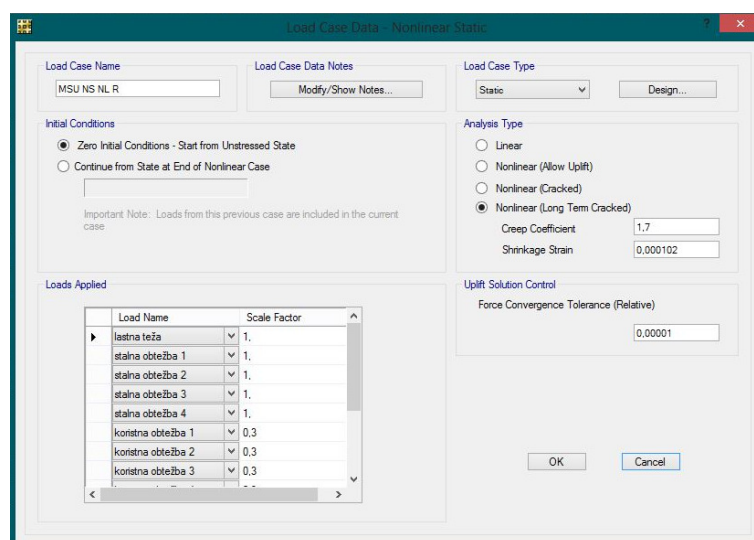
Analiza modela pričnemo z ukazom *run>run analysis*.

8.3 Upoštevanje vplivov lezenja in krčenja

Vpliv lezenja in krčenja program Safe [4] upošteva pri nelinearni analizi preko količnika lezenja $\varphi(\infty, t_0)$ in končne deformacije krčenja $\varepsilon_{cs}(\infty)$ – obravnavana v razdelkih 6.1 in 6.2. Nelinearna analiza se nastavi preko ukaza *define>load cases>add new case* (slika 19), kjer se pod *analysis type* označi ena od treh možnosti nelinearnih analiz – *nonlinear (allow uplift)*, *nolinear (cracked)* ali *nonlinear (long term cracked)*. Pri tem je možnost *nonlinear (allow uplift)* mišljena za analizo temeljnih plošč – analiza poteka iterativno, tako da s posameznimi iteracijami odstrani podpore, ki preprečujejo dvig konstrukcije. Možnosti *nolinear (cracked)* in *nonlinear (long term cracked)* ravno tako pri analizi rešujeta problem iterativno. Med seboj se razlikujeta po tem, da analiza z *nonlinear (long term*

cracked) upošteva tudi vpliv faktorjev lezenja in krčenja - $\varphi(\infty, t_0)$ in $\varepsilon_{cs}(\infty)$. Obe analizi temeljita na izračunu efektivne togosti plošč in nosilcev. Izračun efektivne togosti se izvede na sledeč način [12]:

- Analiza konstrukcije po elastični analizi
- Definiranje količine in pozicije armature z metodo končnih elementov, v primeru da še ni bila določena s strani uporabnika programa
- Za vsak končni element se izračuna moment, pri katerem nastane prva razpoka, vztrajnostne momente razpokanega prereza in vztrajnostne momente spodnje in zgornje armature
- Izračun razmerja med efektivno togostjo in togostjo bruto prereza plošč in nosilcev
- Ponovna analiza konstrukcije z uporabo efektivnih togosti



Slika 19: Določitev vrste analize (statična/dinamična, linearna/nelinearna)

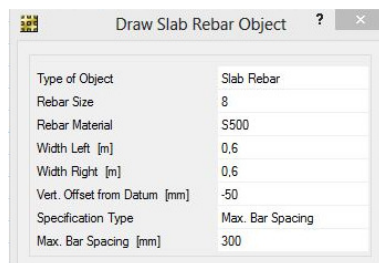
8.4 Določitev armature za analizo razpokanih prerezov

Količino armature, ki jo program Safe [4] upošteva pri analizi razpokanih prerezov, se določi v meniju *run>cracking analysis options*, kjer se lahko izbere eno od naslednjih možnosti:

1) *User specified rebar*:

Pri izbiri *user specified rebar* je potrebno armaturo, ki se upošteva pri analizi razpokanih prerezov, izrisati z ukazom *draw>draw slab rebar*. Pred tem se predhodno določiti material z njegovimi karakteristikami in velikosti armaturnih palic. Material se določi v meniju *define>materials>add new material*, velikosti palic pa v *define>reinforcing bar sizes*. Z ukazom *draw slab rebar* se odpre okno (slika 21), v katerega vnesemo podatke o materialu in

velikosti palice, največjem razmaku med posameznimi palicami ali število palic na določeni širini in globino glede na zgornjo površino plošče – datum.



Slika 20: Okno za izris armaturnih palice (desno)

2) *From finite element based design:*

Program Safe [4] pri izbiri *from finite element based design* določi količino armature za analizo razpokanih prerezov glede na analizo po metodi končnih elementov in kombinacij obtežb določenih v meniju *design>design combos*. Podatke o legi armature in materialu armature se določi v meniju *design>design preferences*.

3) *Quick tension rebar specification:*

Pri izbiri *quick tension rebar specification* se količina zgornje in spodnje armature za analizo razpokanih prerezov določi s premerom palic armature, ki se jih predhodno določi z ukazom *define>reinforcing bar sizes*, in razmikom med posameznimi armaturnimi palicami.

Za določitev količine armature se je izbrala možnost 2).

9 ARMATURA PLOŠČE

9.1 Največji in najmanjši prerez armature

Po standardu SIST EN 1992-1-1: 2005, točka 9.2 [3], je določena največja in najmanjša količina natezne armature v glavni smeri in sicer:

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \geq 0,0013 b_t d$$

$$A_{s,max} = 0,04 A_c = 0,04 * 18 \text{ cm} * 100 \frac{\text{cm}}{\text{m}} = 72 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$A_{s,min}$... najmanjši prerez natezne armature na meter dolžine plošče

$b_t = 100 \frac{\text{cm}}{\text{m}}$... širina natezne cone plošče

d ... statična višina prereza plošče

$A_{s,max}$... največji prerez natezne armature na meter dolžine plošče

A_c ... betonski prerez plošče na meter dolžine

Statični višini armature v smeri x (d_x) in y (d_y) sta določeni iz naslednjih pogojev:

$$d_x \leq h_{pl} - c_{nom} - \frac{\phi}{2} - \phi = 18 \text{ cm} - 2 \text{ cm} - \frac{1 \text{ cm}}{2} - 1 \text{ cm} = 14,5 \text{ cm}$$

$$d_y \leq h_{pl} - c_{nom} - \frac{\phi}{2} = 18 \text{ cm} - 2 \text{ cm} - \frac{1 \text{ cm}}{2} = 15,5 \text{ cm}$$

Na podlagi zgornjih dveh enačb izberemo statični višini d_x in d_y :

$$d_x = 14 \text{ cm}$$

$$d_y = 15 \text{ cm}$$

Izbrani statični višini veljata za zgornjo in spodnjo armaturo, kar pomeni, da je armatura v smeri y bližje zgornjemu in spodnjemu robu plošče.

Najmanjši prerez armature $A_{s,min}$:

$$A_{s,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d_x = 2,11 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \geq 0,0013 b_t d_x = 1,82 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \\ 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d_y = 2,26 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \geq 0,0013 b_t d_y = 1,95 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \end{array} \right\} = 2,26 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

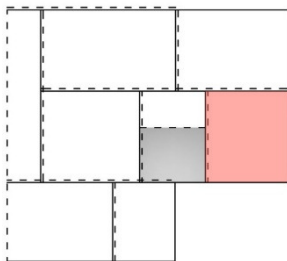
Medsebojna oddaljenost palic (a_{min}) je po SIST EN 1992-1-1:2005, točka 8.2 [3], odločena sledeče:

$$a_{min} = \max \left\{ \begin{array}{l} \phi = 10 \text{ mm} \\ d_g + 5 \text{ mm} = 37 \text{ mm} \\ 20 \text{ mm} \end{array} \right\} = 37 \text{ mm}$$

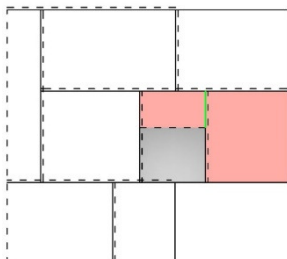
d_g ... premer največjega zrna agregata

9.2 Dimenzioniranje potrebne natezne armature

Potrebna armatura se določi z linearno statično analizo glede na kombinacije obtežb za stalno in začasno projektno stanje MSN. Pri tem smo za največje momente v polju plošč upoštevali neugodni vpliv le koristne obtežbe obravnavane pozicije plošče (slika 21), za absolutno največje momente nad podpornimi stenami pa koristni obtežbi pozicij plošč, kateri se stikata nad obravnavno podporno steno (slika 22).



