

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 strokovni študij
gradbeništva, Konstrukcijska smer

Kandidat:
Dragoljub Šečerov

DIMENZIONIRANJE ELEMENTOV NOSILNE KONSTRUKCIJE POSLOVNEGA OBJEKTA

Diplomska naloga št.: 392

Mentor:
doc. dr. Jože Lopatič

Ljubljana, 2010

Šečerov, D. 2010. *Dimenzioniranje elementov nosilne konstrukcije poslovnega objekta*
Diplomska naloga – VSS, Ljubljana, UL, FGG, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer.

IZJAVA O AVTORSTVU

Podpisani **ŠEČEROV DRAGOLJUB** izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom:

DIMENZIONIRANJE ELEMENTOV NOSILNE KONSTRUKCIJE POSLOVNEGA OBJEKTA

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

Ljubljana, _____ 2010

(Podpis)

III

Šečerov, D. 2010. *Dimenzioniranje elementov nosilne konstrukcije poslovnega objekta*
Diplomska naloga – VSS, Ljubljana, UL, FGG, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer.

IZJAVE O PREGLEDU NALOGE

Nalogo so si ogledali učitelji konstrukcijske smeri:

Šečerov, D. 2010. *Dimenzioniranje elementov nosilne konstrukcije poslovnega objekta*
Diplomska naloga – VSS, Ljubljana, UL, FGG, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer.

BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN

UDK: 624.012.45:45624.072.2(043.2)

Avtor: Dragoljub Šečerov

Mentor: Doc. dr. Jože Lopatič

Naslov: Dimenzioniranje elementov nosilne konstrukcije poslovnega objekta

Obseg in oprema: 132 str., 17 pregl., 57 sl.

Ključne besede: dimenzioniranje, stenasto-skeletna armiranobetonska konstrukcija,
EC2, EC8

Povzetek

Diplomsko delo obravnava zasnovu in dimenzioniranje petetažnega armiranobetonskega objekta stenasto-skeletnega konstrukcijskega sistema. Objekt sem analiziral z računalniškim programom Tower 6. Z omenjenim programom sem izdelal prostorski model konstrukcije. Slednjo sem obremenil z obtežbami v skladu z veljavnimi Evrokod standardi. V obravnavanem primeru sem potem iz notranjih količin, pridobljenih s pomočjo računalniškega programa, dimenzioniral tipično etažno ploščo objekta s pripadajočimi kontrolami mejnega stanja uporabnosti in nosilnosti. V osrednjem delu sem izračunal uklon stebrov in pripadajoči projektni moment za najbolj obremenjeni steber. Dimenzioniral sem še tipični steber in steno. V zadnjem delu sem za konstrukcijske elemente gredo, steber, notranje in zunanje vozlišče in steno izvedel kontrolo potresnih zahtev v skladu z EC 8.

V

Šečerov, D. 2010. *Dimenzioniranje elementov nosilne konstrukcije poslovnega objekta*
Diplomska naloga – VSS, Ljubljana, UL, FGG, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer.

BIBLIOGRAFIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION

UDC: 624.012.45:45624.072.2(043.2)

Author: Dragoljub Šečerov

Supervisor: Prof. Phd. Jože Lopatič

Title: Design of load-bearing elements of the commercial building

Notes: 132 p., 17 tab., 57 fig.

Key words: design, dimensioning, wall-frame dual system, EC2, EC8

Abstract

The present thesis discusses the design and the dimensioning of a five-floor reinforced concrete building of the wall-frame dual system. The building was analysed using the computer software Tower 6. A space model of the construction was elaborated using the aforementioned software. The construction was loaded with weight in compliance with the relevant Eurocode standards. In the discussed case next the dimensioning of the typical floor plate of the building with the pertaining controls of the serviceability limit state and the ultimate limit state was acquired from the internal forces with the support of the computer software. In the central part the buckling of the maximal axle loaded column and the pertaining project moment were calculated. Further, the typical column and wall were dimensioned. In the final part the control of seismic requirements conforming to EC 8 was carried out for the elements beam, column, internal and external node and wall.

Šečerov, D. 2010. *Dimenzioniranje elementov nosilne konstrukcije poslovnega objekta*
Diplomska naloga – VSS, Ljubljana, UL, FGG, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer.

ZAHVALA

Za pomoč pri nastajanju diplomske naloge se iskreno zahvaljujem mentorju doc. dr. J. Lopatiču. Hvala tudi vsem sodelavcem, ki so mi nudili strokovno pomoč in prijetno delovno vzdušje.

Zahvalil bi se tudi svojim staršema, ki sta me skozi vsa leta študija spodbujala k zaključku študija.

KAZALO VSEBINE

1	UVOD	1
1.1	Namen naloge	1
1.2	Zasnova naloge	1
2	ZASNOVA PETETAŽNEGA OBJEKTA	2
2.1	Osnovni podatki o objektu	2
2.2	Podatki o temeljnih tleh	3
2.3	Statični sistem	3
2.4	Uporabljeni predpisi in standardi	4
2.5	Pogoji za izvedbo in vgradnjo konstrukcijskih materialov	5
3	OBTEŽBA	6
3.1	Stalna obtežba	6
3.2	Koristna obtežba	10
3.3	Obtežba s snegom	11
3.4	Obtežba vetra na konstrukcijo	12
3.5	Potresna obtežba	19
3.5.1	Seizmična analiza, splošni opis	19
3.5.2	Upoštevanje naključne torzije	20
3.6	Obtežba zemljine na obodne kletne stene	23
3.7	Kombinacije vplivov obtežb na stavbo	24
4	DIMENZIONIRANJE TIPIČNE ETAŽNE PLOŠČE	27
4.1	Dimenzioniranje tipične etažne plošče P600 (kota + 15.30 m)	28
4.2.1	Kontrole mejnega stanja nosilnosti plošče P600 (kota + 15.30 m)	44
4.2.2	Kontrole mejnega stanja uporabnosti plošče P600 (kota + 15.30 m)	55
4.3	Dimenzioniranje nosilcev v plošči P600	59
4.4.1	Dimenzioniranje strižne armature nosilcev	69
4.4.2	Mejno stanje uporabnosti nosilcev	78

5	UKLON STEBROV	82
5.1	Določitev vitkosti stebrov	82
5.2.1	Lezenje	83
5.2.2	Geometrijska nepopolnost	84
5.2.3	Metoda nazivne togosti	85
6	KONTROLA POTRESNIH ZAHTEV PO EC 8 STANDARDU	88
6.1	Osnovni podatki o gredi	89
6.2	Greda ob robnem stebri	90
6.2.1	Upogibna armatura grede I-3	90
6.2.2	Prečna armatura grede I-3	92
6.3	Greda v srednjem polju	96
6.3.1	Upogibna armatura grede I-2	96
6.3.2	Prečna armatura grede I-2	98
6.4	Osnovni podatki o stebri	100
6.5	Robni steber okvirja	101
6.5.1	Upogibna armatura robnega stebra	101
6.5.2	Prečna armatura robnega stebra	103
6.6	Prečna armatura za zagotovitev lokalne duktilnosti robnega stebra	106
6.6.1	Določitev kritičnega območja robnega stebra	106
6.6.2	Zagotavljanje objetja betonskega jedra ob vpetju robnega stebra	107
6.7	Notranji steber okvirja	109
6.7.1	Upogibna armatura notranjega stebra	109
6.7.2	Prečna armatura notranjega stebra	111
6.8	Prečna armatura za zagotovitev lokalne duktilnosti notranjega stebra	114
6.8.1	Določitev kritičnega območja notranjega stebra	114

IX

Šečerov, D. 2010. *Dimenzioniranje elementov nosilne konstrukcije poslovnega objekta*
Diplomska naloga – VSS, Ljubljana, UL, FGG, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer.

6.8.2	Zagotavljanje objeta betonskega jedra ob vpetju notranjega stebra	114
6.9	Vozlišča gred in stebrov	116
6.9.1	Zunanja vozlišča	116
6.9.2	Notranja vozlišča	116
6.10	Kontrola potresnih zahtev za armirano betonsko steno	117
6.11	Vplivi zaradi potresne obtežbe	118
6.11.1	Notranje sile zaradi potresnega vpliva	118
6.11.2	Projektne učinki vplivov (projektne notranje sile)	120
6.12	Preverjanje mejnih stanj	121
6.12.1	Dolžina kritičnega območja (dolžina plastičnega členka)	121
6.12.2	Strižna armatura	122
6.12.3	Vzdolžna armatura	123
6.12.4	Zagotovitev potrebne lokalne duktilnosti	124
7	MEJNO STANJE UPORABNOSTI (omejitev poškodb)	128
7.1	Kontrola etažnih pomikov	128
8	ZAKLJUČEK	130
	VIRI	132
	PRILOGE	

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1:	Koeficienti zunanjega tlaka na vertikalne stene stavb	15
Preglednica 2:	Koeficienti zunanjega tlaka na streho	17
Preglednica 3:	Račun prečne sile po etažah v smereh x in y	22
Preglednica 4:	Račun torzijskih momentov po etažah v smereh x in y	23
Preglednica 5:	Prikaz rezultatov izračuna razpok v plošči P600 za posamična območja	57
Preglednica 6:	Prikaz rezultatov izračuna povosov v plošči P600 za posamezna območja	59
Preglednica 7:	Prikaz rezultatov izračuna razpok za posameznega nosilca	80
Preglednica 8:	Prikaz rezultatov izračuna povosov za posameznega nosilca	81
Preglednica 9:	Kontrola pogoja $\sum M_{Rc} \geq 1.3 \sum M_{Rb}$ za vozlišče 4	102
Preglednica 10:	Kontrola pogoja $\sum M_{Rc} \geq 1.3 \sum M_{Rb}$ za vozlišče 8	103
Preglednica 11:	Določitev strižne obremenitve v stebri A-I	104
Preglednica 12:	Določitev strižne obremenitve v stebri A-II	105
Preglednica 13:	Kontrola pogoja $\sum M_{Rc} \geq 1.3 \sum M_{Rb}$ za vozlišče 3	110
Preglednica 14:	Kontrola pogoja $\sum M_{Rc} \geq 1.3 \sum M_{Rb}$ za vozlišče 7	111
Preglednica 15:	Določitev strižne obremenitve v stebri B-I	112
Preglednica 16:	Določitev strižne obremenitve v stebri B-II	113
Preglednica 17:	Kontrola etažnih pomikov za središče mas in za steber	129

KAZALO SLIK

Slika 1:	Tloris obravnavanega objekta	3
Slika 2:	Pogled 3d modela obravnavanega objekta	4
Slika 3:	Prikaz sestave talne plošče	6
Slika 4:	Prikaz sestave etažne plošče	7
Slika 5:	Prikaz sestave strešne plošče	7
Slika 6:	Stopniščna rama v objektu	8
Slika 7:	Prikaz stalne obtežbe na stopniščno ramo pri primeru 1	9
Slika 8:	Prikaz stalne obtežbe na stopniščno ramo pri primeru 2	9
Slika 9:	Prikaz koristne obtežbe na stopniščno ramo pri primeru 1	10
Slika 10:	Prikaz koristne obtežbe na stopniščno ramo pri primeru 1	11
Slika 11:	Prikaz con vetrne obtežbe na steno objekta	15
Slika 12:	Prikaz con vetrne obtežbe na streho objekta	17
Slika 13:	Statični model kletne stene in koristna obtežba, ki deluje ob njej	23
Slika 14:	Zemeljski pritiski, ki se vršijo na kletne stene objekta	24
Slika 15:	Prikaz pozitivnih momentov v poljih v smeri x	28
Slika 16:	Prikaz pozitivnih momentov v polju v smeri y	29
Slika 17:	Prikaz con pozitivne armature v poljih plošče P600	30
Slika 18:	Prikaz negativnih momentov v poljih v smeri x	34
Slika 19:	Prikaz negativnih momentov v poljih v smeri y	35
Slika 20:	Prikaz negativnih momentov nad nosilci in nad podporami plošče P600	36
Slika 21:	Prikaz con negativne armature v vogalih betonskega jedra	40
Slika 22:	Prikaz pozitivnih strižnih sil v smeri x plošče P600	44
Slika 23:	Prikaz negativnih strižnih sil v smeri x plošče P600	45
Slika 24:	Prikaz pozitivnih strižnih sil v smeri y plošče P600	46
Slika 25:	Prikaz negativnih strižnih sil v smeri y plošče P600	47
Slika 26:	Prikaz con strižnih obremenitev, ki presegajo vrednost $V_{Rd,min}$	48
Slika 27:	Prikaz con, kjer izvedem kontrole razpok v plošči	55
Slika 28:	Prikaz con, kjer izvedem kontrole pomikov v plošči	57
Slika 29:	Dispozicija nosilcev v plošči P600	60
Slika 30:	Notranje statične količine nosilca N1	60
Slika 31:	Notranje statične količine nosilca N2	61
Slika 32:	Notranje statične količine nosilca N3	61
Slika 33:	Notranje statične količine nosilca N4	62
Slika 34:	Notranje statične količine nosilca N5	62

Slika 35:	Notranje statične količine nosilca N6	63
Slika 36:	Notranje statične količine nosilca N7	63
Slika 37:	Notranje statične količine nosilca N8	64
Slika 38:	Shema obravnavanega okvirja	88
Slika 39:	Shema obravnavane grede ob robnem stebru	90
Slika 40:	Ovojnica upogibnih momentov grede I-3	90
Slika 41:	Shema obravnavane grede v srednjem polju	96
Slika 42:	Ovojnica upogibnih momentov za gredo I-2	96
Slika 43:	Prikaz obravnavanega zunanjega stebra okvirja	101
Slika 44:	Prečni prerez zunanjega stebra s stremeni $\Phi 8$	108
Slika 45:	Prečni prerez zunanjega stebra s stremeni $\Phi 10$	109
Slika 46:	Prikaz obravnavanega notranjega stebra okvirja	109
Slika 47:	Prerez notranjega stebra s stremeni $\Phi 10$	115
Slika 48:	Pozicija obravnavane stene S1	117
Slika 49:	Oсна sila v steni S1	119
Slika 50:	Prečne sile v steni S1	119
Slika 51:	Upogibni momenti v steni S1	120
Slika 52:	Ovojnica projektnih prečnih sil stene S1	120
Slika 53:	Projektne vrednosti upogibnih momentov izven kritičnega območja stene S1	121
Slika 54:	Interakcijski diagram in upogibna armatura stene S1 ob vpetju	124
Slika 55:	Objetje robnih elementov s stremeni $\Phi 6$	125
Slika 56:	Objetje robnih elementov s stremeni $\Phi 10$	126
Slika 57:	Shema armature stene S1	128

1 UVOD

1.1 Namen naloge

Namen diplomske naloge je, da nosilno konstrukcijo danega objekta projektiramo po sedaj veljavnih standardih na področju projektiranja konstrukcij. Ti standardi se imenujejo "evrokodi za konstrukcije" (ang. Structural eurocodes) ali krajše EC (ang. Eurocodes). Glede na to, da je obravnavani primer objekta iz armiranobetonskih nosilnih elementov, v našem primeru prideta v poštev predvsem EC2, projektiranje betonskih konstrukcij in EC8, projektiranje seizmično odpornih konstrukcij. V izbranem 5 etažnem armiranobetonskem objektu sem opravil:

- zasnovano konstrukcije z grobo izbiro dimenzij nosilnih elementov,
- določitev obtežb,
- dimenzioniranje izbranih značilnih konstrukcijskih elementov (stebri, plošče, grede, stene)
- kontrolo mejnih stanj uporabnosti, mejnih stanj nosilnosti in analizo potresnih zahtev za armiranobetonski okvir in stene

1.2 Zasnova naloge

Nalogo sem razdelil na šest glavnih poglavij, te pa še na podpoglavja, ki si sledijo v ustreznem vrstnem redu. Opisana konstrukcija je stenasto-skeletna konstrukcija. Slednjo sem obremenil z obtežbo po veljavnih EC predpisih.

V nadaljevanju sem konstrukcijo analiziral kot prostorski model s programskih paketom Tower 6. Slednjega sem izbral predvsem zaradi njegove razširjene uporabe pri dimenzioniranju armiranobetonskih objektov. Na prostorski model sem vnesel obtežbe, ki sem jih določil s pomočjo standarda EC1.

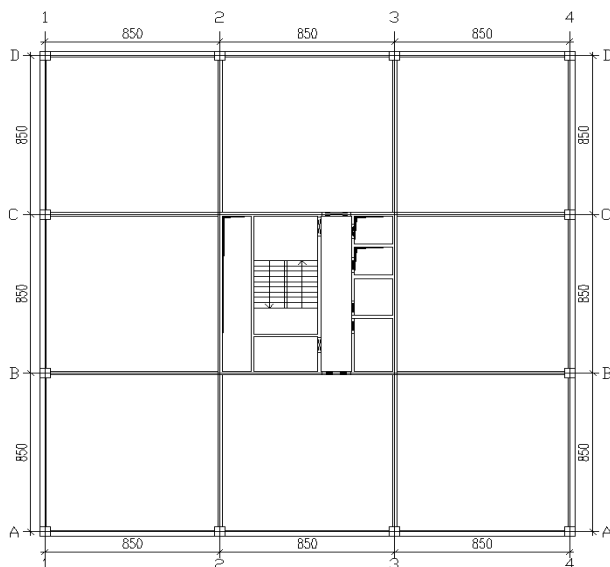
S pridobljenimi podatki o notranjih silah sem "peš" dimenzioniral tipično etažno ploščo, steno in okvir s pripadajočimi kontrolami mejnega stanja uporabnosti in mejnega stanja nosilnosti. Steno in okvir sem preveril po zahtevah EC8 (projektiranje seizmično odpornih konstrukcij).

2 ZASNOVA PETETAŽNEGA OBJEKTA

2.1 Osnovni podatki o objektu

Objekt se nahaja v Ljubljani. Je petnadstropna poslovna stavba s skladiščem v kleti. Tlorisne dimenzije so 26 m x 26 m, višina pa 22.5 m. Etažna višina kleti je 2.8 m, pritličja 4.9 m in nadstropij 3.5 m. Objekt je pravilne kvadratne oblike in razporejen v štirih oseh, v medsebojni osni razdalji 8.5 m v obeh smereh. Po namenu uporabe je razdeljen na pisarne, ki so v pritličju in v zgornjih etažah, ter skladišče, ki je v kleti. Nosilna konstrukcija je v celoti armiranobetonska. Objekt je zasnovan z notranjim jedrom in z zunanji okvirji. Stene so debele 25 cm in so grajene iz betona trdnostnega razreda C40/50. Za stene v notranjosti objekta je upoštevano okolje razreda izpostavljenosti XC1. Pri obodnih kletnih stenah, debeline 25 cm, pa je upoštevano okolje razreda izpostavljenosti XC3 in PVII. Pri izvedbi je potrebno izdelati projekt betona z upoštevanjem omenjenih razredov izpostavljenosti. Obodne kletne stene poleg vertikalne obtežbe nadzemnega objekta prevzemajo tudi obtežbo zemeljskih pritiskov zaledja. Temeljna plošča je debela 40 cm, ostale plošče pa so debele 25 cm. Dimenzije nosilcev, ki povezujejo zunanje okvirje z betonskim jedrom konstrukcije, so 25x70. Trdnostni razred betona plošč in nosilcev je C25/30. Plošče so armirane z armaturnimi rebrastimi palicami kvalitete S500 ter mrežno armaturo S500. Dimenzije stebrov so 40x40 cm, trdnosti razred betona pa je C40/50. Stebri so armirani z armaturnimi rebrastimi palicami kvalitete S500. Dimenzije gred okvirja so 70x30, trdnostni razred betona je C25/30. Armirane so z armaturnimi rebrastimi palicami kvalitete S500.

Ščerov, D. 2010. *Dimenzioniranje elementov nosilne konstrukcije poslovnega objekta*
 Diplomski naloga – VSŠ, Ljubljana, UL, FGG, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer.



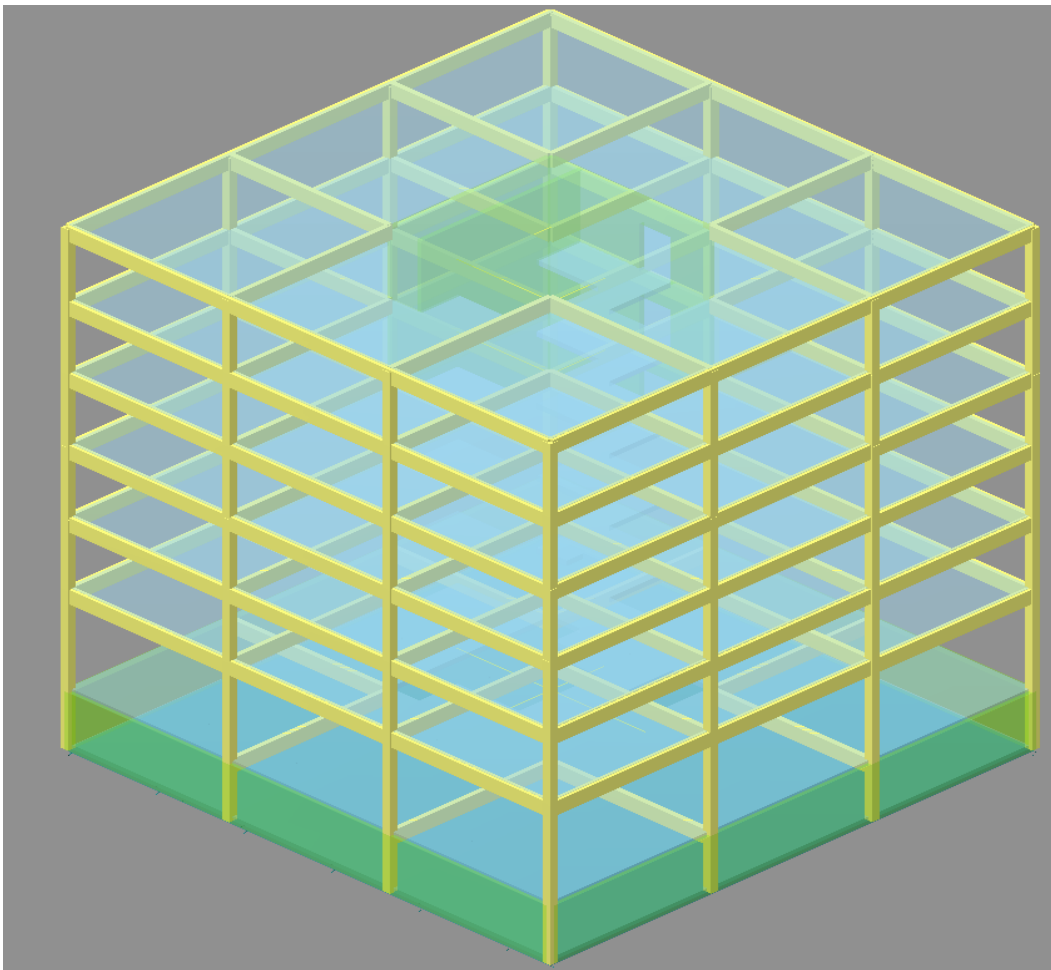
Slika 1: Tloris obravnavanega objekta

2.2 Podatki o temeljnih tleh

Temeljna tla so dobro nosilna, sestavljena iz proda. Izvede se temeljno ploščo debeline 40 cm. Kohezija $C=0$, kot notranjega trenja je 30 stopinj. Teža dodatne obtežbe (vozila) je ocenjena na 5 kN/m^2 .

2.3 Statični sistem

Nosilna konstrukcija je sestavljena iz sten v jedru stavbe, na obodu plošč pa imamo stebre dimenzij $40 \times 40 \text{ cm}$ in nosilce dimenzij $30 \times 70 \text{ cm}$. Vertikalne obremenitve se prenašajo preko nosilcev v stebre in stene do talne plošče. Potresno obremenitev pa v celoti prevzame armiranobetonsko jedro. Razpokanost prerezov je v seizmični analizi upoštevana z zmanjšanjem modula elastičnosti betona.