Slika 21: Primer obravnavanega polja plošče – pozicija 1 - z območjem, kjer je takrat neugodni vpliv koristne obtežbe različen od nič (obarvano rdeče)



Slika 22: Primer obravnavanega območja nad podporo – pozicija 1-5 - z območjem, kjer je takrat neugodni vpliv koristne obtežbe različen od nič (obarvano rdeče)

Prikaz razporeditve momentov v programu Safe [4] se izvede z ukazom $display>show\ slab\ forces/stresses$, kjer se določi izbere kombinacijsko obtežbo in momente, ki jih želimo prikazati. Iz odčitanih momentov se s pomočjo Wood – Armerjevega algoritma [13] iz preglednice 6 določi projektne momente (m_x^{sp} , m_y^{sp} , m_x^{zg} in m_y^{zg}), s katerimi se po sledečih enačbah izračuna potrebne prezez armature (a_x^{sp} , a_y^{sp} , a_x^{zg} in a_y^{zg}):

$$k_{d,i}^j = \frac{m_i^j}{\frac{f_{ck}}{\gamma_c} d_i^2}$$

$$k_{s,i}^j = k_{s,i}^j(k_{d,i}^j)$$

$$a_i^j = k_{s,i}^j \frac{100 m_i^j}{\frac{f_{yk}}{\gamma_s} d_i}$$

$$i \in \{x, y\}, j \in \{sp, zg\}$$

Pri tem je $k_{d,i}^j$ koeficient upogibne nosilnosti betonskega prereza, glede katerega se iz priloge B razbere $k_{s,i}^j$ (koeficient natezne armature). Koeficienta $k_{d,i}^j$ in $k_{s,i}^j$ sta brezdimenzionalna, prezez potrebne armature ima enote $\frac{cm^2}{m}$, momenti pa $\frac{kNm}{m}$. Odčitani momenti iz programa Safe [4] so v preglednici 7.

Preglednica 6: Wood – Armerjev algoritem za določitev projektnih momentov m_x^{sp} , m_y^{sp} , m_x^{zg} in m_y^{zg} [13]

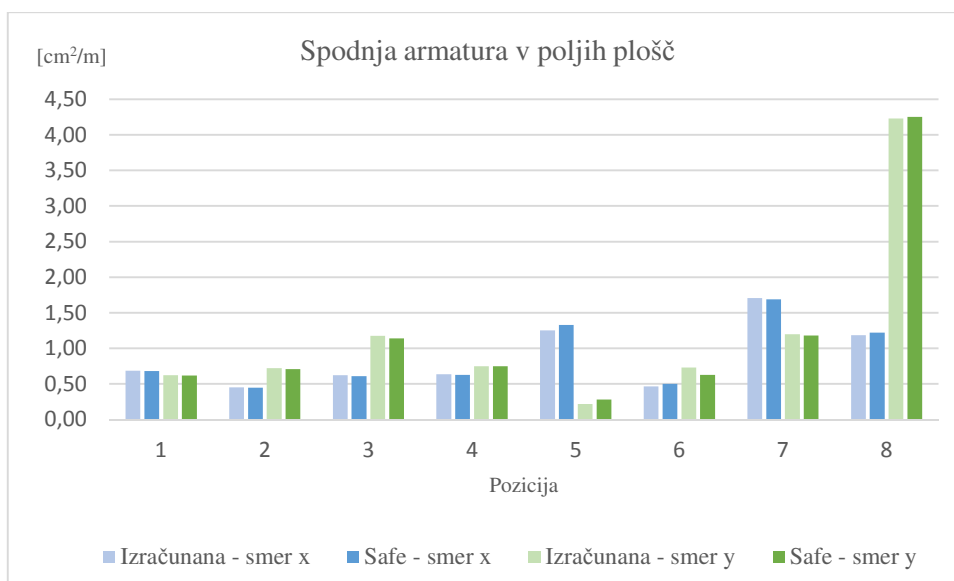
	Pogoj	m_x^j	m_y^j
$j = sp$	$\frac{m_{xx}}{ m_{xy} } \geq -1$ in $\frac{m_{yy}}{ m_{xy} } \geq -1$	$m_{xx} + m_{xy} $	$m_{yy} + m_{xy} $
	$\frac{m_{xx}}{ m_{xy} } < -1$ in $m_{yy} - \frac{m_{xy}^2}{m_{xx}} > 0$	0	$m_{yy} - \frac{m_{xy}^2}{m_{xx}}$
	$\frac{m_{yy}}{ m_{xy} } < -1$ in $m_{xx} - \frac{m_{xy}^2}{m_{yy}} > 0$	$m_{xx} - \frac{m_{xy}^2}{m_{yy}}$	0
	Ni izpolnjen nobeden od zgornjih treh pogojev	0	0
$j = zg$	$\frac{m_{xx}}{ m_{xy} } \leq 1$ in $\frac{m_{yy}}{ m_{xy} } \leq 1$	$m_{xx} - m_{xy} $	$m_{yy} - m_{xy} $
	$\frac{m_{xx}}{ m_{xy} } > 1$ in $m_{yy} - \frac{m_{xy}^2}{m_{xx}} < 0$	0	$m_{yy} - \frac{m_{xy}^2}{m_{xx}}$
	$\frac{m_{yy}}{ m_{xy} } > 1$ in $m_{xx} - \frac{m_{xy}^2}{m_{yy}} < 0$	$m_{xx} - \frac{m_{xy}^2}{m_{yy}}$	0
	Ni izpolnjen nobeden od zgornjih treh pogojev	0	0

Preglednica 7: Maksimalni momenti plošč v polju in minimalni momenti nad posameznimi podpornimi stenami in na vpetih robovih plošč, projektni momenti po algoritmu Wood – Armerja [13] in potrebna količina natezne armature

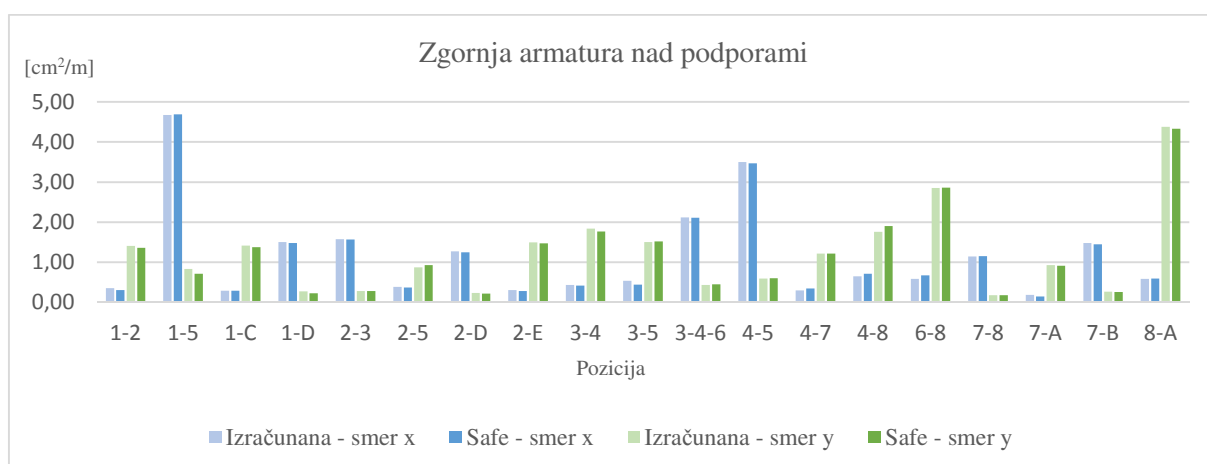
Pozicija	m_{xx}	m_{yy}	m_{xy}	m_x^{sp}	m_y^{sp}	m_x^{zg}	m_y^{zg}	a_x^{sp}	a_y^{sp}	a_x^{zg}	a_y^{zg}
1	3,9	3,8	-0,2	4,1	4,0	0,0	0,0	0,69	0,62	0,00	0,00
2	2,7	4,6	0,0	2,7	4,6	0,0	0,0	0,45	0,72	0,00	0,00
3	3,7	7,4	0,0	3,7	7,4	0,0	0,0	0,62	1,18	0,00	0,00
4	3,7	4,7	0,1	3,8	4,8	0,0	0,0	0,63	0,75	0,00	0,00
5	7,0	1,0	-0,4	7,4	1,4	0,0	0,0	1,25	0,22	0,00	0,00
6	0,1	2,0	-2,7	2,8	4,7	-2,6	-0,7	0,47	0,73	0,43	0,11
7	10,0	7,5	-0,1	10,1	7,6	0,0	0,0	1,71	1,20	0,00	0,00
8	3,4	22,7	3,6	7,0	26,3	0,0	0,0	1,19	4,23	0,00	0,00
1-2	-1,6	-8,4	0,5	0,0	0,0	-2,1	-8,9	0,00	0,00	0,35	1,41
1-5	-24,0	-2,2	3,1	0,0	0,0	-27,1	-5,3	0,00	0,00	4,67	0,83
1-C	-1,7	-8,9	0,0	0,0	0,0	-1,7	-8,9	0,00	0,00	0,29	1,42
1-D	-8,8	-1,7	0,1	0,0	0,0	-8,9	-1,8	0,00	0,00	1,50	0,27
2-3	-9,1	-1,6	0,2	0,0	0,0	-9,3	-1,8	0,00	0,00	1,58	0,28
2-5	-1,0	-4,3	-1,3	0,0	0,0	-2,3	-5,6	0,00	0,00	0,38	0,88
2-D	-7,4	-1,4	0,1	0,0	0,0	-7,5	-1,5	0,00	0,00	1,27	0,23
2-E	-1,8	-9,4	0,0	0,0	0,0	-1,8	-9,4	0,00	0,00	0,30	1,49
3-4	-2,1	-11,1	-0,5	0,0	0,0	-2,6	-11,6	0,00	0,00	0,43	1,84
3-5	-2,0	-8,3	1,2	0,0	0,0	-3,2	-9,5	0,00	0,00	0,53	1,50
3-4-6	-12,2	-2,5	0,3	0,0	0,0	-12,5	-2,8	0,00	0,00	2,12	0,44
4-5	-17,7	-1,2	-2,6	0,0	0,0	-20,3	-3,8	0,00	0,00	3,50	0,59
4-7	-1,1	-7,0	0,7	0,0	0,0	-1,8	-7,7	0,00	0,00	0,30	1,22
4-8	-2,3	-9,5	-1,6	0,0	0,0	-3,9	-11,1	0,00	0,00	0,65	1,76
6-8	-1,8	-16,2	-1,7	0,0	0,0	-3,5	-17,9	0,00	0,00	0,58	2,85
7-8	-6,7	-1,1	0,0	0,0	0,0	-6,7	-1,1	0,00	0,00	1,14	0,18
7-A	-1,0	-5,8	-0,1	0,0	0,0	-1,1	-5,9	0,00	0,00	0,18	0,93
7-B	-8,6	-1,6	0,1	0,0	0,0	-8,7	-1,7	0,00	0,00	1,48	0,27
8-A	-3,1	-26,8	0,4	0,0	0,0	-3,5	-27,2	0,00	0,00	0,58	4,38

V preglednici 7 so momenti v $\frac{\text{kNm}}{\text{m}}$, potrebna armatura pa v $\frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$. Pripadajoče vrednosti $k_{d,i}^j$ in $k_{s,i}^j$ ($i \in \{x, y\}, j \in \{sp, zg\}$) so priložen v prilogi C.

V nadaljevanju sta na slikah 23 in 24 primerjani količina izračunane potrebne armature (preglednica 7) in količina potrebne armature določena v programu Safe [4], ki je izračunana z metodo končnih elementov. Količino potrebne armature se prikaže z ukazom `display>show slab design`.



Slika 23: Primerjava izračunane količine spodnje potrebne armature in količine spodnje potrebne armature določene s programom Safe [4]



Slika 24: Primerjava izračunane količine spodnje armature in količine spodnje armature določene s programom Safe [4]

Kot je razvidno iz slik 23 in 24 so rezultati primerjanih količin armature med seboj podobni. Odstopanje je opazno na mestu odprtine v plošči pri pozicijah 1-5 in 4-5. Vrednosti količine potrebne armature določene v programu Safe [4] so razvidne iz slik 27 in 28.

9.3 Sidranje armature in stikovanje armature s prekrivanjem

Sidranje armature je navedeno v SIST EN 1992-1-1:2005, točka 8.4 [3], stikovanje armature s prekrivanjem pa SIST EN 1992-1-1:2005, točka 8.7 [3]. Sidranje mora zagotavljati prenos sil iz armature na beton, prekrivanje armature pa prenos sil iz ene armature na drugo. Pri tem v okolici sidranja in prekrivanja ne sme priti do cepljenja betona ali nastajanja razpok, ki bi poslabšale lastnosti konstrukcije. Projektne sidrne dolžine (l_{bd}) in dolžine prekrivanja palic (l_0) so odvisne od osnovne sidrne dolžine ($l_{b,rqd}$) in sicer:

$$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_6 l_{b,rqd} \geq l_{b,min} = \max \begin{cases} 0,3 l_{b,rqd} \\ 10 \phi \\ 100 \text{ mm} \end{cases}$$

$$l_0 = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_5 \alpha_6 l_{b,rqd} \geq l_{b,min} = \max \begin{cases} 0,3 \alpha_6 l_{b,rqd} \\ 15 \phi \\ 200 \text{ mm} \end{cases}$$

Pri tem so koeficienti α_1 , α_2 , α_3 , α_4 , α_5 in α_6 odvisni od oblike palic (ravne, krivljene), krovnega sloja, objetja s privarjeno armaturo in z neprivarjeno armaturo, objetja s prečnimi tlaki in celotnega prereza armature znotraj določenega območja. Za poenostavitev so izbrane najbolj neugodne vrednosti koeficientov in sicer $\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_3 = \alpha_4 = \alpha_5 = \alpha_6 = 1$.

Preglednica 8: Projektna sidrna dolžina l_{bd} in dolžina prekrivanja palic l_0

	ϕ [mm]	Sidranje armature		Stikovanje armature s prekrivanjem		
		l_{bd} [cm]	$l_{b,min}$ [cm]	l_0 [cm]	$l_{0,min}$ [cm]	
Trdnostni razred betona	C30/37	6	22	10	22	20
		7	25	10	25	20
		8	29	10	29	20
		9	33	10	33	20
	C25/30	6	24	10		
		7	28	10		
		8	32	10		
		9	36	10,8		

Izračunane projektne sidrne dolžine (l_{bd}) in dolžine prekrivanja palic (l_0) so podane v preglednici 8. Vrednosti osnovnih sidrnih dolžin ($l_{b,rqd}$) za izračun projektnih sidrnih dolžin in dolžin prekrivanja

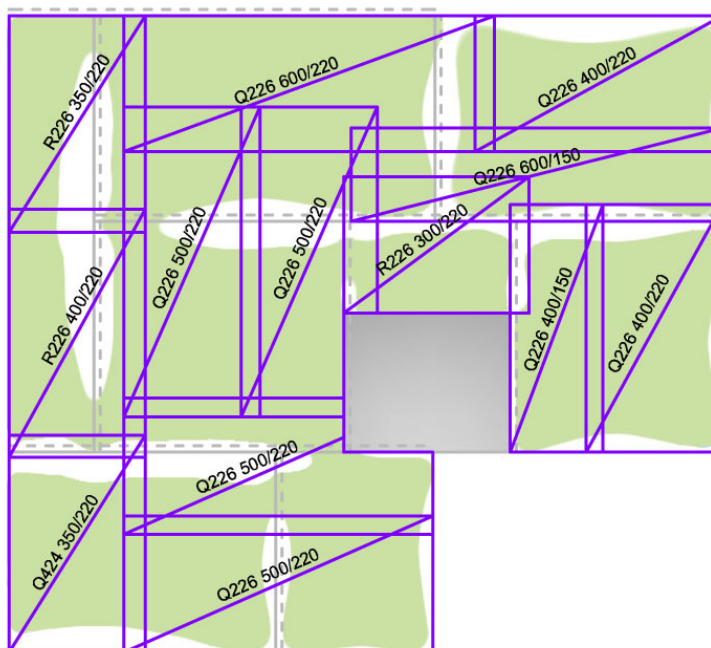
palic so povzete iz Priročnika za projektiranje gradbenih konstrukcij po evrokod standardih, preglednica 2-20 [11]. Zaradi sidranja armature na vpetih robovih v armiranobetonske stene (C25/30) je obravnavano tudi sidranje za beton trdnosti C25/30.

9.4 Armaturni načrt natezne armature plošče

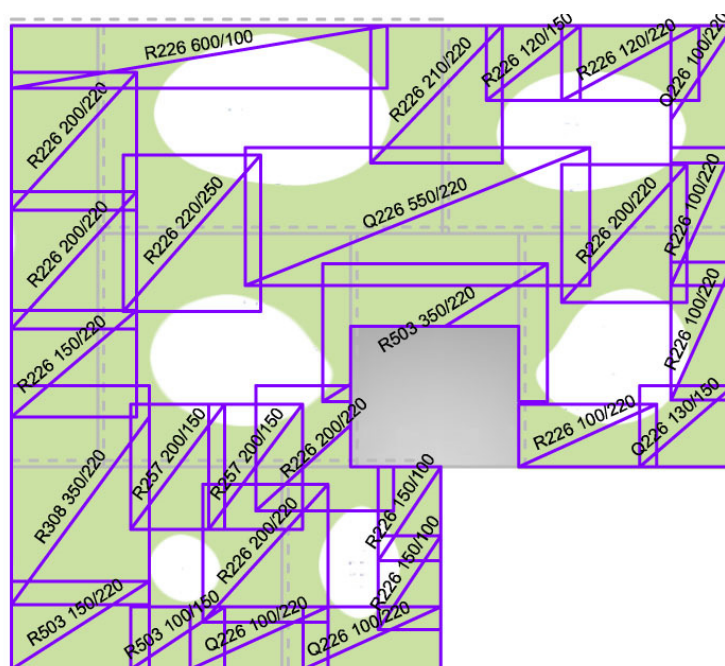
Armaturni načrti spodnje (slika 25) in zgornje potrebne natezne armature (slika 26) so določeni glede na izračunane potrebne količine armature (razdelek 9.2), največje in najmanjše količine natezne armature (razdelek 9.1) ter sidranja in stikovanja armature (razdelek 9.3). Podatki o izbranih armaturnih mrežah so razvidni v preglednici 9. V praksi bi izbrali za vso armaturo plošče samo nekaj (2 ali 3) tipov mrež.