Slika 2: Pogled 3d modela obravnavanega objekta

2.4 Uporabljeni predpisi in standardi

EVROKOD 0: Osnove projektiranja konstrukcij

SIST EN 1990: Osnove projektiranja: kombinacije vplivov

SIST EN 1990/A1: Osnove projektiranja: priporočena vrednost faktorjev ψ

EVROKOD 1: Vplivi na konstrukcije

SIST EN 1991-1-1: Vplivi na konstrukcije-1-1.del: Splošni vplivi - Gostote, lastna teža, koristne obtežbe stavb

SIST EN 1991-1-3: Vplivi na konstrukcije-1-3.del: Splošni vplivi - Obtežba snega

SIST EN 1991-1-4: Vplivi na konstrukcije-1-4.del: Splošni vplivi - Vplivi vetra

Šečerov, D. 2010. *Dimenzioniranje elementov nosilne konstrukcije poslovnega objekta*
 Diplomski naloga – VSŠ, Ljubljana, UL, FGG, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer.

EVROKOD 2: Projektiranje betonskih konstrukcij

SIST EN 1992-1-1: Projektiranje betonskih konstrukcij-1-1.del: Splošna pravila in pravila za stavbe

EVROKOD 7: Geotehnično projektiranje

SIST EN 1997-1: Geotehnično projektiranje-1.del: Splošna pravila

EVROKOD 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij

SIST EN 1998-1: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij-1.del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe

2.5 Pogoji za izvedbo in vgradnjo konstrukcijskih materialov

Pogoji za izvedbo armiranobetonskih konstrukcij so naslednji:

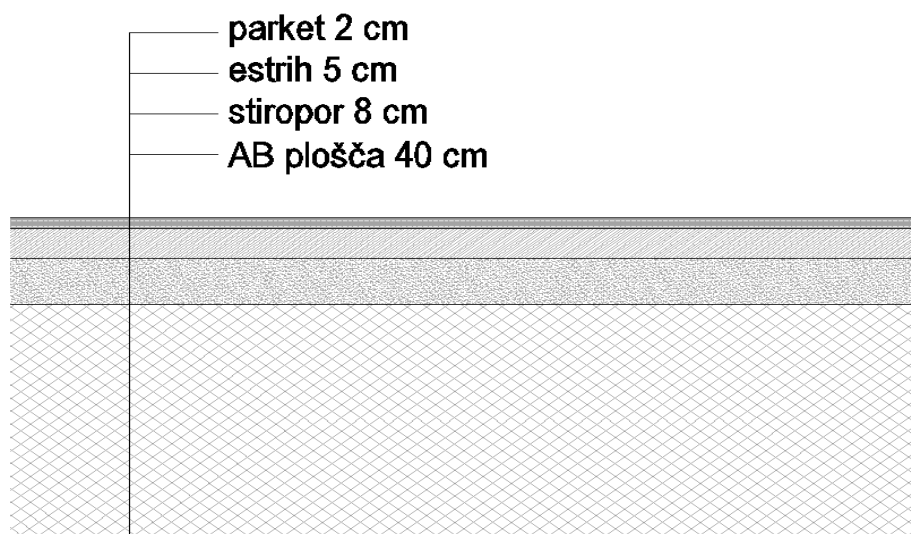
- Betonska mešanica mora biti v skladu z SIST EN 206-1.
- Pred pričetkom armiranobetonskih del na objektu je potrebno izvesti projekt betona, ki mora upoštevati ustrezne veljavne standarde in tehnične predpise. Projekt betona mora vsebovati vsaj naslednje podatke:
 - sestavo betonskih mešanic, količine in tehnične zahteve za projektirane kakovostne razrede betona,
 - eventuelni dodatki betonom,
 - posebne zahteve npr. vidni betoni, vodotesnost,
 - načrt betoniranja, organizacijo in opremo,
 - način transporta in vgrajevanja betonske mešanice,
 - način negovanja vgrajenega betona,
 - program kontrolnih preiskav sestavin betona,
 - program kontrole betona, odvzemanja vzorcev in preiskav betonske mešanice ter betona po partijah,
 - načrt montaže elementov, projekt odra.
- Kontrola kvalitete
 - Zahteva se stalni strokovni nadzor.
 - Izvajalec je pred izvedbo dolžan pripraviti program tekoče kontrole, ki vsebuje vrsto in pogostost preiskav. Program potrdi tehnična služba investitorja ali superkontrole.

3 OBTEŽBA

3.1 Stalna obtežba

Program Tower 6 avtomatično upošteva lastno težo konstrukcijskih elementov. Stalno obtežbo zaradi tlakov sem izračunal ročno in podal kot površinsko oziroma linijsko obtežbo na konstrukcijo.

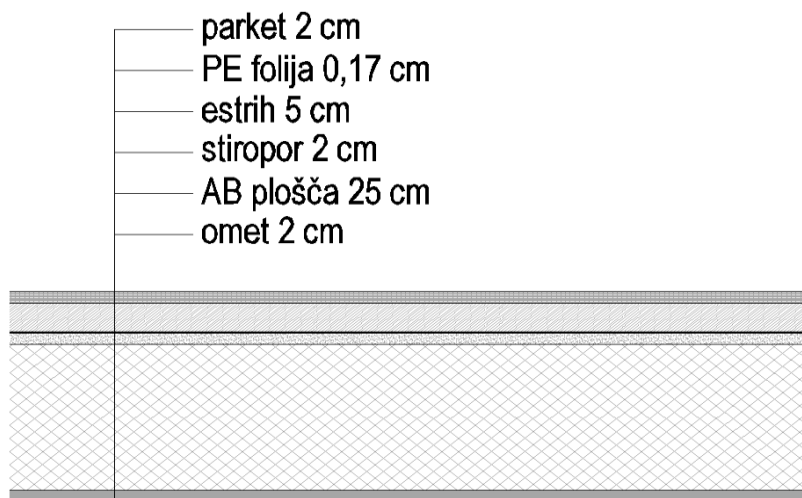
temeljna plošča



Slika 3: Prikaz sestave talne plošče

parket	0,02 m	·	8,0 kN/m ³	=	0,16 kN/m ²
stiropor	0,08 m	·	0,3 kN/m ³	=	0,024 kN/m ²
estrih	0,05 m	·	25 kN/m ³	=	1,25 kN/m ²
AB plošča d_{pl}	0,40 m		upoštevano		
			$\sum \Delta g$	=	1,43 kN/m²

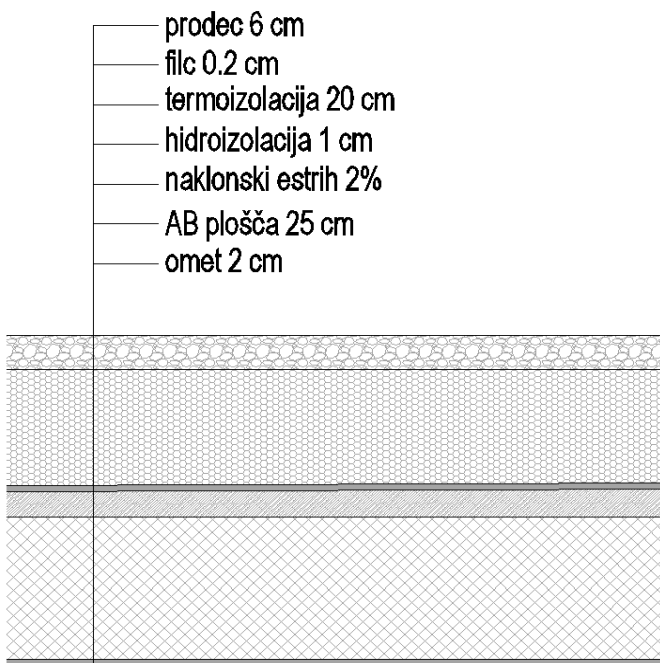
etažna plošča



Slika 4: Prikaz sestave etažne plošče

parket	0,02 m	·	8,0 kN/m ³	=	0,16 kN/m ²
estrih	0,05 m	·	25 kN/m ³	=	1,25 kN/m ²
PE folija	0,0017 m	·	13 kN/m ³	=	0,22 kN/m ²
stiropor	0,02 m	·	0,3 kN/m ³	=	0,06 kN/m ²
AB plošča d_{pl}	0,25 m		upoštevano		
omet	0,02 m	·	19 kN/m ³	=	0,38 kN/m ²
			$\Sigma \Delta g$	=	2,07 kN/m²

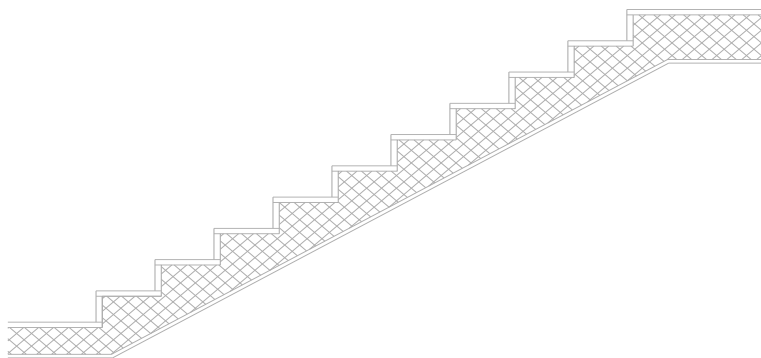
strešna plošča



Slika 5: Prikaz sestave strešne plošče

gramoz	0,06 m	·	28 kN/m ³	=	1,68 kN/m ²
filc	0,002 m	·	1 kN/m ³	=	0,002 kN/m ²
stiropor	0,20 m	·	0,3 kN/m ³	=	0,06 kN/m ²
bitumenski trakovi	0,01 m	·	14 kN/m ³	=	0,24 kN/m ²
naklonski estrih	0,05 m	·	25 kN/m ³	=	1,25 kN/m ²
AB plošča d _{pl}	0,25 m		upoštevano		
omet	0,02 m	·	19 kN/m ³	=	0,38 kN/m ²
			$\sum \Delta g$	=	3,61 kN/m²

Linjska obtežba stopniščne rame na ploščo



Slika 6: Stopniščna rama v objektu

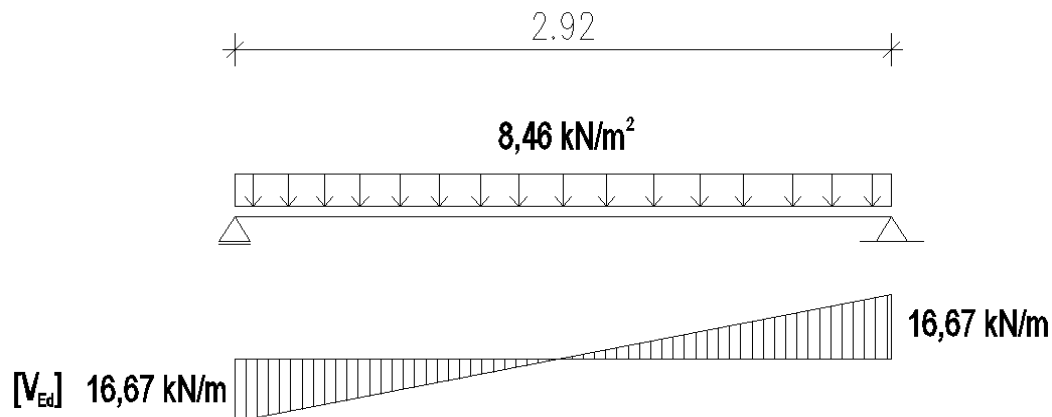
$$Tg\varphi = \frac{\text{višina stopnice}}{\text{širina stopnice}} = \frac{17,5\text{cm}}{28\text{cm}} = 0,625 \quad \dots \text{naklon stopnic}$$

$$\varphi = 32,00^\circ$$

Obloga (naravni kamen)	(0,475m·0,03m)·(1/0,28m)	·	28,0 kN/m ³	=	1,43 kN/m ²
stopnice	((0,175m·0,28m)/2)·(1/0,28m)	·	25,0 kN/m ³	=	2,19 kN/m ²
AB plošča	0,15m / cos φ	·	25,0 kN/m ³	=	4,42 kN/m ²
omet	0,02m / cos φ	·	18,0 kN/m ³	=	0,42 kN/m ²
			$\sum \Delta g$	=	8,46 kN/m²

V našem objektu imamo dve stopniščni rami z različnimi razponi. Posledično se tudi zvezna obtežba na ploščo razlikuje od primera do primera.

Primer 1:



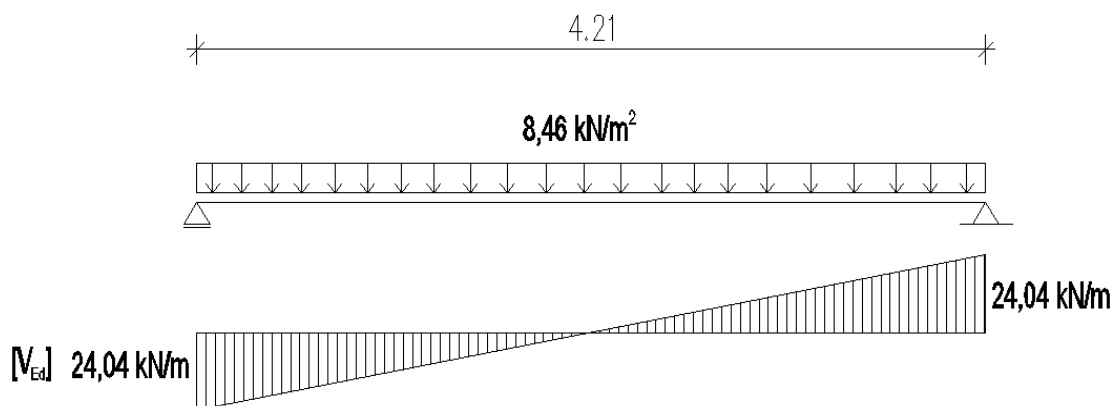
Slika 7: Prikaz stalne obtežbe na stopniščno ramo pri primeru 1

- g_d ... zvezna stalna obtežba
 $R_{g,d}$... reakcija v podpori
 l ... razpon stopniščne rame

$$g_d = 1.35 \cdot 8.46 \text{ kN/m}^2 = 11.42 \text{ kN/m}^2$$

$$R_{g,d} = \frac{g_d \cdot l}{2} = \frac{11.42 \text{ kN/m}^2 \cdot 2.92 \text{ m}}{2} = 16.67 \text{ kN/m}$$

Primer 2:



Slika 8: prikaz stalne obtežbe na stopniščno ramo pri primeru 2

- g_d ... zvezna stalna obtežba
 $R_{g,d}$... reakcija v podpori
 l ... razpon stopniščne rame

$$g_d = 1.35 \cdot 8.46 \text{ kN/m}^2 = 11.42 \text{ kN/m}^2$$

$$R_{g,d} = \frac{g_d \cdot l}{2} = \frac{11.42 \text{ kN/m}^2 \cdot 4.21 \text{ m}}{2} = 24.04 \text{ kN/m}$$

3.2 Koristna obtežba

Koristna obtežba stropov

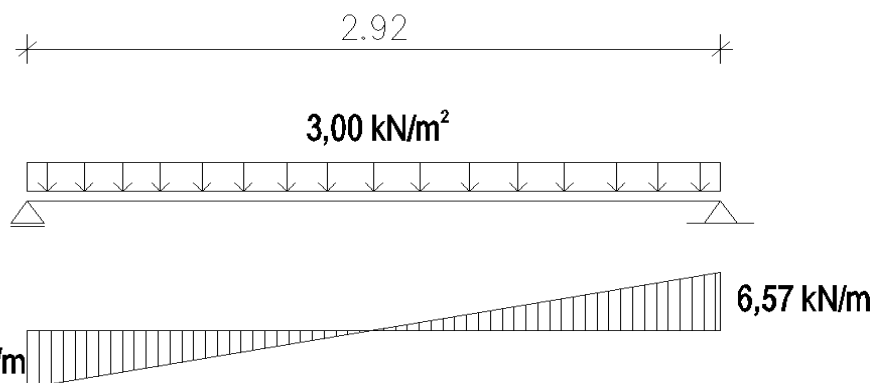
koristna obtežba za poslovne prostore		3,0	kN/m ²
predelne stene		0,8	kN/m ²
	$\Sigma \Delta q$	=	3,8 kN/m ²

Koristna obtežba temeljne plošče

koristna obtežba za skladišča		7,5	kN/m ²
predelne stene		0,8	kN/m ²
	$\Sigma \Delta q$	=	8,3 kN/m ²

Linijska obtežba stopniščne rame na ploščo:

Primer 1:



Slika 9: Prikaz koristne obtežbe na stopniščno ramo pri primeru 1

q_d ... zvezna stalna obtežba

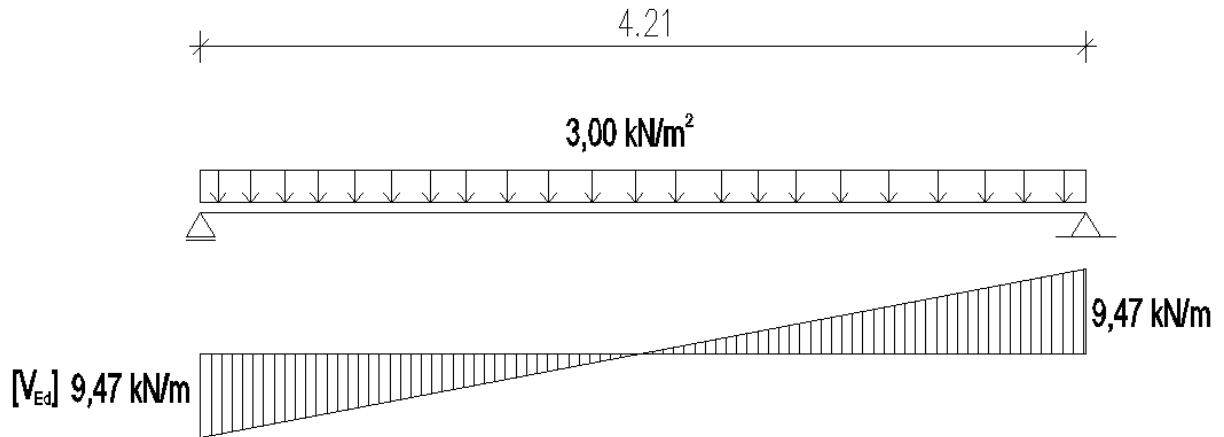
$R_{q,d}$... reakcija v podpori

l ... razpon stopniščne rame

$$q_d = 1.5 \cdot 3 \text{ kN/m}^2 = 4.50 \text{ kN/m}^2$$

$$R_{q,d} = \frac{q_d \cdot l}{2} = \frac{4.50 \text{ kN/m}^2 \cdot 2.92 \text{ m}}{2} = 6.57 \text{ kN/m}$$

Primer 2:



Slika 10: Prikaz koristne obtežbe na stopniščno ramo pri primeru 1

- q_d ... zvezna stalna obtežba
 $R_{q,d}$... reakcija v podpori
 l ... razpon stopniščne rame

$$q_d = 1.5 \cdot 3 \text{ kN/m}^2 = 4.50 \text{ kN/m}^2$$

$$R_{q,d} = \frac{q_d \cdot l}{2} = \frac{4.50 \text{ kN/m}^2 \cdot 4.21 \text{ m}}{2} = 9.47 \text{ kN/m}$$

3.3 Obtežba s snegom

Lokacija objekta: Ljubljana

Nadmorska višina: $A = 300 \text{ m}$

Snežna karta: cona A2

$\gamma = 2.0 \text{ kN/m}^3$...prostorninska teža snega

Trajna/zčasna projektna stanja obtežbe snega

$$s_k = 1.293 \cdot \left[1 + \left(\frac{A}{728} \right)^2 \right] = 1.293 \cdot \left[1 + \left(\frac{300}{728} \right)^2 \right] = 1.52 \text{ kN/m}^2$$

Pri tem so:

$s = \mu \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k$... računska obtežba snega,
μ	... oblikovni koeficient obtežbe snega,
s_k	... karakteristična obtežba snega na tleh,
C_e	... koeficient izpostavljenosti (običajno $C_e = 1.0$),
C_t	... koeficient toplote (izolirane strehe $C_t = 1.0$).

Oblika strehe – ravna streha z robnim vencem, ki preprečuje zdrs.

$$\alpha = 2^0 \rightarrow \mu_1 = 0.8$$

$$s = \mu \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0.8 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 1.52 = 1.22 \text{ kN/m}^2 \quad \dots \text{računska obtežba na streho}$$

Zdrs snega iz višje ležeče strehe na nižji nivo

Objekt ima povsod ravno streho ($\alpha = 2^0$), brez napušča in z robnim vencem.

Ni vpliva zdrsa snega s strehe $\rightarrow \mu_s = 0$

Nezgodno projektno stanje s snegom

Nacionalni dodatek k SIST EN 1991-1-3:2004, točka 2(3):

V republiki Sloveniji se obtežba snega upošteva kot nezgodna le v krajih, ki so višje nad 1500 m nad morjem.

Ljubljana z nadmorsko višino $A=300\text{m}$ \rightarrow nezgodno stanje se ne upošteva.

3.4 Obtežba vetra na konstrukcijo

Osnovni podatki o objektu:

Višina objekta: $h = z_e = 22,4\text{m}$

Širina, dolžina objekta: $a = b = 26,0\text{m}$

Določitev osnovne hitrosti vetra:

Lokacija objekta: Ljubljana

Nadmorska višina: 300 m

Cona: A1

Ščerov, D. 2010. *Dimenzioniranje elementov nosilne konstrukcije poslovnega objekta*
Diplomska naloga – VSŠ, Ljubljana, UL, FGG, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer.

$$V_{b,0} = 20 \text{ m/s} \quad \dots \text{ temeljna vrednost osnovne hitrosti vetra}$$

$$V_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot V_{b,0} \quad \dots \text{ osnovna hitrost vetra}$$

$$C_{dir} = 1.0 \quad \dots \text{ priporočena vrednost smernega faktorja}$$

$$C_{season} = 1.0 \quad \dots \text{ priporočena vrednost faktorja letnega časa}$$

$$V_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot V_{b,0} = 1.0 \cdot 1.0 \cdot 20 = 20 \text{ m/s} \quad \dots \text{ osnovna hitrost vetra}$$

Upoštevanje višine:

Kategorija terena: III. kategorija

Z_0 [m]	Z_{\min} [m]	$Z_{0,II}$ [m]	Z_{\max} [m]
0,3	5	0,05	200

Določitev osnovnega tlaka vetra:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_b^2 \quad \dots \text{ osnovni tlak vetra}$$

$$\rho = 1.25 \text{ kg/m}^3 \quad \dots \text{ gostota zraka}$$

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_b^2 = \frac{1}{2} \cdot 1.25 \text{ kg/m}^3 \cdot (20 \text{ m/s}^2) = 250 \text{ N/m}^2 = 0.25 \text{ kN/m}^2$$

Tlak vetra na zunanje ploskve:

$$w_e = q_p(z_e) \cdot C_{pe}$$

Pri tem sta:

z_e ... referenčna višina za zunanji tlak,

C_{pe} ... koeficient zunanjega tlaka.

Tlak vetra na zunanje ploskve:

$$w_i = q_p(z_i) \cdot C_{pi}$$

Pri tem sta:

z_i ... referenčna višina za notranji tlak,

C_{pi} ... koeficient notranjega tlaka.

Vsota vplivov vetra lokalno:

$$w = w_e - (w_i)$$

Določitev tlaka pri največji hitrosti vetra

$$q_p(z_e) = C_e(z) \cdot q_b = 2.25 \cdot 0.25 \text{ kN/m}^2 = 0.56 \text{ kN/m}^2$$

$C_e(z) = 2.25$...faktor izpostavljenosti, vrednost odčitana na sliki 4.2

Koeficient zunanlega tlaka C_{pi}

4 enake ploskve (glede odprtín)

$$\mu = \frac{\sum A_0 (C_{pe} \leq 0)}{\sum A_0} = \frac{3 \cdot A_{0,1}}{4 \cdot A_{0,1}} = \frac{3}{4} = 0.75$$

Vrednost C_{pi} odčitamo v sliki 7.13

$$C_{pi} = C_{pi} \left(\frac{h}{d} \cong 1; \mu = 0.75 \right) \cong -0.23$$

Koeficient zunanlega tlaka C_{pe}

$h = 22.5m$... višina objekta

$b_{precno} = d_{vzdolžno}$... dimenzija objekta v prečni smeri

$b_{vzdolžno} = d_{precno} = 26m$... dimenzija objekta vzdolžni smeri

Za obe smeri vetra velja $h \leq b$, torej stavbo obravnavam kot en del in velja:

$Z_e = h = 22.5m$... referenčna višina za zunanji tlak

Veter vzdolžno $\frac{h}{d} = \frac{22.5}{26} = 0.87$

Veter prečno $\frac{h}{d} = \frac{22.5}{26} = 0.87$

Ker je tloris kvadratne stavbe kvadratne oblike, je veter enako obravnavan v obeh smereh.