Preglednica 9: Podatki o izbranih armaturnih mrežah

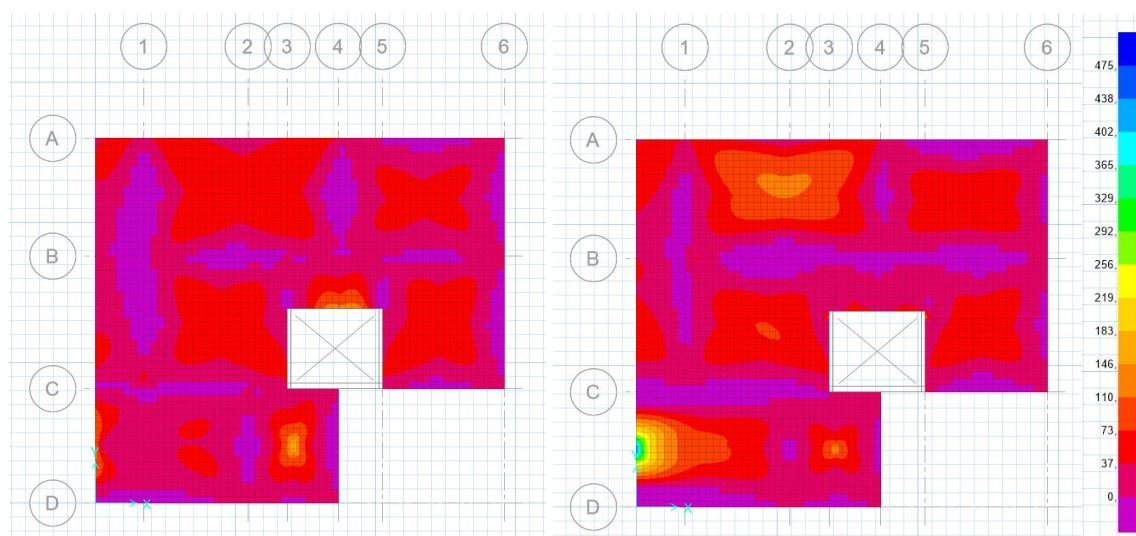
Mreža	$\phi_{vzdolžno}$ [mm]	$\phi_{prečno}$ [mm]	$r_{vzdolžno}$ [cm]	$r_{prečno}$ [cm]	$a_{vzdolžno}$ $\left[\frac{\text{cm}^2}{\text{m}}\right]$	$a_{prečno}$ $\left[\frac{\text{cm}^2}{\text{m}}\right]$
R226	6	4,2	12,5	25	2,26	0,55
R257	7	5	15	25	2,57	0,79
R308	7	5	12,5	25	3,08	0,79
R503	8	6	10	25	5,03	1,13
Q226	6	6	12,5	12,5	2,26	2,26
Q424	9	9	15	15	4,24	4,24



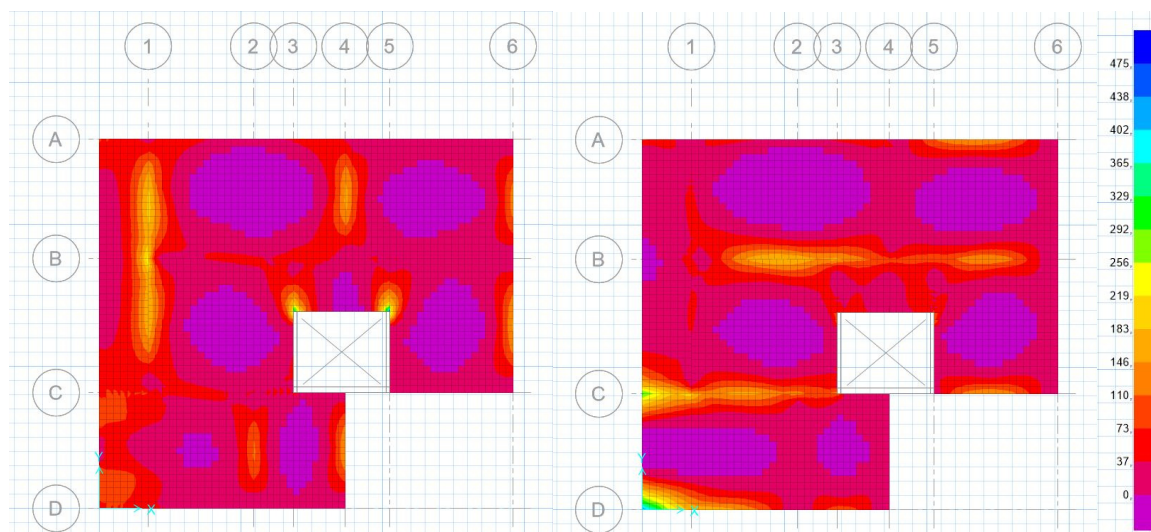
Slika 25: Armaturni načrt spodnje armature in območja (obarvana zeleno), kjer pri obtežbi MSN pride do nategov na spodnjem robu



Slika 26: Armaturni načrt zgornje armature in območja (obarvana zeleno), kjer pri obtežbi MSN pride do nategov na zgornjem robu



Slika 27: Potrebna spodnja armatura v smeri x (levo) in smeri y (desno) v programu Safe [4] v $\frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$



Slika 28: Potrebna zgornja armatura v smeri x (levo) in smeri y (desno) v programu Safe [4] v $\frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$

9.5 Dimenzioniranje potrebne strižne armature

Glede na SIST EN 1992-1-1: 2005, točka 9.3.2 [3], mora debelina plošče, pri kateri se uporabi strižna armatura, znašati najmanj 200 mm. V našem primeru je plošča debeline 180 mm, zato preverimo strižno nosilnost betonskega prereza pri čistem upogibu iz SIST EN 1992-1-1: 2005, točka 6.2 [3]:

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} b_w d = 58210 \frac{\text{N}}{\text{m}} \geq v_{min} b_w d = 78300 \frac{\text{N}}{\text{m}} \rightarrow V_{Rd,c} = 78,3 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \dots \text{strižna}$$

odpornost betonskega prereza

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12 \dots \text{reducirana natezna trdnost betona}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d [\text{mm}]}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{145}} = 2,17 \leq 2 \rightarrow k = 2 \dots \text{koeficient višine prereza}$$

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{lx} \rho_{ly}} = \sqrt{0,00161 * 0,00151} = 0,00156 \leq 0,02 \dots \text{delež ustrezno zasidrane vzdolžne armature}$$

$$\rho_{lx} = \frac{A_{sl}}{b_w d_x} = \frac{226 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}}{1000 * 140 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}} = 0,00161$$

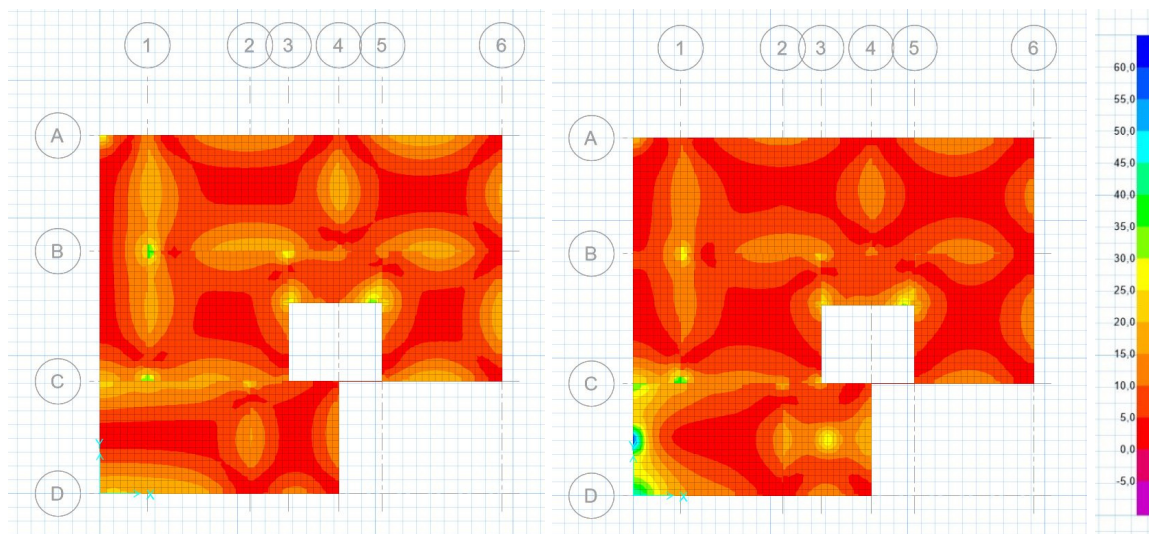
$$\rho_{ly} = \frac{A_{sl}}{b_w d_y} = \frac{226 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}}{1000 * 150 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}} = 0,00151$$

$$b_w = 1000 \frac{\text{mm}}{\text{m}} \dots \text{najmanjša širina med natezno armaturo in nevtralno osjo}$$

$$d = \frac{d_x + d_y}{2} = \frac{140 \text{ mm} + 150 \text{ mm}}{2} = 145 \text{ mm} \dots \text{srednja vrednost statičnih višin}$$

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa} \dots \text{tlačna trdnost betona}$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0,035 * 2^{3/2} * 30^{1/2} \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 0,54 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$



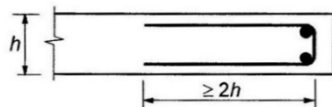
Slika 29: Prečne sile q_{max} v plošči pri obtežbi MSN v $\frac{\text{kN}}{\text{m}}$ – levo za enakomerno porazdeljeno obtežbo in desno za koncentrirano točkovno obtežbo

Največja prečna sila (q_{max}) pri enakomerno porazdeljeni obtežbi znaša $39,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ (slika 29 – levo), pri koncentrirani obtežbi pa $57,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ (slika 29 – desno). Ker je strižna obremenitev manjša od strižne odpornosti betonskega prereza $V_{Rd,c} = 78,3 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$, je pogoj strižne odpornosti izpolnjen. Prečna sila q_{max} je programu Safe [4] definirana z naslednjo enačbo:

$$q_{max} = \sqrt{q_{xz}^2 + q_{yz}^2}$$

9.6 Armatura ob prostih robovih

Po SIST EN 1992-1-1: 2005, točka 9.3.1.4 [3], je ploščo potrebno armirati na prostih nepodprtih robovih z vzdolžno in prečno armaturo, ki se namesti kot je prikazano na sliki 30. Pri tem se razpoložljiva armatura lahko šteje tudi v robno natezno armaturo.



Slika 30: Robna armatura plošče

10 KONTROLE MEJNEGA STANJA UPORABNOSTI

10.1 Omejitve povosov in širine razpok

Povesi plošč so po standardu SIST EN 1992-1-1: 2005, točka 7.4 [3], omejeni glede na razpetino plošče in sicer mora biti poves pod vplivom navidezno stalne kombinacije obtežb manjši od $\frac{1}{250}$ krajše razpetine plošče, v nasprotnem primeru se videz in splošna uporabnost konstrukcije poslabšata. Po končani gradnji vrednosti povosov konstrukcije ne smejo presežati $\frac{1}{500}$ krajše razpetine plošče.

Širine razpok so omejene po SIST EN 1992-1-1: 2005, preglednica 7.1N [3], glede na razred izpostavljenosti betona in glede na armiranje elementov s prednapeto in mehko armaturo (preglednica 9).

Preglednica 10: Največje širine razpok (w_{max}) v mm glede razreda izpostavljenosti betona in vrste armiranja betonskega elementa iz SIST EN 1992-1-1: 2005, preglednica 7.1N [3]

Razred izpostavljenosti	Armiranobetonski elementi in prednapeti betonski elementi z nepovezanimi kabli	Prednapeti betonski elementi s povezanimi kabli
	Navidezno stalna kombinacija obtežbe	Pogosta kombinacija obtežbe
X0, XC1	0,4	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2
XD1, XD2, XS1, XS2, XS3		Dekompresija

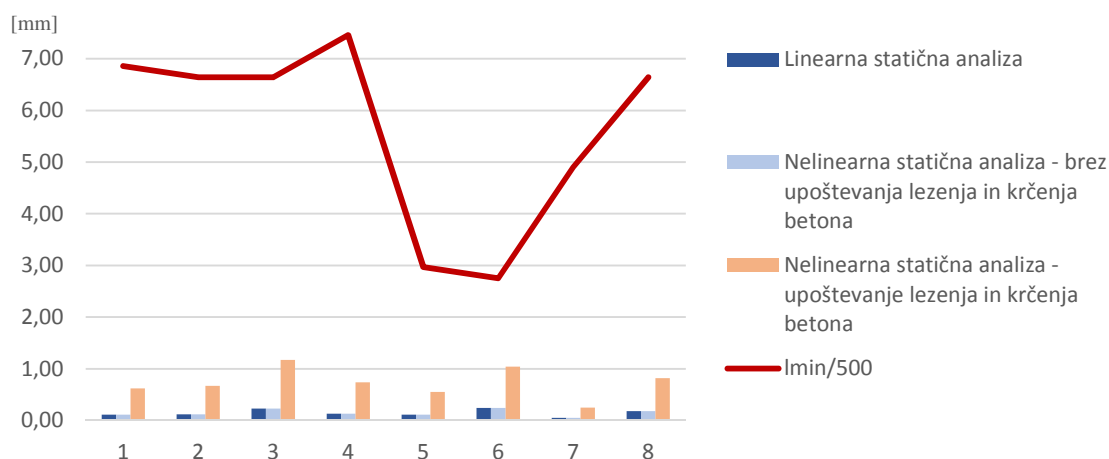
V našem primeru imamo beton razreda izpostavljenosti XC1 in betonske elemente brez prednapete armature. Kot je razvidno iz preglednice 10, je za obravnavano ploščo največja dovoljena širina razpok $w_{max} = 0,4$ mm in se kontrolira za navidezno stalno kombinacijo obtežbe.

10.2 Kontrola povosov

Prikaz povosov v programu Safe [4] izvede z ukazom `display>show deformed shape`, kjer se določi obtežbeni primer. Pri tem je bila upoštevana armatura določena po metodi končnih elementov (razdelek 8.4).

Preglednica 11: Primerjava največjih povesov po posameznih poljih plošč s tremi različnimi analizami glede na največji dovoljeni poves v MSU

Pozicija	Linearna statična analiza [mm]	Nelinearna statična analiza - brez upoštevanja lezenja in krčenja betona [mm]	Nelinearna statična analiza - upoštevanje lezenja in krčenja betona [mm]	$\frac{l_{min}}{500}$ [mm]
1	0,11	0,11	0,62	6,86
2	0,12	0,12	0,67	6,64
3	0,23	0,23	1,17	6,64
4	0,13	0,13	0,74	7,46
5	0,11	0,11	0,55	2,97
6	0,24	0,24	1,04	2,75
7	0,05	0,05	0,25	4,9
8	0,18	0,18	0,82	6,64

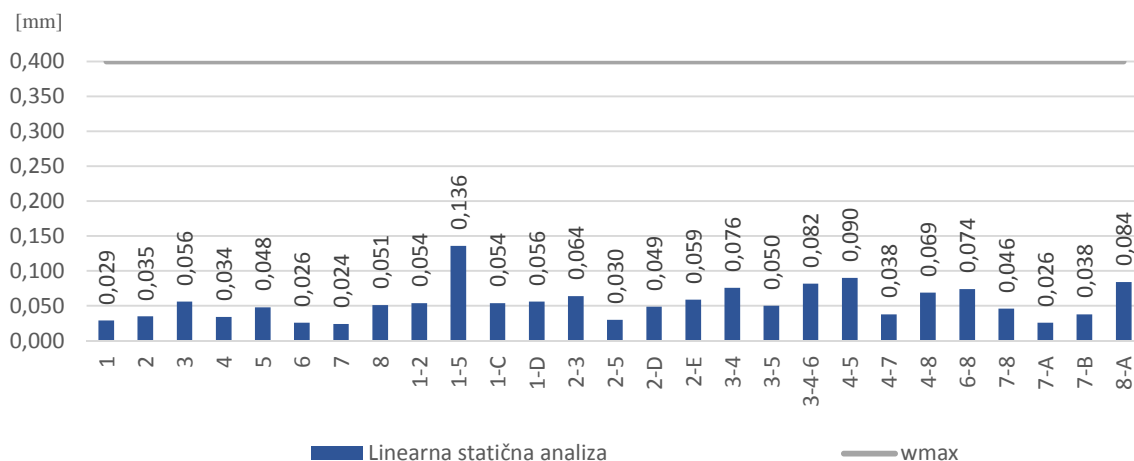


Slika 31: Grafični prikaz povesov iz preglednice 11

Iz preglednice 11 in iz slike 31 je razvidno, da so pomiki vseh treh analiz znotraj mej največjega dovoljenega pomika po MSU. Pri tem vidimo, da se linearna statična in nelinearna statična analiza brez upoštevanja lezenja in krčenja betona med seboj glede pomikov ne razlikujeta. Iz tega sklepamo, da zaradi majhne obremenitve plošče pri nelinearni statični analizi ne nastanejo razpoke, zaradi katerih bi bila togost prereza manjša od togosti linearne statične analize. Večje odstopanje je opazno pri nelinearno statični analizi z upoštevanjem lezenja in krčenja, kjer so pomiki opazno večji. Iz primerjav obeh nelinearnih analiz z linearno analizo vidimo, da je vpliv lezenja in krčenja na velikost končnih pomikov pomemben faktor glede računanja povesov.