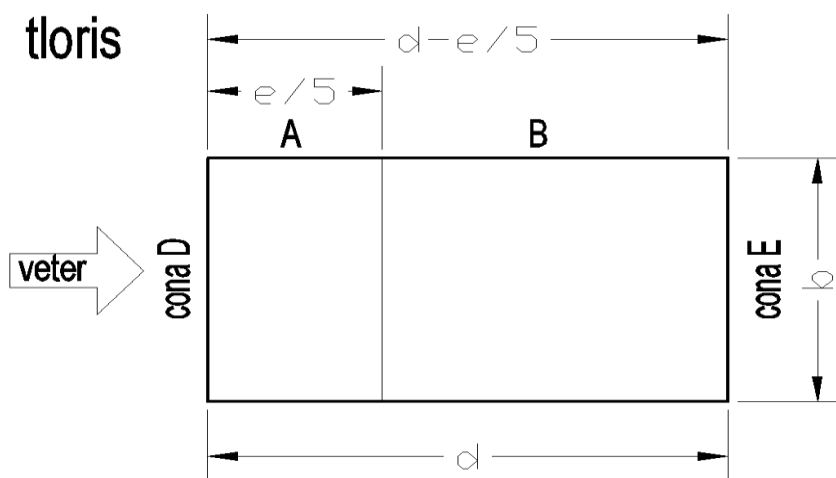
Geometrija objekta (m):

$$e = \min [b; 2 \cdot h]$$

$$d = 26m$$

$$\text{Veter vzdolžno/prečno } e = \min(b; 2h) = \min(26; 2 \cdot 22.5) = \min(26; 45m > d) \rightarrow e = 26.0m$$

a) Obtežba vetra na stene objekta



Slika 11: Prikaz con vetrne obtežbe na stene objekta

Zona	A		B		D		E	
h/d	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
5	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	+0.8	+1.0	-0.7	
1	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	+0.8	+1.0	-0.5	
<0.25	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	+0.7	+1.0	-0.3	

Preglednica 1: Koeficienti zunanje tlaka na vertikalne stene stavb

Območje A:

$$w_{e,A} = C_{pe,A} \cdot q_p(z_e) = (-1.2) \cdot 0.56 \text{ kN/m}^2$$

$$w_{e,A} = -0.67 \text{ kN/m}^2$$

$$w_{i,A} = C_{pi,A} \cdot q_p(z_i) = (-0.23) \cdot 0.56 \text{ kN/m}^2$$

$$w_{i,A} = -0.13 \text{ kN/m}^2$$

$$w_A = \min(w_{e,A}; w_{e,A} - w_{i,A})$$

$$w_A = -0.67 \text{ kN/m}^2$$

Območje B:

$$w_{e,B} = C_{pe,B} \cdot q_p(z_e) = (-0.8) \cdot 0.56 \text{ kN/m}^2$$

$$w_{e,B} = -0.45 \text{ kN/m}^2$$

$$w_{i,B} = C_{pi,B} \cdot q_p(z_i) = (-0.23) \cdot 0.56 \text{ kN/m}^2$$

$$w_{i,B} = -0.13 \text{ kN/m}^2$$

$$w_B = \min(w_{e,B}; w_{e,B} - w_{i,B})$$

$$w_B = -0.45 \text{ kN/m}^2$$

Območje D:

$$w_{e,D} = C_{pe,D} \cdot q_p(z_e) = (0.8) \cdot 0.56 \text{ kN/m}^2$$

$$w_{e,D} = 0.45 \text{ kN/m}^2$$

$$w_{i,D} = C_{pi,D} \cdot q_p(z_i) = (-0.23) \cdot 0.56 \text{ kN/m}^2$$

$$w_{i,D} = -0.13 \text{ kN/m}^2$$

$$w_D = \max(w_{e,D}; w_{e,D} - w_{i,D})$$

$$w_D = 0.58 \text{ kN/m}^2$$

Območje E:

$$w_{e,E} = C_{pe,E} \cdot q_p(z_e) = (-0.5) \cdot 0.56 \text{ kN/m}^2$$

$$w_{e,E} = -0.28 \text{ kN/m}^2$$

$$w_{i,E} = C_{pi,E} \cdot q_p(z_i) = (-0.23) \cdot 0.56 \text{ kN/m}^2$$

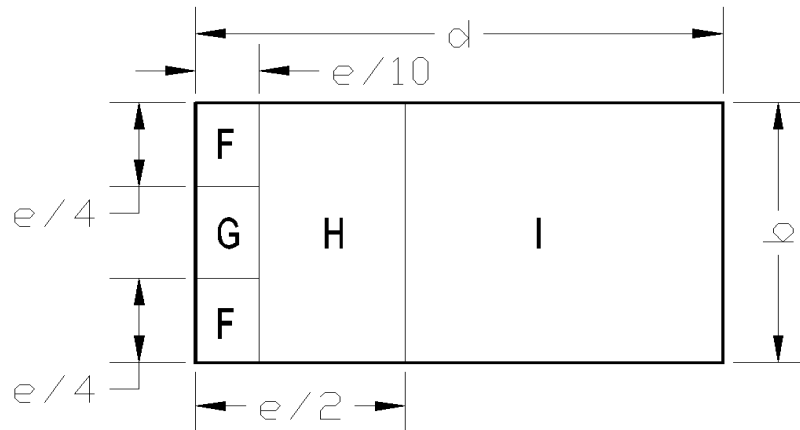
$$w_{i,E} = -0.13 \text{ kN/m}^2$$

$$w_E = \min(w_{e,E}; w_{e,E} - w_{i,E})$$

$$w_E = -0.28 \text{ kN/m}^2$$

b) Obtežba vetra na ravno streho objekta:

tloris



Slika 12: Prikaz con vetrne obtežbe na streho objekta

$h_p = 0.38m$...višina robnega venca strehe

$h = 22.5m$...višina objekta

$\frac{h_p}{h} = \frac{0.38}{22.5} = 0.0169$...streha s parapeti

F		G		H		I	
$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
-1.4	-2.0	-0.9	-1.6	-0.7	-1.2	± 0.2	

Preglednica 2 : Koefficienti zunanjega tlaka na streho

Območje F:

$$w_{e,F} = C_{pe,F} \cdot q_p(z_e) = (-1.4) \cdot 0.56 kN/m^2$$

$$w_{e,F} = -0.78 kN/m^2$$

$$w_{i,F} = C_{pi,F} \cdot q_p(z_i) = (-0.23) \cdot 0.56 kN/m^2$$

$$w_{i,F} = -0.13 kN/m^2$$

$$w_F = \min(w_{e,F}; w_{e,F} - w_{i,F})$$

$$w_F = -0.78 \text{ kN/m}^2$$

Območje G:

$$w_{e,G} = C_{pe,G} \cdot q_p(z_e) = (-0.9) \cdot 0.56 \text{ kN/m}^2$$

$$w_{e,G} = -0.50 \text{ kN/m}^2$$

$$w_{i,G} = C_{pi,G} \cdot q_p(z_i) = (-0.23) \cdot 0.56 \text{ kN/m}^2$$

$$w_{i,G} = -0.13 \text{ kN/m}^2$$

$$w_G = \min(w_{e,G}; w_{e,G} - w_{i,G})$$

$$w_G = -0.50 \text{ kN/m}^2$$

Območje H:

$$w_{e,H} = C_{pe,G} \cdot q_p(z_e) = (-0.7) \cdot 0.56 \text{ kN/m}^2$$

$$w_{e,H} = -0.39 \text{ kN/m}^2$$

$$w_{i,H} = C_{pi,H} \cdot q_p(z_i) = (-0.23) \cdot 0.56 \text{ kN/m}^2$$

$$w_{i,H} = -0.13 \text{ kN/m}^2$$

$$w_H = \min(w_{e,H}; w_{e,H} - w_{i,H})$$

$$w_H = -0.50 \text{ kN/m}^2$$

Območje I:

$$w_{e,I} = C_{pe,I} \cdot q_p(z_e) = (-0.2) \cdot 0.56 \text{ kN/m}^2$$

$$w_{e,I} = -0.11 \text{ kN/m}^2$$

$$w_{e,I} = C_{pe,I} \cdot q_p(z_e) = (+0.2) \cdot 0.56 \text{ kN/m}^2$$

$$w_{e,I} = +0.11 \text{ kN/m}^2$$

$$w_{i,I} = C_{pi,I} \cdot q_p(z_i) = (-0.23) \cdot 0.56 \text{ kN/m}^2$$

$$w_{i,I} = -0.13 \text{ kN/m}^2$$

$$w_I = \max(w_{e,I}; w_{e,I} - w_{i,I})$$

$$w_I = 0.24 \text{ kN/m}^2$$

3.5 Potresna obtežba

3.5.1 Seizmična analiza, splošni opis

Lokacija: Ljubljana

Identifikacija tipa tal:

Tip tal	Opis stratigrafskega profila	Parametri		
		$V_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (udarcev /30 cm)	C_u (kPa)
C	Globoki sedimenti gostega ali srednjega gostega peska, proda ali toge gline globine nekaj deset metrov do več sto metrov	180-360	15-50	70-250

Vrednosti parametrov, ki opisujejo priporočen elastični spekter odziva:

Tip tal	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
C	1,15	0,20	0,6	2,0

Kategorija pomembnosti objekta za stavbe:

Kategorija namembnosti	Stavbe
II	Običajne stavbe, ki ne sodijo v druge kategorije

Osnovne vrednosti faktorja obnašanja (q_0) za sisteme, ki so pravilni po višini

Vrsta konstrukcije	DCM	DCH
Okvirni sistem, mešani sistem, sistem povezanih sten (sten z odprtini)	$3,0 \alpha/\alpha_1$	$4,5 \alpha/\alpha_1$

Ker faktor α/α_1 ni izpeljan z eksplicitnim računom, vzamem vrednost 1,3 iz Evrokoda. Sledeča vrednost predstavlja mešani sistem, sestavljen iz okvirjev in povezanih sten. Končna vrednost faktorja obnašanja je ocenjena na 3,9.

Upoštevanje razpokanih prerezov

Razpokane prereze upoštevam v vseh nosilnih stenah in stebrih. Upoštevam upogibno in strižno togost. Polovično togost upoštevam s polovičnim modulom elastičnosti:

$$E_{c,r} = \frac{1}{2} \cdot E_{cm} \quad \dots \text{modul elastičnosti razpokanega prereza}$$

$$G_{c,r} = \frac{1}{2} \cdot G_c \quad \dots \text{strižni modul razpokanega prereza}$$

$$\nu_{c,r} = 0.0 \quad \dots \text{Poissonov količnik pri razpokanem materialu}$$

3.5.2 Upoštevanje naključne torzije

Zaradi negotovosti, povezanih s položajem mas in s prostorskim spreminjanjem potresnega gibanja, EC8 predpisuje obvezno upoštevanje vpliva naključne ekscentričnosti. Zahteva je izpolnjena, če v vsaki etaži premaknemo maso iz masnega središča za $\pm 5\%$ ustrezne tlorisne dimenzije.

$$e_{ai} = \pm 0.05 \cdot L_i$$

e_{ai} ...ekscentričnost mase v etaži glede na nazivni položaj. Upošteva se v isti smeri v vseh etažah.

L_i ...tlorisna dimenzija etaže, pravokotno na smer potresnega vpliva

Vpliv naključne ekscentričnosti upoštevam z dodatnim torzijskim momentom, ki deluje v masnem središču C_M posamezne etaže. Smer vrtenja je vedno taka, da povečuje osnovne potresne vplive. Za vsako smer delovanja potresne obtežbe določim dodatni torzijski moment v vsaki etaži.

Projektni spekter odziva:

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right]$$

Pri tem so:

$S_d(T)$... projektni spekter odziva,

T	... nihajni čas linearnega sistema z eno prostostno stopnjo (v našem primeru je vrednost dobljena s pomočjo programa Tower),
a_g	... projektni pospešek za tla tipa C,
T_B	... spodnja meja nihajnega časa na območju spektra, kjer ima spektralni pospešek konstantno vrednost,
T_C	... zgornja meja nihajnega časa na območju spektra, kjer ima spektralni pospešek konstantno vrednost,
T_D	...vrednost nihajnega časa, pri kateri se začne območje konstantne vrednosti,
S	... faktor tal.

Projektni spekter odziva v smeri x:

$$S_{d,x}(T_x) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] = 2.5 \cdot 1.15 \cdot \frac{2.5}{3.9} \cdot \left[\frac{0,6}{0,762} \right]$$

$$S_{d,x}(T_x) = 1.451 m/s^2$$

Projektni spekter odziva v smeri y:

$$S_{d,y}(T_y) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] = 2.5 \cdot 1.15 \cdot \frac{2.5}{3.9} \cdot \left[\frac{0,6}{0,742} \right]$$

$$S_{d,y}(T_y) = 1.490 m/s^2$$

Celotna prečna sila:

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda$$

Pri tem so:

m	... celotna masa stavbe nad temelji ali nad togo kletjo,
T_1	... osnovni nihajni čas konstrukcije za translacijsko gibanje v obravnavani smeri,
$S_d(T_1)$... ordinata v projektnem spektru pri nihajnem času T_1 (m/s^2),
λ	... korekcijski faktor, ki upošteva dejstvo, da je pri stavbah z najmanj tremi etažami in translacijskimi prostostnimi stopnjami v obeh vodoravnih smereh efektivna modalna masa za osnovno nihajno obliko v povprečju 15% manjša od celotne mase,
$\lambda = 0.85$	če velja $T_1 < 2T_C$ in ima stavba več kot dve etaži,
$\lambda = 1.00$	v drugih primerih

Celotna prečna sila v smeri x:

$$F_{b,x} = S_{d,x}(T_x) \cdot m \cdot \lambda = 1.451 m/s^2 \cdot 4174300 kg \cdot 0.85$$

$$F_{b,x} = 5148373 N = 5148.4 kN$$

Celotna prečna sila v smeri y:

$$F_{b,y} = S_{d,y}(T_Y) \cdot m \cdot \lambda = 1.490 \text{ m/s}^2 \cdot 4174300 \text{ kg} \cdot 0.85$$

$$F_{b,y} = 5286751 \text{ N} = 5286.8 \text{ kN}$$

Prečna sila po etažah:

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j}$$

Pri tem so:

- F_i ... vodoravna sila, ki deluje v etaži i,
 F_b ... celotna potresna sila,
 s_i, s_j ... pomika mase m_i in m_j v osnovni nihajni obliki,
 m_i, m_j ... masi etaž.

etaža i	m_i (t)	$z_{i,x}$ (cm)	$z_{i,y}$ (cm)	$F_{b,x}$ kN	$F_{b,y}$ kN	$F_{i,x}$ kN	$F_{i,y}$ kN
6	832,16	3,16	3	5148,4	5286,8	1421,053	1429,378
5	770,96	2,7	2,58			1124,895	1138,86
4	773	2,25	2,16			939,8931	955,9875
3	763,36	1,79	1,74			738,4122	760,4972
2	773,46	1,32	1,32			551,7321	584,5622
1	801,33	0,86	0,91			372,4142	417,5147

Preglednica 3: Račun prečne sile po etažah v smereh x in y

Račun momentov naključne torzije:

$$M_{Ei} = F_i \cdot e_{a,i}$$

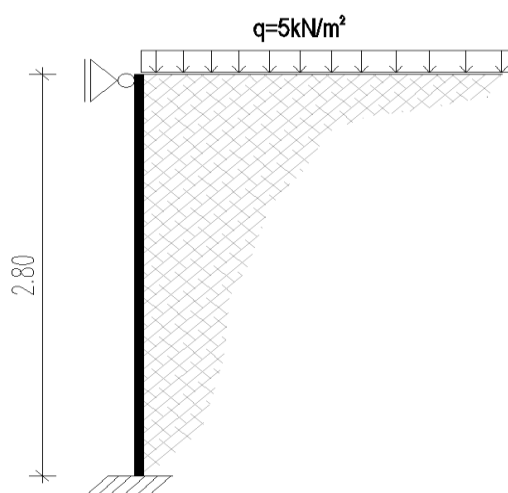
Pri tem so:

- $L_{X,i}$... tlorisna dimenzija etaže i, v vzdolžni smeri x (m),
 $L_{Y,i}$... tlorisna dimenzija etaže i, v prečni smeri y (m),
 $e_{a,x,i}$... ekscentričnost mase v vzdolžni smeri x (s),
 $e_{a,y,i}$... ekscentričnost mase v prečni smeri y (s),
 $F_{i,x}$... prečna sila etaže i, v vzdolžni smeri x (m),
 $F_{i,y}$... prečna sila etaže i, v prečni smeri y (m),
 $M_{EX,i}$... moment naključne torzije etaže i, v vzdolžni smeri x (m),
 $M_{EY,i}$... moment naključne torzije etaže i, v prečni smeri y (m).

etaža i	m_i (t)	$L_{x,i}$ (m)	$L_{y,i}$ (m)	$e_{a,x,i}$ (m)	$e_{a,y,i}$ (m)	$F_{i,X}$ kN	$F_{i,Y}$ kN	$(*)M_{EX,i}$ (kNm)	$(*)M_{EY,i}$ (kNm)
6	832,16	26	26	1,3	1,3	1421,053	1429,378	1847,369	1858,191
5	770,96	26	26	1,3	1,3	1124,895	1138,86	1462,364	1480,519
4	773	26	26	1,3	1,3	939,8931	955,9875	1221,861	1242,784
3	763,36	26	26	1,3	1,3	738,4122	760,4972	959,9359	988,6464
2	773,46	26	26	1,3	1,3	551,7321	584,5622	717,2517	759,9309
1	801,33	26	26	1,3	1,3	372,4142	417,5147	484,1385	542,7691

Preglednica 4: Račun torzijskih momentov po etažah v smereh x in y

3.6 Obtežba zemljine na obodne kletne stene



Slika 13: Statični model kletne stene in koristna obtežba, ki deluje ob njej

Karakteristike zemljine:

$$c = 0$$

$$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$\varphi = 30$$

$$h = 2.8 \text{ m}$$

...višina kletne stene

$$q = 5 \text{ kN/m}^2$$

...obtežba vozila ob objektu

Koeficient mirnega tlaka

$$k_0 = 1 - \sin \varphi = 1 - 0.5 = 0.5$$

Pritisk zgoraj zaradi teže vozila

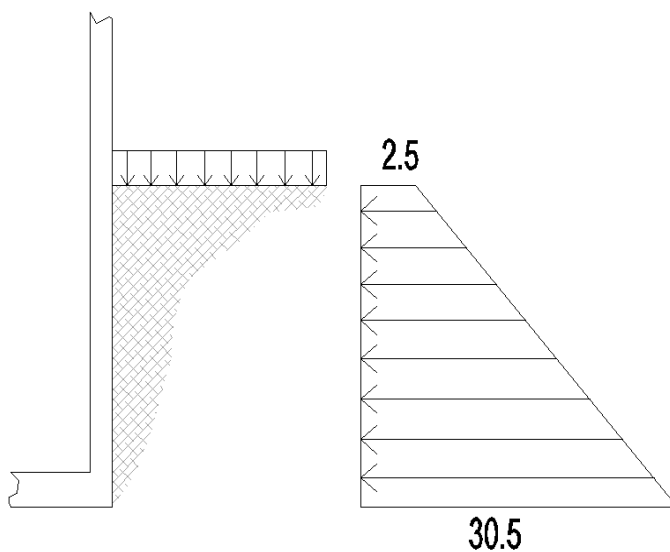
$$p_{zg} = k_0 \cdot q = 0.5 \cdot 5 \text{ kN/m}^2 = 2.5 \text{ kN/m}^2$$

Pritisk spodaj, sprememba pritiska

$$\Delta p_{sp} = \gamma \cdot h \cdot k_0 = 20 \text{ kN/m}^3 \cdot 2.8 \text{ m} \cdot 0.5 = 28 \text{ kN/m}^2 \longrightarrow$$

$$p_{sp} = p_{zg} + \Delta p_{sp} = 2.5 \text{ kN/m}^2 + 28 \text{ kN/m}^2 = 30.5 \text{ kN/m}^2$$

[kN/m²]



Slika 14: Zemeljski pritiski, ki se vršijo na kletne stene objekta

3.7 Kombinacije vplivov obtežb na stavbo

Mejna stanja nosilnosti

a) Stalna in začasna projektna stanja

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

b) Nezgodna projektna stanja

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

c) Potresno projektno stanje

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Kombinacije vplivov za mejna stanja uporabnosti

d) Karakteristična kombinacija

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} "+" P "+" Q_{k,1} "+" \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

e) Pogosta kombinacija

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} "+" P "+" \psi_{1,1} Q_{k,1} "+" \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

f) Navidezno stalna kombinacija

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} "+" P "+" \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

"+" ... kombinirati z

$G_{k,j}$... karakteristična vrednost stalne obtežbe

P ... karakteristična vrednost sile prednapenjanja

$Q_{k,1}$... karakteristična vrednost spremenljive obtežbe, ki daje največji vpliv

$Q_{k,i}$... karakteristična vrednost ostale spremenljive obtežbe, ki ne daje največjega vpliva

A_d ... računski vrednost nezgodne obtežbe

A_{Ed} ... računski vrednost potresne obtežbe

$\gamma_{G,j}$... parcialni varnostni faktorji za stalno obtežbo

γ_P ... parcialni varnostni faktor za obtežbo s prednapenjanjem

γ_{pA} ... parcialno varnostni faktor za nezgodno obtežbo

$\gamma_{Q,i}$... parcialni varnostni faktor za spremenljivo obtežbo

ψ ... koeficient za kombinacije obtežb

$\gamma_{G,j} = 1.35$ ali $\gamma_{G,j} = 1.00$ če je bolj neugodno

$\gamma_{Q,i} = 1.50$

Faktorji ψ za obtežbo stavbe

Obtežba	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Koristna obtežba; kategorija B: pisarne	0,70	0,50	0,30
Sneg (za druge članice CEN za n.v h<1000)	0,50	0,20	0,00
Veter	0,60	0,20	0,00

Mejno stanje uporabnosti

Karakteristične kombinacije obtežb

$g "+" s "+" 0,7q "+" 0,6w$

$g "+" w "+" 0,5s "+" 0,7q$

$$g'' + q'' + 0,5s'' + 0,6w$$

Pogoste kombinacije obtežb

$$g'' + 0,2s'' + 0,3q$$

$$g'' + 0,5q$$

$$g'' + 0,2w'' + 0,3q$$

Navidezno stalna kombinacija obtežbe

$$g'' + 0,3q$$

Mejno stanje nosilnosti

Stalna in začasno projektno stanje

$$1,35g'' + 1,5q'' + 0,75s'' + 0,9w$$

$$1,35g'' + 1,5w'' + 0,75s'' + 1,05q$$

$$1,35g'' + 1,5s'' + 1,05q'' + 0,9w$$

$$1,00g'' + 1,5q'' + 0,75s'' + 0,9w$$

$$1,00g'' + 1,5w'' + 0,75s'' + 1,05q$$

$$1,00g'' + 1,5s'' + 1,05q'' + 0,9w$$

Potresno projektno stanje

$$g'' + 0,3q'' + E_X'' + M_{ex}'' + 0,3(E_Y'' + M_{ey}'')$$

$$g'' + 0,3q'' + E_X'' - M_{ex}'' + 0,3(E_Y'' + M_{ey}'')$$

$$g'' + 0,3q'' + E_X'' + M_{ex}'' + 0,3(E_Y'' - M_{ey}'')$$

$$g'' + 0,3q'' + E_X'' - M_{ex}'' + 0,3(E_Y'' - M_{ey}'')$$

$$g'' + 0,3q'' + E_X'' + M_{ex}'' - 0,3(E_Y'' + M_{ey}'')$$

$$g'' + 0,3q'' + E_X'' - M_{ex}'' - 0,3(E_Y'' + M_{ey}'')$$

$$g'' + 0,3q'' + E_X'' + M_{ex}'' - 0,3(E_Y'' - M_{ey}'')$$

$$g'' + 0,3q'' + E_X'' - M_{ex}'' - 0,3(E_Y'' - M_{ey}'')$$

$$g'' + 0,3q'' - E_X'' + M_{ex}'' + 0,3(E_Y'' + M_{ey}'')$$

$$g'' + 0,3q'' - E_X'' - M_{ex}'' + 0,3(E_Y'' + M_{ey}'')$$

$$g'' + 0,3q'' - E_X'' + M_{ex}'' + 0,3(E_Y'' - M_{ey}'')$$

$$g'' + 0,3q'' - E_X'' - M_{ex}'' + 0,3(E_Y'' - M_{ey}'')$$

$$g'' + 0,3q'' - E_X'' + M_{ex}'' - 0,3(E_Y'' + M_{ey}'')$$

$$g'' + 0,3q'' - E_X'' - M_{ex}'' - 0,3(E_Y'' + M_{ey}'')$$

$$g'' + 0,3q'' - E_X'' + M_{ex}'' - 0,3(E_Y'' - M_{ey}'')$$

$$g'' + 0,3q'' - E_X'' - M_{ex}'' - 0,3(E_Y'' - M_{ey}'')$$

$$g'' + 0,3q'' + 0,3(E_X'' + M_{ex}'') + E_Y'' + M_{ey}''$$

$$g'' + 0,3q'' + 0,3(E_X'' - M_{ex}'') + E_Y'' + M_{ey}''$$

$$g'' + 0,3q'' + 0,3(E_X'' + M_{ex}'') + E_Y'' - M_{ey}''$$

$$\begin{aligned}
 &g + 0,3q + 0,3(E_x - M_{ex}) + E_y - M_{ey} \\
 &g + 0,3q + 0,3(E_x + M_{ex}) - E_y + M_{ey} \\
 &g + 0,3q + 0,3(E_x + M_{ex}) - E_y - M_{ey} \\
 &g + 0,3q + 0,3(E_x - M_{ex}) - E_y + M_{ey} \\
 &g + 0,3q + 0,3(E_x - M_{ex}) - E_y - M_{ey} \\
 &g + 0,3q - 0,3(E_x + M_{ex}) + E_y + M_{ey} \\
 &g + 0,3q - 0,3(E_x - M_{ex}) + E_y + M_{ey} \\
 &g + 0,3q - 0,3(E_x + M_{ex}) + E_y - M_{ey} \\
 &g + 0,3q - 0,3(E_x - M_{ex}) + E_y - M_{ey} \\
 &g + 0,3q - 0,3(E_x + M_{ex}) - E_y + M_{ey} \\
 &g + 0,3q - 0,3(E_x - M_{ex}) - E_y + M_{ey} \\
 &g + 0,3q - 0,3(E_x + M_{ex}) - E_y - M_{ey} \\
 &g + 0,3q - 0,3(E_x - M_{ex}) - E_y - M_{ey}
 \end{aligned}$$

g ... stalna obtežba

q ... koristna obtežba

s ... sneg

w ... veter

E_x ... potres v smeri x

E_y ... potres v smer y

M_{ex} ... vpliv naključne torzije v smeri x

M_{ey} ... vpliv naključne torzije v smeri y

Tu je treba upoštevati, da imamo 7 različnih postavitvev koristnih obtežb (»šahovnica«) in obtežbi vetra v dveh smereh.