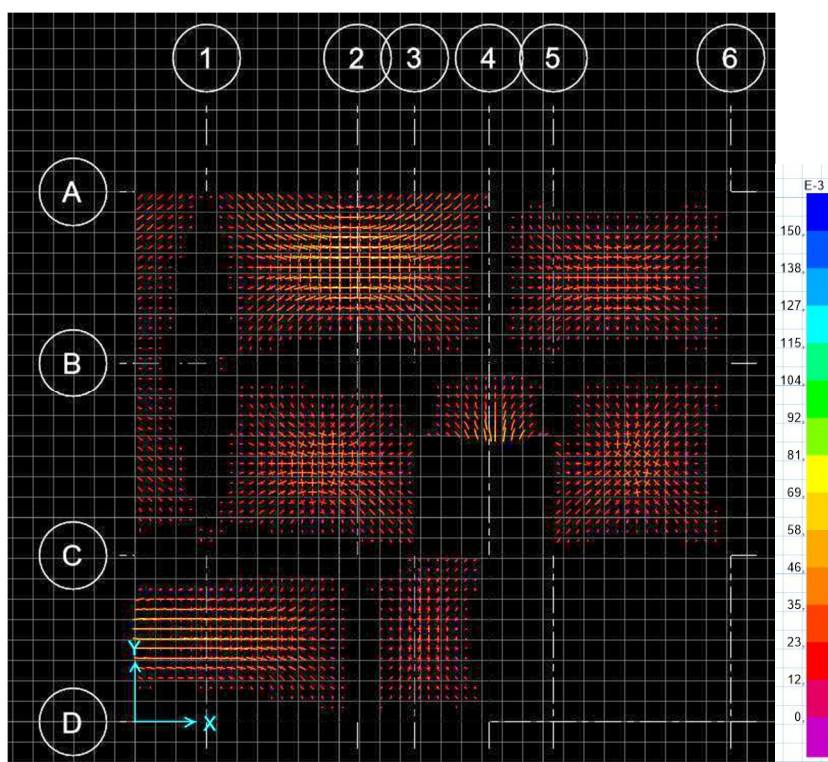
10.3 Kontrola širine razpok

Širino razpok se v programu Safe [4] prikaže z ukazom *display>show crack widths*. Širina razpok se preverja v MSU glede na kombinacijo obtežbe iz preglednice 10 – v tem primeru preverjamo širino razpok pri navidezno stalni kombinaciji obtežbe z linearno statično analizo.

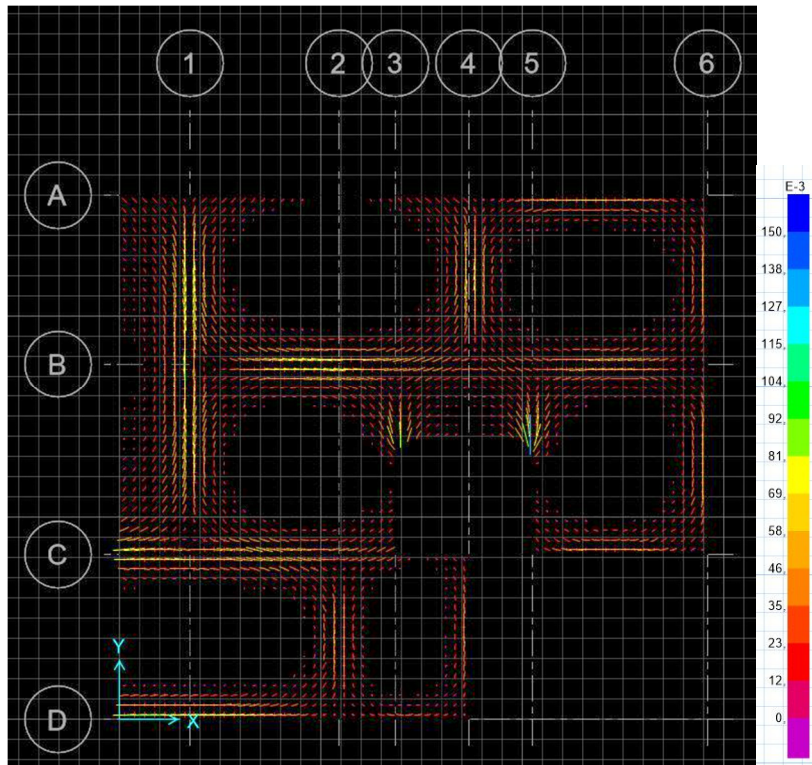


Slika 32: Širina največjih razpok po posameznih pozicijah plošč glede na največji dovoljeni povos v MSU

Iz slike 32 je razvidno, da je izpolnjen pogoj največje širine razpok glede največje dovoljene širine razpok w_{max} po MSU. Potek razpok po spodnjem in na zgornjem robu plošč je prikazan na slik 33 in 34.



Slika 33: Potek in velikost razpok v mm na spodnjem robu zaradi navidezno stalne kombinacije obtežbe v MSU



Slika 34: Potek in velikost razpok v mm na zgornjem robu zaradi navidezno stalne kombinacije obtežbe v MSU

11 ZAKLJUČEK

V okviru diplomske naloge je bil prikazan postopek projektiranja medetažne armiranobetonske plošče. Za določitev vplivov na konstrukcijo sta bila uporabljena standarda Evrokoda SIST EN 1991 [1] in SIST EN 1991-1-1: 2004 [2], za dimenzioniranje armature v mejnem stanju nosilnost, kontrol povosov in širine razpok pa standard Evrokoda SIST EN 1992-1-1: 2005 [3], ki obravnava projektiranje betonskih konstrukcij. Analiza konstrukcije plošče je bila izvedena s pomočjo metode končnih elementov v programu Safe [4], ki je še posebej namenjen analizi armiranobetonskih plošč.

Pri dimenzioniranju armature je bila uporabljena linearna elastična analiza. Določitev natezne armature je bila narejena glede absolutno največjih momentov v polju in nad podporami posamezne pozicije plošče, preglednic za pravokotni enojno armirani betonski prerez (priloga B) in Wood – Armerjev algoritem [13] za določitev projektne momenta. Zaradi debeline plošče manjše od 200 mm, pri kateri je še možno armirati ploščo s strižno armaturo, je bila narejena kontrola strižne nosilnosti betonskega prereza.

Pri kontroli MSU so bili povesi kontrolirani s tremi različnimi analizami. Pri tem je opazen vpliv lezenja in krčenja, ki ga pri računu povosov vsekakor ne smemo zanemariti. Rezultati kontrol MSU (povesi in širina razpok) so bili znotraj dovoljenih vrednosti.

VIRI

- [1] SIST EN 1990:2004: Evrokod: Osnove projektiranja konstrukcij. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.
- [2] SIST EN 1991-1-1:2004: Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-1. Del: Splošna pravila in pravila za stavbe. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.
- [3] SIST EN 1992-1-1:2005: Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij – 1-1. Del: Splošna pravila in pravila za stavbe. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.
- [4] SAFE Standard version 12.3.2. 2010. Berkeley, Computers & Structures, Inc.
- [5] Uporabnik Wikipedie. 2014. Plate theory.
http://en.wikipedia.org/wiki/Plate_theory (Pridobljeno 5.9.2014)
- [6] Deaton, J. B. 2005. A finite element approach to reinforced concrete slab design. Master's thesis. Atlanta, Georgia Institute of Technology, School of Civil and Environmental Engineering (Samozaložba J. B. Deaton): str. 48-51
- [7] SAP2000 Ultimate 15.0.0.2011. Berkeley, Computers & Structures, Inc.
- [8] WHITE BOOK - Partition and wall systems. 2014. Aylesbury, British Gypsum: str. 74.
- [9] Rhinoceros Version 5.0. 2012. Robert McNeel & Associates
- [10] Uporabnik Wikipedie. 2014. Concrete cover.
http://en.wikipedia.org/wiki/Concrete_cover (Pridobljeno 22.8.2014)
- [11] Beg, D. (ur.), Pogačnik A. (ur.) 2011. Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po evrokod standardih. Ljubljana, Inženirska zbornica Slovenije, poglavje 2: str. 8-10, 14, 66, 71, 102.
- [12] Safe Key Features and Terminology. 2009. Berkeley, Computers & Structures, Inc, poglavje 1: str. 1-9, poglavje 5: str. 4-6.

- [13] Park, R., Gamble W. L. 2000. Reinforced concrete slabs (2nd ed.). John Wiley & Sons:
str. 223-230

Ostali viri:

Autodesk AutoCAD 2014. 2013. San Rafael, Autodesk, Inc.

Kalny, O. 2013. Safe: Home. CSI Knowledge base

<https://wiki.csiberkeley.com/display/safe/Home> (Pridobljeno 22. 8. 2014)

Mick d.o.o. 2006. Fabric Reinforcement and Reinforcing Iron

<http://www.mick.hr/index.php?id=61&lan=1> (Pridobljeno 2.9.2014)

B Klik d.o.o. 2014. Hrast

<http://www.b-klik.si/2011/hrast/>

Farmer D. 2012. Tile and Adhesive Weight Per sq metre

<http://www.scribd.com/doc/91713808/Tile-and-Adhesive-Weight-Per-Square-Metre-Weight-Per-Sq-Metre> (Pridobljeno 25.8.2014)

Logoclic PE-folija. 2014.

<http://www.logoclic.info/sl-laminat-izolirne-pe-folija> (Pridobljeno 25.8.2014)

SEZNAM PRILOG

PRILOGA A: Načrti

A1: Tloris kleti v merilu 1:200

A2: Tloris plošče v merilu 1:200

A3: Tloris pritličja v merilu 1:200

A4: Tloris kletnih stopnic v merilu 1:50

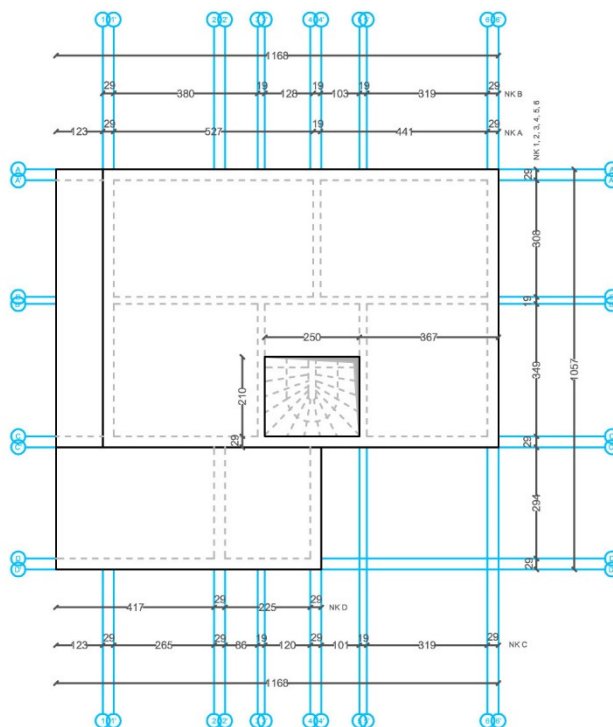
A5: Tloris pritličnih stopnic v merilu 1:50

PRILOGA B: Preglednica za dimenzioniranje pravokotnih prečnih prerezov na osno upogibno obremenitev za betone običajne trdnosti

PRILOGA C: Koefficienti k_d in k_s za določitev natezne armature

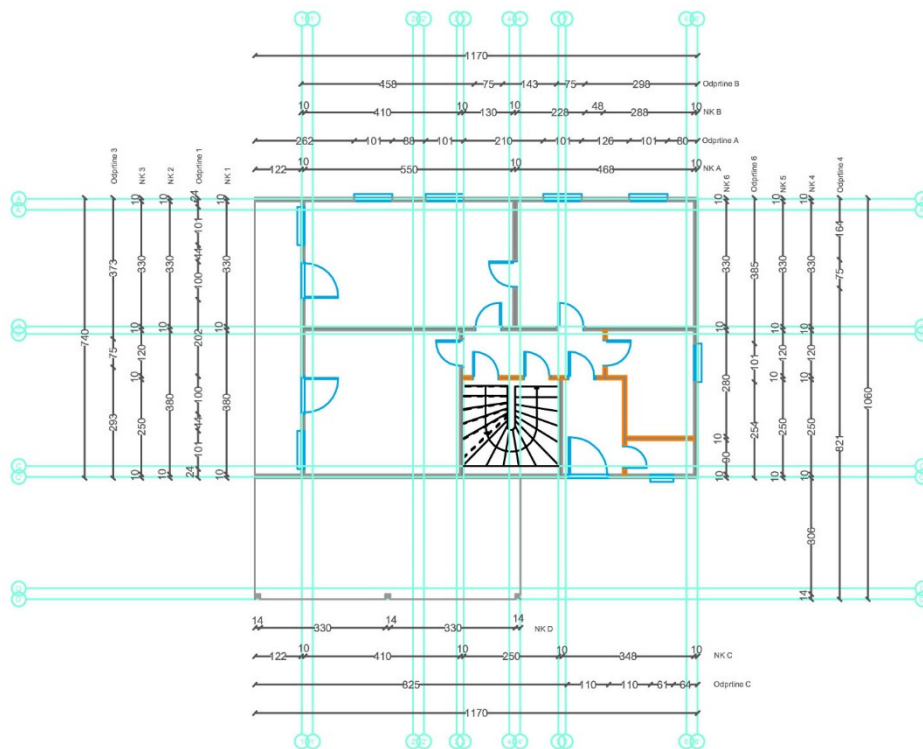
PRILOGA D: Količina armature določena s programom Safe

A2: Tloris plošče v merilu 1:200



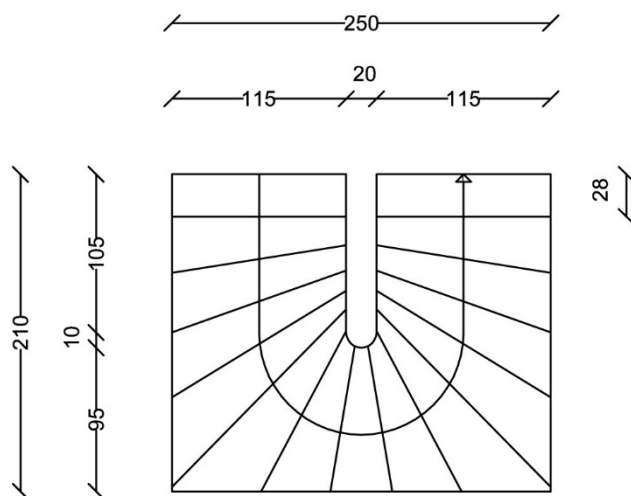
Slika A2: Tloris plošče

A3: Tloris pritličja v merilu 1:200



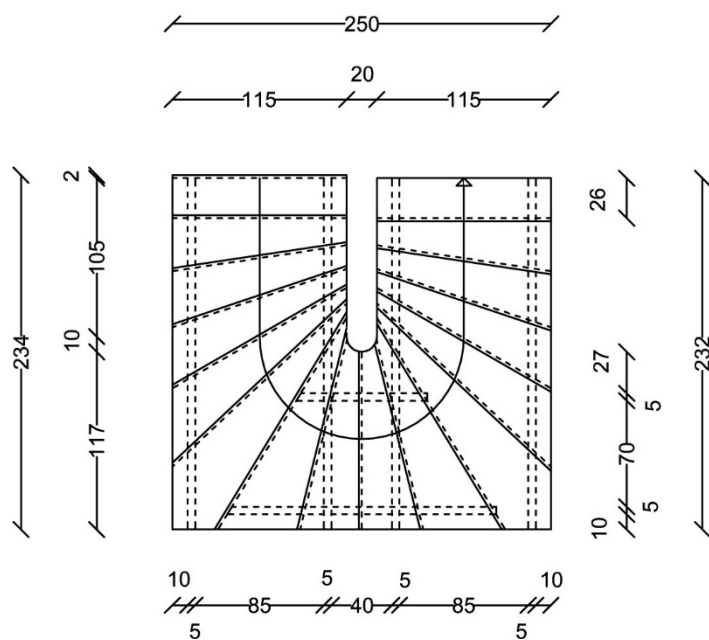
Slika A3: Tloris pritličja

A4: Tloris kletnih stopnic v merilu 1:50



Slika A4: Tloris kletnih stopnic

A5: Tloris pritličnih stopnic v merilu 1:50



Slika A5: Tloris pritličnih stopnic

PRILOGA B: Preglednica za dimenzioniranje pravokotnih prečnih prerezov na osno upogibno obremenitev za betone običajne trdnosti

Preglednica B.1: Velika ekscentričnost – enojna armatura: betoni običajne trdnosti