4 DIMENZIONIRANJE TIPIČNE ETAŽNE PLOŠČE OBJEKTA

Podatke o notranjih statičnih količinah dobimo iz 3D modela iz programa Tower. Namen je podati ročno izračunano potrebno količino armature v plošči in potem še kontrolirati mejna stanja nosilnosti in mejna stanja uporabnosti obravnavane plošče.

Splošni podatki o uporabljenih materialih:

Beton: C25/30

$$f_{cd} = 2.5 \text{ kN/cm}^2$$

$$\gamma_c = 1.5$$

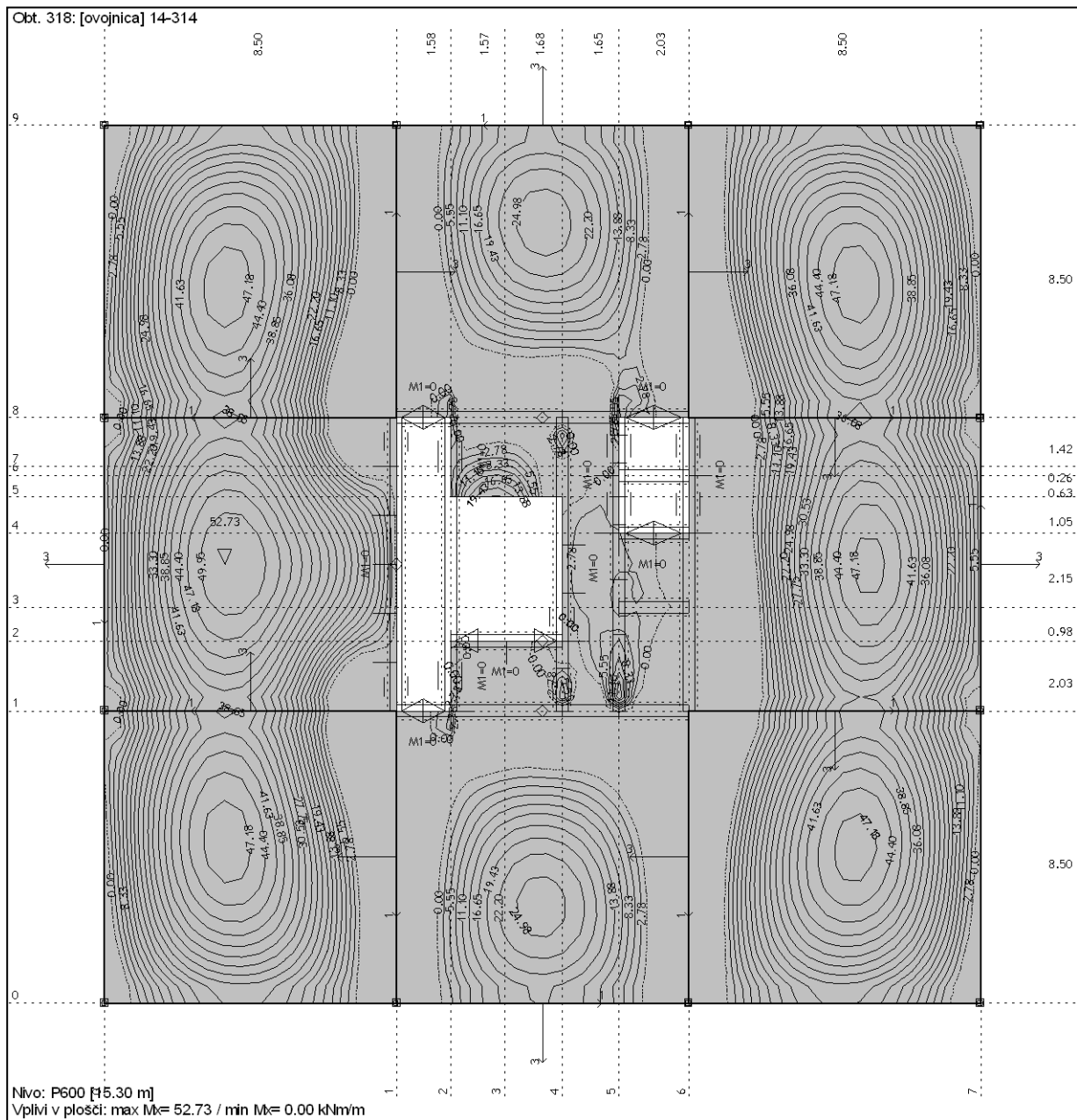
Jeklo: S500

$$f_{yd} = 50 \text{ kN/cm}^2$$

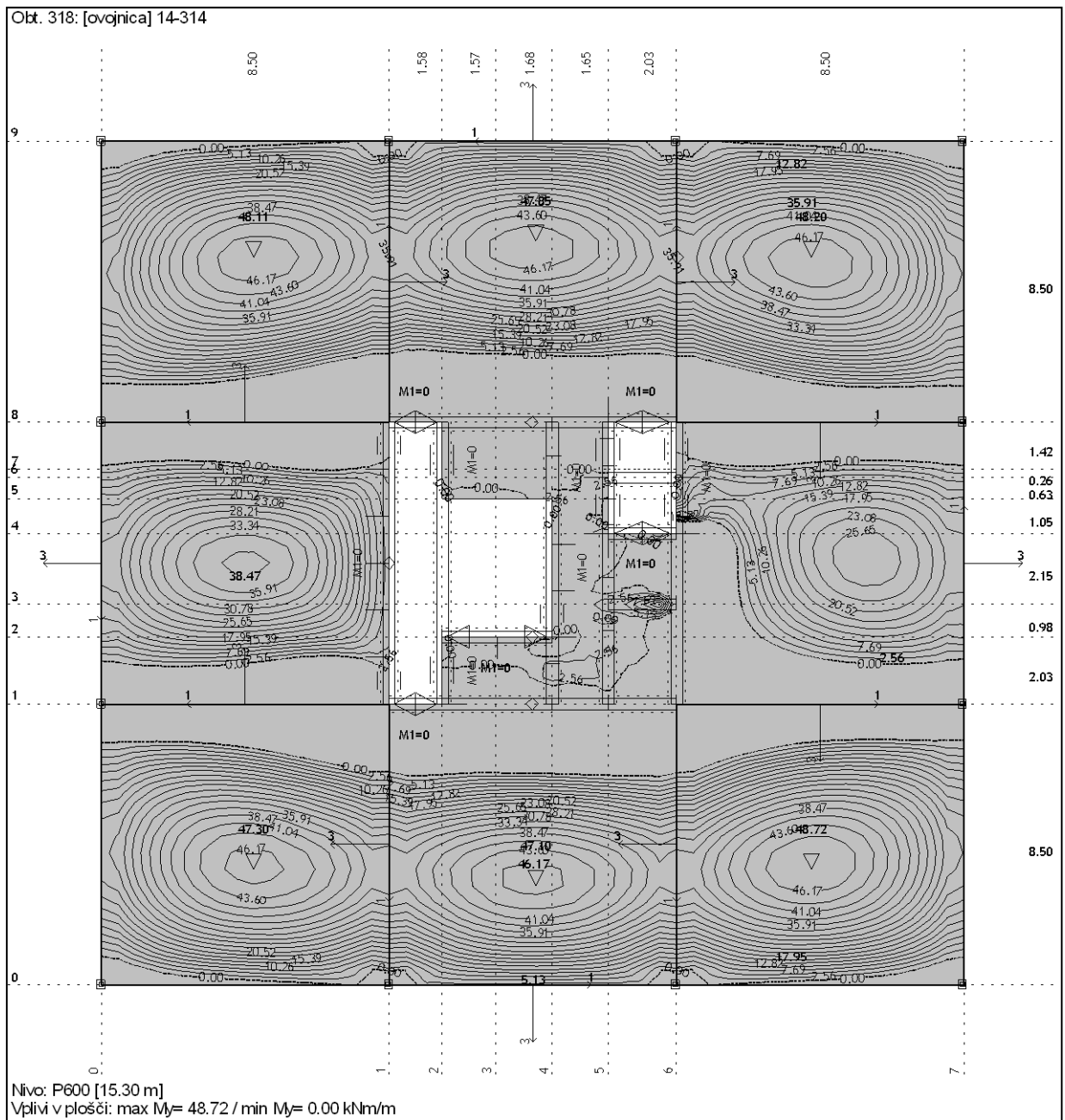
$$\gamma_s = 1.15$$

4.5 Dimenzioniranje tipične etažne plošče P600 (kota +15.30 m)

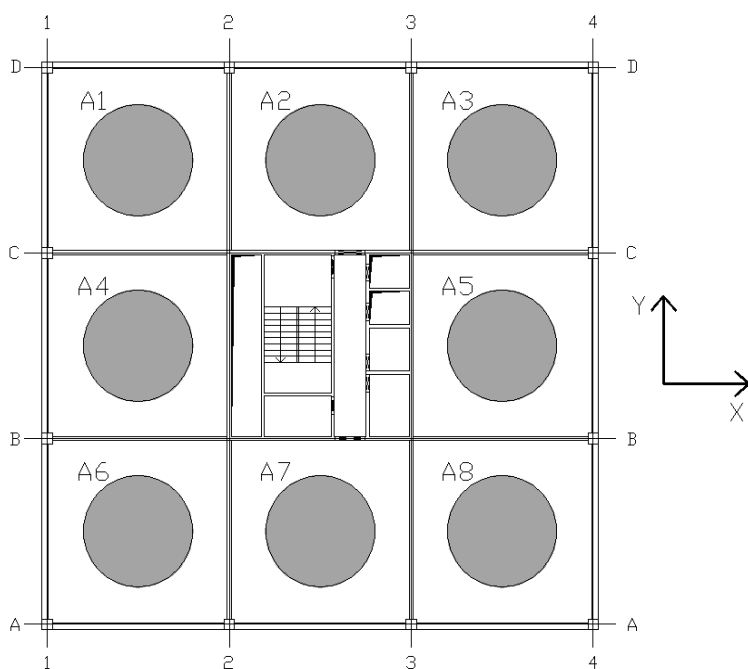
a) Pozitivni momenti v poljih



Slika 15: Prikaz pozitivnih momentov v poljih v smeri x



Slika 16: Prikaz pozitivnih momentov v polju v smeri y



Slika 17: Prikaz con pozitivne armature v poljih plošče P600

A1

$$M_{x,d} = 48.87 \text{ kNm/m} \quad \text{Podatki: } h = 25 \text{ cm}$$

$$M_{y,d} = 48.11 \text{ kNm/m} \quad d = 22 \text{ cm}$$

Ker sta momenta podobne velikosti, bom dimenzioniral le na podlagi večjega momenta M_x in enako armaturo podal tudi za smer y.

Armatura za obe smeri

$$M_d = M_{x,d} = 48.87 \text{ kNm}$$

$$k_d = \frac{M_d}{(b \cdot h^2 \cdot f_{cd})} = \frac{4887 \text{ kNcm}}{(100 \text{ cm} \cdot (22 \text{ cm})^2 \cdot 1.67 \text{ kN/cm}^2)} = 0.0605$$

Iz tabele $k_s = 1.049$

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_d}{(h \cdot F_{yd})} = 1.049 \cdot \frac{4887 \text{ kNcm}}{(22 \text{ cm} \cdot 43.5 \text{ kN/cm}^2)} = 5.36 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Izberem mrežo Q636 (6.36 cm²)

Šečerov, D. 2010. *Dimenzioniranje elementov nosilne konstrukcije poslovnega objekta*
Diplomska naloga – VSŠ, Ljubljana, UL, FGG, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer.

A2

$$M_{x,d} = 26.76 \text{ kNm/m} \quad \text{Podatki: } h = 25 \text{ cm}$$

$$M_{y,d} = 47.85 \text{ kNm/m} \quad d = 22 \text{ cm}$$

Armatura v smeri x

$$M_d = M_{x,d} = 26.76 \text{ kNm}$$

$$k_d = \frac{M_d}{(b \cdot h^2 \cdot f_{cd})} = \frac{2676 \text{ kNcm}}{(100 \text{ cm} \cdot (22 \text{ cm})^2 \cdot 1.67 \text{ kN/cm}^2)} = 0.0331$$

Iz tabele $k_s = 1.033$

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_d}{(h \cdot f_{yd})} = 1.033 \cdot \frac{2676 \text{ kNcm}}{(22 \text{ cm} \cdot 43.5 \text{ kN/cm}^2)} = 2.89 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Izberem mrežo Q308 (3.08 cm²)

Armatura v smeri y

$$M_d = M_{y,d} = 47.85 \text{ kNm}$$

$$k_d = \frac{M_d}{(b \cdot h^2 \cdot f_{cd})} = \frac{4785 \text{ kNcm}}{(100 \text{ cm} \cdot (22 \text{ cm})^2 \cdot 1.67 \text{ kN/cm}^2)} = 0.0592$$

Iz tabele $k_s = 1.049$

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_d}{(h \cdot F_{yd})} = 1.041 \cdot \frac{4785 \text{ kNcm}}{(22 \text{ cm} \cdot 43.5 \text{ kN/cm}^2)} = 5.21 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Izberem mrežo Q308+Φ8/20cm (5.59 cm²) ali mrežo R257 (5.65 cm²)

A3

$$M_x = 48.90 \text{ kNm/m} \quad \text{Podatki: } h = 25 \text{ cm}$$

$$M_y = 48.20 \text{ kNm/m} \quad d = 22 \text{ cm}$$

Ker so momenti približno enake velikosti, kot v coni A1, upoštevan izračunane dimenzije iz A1 polja.

A4

$$M_{x,d} = 52.73 \text{ kNm/m} \quad \text{Podatki: } h = 25 \text{ cm}$$

$$M_{y,d} = 39.14 \text{ kNm/m} \quad d = 22 \text{ cm}$$

Armatura v smeri y:

$$M_d = M_{y,d} = 39.14 \text{ kNm}$$

$$k_h = \frac{M_d}{(b \cdot h^2 \cdot f_{cd})} = \frac{3914 \text{ kNcm}}{(100 \text{ cm} \cdot (22 \text{ cm})^2 \cdot 1.67 \text{ kN/cm}^2)} = 0.0484$$

Iz tabele $k_s = 1.041$

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_d}{(h \cdot f_{yd})} = 1.041 \cdot \frac{3914 \text{ kNcm}}{(22 \text{ cm} \cdot 43.5 \text{ kN/cm}^2)} = 4.26 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Izberem mrežo Q503 (5.03 cm²)

Armatura v smeri x:

$$M_d = M_{x,d} = 52.72 \text{ kNm}$$

$$k_d = \frac{M_d}{(b \cdot h^2 \cdot f_{cd})} = \frac{5272 \text{ kNcm}}{(100 \text{ cm} \cdot (22 \text{ cm})^2 \cdot 1.67 \text{ kN/cm}^2)} = 0.0652$$

Iz tabele $k_s = 1.049$

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_d}{(h \cdot f_{yd})} = 1.049 \cdot \frac{5272 \text{ kNcm}}{(22 \text{ cm} \cdot 43.5 \text{ kN/cm}^2)} = 5.78 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Izberem mrežo Q503+Φ8/30cm (6.71 cm²) ali mreža R131 (6.34 cm²)

A5

$$M_{x,d} = 47.92 \text{ kNm/m} \quad \text{Podatki: } h = 25 \text{ cm}$$

$$M_{y,d} = 27.49 \text{ kNm/m} \quad d = 22 \text{ cm}$$

Armatura v smeri y:

$$M_d = M_{y,d} = 27.49 \text{ kNm}$$

$$k_d = \frac{M_d}{(b \cdot h^2 \cdot f_{cd})} = \frac{2749 \text{ kNcm}}{(100 \text{ cm} \cdot (22 \text{ cm})^2 \cdot 1.67 \text{ kN/cm}^2)} = 0.0340$$

Iz tabele $k_s = 1.033$

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_d}{(h \cdot f_{yd})} = 1.033 \cdot \frac{2749 \text{ kNcm}}{(22 \text{ cm} \cdot 43.5 \text{ kN/cm}^2)} = 2.97 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Izberem mrežo Q308 (3.08 cm²)

Armatura v smeri x:

$$M_d = M_{x,d} = 47.92 \text{ kNm}$$

$$k_d = \frac{M_d}{(b \cdot h^2 \cdot f_{cd})} = \frac{4792 \text{ kNcm}}{(100 \text{ cm} \cdot (22 \text{ cm})^2 \cdot 1.67 \text{ kN/cm}^2)} = 0.0593$$

Iz tabele $k_s = 1.049$

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_d}{(h \cdot F_{yd})} = 1.049 \cdot \frac{4792 \text{ kNcm}}{(22 \text{ cm} \cdot 43.5 \text{ kN/cm}^2)} = 5.25 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Izberem mrežo Q308+Φ8/20cm (5.59 cm²) ali mreža R226 (5.34 cm²)

A6

$$M_{x,d} = 48.92 \text{ kNm/m} \quad \text{Podatki: } h = 25 \text{ cm}$$

$$M_{y,d} = 47.30 \text{ kNm/m} \quad d = 22 \text{ cm}$$

Ker so momenti približno enake velikosti, kot v coni A1, upoštevam izračunane dimenzije armature iz A1 polja.

A7

$$M_{x,d} = 26.34 \text{ kNm/m} \quad \text{Podatki: } h = 25 \text{ cm}$$

$$M_{y,d} = 47.10 \text{ kNm/m} \quad d = 22 \text{ cm}$$

Ker so momenti približno enake velikosti, kot v coni A2, upoštevam izračunane dimenzije armature iz A2 polja.

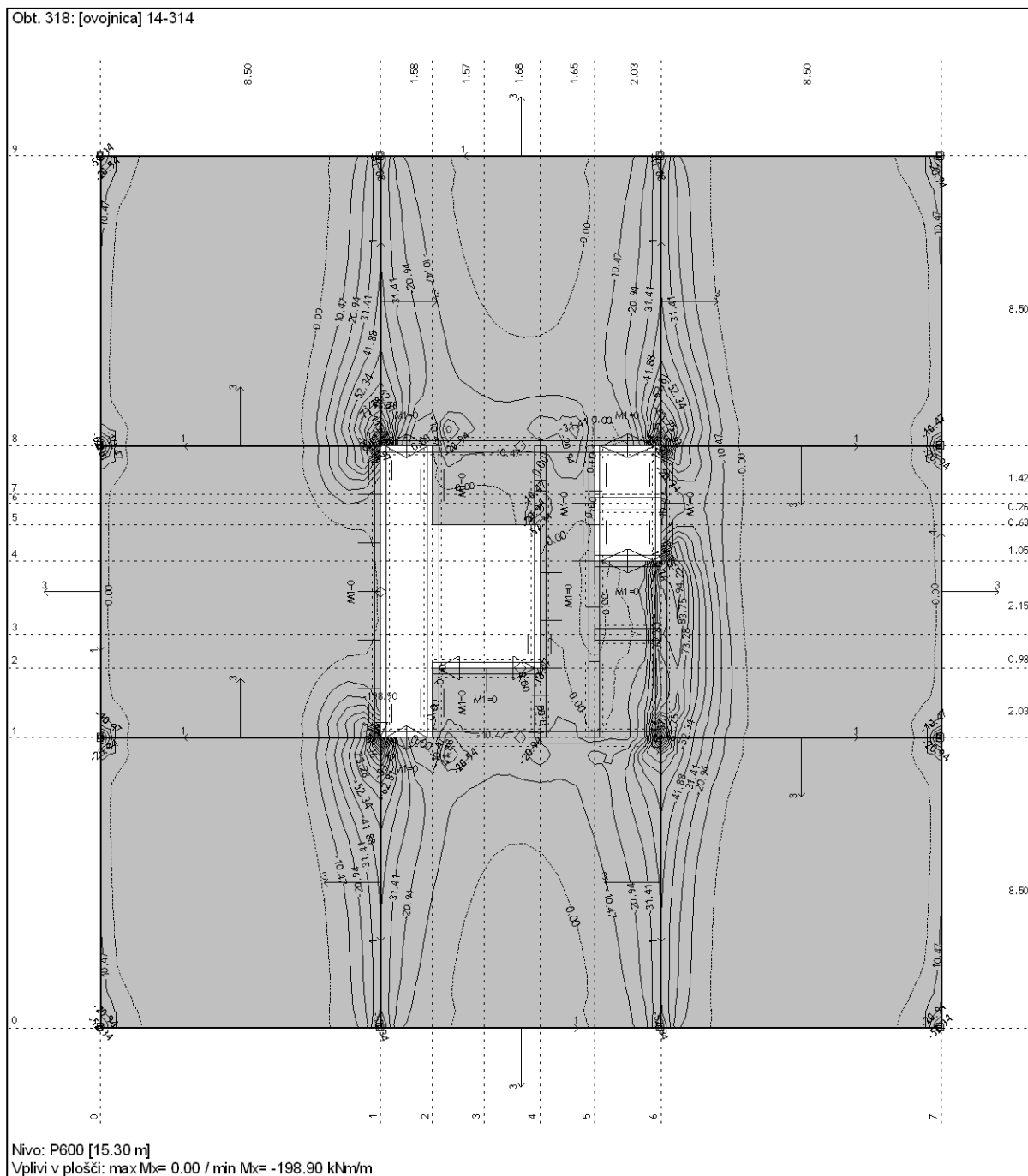
A8

$$M_{x,d} = 48.55 \text{ kNm/m} \quad \text{Podatki: } h = 25 \text{ cm}$$

$$M_{y,d} = 48.72 \text{ kNm/m} \quad d = 22 \text{ cm}$$

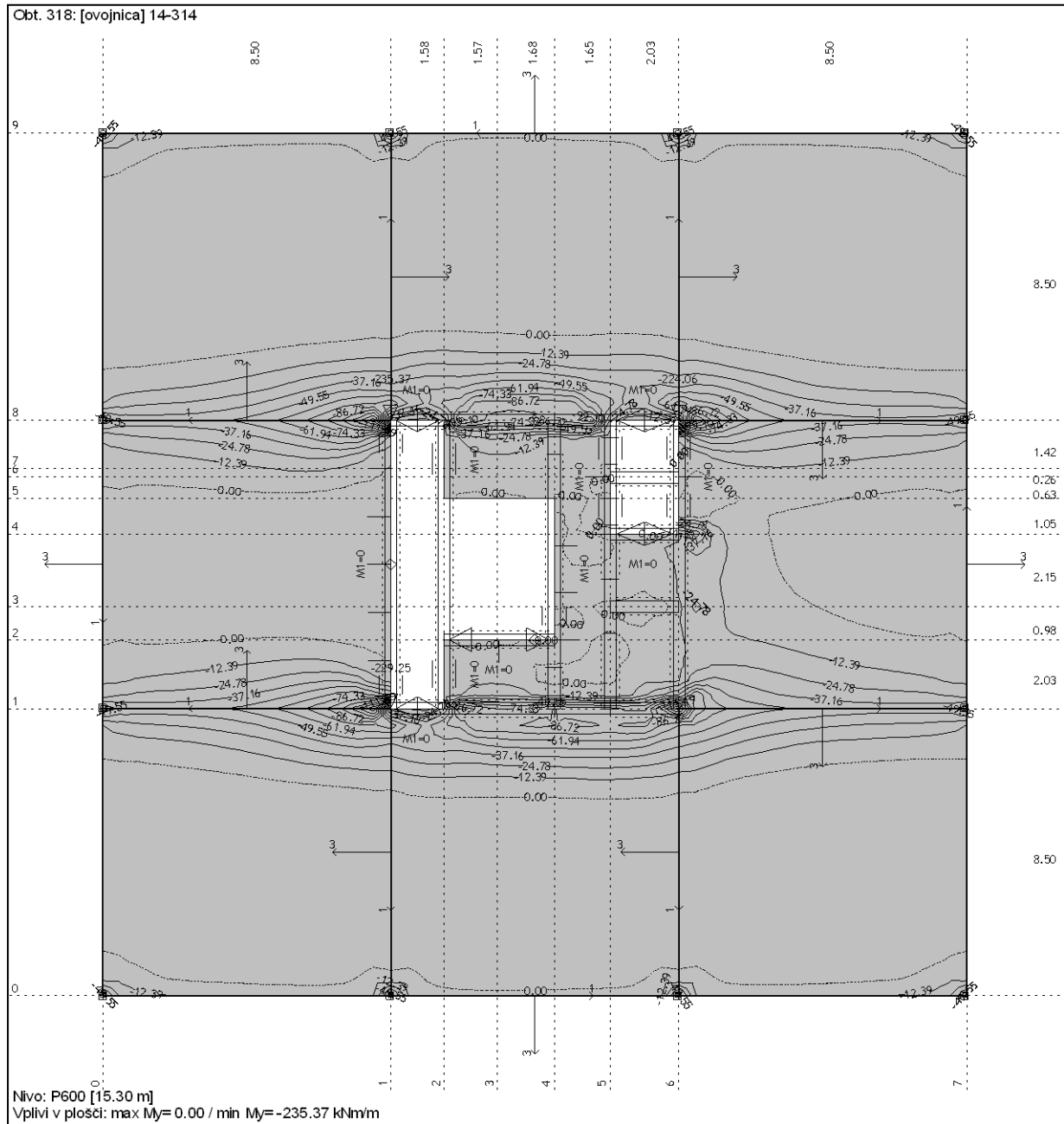
Ker so momenti približno enake velikosti, kot v coni A1, upoštevam izračunane dimenzije armature iz A1 polja.

b) Negativni momenti nad nosilci in nad podporami (stene)

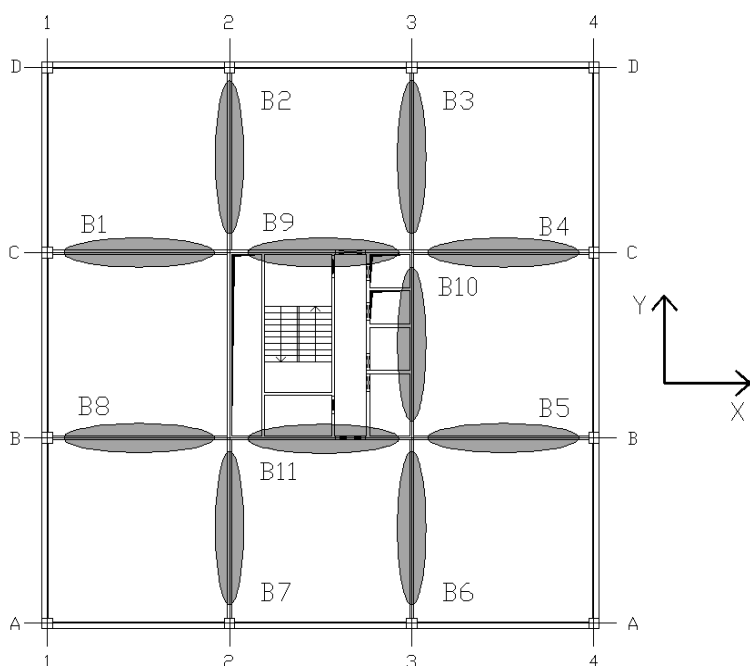


Slika 18: Prikaz negativnih momentov v poljih v smeri x

Ščerov, D. 2010. *Dimenzioniranje elementov nosilne konstrukcije poslovnega objekta*
 Diplomski naloga – VSŠ, Ljubljana, UL, FGG, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer.



Slika 19: Prikaz negativnih momentov v poljih v smeri y



Slika 20: Prikaz negativnih momentov nad nosilci in nad podporami plošče P600

B1

$$M_d = M_{y,d} = -62.00 \text{ kNm/m} \quad \text{Podatki: } h = 25 \text{ cm}$$

$$d = 22 \text{ cm}$$

$$k_d = \frac{M_d}{(b \cdot h^2 \cdot f_{cd})} = \frac{6200 \text{ kNcm}}{(100 \text{ cm} \cdot (22 \text{ cm})^2 \cdot 1.67 \text{ kN/cm}^2)} = 0.0767$$

Iz tabele $k_s = 1.058$

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_d}{(h \cdot f_{yd})} = 1.058 \cdot \frac{6200 \text{ kNcm}}{(22 \text{ cm} \cdot 43.5 \text{ kN/cm}^2)} = 6.85 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Izberem mrežo R785 (7.85 cm²)

B2

$$M_d = M_{x,d} = -52.38 \text{ kNm} \quad \text{Podatki: } h = 25 \text{ cm}$$

$$d = 22 \text{ cm}$$

$$k_d = \frac{M_d}{(b \cdot h^2 \cdot f_{cd})} = \frac{5238 \text{ kNcm}}{(100 \text{ cm} \cdot (22 \text{ cm})^2 \cdot 1.67 \text{ kN/cm}^2)} = 0.0648$$

Iz tabele $k_s = 1.049$

Šečerov, D. 2010. *Dimenzioniranje elementov nosilne konstrukcije poslovnega objekta*
Diplomska naloga – VSŠ, Ljubljana, UL, FGG, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer.

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_d}{(h \cdot f_{yd})} = 1.049 \cdot \frac{5238 \text{ kNcm}}{(22 \text{ cm} \cdot 43.5 \text{ kN/cm}^2)} = 5.74 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Izberem mrežo R636 (6.36 cm²)

B3

$$M_d = M_{x,d} = -52.50 \text{ kNm/m}$$

Ker so momenti približno enake velikosti, kot v coni B2, upoštevam izračunane dimenzije armature iz B2 polja.

B4

$$M_d = M_{y,d} = -62.04 \text{ kNm/m}$$

Ker so momenti približno enake velikosti, kot v coni B1, upoštevam izračunane dimenzije armature iz B1 polja.

B5

$$M_d = M_{y,d} = -62.01 \text{ kNm/m}$$

Ker so momenti približno enake velikosti, kot v coni B1, upoštevam izračunane dimenzije armature iz B1 polja

B6

$$M_d = M_{x,d} = -52.41 \text{ kNm/m}$$

Ker so momenti približno enake velikosti, kot v coni B2, upoštevam izračunane dimenzije armature iz B2 polja.

B7

$$M_d = M_{x,d} = -62.81 \text{ kNm/m}$$

Ker so momenti približno enake velikosti, kot v coni B1, upoštevam izračunane dimenzije armature iz B1 polja.

B8

$$M_d = M_{y,d} = -61.63 \text{ kNm/m}$$

Ker so momenti približno enake velikosti, kot v coni B1, upoštevam izračunane dimenzije armature iz B1 polja.

B9

$$M_{x,d} = -31.41 \text{ kNm/m} \quad \text{Podatki: } h = 25 \text{ cm}$$

$$M_{y,d} = -99.10 \text{ kNm/m} \quad d = 22 \text{ cm}$$

Armatura v smeri x:

$$M_d = M_{x,d} = -31.41 \text{ kNm/m}$$

$$k_d = \frac{M_d}{(b \cdot h^2 \cdot f_{cd})} = \frac{3141 \text{ kNcm}}{(100 \text{ cm} \cdot (22 \text{ cm})^2 \cdot 1.67 \text{ kN/cm}^2)} = 0.0389$$

Iz tabele $k_s = 1.033$

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_d}{(h \cdot f_{yd})} = 1.033 \cdot \frac{3141 \text{ kNcm}}{(22 \text{ cm} \cdot 43.5 \text{ kN/cm}^2)} = 3.39 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Izberem mrežo Q385 (3.85 cm²)

Armatura v smeri y:

$$M_d = M_{y,d} = -99.10 \text{ kNm/m}$$

$$k_d = \frac{M_d}{(b \cdot h^2 \cdot f_{cd})} = \frac{9910 \text{ kNcm}}{(100 \text{ cm} \cdot (22 \text{ cm})^2 \cdot 1.67 \text{ kN/cm}^2)} = 0.1226$$

Iz tabele $k_s = 1.085$

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_d}{(h \cdot f_{yd})} = 1.085 \cdot \frac{9910 \text{ kNcm}}{(22 \text{ cm} \cdot 43.5 \text{ kN/cm}^2)} = 11.24 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Izberem mrežo Q385+Φ10/10 (11.70 cm²) ali R785 (11.24 cm²)

B10

$$M_{x,d} = -94.22 \text{ kNm/m} \quad \text{Podatki: } h = 25 \text{ cm}$$

$$M_{y,d} = -24.78 \text{ kNm/m} \quad d = 22 \text{ cm}$$

Armatura v smeri y:

$$M_d = M_{y,d} = -24.78 \text{ kNm/m}$$

$$k_d = \frac{M_d}{(b \cdot h^2 \cdot f_{cd})} = \frac{2478 \text{ kNcm}}{(100 \text{ cm} \cdot (22 \text{ cm})^2 \cdot 1.67 \text{ kN/cm}^2)} = 0.0307$$

Šečerov, D. 2010. *Dimenzioniranje elementov nosilne konstrukcije poslovnega objekta*
Diplomska naloga – VSŠ, Ljubljana, UL, FGG, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer.

Iz tabele $k_s = 1.033$

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_d}{(h \cdot f_{yd})} = 1.033 \cdot \frac{2478 \text{ kNcm}}{(22 \text{ cm} \cdot 43.5 \text{ kN/cm}^2)} = 2.67 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Izberem mrežo Q283 (2.83 cm²)

Armatura v smeri x:

$$M_d = M_{x,d} = -94.22 \text{ kNm/m}$$

$$k_h = \frac{M_d}{(b \cdot h^2 \cdot f_{cd})} = \frac{9422 \text{ kNcm}}{(100 \text{ cm} \cdot (22 \text{ cm})^2 \cdot 1.67 \text{ kN/cm}^2)} = 0.1166$$

Iz tabele $k_s = 1.076$

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_d}{(h \cdot f_{yd})} = 1.076 \cdot \frac{9422 \text{ kNcm}}{(22 \text{ cm} \cdot 43.5 \text{ kN/cm}^2)} = 10.59 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Izberem mrežo Q283+Φ10/10 (10.68 cm²) ali R785 (10.68 cm²)

B11

$$M_{x,d} = -31.41 \text{ kNm/m}$$

Podatki: $h = 25 \text{ cm}$

$$M_{y,d} = -86.72 \text{ kNm/m}$$

$d = 22 \text{ cm}$

Armatura v smeri x:

Izberem mrežo Q385 (3.85 cm²)

Armatura v smeri y:

$$M_d = M_{y,d} = -86.72 \text{ kNm/m}$$

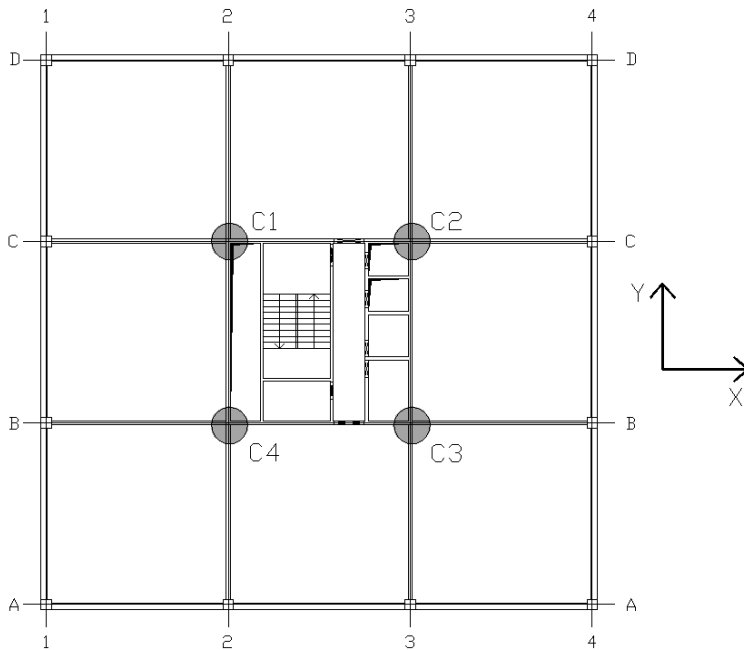
$$k_d = \frac{M_d}{(b \cdot h^2 \cdot f_{cd})} = \frac{8672 \text{ kNcm}}{(100 \text{ cm} \cdot (22 \text{ cm})^2 \cdot 1.67 \text{ kN/cm}^2)} = 0.107$$

Iz tabele $k_s = 1.076$

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_d}{(h \cdot f_{yd})} = 1.076 \cdot \frac{8672 \text{ kNcm}}{(22 \text{ cm} \cdot 43.5 \text{ kN/cm}^2)} = 9.75 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Izberem mrežo Q385+Φ10/10 (10.68 cm²) ali R636 (10.21 cm²)

c) Ojačitve ob vogalih podpor



Slika 21: Prikaz con negativne armature v vogalih betonskega jedra

C1

$$M_{x,d} = -188.44 \text{ kNm/m}$$

Podatki: $h = 25 \text{ cm}$

$$M_{y,d} = -111.49 \text{ kNm/m}$$

$d = 22 \text{ cm}$

Armatura v smeri y:

$$M_d = M_{y,d} = -111.49 \text{ kNm/m}$$

$$k_d = \frac{M_d}{(b \cdot h^2 \cdot f_{cd})} = \frac{11149 \text{ kNcm}}{(100 \text{ cm} \cdot (22 \text{ cm})^2 \cdot 1.67 \text{ kN/cm}^2)} = 0.1379$$

Iz tabele $k_s = 1.094$

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_d}{(h \cdot f_{yd})} = 1.094 \cdot \frac{11149 \text{ kNcm}}{(22 \text{ cm} \cdot 43.5 \text{ kN/cm}^2)} = 12.72 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Izberem mrežo Q785+Φ10/15 (13.09 cm²) ali R524 (13.09 cm²)

Šečerov, D. 2010. *Dimenzioniranje elementov nosilne konstrukcije poslovnega objekta*
Diplomska naloga – VSŠ, Ljubljana, UL, FGG, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer.

Armatura v smeri x:

$$M_d = M_{x,d} = -188.44 \text{ kNm/m}$$

$$k_d = \frac{M_d}{(b \cdot h^2 \cdot f_{cd})} = \frac{18844 \text{ kNcm}}{(100 \text{ cm} \cdot (22 \text{ cm})^2 \cdot 1.67 \text{ kN/cm}^2)} = 0.2331$$

Iz tabele $k_s = 1.121$

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_d}{(h \cdot f_{yd})} = 1.121 \cdot \frac{18844 \text{ kNcm}}{(22 \text{ cm} \cdot 43.5 \text{ kN/cm}^2)} = 22.07 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Izberem mrežo Q785+Φ14/10 (23.24 cm²)

C2

$$M_{x,d} = -157.03 \text{ kNm/m}$$

Podatki: $h = 25 \text{ cm}$

$$M_{y,d} = -99.10 \text{ kNm/m}$$

$d = 22 \text{ cm}$

Armatura v smeri y:

$$M_d = M_{y,d} = -99.10 \text{ kNm/m}$$

$$k_d = \frac{M_d}{(b \cdot h^2 \cdot f_{cd})} = \frac{9910 \text{ kNcm}}{(100 \text{ cm} \cdot (22 \text{ cm})^2 \cdot 1.67 \text{ kN/cm}^2)} = 0.1226$$

Iz tabele $k_s = 1.085$

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_d}{(h \cdot f_{yd})} = 1.085 \cdot \frac{9910 \text{ kNcm}}{(22 \text{ cm} \cdot 43.5 \text{ kN/cm}^2)} = 11.24 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Izberem mrežo Q785+Φ8/10 (12.88 cm²) ali R385 (11.70 cm²)

Armatura v smeri x:

$$M_d = M_{x,d} = -157.03 \text{ kNm/m}$$

$$k_d = \frac{M_d}{(b \cdot h^2 \cdot f_{cd})} = \frac{15703 \text{ kNcm}}{(100 \text{ cm} \cdot (22 \text{ cm})^2 \cdot 1.67 \text{ kN/cm}^2)} = 0.1943$$

Iz tabele $k_s = 1.121$

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_d}{(h \cdot f_{yd})} = 1.121 \cdot \frac{15703 \text{ kNcm}}{(22 \text{ cm} \cdot 43.5 \text{ kN/cm}^2)} = 18.39 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Izberem mrežo Q785+Φ12/10 (19.16 cm²)

C3

$$M_{x,d} = -115.16 \text{ kNm/m}$$

$$\text{Podatki: } h = 25 \text{ cm}$$

$$M_{y,d} = -111.49 \text{ kNm/m}$$

$$d = 22 \text{ cm}$$

Ker sta momenta podobnih velikosti, bom dimenzioniral le na podlagi večjega momenta in enako armaturo podal za obe smeri.

Armaturo v smeri x:

$$M_d = M_{x,d} = -115.16 \text{ kNm/m}$$

$$k_d = \frac{M_d}{(b \cdot h^2 \cdot f_{cd})} = \frac{11516 \text{ kNcm}}{(100 \text{ cm} \cdot (22 \text{ cm})^2 \cdot 1.67 \text{ kN/cm}^2)} = 0.1425$$

Iz tabele $k_s = 1.094$

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_d}{(h \cdot f_{yd})} = 1.094 \cdot \frac{11516 \text{ kNcm}}{(22 \text{ cm} \cdot 43.5 \text{ kN/cm}^2)} = 13.16 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Izberem mrežo Q785+Φ10/10 (15.70 cm²) ali R636 (14.21 cm²)

C4

$$M_{x,d} = -146.57 \text{ kNm/m}$$

$$\text{Podatki: } h = 25 \text{ cm}$$

$$M_{y,d} = -111.49 \text{ kNm/m}$$

$$d = 22 \text{ cm}$$

Armaturo v smeri y:

$$M_d = M_{y,d} = -111.49 \text{ kNm/m}$$

$$k_d = \frac{M_d}{(b \cdot h^2 \cdot f_{cd})} = \frac{11149 \text{ kNcm}}{(100 \text{ cm} \cdot (22 \text{ cm})^2 \cdot 1.67 \text{ kN/cm}^2)} = 0.1379$$

Iz tabele $k_s = 1.094$

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_d}{(h \cdot f_{yd})} = 1.094 \cdot \frac{11149 \text{ kNcm}}{(22 \text{ cm} \cdot 43.5 \text{ kN/cm}^2)} = 12.72 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Izberem mrežo Q785+Φ10/15 (13.09 cm²) ali R524 (13.09 cm²)

Šečerov, D. 2010. *Dimenzioniranje elementov nosilne konstrukcije poslovnega objekta*
Diplomska naloga – VSŠ, Ljubljana, UL, FGG, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer.