Armatura			ε_s [‰]		Beton ≤ C50/60						
S 500-A	S 500-B	S 500			ε_I [‰]						
σ_s [kN/cm ²]	σ_s [kN/cm ²]	σ_s [kN/cm ²]			-0,50	-1,00	-1,50	-2,00	-2,50	-3,00	-3,50
30,00	30,00	30,00	1,5	k_x	0,250	0,400	0,500	0,571	0,625	0,667	0,700
				k_s	1,093	1,163	1,220	1,273	1,323	1,370	1,411
				k_d	0,052	0,143	0,230	0,299	0,346	0,379	0,402
43,48	43,48	43,48	2,17	k_x	0,187	0,315	0,408	0,479	0,535	0,580	0,617
				k_s	1,068	1,124	1,173	1,219	1,264	1,307	1,345
				k_d	0,040	0,117	0,196	0,262	0,310	0,345	0,371
43,56	43,54	43,48	3	k_x	0,143	0,250	0,333	0,400	0,455	0,500	0,538
				k_s	1,051	1,096	1,137	1,176	1,216	1,254	1,289
				k_d	0,031	0,095	0,165	0,227	0,274	0,310	0,338
43,65	43,61	43,48	4	k_x	0,111	0,200	0,273	0,333	0,385	0,429	0,467
				k_s	1,039	1,075	1,109	1,143	1,177	1,210	1,241
				k_d	0,024	0,078	0,138	0,194	0,240	0,276	0,304
43,75	43,68	43,48	5	k_x	0,091	0,167	0,231	0,286	0,333	0,375	0,412
				k_s	1,032	1,062	1,091	1,120	1,150	1,179	1,207
				k_d	0,020	0,065	0,119	0,170	0,213	0,247	0,276
43,84	43,76	43,48	6	k_x	0,077	0,143	0,200	0,250	0,294	0,333	0,368
				k_s	1,027	1,053	1,078	1,103	1,130	1,156	1,181
				k_d	0,017	0,057	0,104	0,151	0,191	0,224	0,253
43,94	43,83	43,48	7	k_x	0,067	0,125	0,176	0,222	0,263	0,300	0,333
				k_s	1,023	1,046	1,068	1,091	1,115	1,138	1,161
				k_d	0,015	0,050	0,093	0,136	0,173	0,205	0,232
44,03	43,90	43,48	8	k_x	0,059	0,111	0,158	0,200	0,238	0,273	0,304
				k_s	1,021	1,040	1,060	1,081	1,103	1,124	1,145
				k_d	0,013	0,044	0,084	0,123	0,158	0,189	0,215
44,13	43,97	43,48	9	k_x	0,053	0,100	0,143	0,182	0,217	0,250	0,280
				k_s	1,018	1,036	1,054	1,073	1,093	1,113	1,132
				k_d	0,012	0,040	0,076	0,113	0,146	0,175	0,200
44,22	44,05	43,48	10	k_x	0,048	0,091	0,130	0,167	0,200	0,231	0,259
				k_s	1,017	1,033	1,049	1,067	1,085	1,103	1,121
				k_d	0,011	0,037	0,070	0,104	0,135	0,163	0,187
44,70	44,41	43,48	15	k_x	0,032	0,063	0,091	0,118	0,143	0,167	0,189
				k_s	1,011	1,022	1,034	1,046	1,059	1,072	1,085
				k_d	0,007	0,025	0,049	0,075	0,099	0,121	0,141
45,18	44,77	43,48	20	k_x	0,024	0,048	0,070	0,091	0,111	0,130	0,149
				k_s	1,009	1,017	1,026	1,035	1,045	1,056	1,066
				k_d	0,006	0,019	0,038	0,059	0,078	0,096	0,113

se nadaljuje ...

... nadaljevanje preglednice B.1

45,41	44,96	43,48	22,5	k_x	0,022	0,043	0,063	0,082	0,100	0,118	0,135
				k_s	1,008	1,015	1,023	1,032	1,041	1,050	1,059
				k_d	0,005	0,017	0,034	0,053	0,070	0,087	0,103
-	45,50	43,48	30	k_x	0,016	0,032	0,048	0,063	0,077	0,091	0,104
				k_s	1,006	1,011	1,017	1,024	1,031	1,038	1,045
				k_d	0,004	0,013	0,026	0,041	0,055	0,068	0,081
-	46,23	43,48	40	k_x	0,012	0,024	0,036	0,048	0,059	0,070	0,080
				k_s	1,004	1,009	1,013	1,018	1,024	1,029	1,035
				k_d	0,003	0,010	0,020	0,031	0,042	0,053	0,063
-	46,59	43,48	45	k_x	0,011	0,022	0,032	0,043	0,053	0,063	0,072
				k_s	1,004	1,008	1,012	1,016	1,021	1,026	1,031
				k_d	0,002	0,009	0,018	0,028	0,038	0,047	0,057

PRILOGA C: Koeficienti k_d in k_s za določitev natezne armature

Preglednica C.1: Koeficienti za določitev potrebne armature po pozicijah plošč

Pozicija	$k_{d,x}^{sp}$	$k_{s,x}^{sp}$	a_x^{sp}	$k_{d,y}^{sp}$	$k_{s,y}^{sp}$	a_y^{sp}	$k_{d,x}^{zg}$	$k_{s,x}^{zg}$	a_x^{zg}	$k_{d,y}^{zg}$	$k_{s,y}^{zg}$	a_y^{zg}
1	0,010	1,017	0,69	0,009	1,017	0,62	0,000	0,000	0,00	0,000	0,000	0,00
2	0,007	1,017	0,45	0,010	1,017	0,72	0,000	0,000	0,00	0,000	0,000	0,00
3	0,010	1,017	0,62	0,017	1,032	1,18	0,000	0,000	0,00	0,000	0,000	0,00
4	0,010	1,017	0,63	0,011	1,018	0,75	0,000	0,000	0,00	0,000	0,000	0,00
5	0,019	1,032	1,25	0,003	1,017	0,22	0,000	0,000	0,00	0,000	0,000	0,00
6	0,007	1,017	0,47	0,010	1,017	0,73	0,007	1,017	0,43	0,002	1,017	0,11
7	0,026	1,033	1,71	0,017	1,032	1,20	0,000	0,000	0,00	0,000	0,000	0,00
8	0,018	1,032	1,19	0,058	1,049	4,23	0,000	0,000	0,00	0,000	0,000	0,00
1-2	0,000	0,000	0,00	0,000	0,000	0,00	0,005	1,017	0,35	0,020	1,033	1,41
1-5	0,000	0,000	0,00	0,000	0,000	0,00	0,069	1,049	4,67	0,012	1,021	0,83
1-C	0,000	0,000	0,00	0,000	0,000	0,00	0,004	1,017	0,29	0,020	1,033	1,42
1-D	0,000	0,000	0,00	0,000	0,000	0,00	0,023	1,033	1,50	0,004	1,017	0,27
2-3	0,000	0,000	0,00	0,000	0,000	0,00	0,024	1,033	1,58	0,004	1,017	0,28
2-5	0,000	0,000	0,00	0,000	0,000	0,00	0,006	1,017	0,38	0,012	1,021	0,88
2-D	0,000	0,000	0,00	0,000	0,000	0,00	0,019	1,032	1,27	0,003	1,017	0,23
2-E	0,000	0,000	0,00	0,000	0,000	0,00	0,005	1,017	0,30	0,021	1,033	1,49
3-4	0,000	0,000	0,00	0,000	0,000	0,00	0,007	1,017	0,43	0,026	1,033	1,84
3-5	0,000	0,000	0,00	0,000	0,000	0,00	0,008	1,017	0,53	0,021	1,033	1,50
3-4-6	0,000	0,000	0,00	0,000	0,000	0,00	0,032	1,033	2,12	0,006	1,017	0,44
4-5	0,000	0,000	0,00	0,000	0,000	0,00	0,052	1,049	3,50	0,008	1,017	0,59
4-7	0,000	0,000	0,00	0,000	0,000	0,00	0,005	1,017	0,30	0,017	1,032	1,22
4-8	0,000	0,000	0,00	0,000	0,000	0,00	0,010	1,017	0,65	0,025	1,033	1,76
6-8	0,000	0,000	0,00	0,000	0,000	0,00	0,009	1,017	0,58	0,040	1,040	2,85
7-8	0,000	0,000	0,00	0,000	0,000	0,00	0,017	1,032	1,14	0,003	1,017	0,18
7-A	0,000	0,000	0,00	0,000	0,000	0,00	0,003	1,017	0,18	0,013	1,023	0,93
7-B	0,000	0,000	0,00	0,000	0,000	0,00	0,022	1,033	1,48	0,004	1,017	0,27
8-A	0,000	0,000	0,00	0,000	0,000	0,00	0,009	1,017	0,58	0,060	1,049	4,38

PRILOGA D: Količina potrebne armature določena s programom Safe

Preglednica D1: Količina armature v $\frac{cm^2}{m}$ določena v programu Safe [4]

Pozicija	a_x^{sp}	a_y^{sp}	a_x^{zg}	a_y^{zg}
1	0,68	0,62	-	-
2	0,45	0,71	-	-
3	0,61	1,14	-	-
4	0,63	0,75	-	-
5	1,33	0,28	-	-
6	0,50	0,63	-	-
7	1,69	1,18	-	-
8	1,22	4,25	-	-
1-2	-	-	0,31	1,36
1-5	-	-	4,69	0,71
1-C	-	-	0,29	1,38
1-D	-	-	1,48	0,23
2-3	-	-	1,57	0,28
2-5	-	-	0,37	0,93
2-D	-	-	1,25	0,22
2-E	-	-	0,28	1,47
3-4	-	-	0,42	1,77
3-5	-	-	0,44	1,52
3-4-6	-	-	2,11	0,45
4-5	-	-	3,47	0,60
4-7	-	-	0,35	1,22
4-8	-	-	0,71	1,90
6-8	-	-	0,67	2,86
7-8	-	-	1,15	0,18
7-A	-	-	0,15	0,91

se nadaljuje ...

... nadaljevanje preglednice D.1

7-B		-	-	1,45	0,26
8-A		-	-	0,59	4,33