Armatura v smeri x:

$$M_d = M_{x,d} = -146.57 \text{ kNm/m}$$

$$k_d = \frac{M_d}{(b \cdot h^2 \cdot f_{cd})} = \frac{14657 \text{ kNcm}}{(100 \text{ cm} \cdot (22 \text{ cm})^2 \cdot 1.67 \text{ kN/cm}^2)} = 0.1813$$

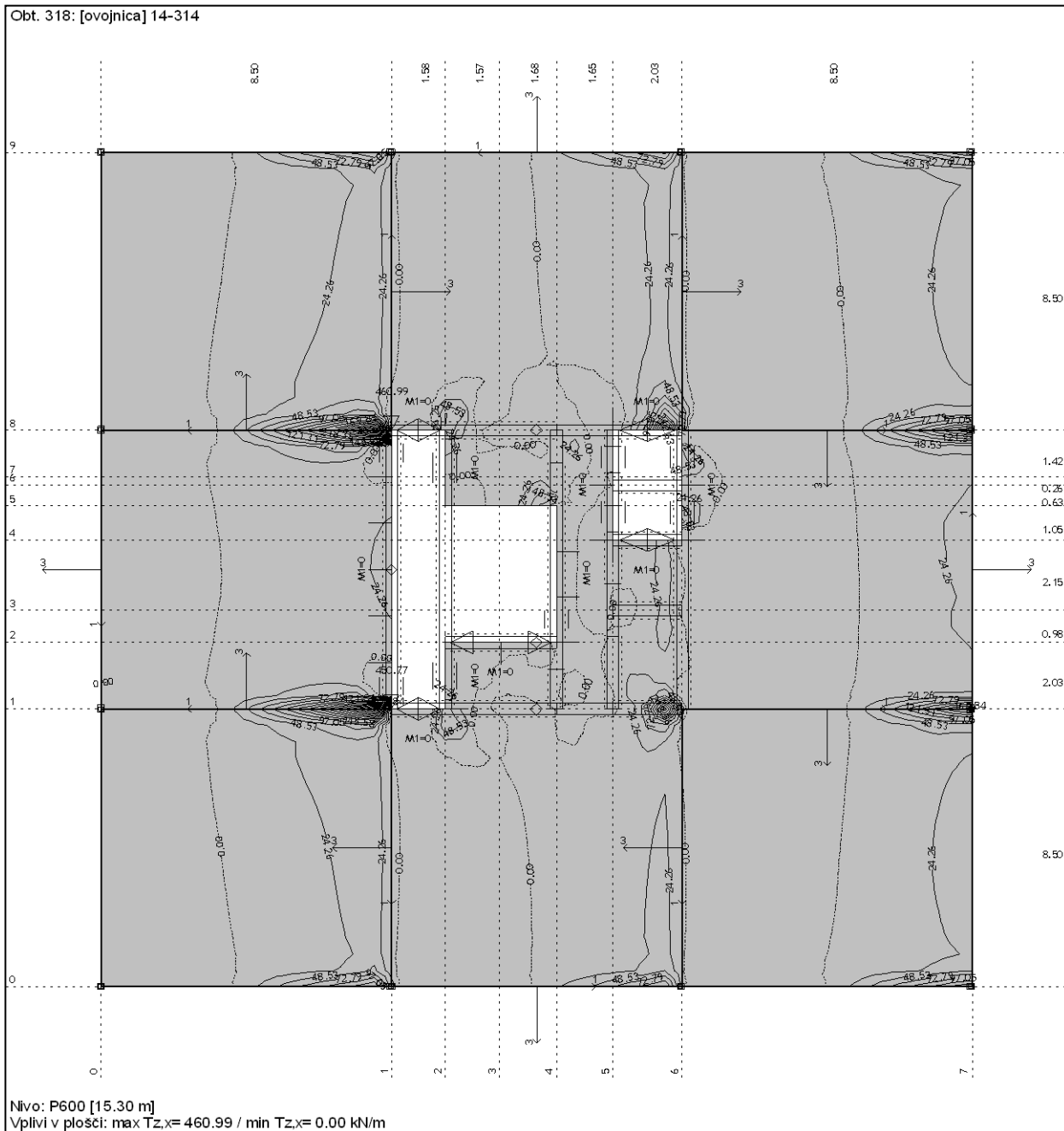
Iz tabele $k_s = 1.121$

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_d}{(h \cdot f_{yd})} = 1.121 \cdot \frac{14657 \text{ kNcm}}{(22 \text{ cm} \cdot 43.5 \text{ kN/cm}^2)} = 17.17 \text{ cm}^2/\text{m}$$

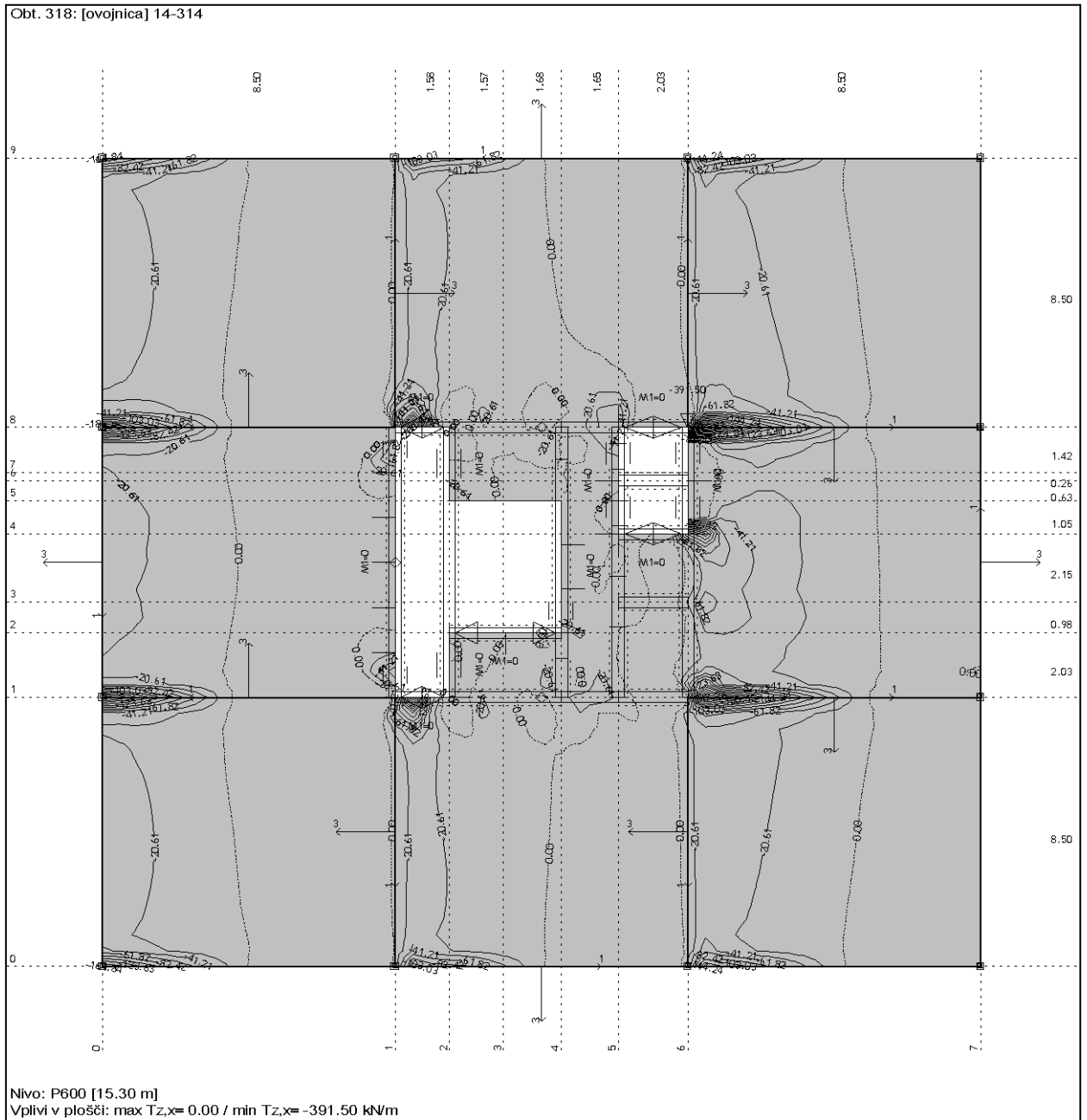
Izberem mrežo Q785+Φ12/10 (19.16 cm²)

4.2.1 Kontrole mejnega stanja nosilnosti plošče P600 (kota + 15.30 m)

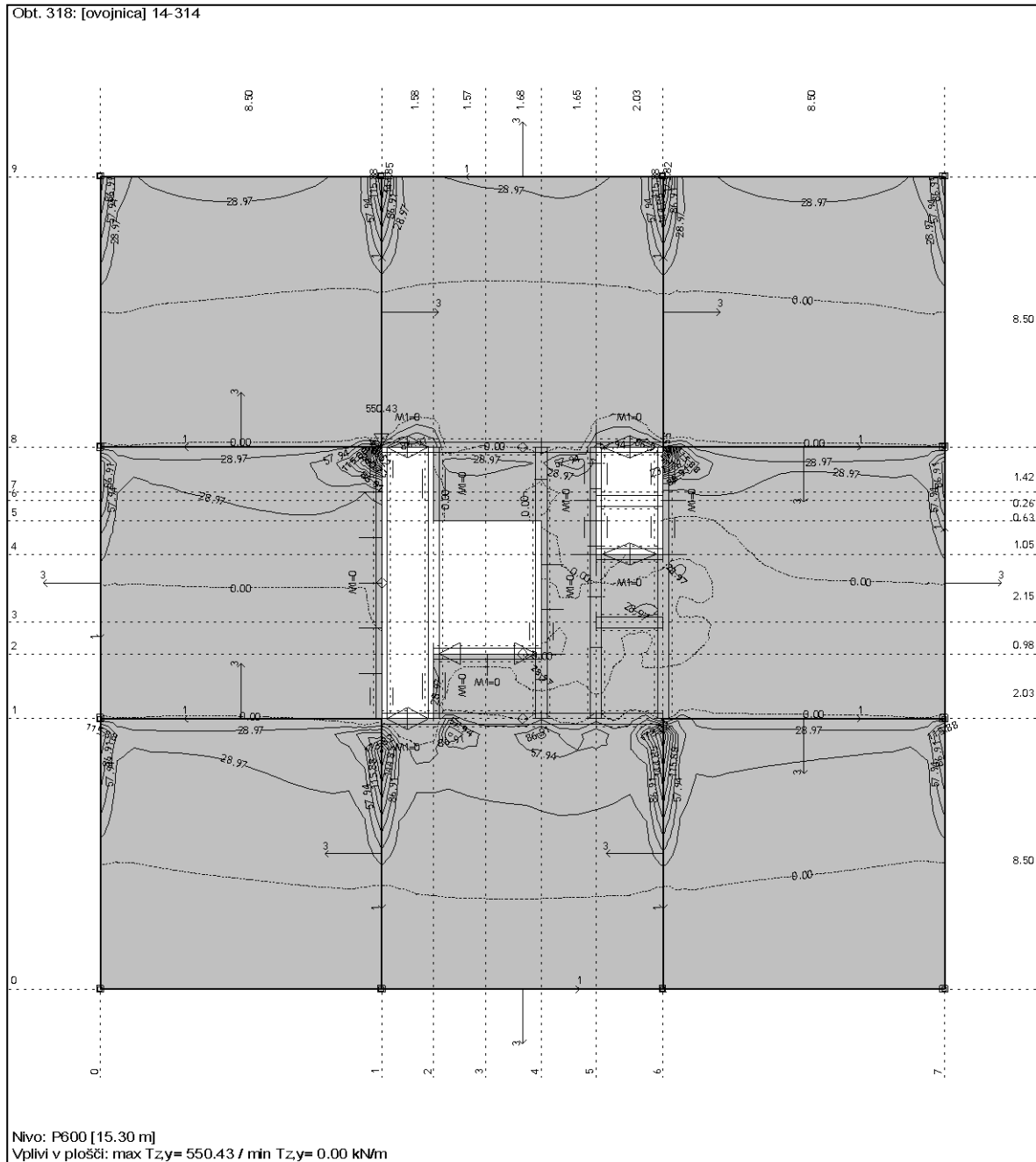
a) Kontrola striga v plošči



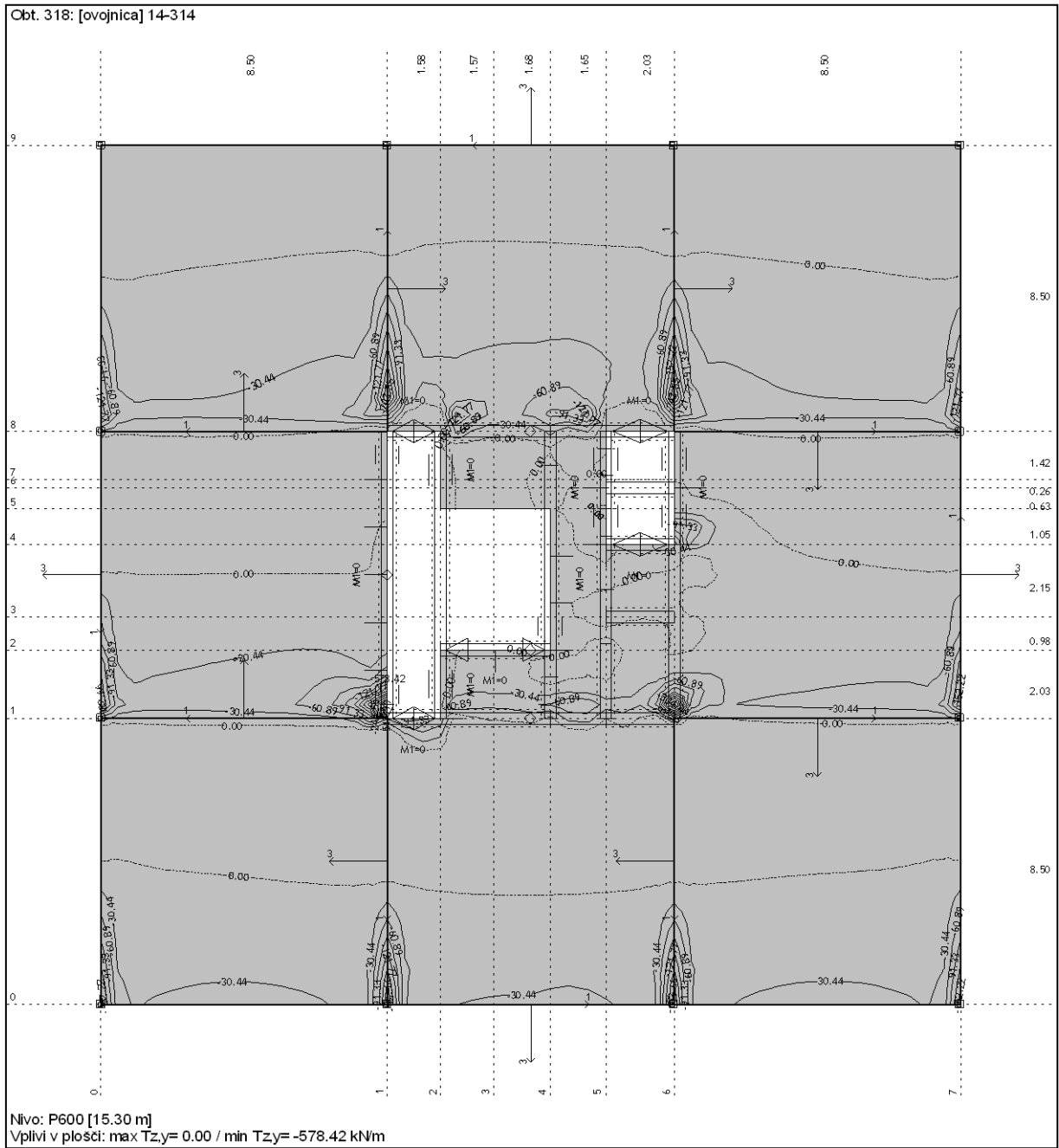
Slika 22: Prikaz pozitivnih strižnih sil v smeri x plošče P600



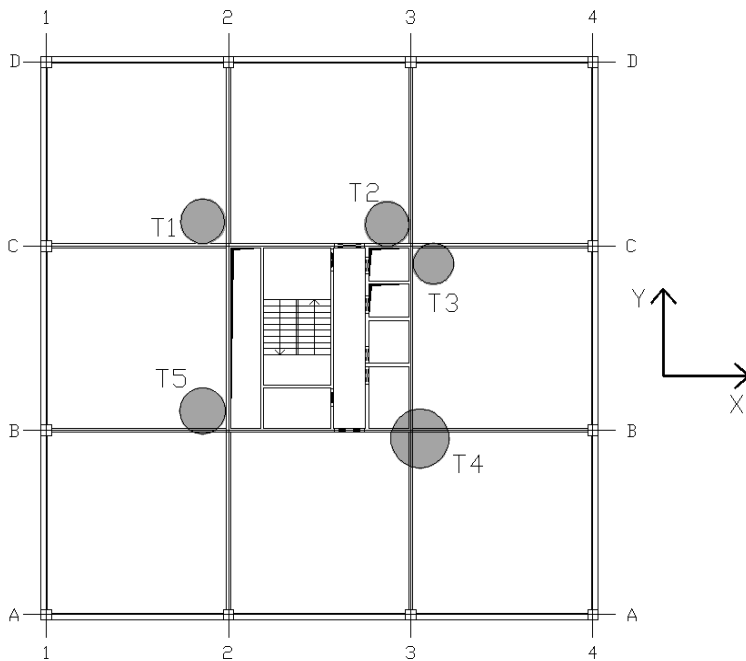
Slika 23: Prikaz negativnih strižnih sil v smeri x plošče P600



Slika 24: Prikaz pozitivnih strižnih sil v smeri y plošče P600



Slika 25: Prikaz negativnih strižnih sil v smeri y plošče P600



Slika 26: Prikaz con strižnih obremenitev, ki presegajo vrednost $V_{Rd,min}$

Projektna vrednost strižne nosilnosti betona

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

Projektna vrednost strižne nosilnosti z minimalno vrednostjo:

$$V_{Rd,min} = \left[0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck} \right] \cdot b_w \cdot d$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d}$$

Pri tem so:

A_{sl} ... ploščina natezne armature, ki se nadaljuje najmanj l_{bd} od obravnavanega prereza,

b_w ... najmanjša širina nateznega dela prečnega prereza v mm,

d ... statična višina prereza v mm,

f_{ck} ... karakteristična vrednost tlačne trdnosti betona (izmerjena na 28 dni starem valju),

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0.2 \cdot f_{cd}$$

Šečerov, D. 2010. *Dimenzioniranje elementov nosilne konstrukcije poslovnega objekta*
Diplomska naloga – VSŠ, Ljubljana, UL, FGG, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer.

N_{ed} ... računsko osna sila, ki jo povzroča obtežba ali prednapetje v [N],

A_c ... ploščina prečnega prereza betona [mm^2],

σ_{cp} ... projektna napetost v betonu zaradi računske osne sile,

f_{cd} ... projektna tlačna trdnost betona.

$$V_{Rd,min} = \left[0.035 \cdot k^2 \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} \right] \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,min} = \left[0.035 \cdot 1.95^2 \cdot 25 \text{Mpa}^{\frac{1}{2}} \right] \cdot 1000 \text{mm} \cdot 220 \text{mm}$$

$$V_{Rd,min} = 104.8 \text{kN}$$

V določenih conah strižna sila presega $V_{Rd,min}$. V teh conah bomo preverili ali projektna vrednost strižne nosilnosti betona zadostuje pogoju $V_{Ed} < V_{Rd,c}$ in s tem dokažemo, da ni potrebna strižna armatura.

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

Priporočena vrednost za $C_{Rd,c}$:

$$C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} = \frac{0.18}{1.5} = 0.12$$

Priporočena vrednost za k_1 :

$$k_1 = 0.15$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d[\text{mm}]}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{220}} = 1.95 < 2.0$$

T1

$$V_{Ed,x} = 158.20 \text{kN}$$

$$V_{Ed,y} = 168.14 \text{kN}$$

Strižna nosilnost v smeri x:

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{23.04 \text{ cm}^2}{100 \text{ cm} \cdot 22 \text{ cm}} = 0.0105$$

Strižna nosilnost betonskega dela prereza:

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

$$V_{Rd,c} = \left[0.12 \cdot 1.95 \cdot (100 \cdot 0.0105 \cdot 25 \text{ Mpa})^{\frac{1}{3}} \right] \cdot 1000 \text{ mm} \cdot 220 \text{ mm} = 153.0 \text{ kN} < 158.20 \text{ kN}$$

Maksimalna strižna odpornost:

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

$$V_{Rd,max} = 1 \cdot 100 \text{ cm} \cdot (0.9 \cdot 22 \text{ cm}) \cdot 0.6 \cdot 1.67 \text{ kN/cm}^2 / 2 = 992 \text{ kN}$$

Pri tem so:

α_{cw} ... koeficient, ki upošteva stanje napetosti v tlačnem pasu (v našem primeru je vrednost 1),

b_w ... najmanjša širina prečnega prereza v območju natezne cone,

z ... ročica notranjih sil, ki pri elementih konstantne višine ustreza upogibnem momentu obravnavanega elementa. V našem primeru vzamemo $z = 0.9 \cdot d$,

ν_1 ... redukcijski faktor tlačne trdnosti strižno razpokanega betona. Za naš primer velja $\nu_1 = 0.6$

$$V_{Rd,max} > V_{rd,c} < V_{Ed,x} \rightarrow \text{strižna armatura je potrebna}$$

Strižna armatura v smeri x:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{yd}$$

$$V_{Rd,s} = \frac{2.26 \text{ cm}^2}{s} \cdot (0.9 \cdot 22 \text{ cm}) \cdot 43.5 \text{ kN/cm}^2 = 861.3 \cdot \frac{2.26 \text{ cm}^2}{s} \geq \max V_{i,d} = 166.1 \text{ kN}$$

Šečerov, D. 2010. *Dimenzioniranje elementov nosilne konstrukcije poslovnega objekta*
Diplomska naloga – VSŠ, Ljubljana, UL, FGG, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer.

$$s \leq \frac{1947}{158.2} = 12.31 \text{ cm}$$

Izberem dvostrizna stremena $\Phi 12/10\text{cm}$

Strizna nosilnost v smeri y:

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{13.09 \text{ cm}^2}{100 \text{ cm} \cdot 22 \text{ cm}} = 0.006$$

Strizna nosilnost betonskega dela prereza

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

$$V_{Rd,c} = \left[0.12 \cdot 1.95 \cdot (100 \cdot 0.006 \cdot 25 \text{ Mpa})^{\frac{1}{3}} \right] \cdot 1000 \text{ mm} \cdot 220 \text{ mm} = 127.0 \text{ kN} < 168.14 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max} > V_{rd,c} < V_{Ed,y} \rightarrow \text{strizna armatura je potrebna}$$

Strizna armatura v smeri y:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{yd}$$

$$V_{Rd,s} = \frac{2.26 \text{ cm}^2}{s} \cdot (0.9 \cdot 22 \text{ cm}) \cdot 43.5 \text{ kN/cm}^2 = 861.3 \cdot \frac{2.26 \text{ cm}^2}{s} \geq \max V_{i,d} = 166.1 \text{ kN}$$

$$s \leq \frac{1947}{166.1} = 11.72 \text{ cm}$$

Izberem dvostrizna stremena $\Phi 12/10\text{cm}$

T2

$$V_{Ed,x} = 142.20 \text{ kN}$$

Strizna nosilnost v smeri x:

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{19.16 \text{ cm}^2}{100 \text{ cm} \cdot 22 \text{ cm}} = 0.087$$

Strizna nosilnost betonskega dela prereza

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

$$V_{Rd,c} = \left[0.12 \cdot 1.95 \cdot (100 \cdot 0.0087 \cdot 25 \text{ Mpa})^{\frac{1}{3}} \right] \cdot 1000 \text{ mm} \cdot 220 \text{ mm} = 143.8 \text{ kN} < 142.20 \text{ kN}$$

$V_{rd,c} > V_{Ed,x} \rightarrow$ strižna armatura ni potrebna

T3

$$V_{Ed,x} = 118.29 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} = 138.29 \text{ kN}$$

Strižna nosilnost v smeri x:

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{19.16 \text{ cm}^2}{100 \text{ cm} \cdot 22 \text{ cm}} = 0.087$$

Strižna nosilnost betonskega dela prereza

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

$$V_{Rd,c} = \left[0.12 \cdot 1.95 \cdot (100 \cdot 0.0087 \cdot 25 \text{ Mpa})^{\frac{1}{3}} \right] \cdot 1000 \text{ mm} \cdot 220 \text{ mm} = 143.8 \text{ kN} < 118.29 \text{ kN}$$

$V_{rd,c} > V_{Ed,x} \rightarrow$ strižna armatura ni potrebna

Strižna nosilnost v smeri y:

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{12.88 \text{ cm}^2}{100 \text{ cm} \cdot 22 \text{ cm}} = 0.0059$$

Strižna nosilnost betonskega dela prereza

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

$$V_{Rd,c} = \left[0.12 \cdot 1.95 \cdot (100 \cdot 0.0059 \cdot 25 \text{ Mpa})^{\frac{1}{3}} \right] \cdot 1000 \text{ mm} \cdot 220 \text{ mm} = 125.9 \text{ kN} < 138.29 \text{ kN}$$

$V_{Rd,max} > V_{rd,c} < V_{Ed,y} \rightarrow$ strižna armatura je potrebna

Šečerov, D. 2010. *Dimenzioniranje elementov nosilne konstrukcije poslovnega objekta*
Diplomska naloga – VSŠ, Ljubljana, UL, FGG, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer.

Strižna armatura v smeri y:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{yd}$$

$$V_{Rd,s} = \frac{2.26\text{cm}^2}{s} \cdot (0.9 \cdot 22\text{cm}) \cdot 43.5\text{ kN/cm}^2 = 861.3 \cdot \frac{2.26\text{cm}^2}{s} \geq \max V_{i,d} = 138.3\text{kN}$$

$$s \leq \frac{1947}{138.3} = 14.1\text{cm}$$

Izberem dvostrizna stremena $\Phi 12/12.5\text{cm}$

T4

$$V_{Ed,x} = 117.89\text{kN}$$

$$V_{Ed,y} = 157.83\text{kN}$$

Strižna nosilnost v smeri x:

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{15.70\text{cm}^2}{100\text{cm} \cdot 22\text{cm}} = 0.0071$$

Strižna nosilnost betonskega dela prereza

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

$$V_{Rd,c} = \left[0.12 \cdot 1.95 \cdot (100 \cdot 0.0071 \cdot 25\text{Mpa})^{\frac{1}{3}} \right] \cdot 1000\text{mm} \cdot 220\text{mm} = 134.3\text{kN} > 117.89\text{kN}$$

$$V_{rd,c} > V_{Ed,x} \rightarrow \text{strižna armatura ni potrebna}$$

T5

$$V_{Ed,x} = 155.97\text{kN}$$

$$V_{Ed,y} = 236.22\text{kN}$$

Strižna nosilnost v smeri x:

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{19.16\text{cm}^2}{100\text{cm} \cdot 22\text{cm}} = 0.087$$

Strižna nosilnost betonskega dela prereza

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

$$V_{Rd,c} = \left[0.12 \cdot 1.95 \cdot (100 \cdot 0.0087 \cdot 25 \text{Mpa})^{\frac{1}{3}} \right] \cdot 1000 \text{mm} \cdot 220 \text{mm} = 143.8 \text{kN} < 155.97 \text{kN}$$

$$V_{Rd,max} > V_{rd,c} < V_{Ed,y} \rightarrow \text{strižna armatura je potrebna}$$

Strižna armatura v smeri x:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{yd}$$

$$V_{Rd,s} = \frac{2.26 \text{cm}^2}{s} \cdot (0.9 \cdot 22 \text{cm}) \cdot 43.5 \text{kN/cm}^2 = 861.3 \cdot \frac{2.26 \text{cm}^2}{s} \geq \max V_{i,d} = 156.0 \text{kN}$$

$$s \leq \frac{1947}{156.0} = 12.48 \text{cm}$$

Izberem dvostrizna stremena $\Phi 12/10 \text{cm}$

Strižna nosilnost v smeri y:

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{13.09 \text{cm}^2}{100 \text{cm} \cdot 22 \text{cm}} = 0.006$$

Strižna nosilnost betonskega dela prereza

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

$$V_{Rd,c} = \left[0.12 \cdot 1.95 \cdot (100 \cdot 0.006 \cdot 25 \text{Mpa})^{\frac{1}{3}} \right] \cdot 1000 \text{mm} \cdot 220 \text{mm} = 127.0 \text{kN} < 236.22 \text{kN}$$

$$V_{Rd,max} > V_{rd,c} < V_{Ed,y} \rightarrow \text{strižna armatura je potrebna}$$

Strižna armatura v smeri y:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{yd}$$

$$V_{Rd,s} = \frac{2.26 \text{cm}^2}{s} \cdot (0.9 \cdot 22 \text{cm}) \cdot 43.5 \text{kN/cm}^2 = 861.3 \cdot \frac{2.26 \text{cm}^2}{s} \geq \max V_{i,d} = 236.2 \text{kN}$$

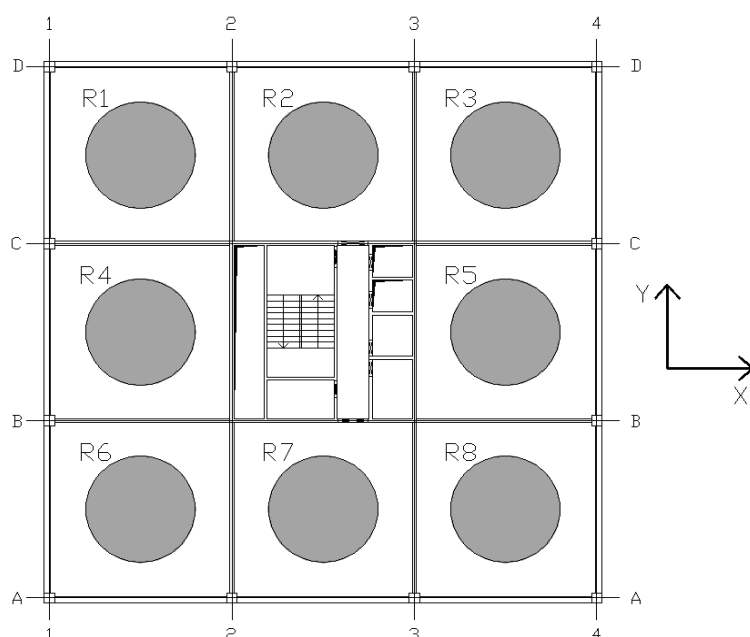
Šečerov, D. 2010. *Dimenzioniranje elementov nosilne konstrukcije poslovnega objekta*
Diplomska naloga – VSŠ, Ljubljana, UL, FGG, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer.

$$s \leq \frac{1947}{236.2} = 8.24 \text{ cm}$$

Izberem dvostrizna stremena $\Phi 12/8\text{cm}$

4.2.2 Kontrole mejnega stanja uporabnosti plošče P600 (kota + 15.30 m)

a) Razpoke



Slika 27: Prikaz con, kjer izvedem kontrole razpok v plošči

R1

Razpoke v smeri x:

$$d_c = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{20000 \text{ kN/cm}^2}{3100 \text{ kN/cm}^2} = 6.45$$

h_{eff}

$$2.5 \cdot (h - d) = 2.5 \cdot (25 \text{ cm} - 22 \text{ cm}) = 7.5 \text{ cm}$$

$$\frac{(h - x)}{3} = \frac{(25 \text{ cm} - 2.86 \text{ cm})}{3} = 7.4 \text{ cm} \quad x = k_x \cdot d = 0.130 \cdot 22 \text{ cm} = 2.86 \text{ cm}$$

Učinkoviti del betonskega prereza v natezni coni, ki obdaja armaturo

$$A_{\text{ceff}} = h_{\text{eff}} \cdot b = 7.4 \text{ cm} \cdot 100 \text{ cm} = 740 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{eff}} = \frac{6.36cm^2}{740cm^2} = 0.0086$$

Moment navidezno stalne obtežbe:

$$M_{Ed,x} = 27.03 kNm/m$$

Ročica notranjih sil:

$$z = \frac{1}{k_{s,MSN}} \cdot d = \frac{1}{1.049} \cdot 22cm = 20.97cm$$

Napetost v natezni armaturi pri predpostavki, da je prerez razpokan

$$\sigma_s = \frac{M_{ed}}{(z \cdot A_s)} = \frac{2703kNcm}{(20.97cm \cdot 6.36cm^2)} = 20.27 kN/cm^2$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\sigma_{p,eff}} \cdot (1 + d_c \cdot \sigma_{p,eff})}{E_s} = \frac{(0.6 \cdot \sigma_s)}{E_s}$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{20.27 kN/cm^2 - 0.4 \cdot \frac{0.35}{0.0086} \cdot (1 + 6.45 \cdot 0.0086)}{20000} \geq \frac{0.6 \cdot 20.27 kN/cm^2}{20000}$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \max(0.0001544; 0.0006081) = 0.0006081$$

Krovni sloj betona vzdolžne armature:

$$c = a - \frac{\Phi_{vzd}}{2} = 3 - \frac{0.9cm}{2} = 2.55cm = 25.5mm$$

Največja razdalja med razpokami:

$$S_{r,max} = 3.4c + 0.425 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot \frac{\Phi}{\rho_{p,eff}}$$

$$S_{r,max} = 3.4 \cdot 25.5mm + 0.425 \cdot 0.8 \cdot 0.5 \cdot \frac{9mm}{0.0086}$$

$$S_{r,max} = 264.61mm$$

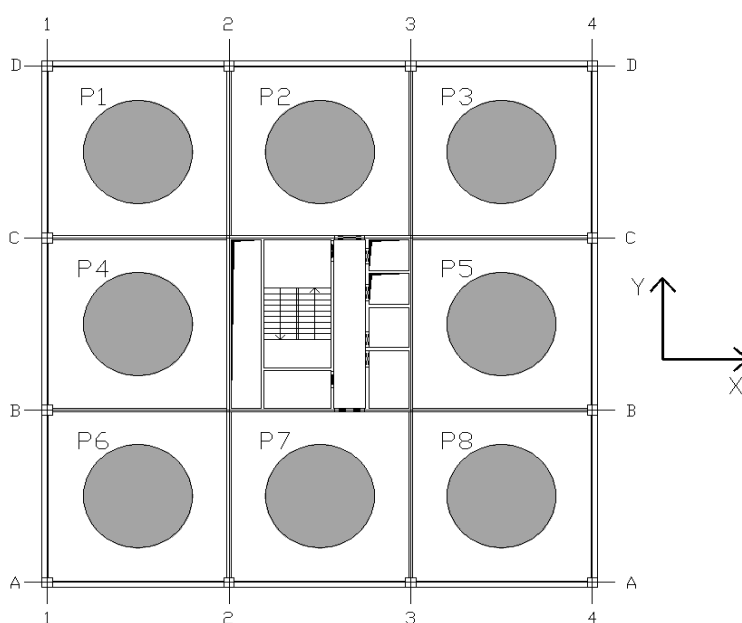
Širina razpoke:

$$W_k = S_{r,max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 264.61mm \cdot 0.0006081 = 0.16mm \leq 0.4mm$$

cona	Razpoke v smeri x [mm]	Razpoke v smeri y [mm]	Omejitev razpok [mm]
R1	0.16	0.16	<0.4
R2	0.23	0.15	<0.4
R3	0.16	0.16	<0.4
R4	0.15	0.17	<0.4
R5	0.18	0.23	<0.4
R6	0.16	0.16	<0.4
R7	0.22	0.16	<0.4
R8	0.16	0.16	<0.4

Preglednica 5: Prikaz rezultatov izračuna razpok v plošči P600 za posamična območja

b) Pomiki



Slika 28: Prikaz con, kjer izvedem kontrole pomikov v plošči

Na splošno povesov ni treba vedno računati, saj je mogoče oblikovati poenostavljena pravila, kot naprimer omejitev razmerja med razpetino in statično višino plošče, ki bodo v normalnih okoliščinah preprečila prevelike pomike.

Referenčno razmerje armiranja:

$$\rho_0 = \sqrt{f_{ck}} \cdot 10^{-3} = \sqrt{25 \text{ kN/cm}^2} \cdot 10^{-3} = 0.005$$

Zahtevana stopnja armiranja z natezno armaturo v sredini razpetine:

$$\rho = \frac{A_{s,reg}}{(b_w \cdot d)} = \frac{6.71 \text{ cm}^2}{(100 \text{ cm} \cdot 22 \text{ cm})} = 0.0031$$

Ker je izračunana stopnja armiranja največja možna, potem velja za vsa polja pogoj $\rho \leq \rho^0$, posledično uporabimo sledeči izraz meje razmerja med razpetino in statično višino prereza:

$$\frac{l}{d} = K \left[11 + 1.5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho^0}{\rho} + 3.2 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \left(\frac{\rho^0}{\rho} - 1 \right)^{3/2} \right]$$

Pri tem sta:

$K = 1.3$... faktor, ki upošteva vpliv različnih statičnih sistemov,

f_{ck} ... karakteristična tlačna trdnost betona v Mpa.

P1

Pomik v smeri x:

$$\rho = \frac{A_{s,reg}}{(b_w \cdot d)} = \frac{6.36 \text{ cm}^2}{(100 \text{ cm} \cdot 22 \text{ cm})} = 0.0029$$

$$\frac{l}{d} = 1.3 \left[11 + 1.5 \cdot \sqrt{25 \text{ kN/cm}^2} \cdot \frac{0.005}{0.0029} + 3.2 \cdot \sqrt{25 \text{ kN/cm}^2} \cdot \left(\frac{0.005}{0.0029} - 1 \right)^{3/2} \right]$$

$$\frac{l}{d} = 43.93$$

Razpetina $l_{eff} = 8.5 \text{ m} > 7 \text{ m}$: \rightarrow faktor $\frac{7}{l_{eff}} = \frac{7}{8.5 \text{ m}} = 0.82$

Napetost $\sigma_s < 310 \text{ Mpa}$: $\sigma_s = 202.7 \text{ Mpa} \rightarrow$ faktor $310 / 202.7 = 1.52$

Mejno razmerje: $\frac{l}{d} = 43.93 \cdot 0.82 \cdot 1.52 = 54.75 > l_{eff} / d = 850 / 22 = 38.64$

\rightarrow račun povesov ni potreben!

cona	Mejno razmerje l/d v smeri x	Mejno razmerje l/d v smeri y	Razmerje l_{eff}/d
P1	54.75	56.40	>38.64
P2	172.13	58.78	>38.64
P3	55.04	55.34	>38.64
P4	49.74	63.70	>38.64
P5	46.57	128.10	>38.64
P6	55.01	56.68	>38.64
P7	134.57	59.76	>38.64
P8	55.34	55.28	>38.64

Preglednica 6: Prikaz rezultatov izračuna povosov v plošči P600 za posazmezna območja

4.3 Dimenzioniranje nosilcev v plošči P600

Podatke o notranjih statičnih količinah dobimo iz 3D modela iz programa Tower. Namen je podati ročno izračunano potrebno količino armature v nosilcih in potem še kontrolirati mejna stanja nosilnosti in mejna stanja uporabnosti obravnavanih nosilcev.

Splošni podatki o uporabljenih materialih:

Beton: C25/30

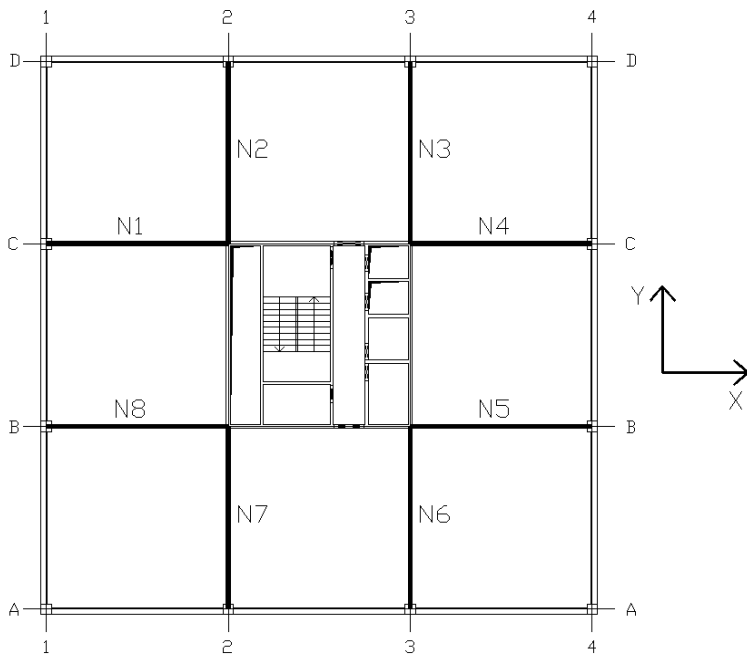
$$f_{cd} = 2.5 \text{ kN/cm}^2$$

$$\gamma_c = 1.5$$

Jeklo: S500

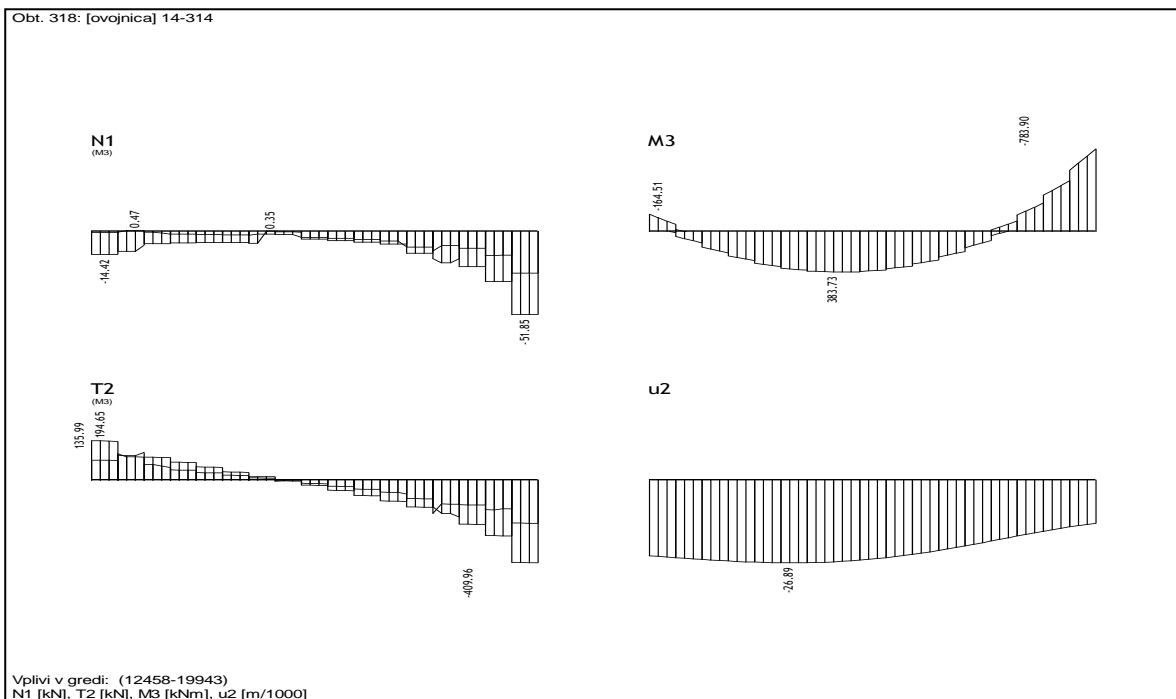
$$f_{yd} = 50 \text{ kN/cm}^2$$

$$\gamma_s = 1.15$$



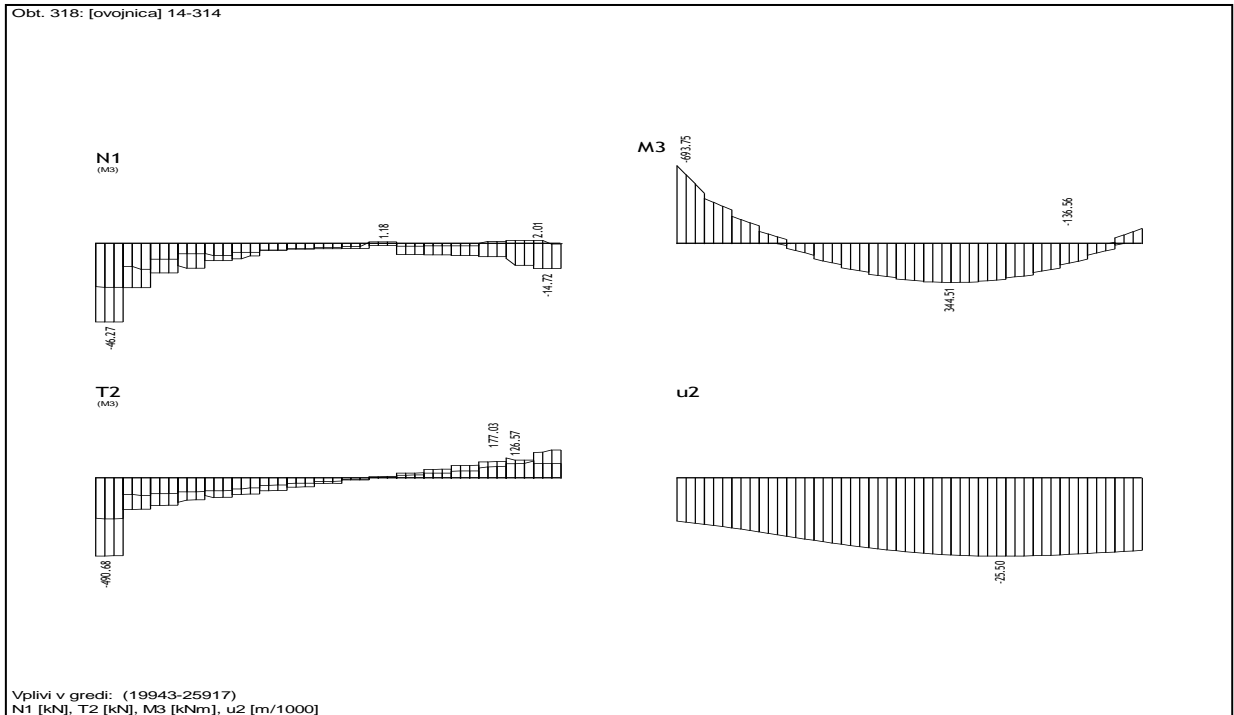
Slika 29: Dispozicija nosilcev v ploči P600

N1



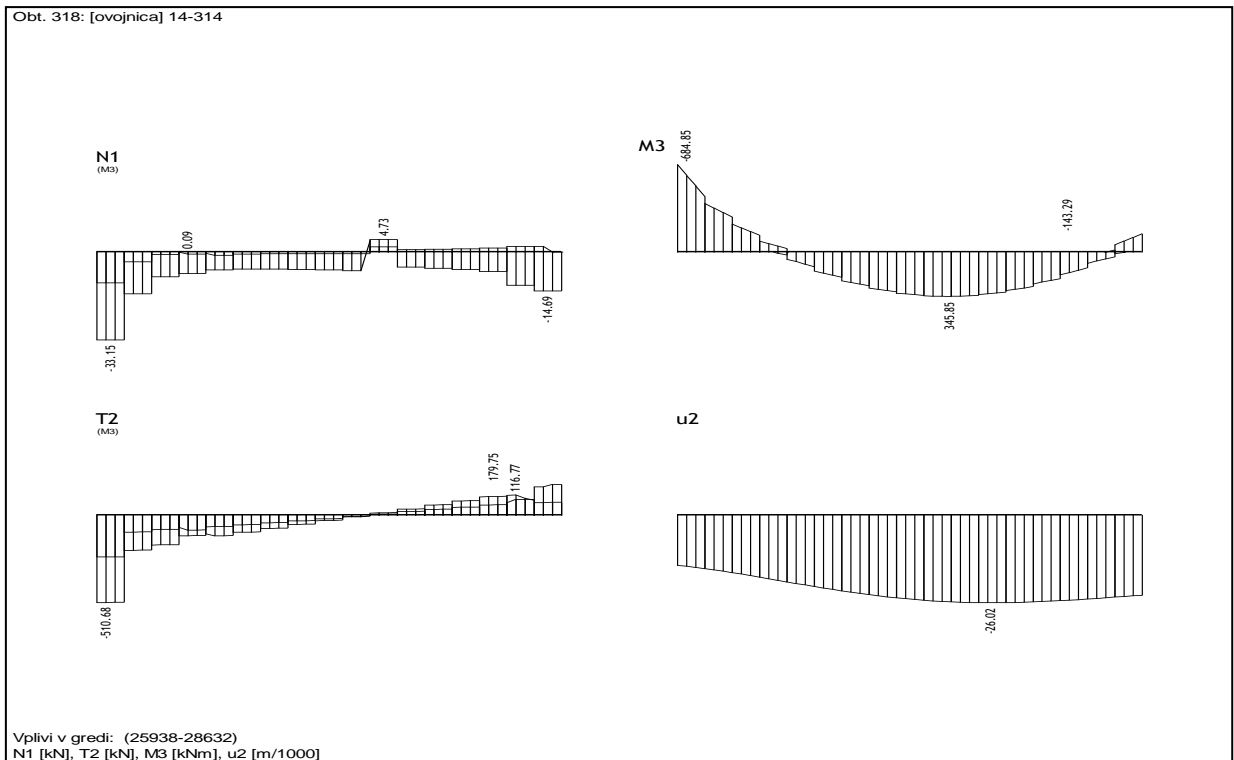
Slika 30: Notranje statične količine nosilca N1

N2



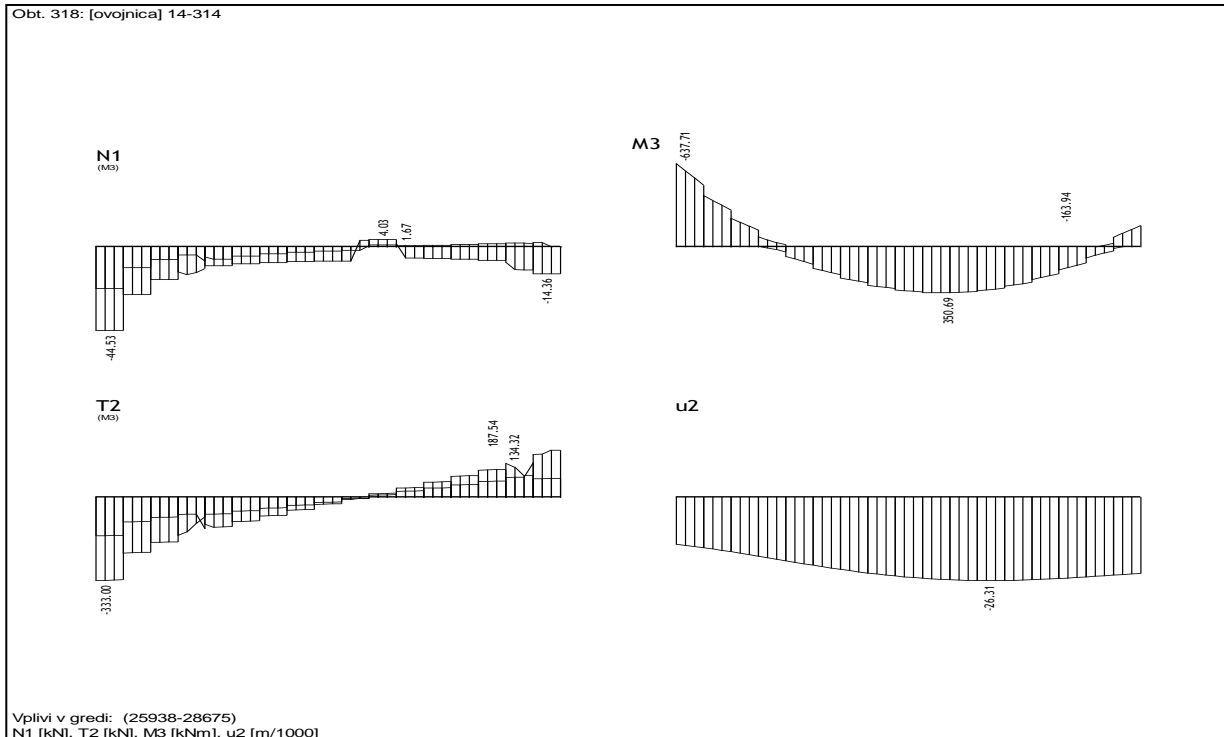
Slika 31: Notranje statične količine nosilca N2

N3



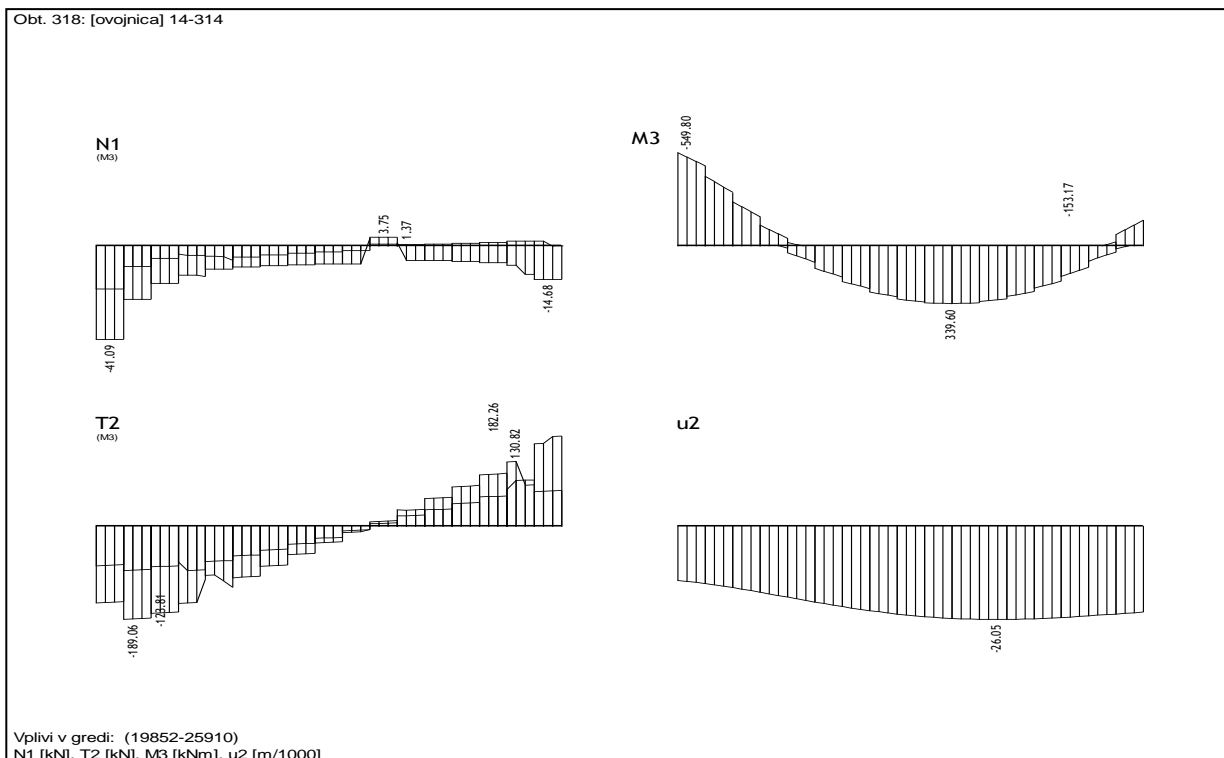
Slika 32: Notranje statične količine nosilca N3

N4



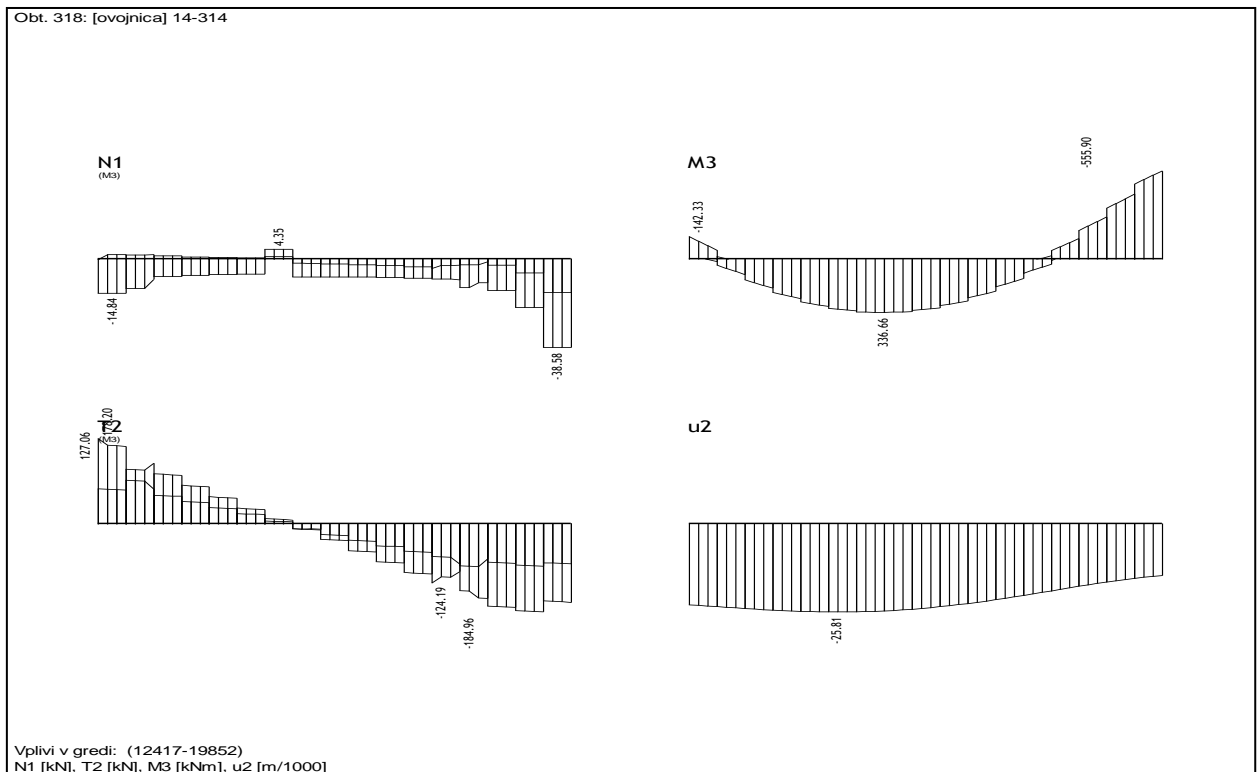
Slika 33: Notranje statične količine nosilca N4

N5



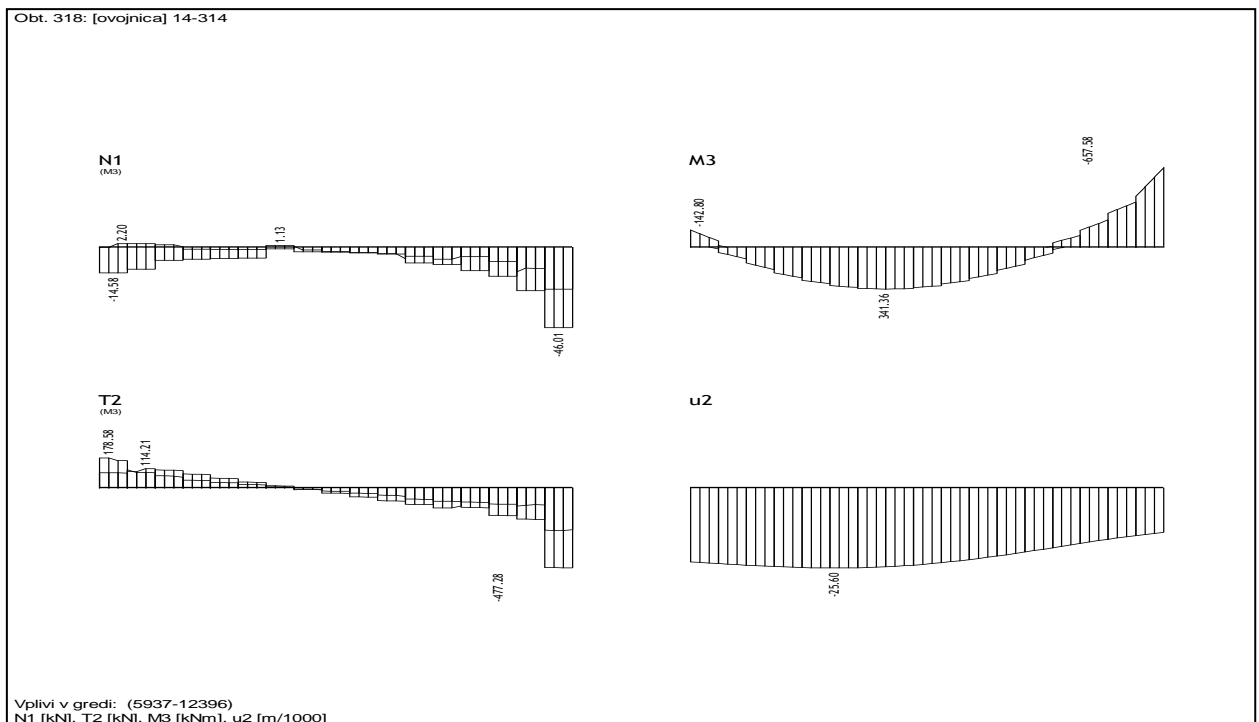
Slika 34: Notranje statične količine nosilca N5

N6

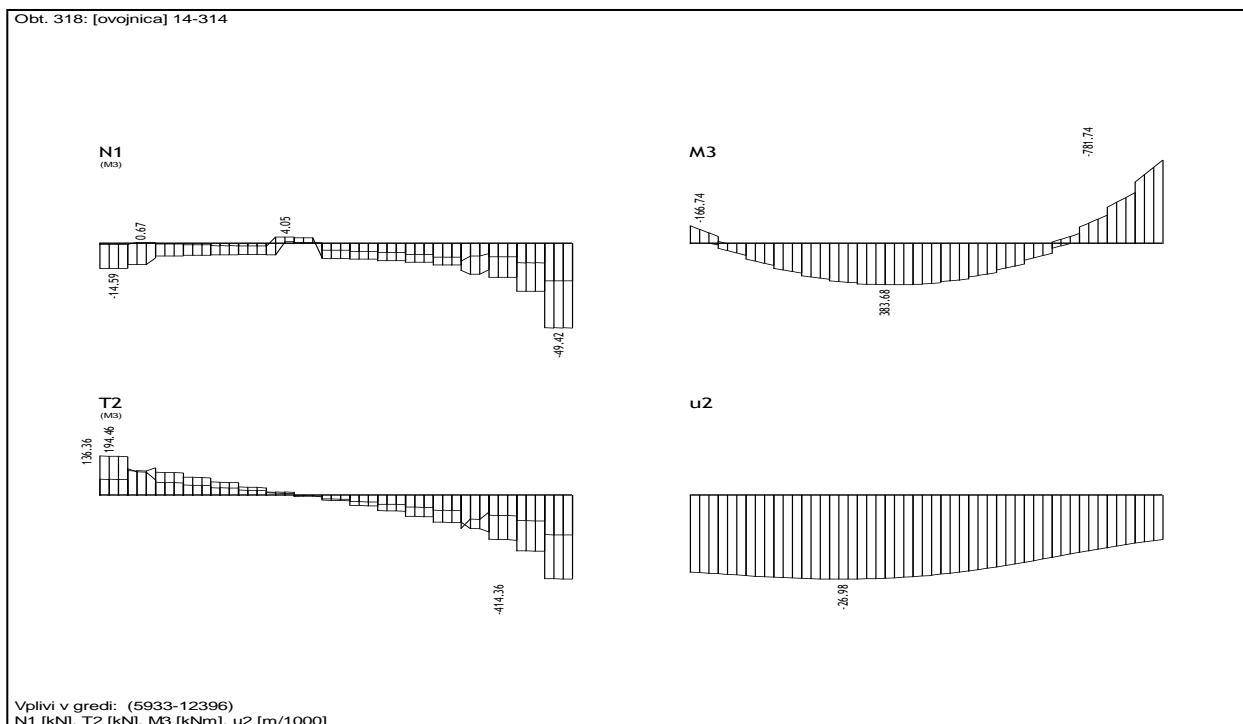


Slika 35: Notranje statične količine nosilca N6

N7



Slika 36: Notranje statične količine nosilca N7

N8

Slika 37: Notranje statične količine nosilca N8

N1

Armatura v polju:

Podatki: $h = 70\text{cm}; b = 25\text{cm}$

$d = 63\text{cm}$

$$M_d = 383.73\text{kNm}$$

$$k_d = \frac{M_d}{(b \cdot h^2 \cdot f_{cd})} = \frac{38373\text{kNcm}}{(25\text{cm} \cdot (63\text{cm})^2 \cdot 1.67\text{kN/cm}^2)} = 0.2316$$

Iz tabele $k_s = 1.161$

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_d}{(h \cdot f_{yd})} = 1.161 \cdot \frac{38373\text{kNcm}}{(63\text{cm} \cdot 43.5\text{kN/cm}^2)} = 16.26\text{cm}^2/\text{m}$$

Izberem palice 8 $\Phi 18$ (20.36 cm²)

Armatura ob podpori (zunanjih okvir)

$$M_d = -161.51\text{kNm}$$

Šečerov, D. 2010. *Dimenzioniranje elementov nosilne konstrukcije poslovnega objekta*
Diplomska naloga – VSŠ, Ljubljana, UL, FGG, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer.

$$k_d = \frac{M_d}{(b \cdot h^2 \cdot f_{cd})} = \frac{16151 \text{ kNcm}}{(25 \text{ cm} \cdot (63 \text{ cm})^2 \cdot 1.67 \text{ kN/cm}^2)} = 0.09747$$

Iz tabele $k_s = 1.067$

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_d}{(h \cdot f_{yd})} = 1.067 \cdot \frac{16151 \text{ kNcm}}{(63 \text{ cm} \cdot 43.5 \text{ kN/cm}^2)} = 6.28 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Izberem palice 4Φ16 (8.04 cm²)

Armatura ob podpori (betonsko jedro)

$$M_d = -783.90 \text{ kNm}$$

$$k_d = \frac{M_d}{(b \cdot h^2 \cdot f_{cd})} = \frac{78390 \text{ kNcm}}{(25 \text{ cm} \cdot (63 \text{ cm})^2 \cdot 1.67 \text{ kN/cm}^2)} = 0.4731$$

Iz tabele $k_s = 1.411$

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_d}{(h \cdot f_{yd})} = 1.411 \cdot \frac{78390 \text{ kNcm}}{(63 \text{ cm} \cdot 43.5 \text{ kN/cm}^2)} = 40.36 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Izberem palice 12Φ22 (45.62 cm²)

N2

Armatura v polju:

Podatki: $h = 70 \text{ cm}; b = 25 \text{ cm}$

$$d = 63 \text{ cm}$$

$$M_d = 344.51 \text{ kNm}$$

$$k_d = \frac{M_d}{(b \cdot h^2 \cdot f_{cd})} = \frac{34451 \text{ kNcm}}{(25 \text{ cm} \cdot (63 \text{ cm})^2 \cdot 1.67 \text{ kN/cm}^2)} = 0.2079$$

Iz tabele $k_s = 1.145$

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_d}{(h \cdot f_{yd})} = 1.145 \cdot \frac{34451 \text{ kNcm}}{(63 \text{ cm} \cdot 43.5 \text{ kN/cm}^2)} = 14.39 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Izberem palice 8 Φ16 (16.08 cm²)

Armatura ob podpori (zunanjih okvir)

$$M_d = -136.56 \text{ kNm}$$

$$k_d = \frac{M_d}{(b \cdot h^2 \cdot f_{cd})} = \frac{13651 \text{ kNcm}}{(25 \text{ cm} \cdot (63 \text{ cm})^2 \cdot 1.67 \text{ kN/cm}^2)} = 0.08238$$

Iz tabele $k_s = 1.058$

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_d}{(h \cdot f_{yd})} = 1.058 \cdot \frac{13651 \text{ kNcm}}{(63 \text{ cm} \cdot 43.5 \text{ kN/cm}^2)} = 5.27 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Izberem palice 4Φ14 (6.16 cm²)

Armatura ob podpori (betonsko jedro)

$$M_d = -693.75 \text{ kNm}$$

$$k_d = \frac{M_d}{(b \cdot h^2 \cdot f_{cd})} = \frac{69375 \text{ kNcm}}{(25 \text{ cm} \cdot (63 \text{ cm})^2 \cdot 1.67 \text{ kN/cm}^2)} = 0.4187$$

Iz tabele $k_s = 1.411$

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_d}{(h \cdot f_{yd})} = 1.411 \cdot \frac{69375 \text{ kNcm}}{(63 \text{ cm} \cdot 43.5 \text{ kN/cm}^2)} = 35.72 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Izberem palice 10Φ22 (38.01 cm²)

N3

Moment v polju

$$M_d = 345.85 \text{ kNm}$$

Moment ob podpori (zunanjih okvir)

$$M_d = -143.29 \text{ kNm}$$

Moment ob podpori (betonsko jedro)

$$M_d = -510.68 \text{ kNm}$$

Ker so momenti podobnih velikosti kot pri nosilcu N2, je tudi armatura enaka kot pri nosilcu N2.

N4

Armatura v polju:

Podatki: $h = 70 \text{ cm}; b = 25 \text{ cm}$

$d = 63 \text{ cm}$

$$M_d = 350.69 \text{ kNm}$$

Šečerov, D. 2010. *Dimenzioniranje elementov nosilne konstrukcije poslovnega objekta*
Diplomska naloga – VSŠ, Ljubljana, UL, FGG, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer.

$$k_d = \frac{M_d}{(b \cdot h^2 \cdot f_{cd})} = \frac{35069 \text{ kNcm}}{(25 \text{ cm} \cdot (63 \text{ cm})^2 \cdot 1.67 \text{ kN/cm}^2)} = 0.2116$$

Iz tabele $k_s = 1.145$

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_d}{(h \cdot f_{yd})} = 1.145 \cdot \frac{35069 \text{ kNcm}}{(63 \text{ cm} \cdot 43.5 \text{ kN/cm}^2)} = 14.65 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Izberem palice 8 Φ 16 (16.08 cm²)

Armatura ob podpori (zunanjih okvir)

$$M_d = -163.94 \text{ kNm}$$

$$k_d = \frac{M_d}{(b \cdot h^2 \cdot f_{cd})} = \frac{16394 \text{ kNcm}}{(25 \text{ cm} \cdot (63 \text{ cm})^2 \cdot 1.67 \text{ kN/cm}^2)} = 0.09893$$

Iz tabele $k_s = 1.067$

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_d}{(h \cdot f_{yd})} = 1.067 \cdot \frac{13651 \text{ kNcm}}{(63 \text{ cm} \cdot 43.5 \text{ kN/cm}^2)} = 5.31 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Izberem palice 4 Φ 14 (6.16 cm²)

Armatura ob podpori (betonsko jedro)

$$M_d = -637.71 \text{ kNm}$$

$$k_d = \frac{M_d}{(b \cdot h^2 \cdot f_{cd})} = \frac{63771 \text{ kNcm}}{(25 \text{ cm} \cdot (63 \text{ cm})^2 \cdot 1.67 \text{ kN/cm}^2)} = 0.3848$$

Iz tabele $k_s = 1.411$

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_d}{(h \cdot f_{yd})} = 1.411 \cdot \frac{63771 \text{ kNcm}}{(63 \text{ cm} \cdot 43.5 \text{ kN/cm}^2)} = 32.83 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Izberem palice 10 Φ 22 (38.01 cm²)

N5

Moment v polju

$$M_d = 339.60 \text{ kNm}$$

Moment ob podpori (zunanjih okvir)

$$M_d = -153.17 \text{ kNm}$$

Moment ob podpori (betonsko jedro)

$$M_d = -549.80kNm$$

Ker so momenti podobnih velikosti kot pri nosilcu N5, je tudi armatura enaka kot pri nosilcu N5.

N6

Moment v polju

$$M_d = 336.66kNm$$

Moment ob podpori (zunanjih okvir)

$$M_d = -142.33kNm$$

Moment ob podpori (betonsko jedro)

$$M_d = -555.90kNm$$

Ker so momenti podobnih velikosti kot pri nosilcu N6, je tudi armatura enaka kot pri nosilcu N6.

N7

Armatura v polju:

Podatki: $h = 70cm; b = 25cm$

$$d = 63cm$$

$$M_d = 341.36kNm$$

$$k_d = \frac{M_d}{(b \cdot h^2 \cdot f_{cd})} = \frac{34136kNcm}{(25cm \cdot (63cm)^2 \cdot 1.67kN/cm^2)} = 0.2060$$

Iz tabele $k_s = 1.145$

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_d}{(h \cdot f_{yd})} = 1.145 \cdot \frac{34136kNcm}{(63cm \cdot 43.5kN/cm^2)} = 14.26cm^2/m$$

Izberem palice 8 Φ 16 (16.08 cm²)

Armatura ob podpori (zunanjih okvir)

$$M_d = -142.80kNm$$

$$k_d = \frac{M_d}{(b \cdot h^2 \cdot f_{cd})} = \frac{14280kNcm}{(25cm \cdot (63cm)^2 \cdot 1.67kN/cm^2)} = 0.08618$$

Šečerov, D. 2010. *Dimenzioniranje elementov nosilne konstrukcije poslovnega objekta*
Diplomska naloga – VSŠ, Ljubljana, UL, FGG, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer.

Iz tabele $k_s = 1.058$

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_d}{(h \cdot f_{yd})} = 1.058 \cdot \frac{14280 \text{ kNcm}}{(63 \text{ cm} \cdot 43.5 \text{ kN/cm}^2)} = 5.51 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Izberem palice 4Φ14 (6.16 cm²)

Armatura ob podpori (betonsko jedro)

$$M_d = -657.58 \text{ kNm}$$

$$k_d = \frac{M_d}{(b \cdot h^2 \cdot f_{cd})} = \frac{65758 \text{ kNcm}}{(25 \text{ cm} \cdot (63 \text{ cm})^2 \cdot 1.67 \text{ kN/cm}^2)} = 0.3968$$

Iz tabele $k_s = 1.411$

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_d}{(h \cdot f_{yd})} = 1.411 \cdot \frac{65758 \text{ kNcm}}{(63 \text{ cm} \cdot 43.5 \text{ kN/cm}^2)} = 33.86 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Izberem palice 10Φ22 (38.01 cm²)

N8

Moment v polju

$$M_d = 383.68 \text{ kNm}$$

Moment ob podpori (zunanjih okvir)

$$M_d = -166.74 \text{ kNm}$$

Moment ob podpori (betonsko jedro)

$$M_d = -781.74 \text{ kNm}$$

Ker so momenti podobnih velikosti kot pri nosilcu N1, je tudi armatura enaka kot pri nosilcu N1.

4.3.1 Dimenzioniranje strižne armature nosilcev

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

$V_{Ed} < V_{Rd,c}$ v kolikor je ta pogoj izpolnjen, je potrebna zgolj minimalna strižna armatura

Priporočena vrednost za $C_{Rd,c}$:

$$C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} = \frac{0.18}{1.5} = 0.12$$

Priporočena vrednost za k_1 :

$$k_1 = 0.15$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d[\text{mm}]}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{630}} = 1.56 < 2.0$$

N1

Strižna armatura ob podpori (zunanjih okvir)

$$V_{Ed} = 194.65 \text{ kN}$$

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

$$V_{Rd,c} = \left[0.12 \cdot 1.56 \cdot (100 \cdot 0.0051 \cdot 25)^{\frac{1}{3}} \right] \cdot 250 \text{ mm} \cdot 630 \text{ mm} = 68.9 \text{ kN}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{8.04 \text{ cm}^2}{25 \text{ cm} \cdot 63 \text{ cm}} = 0.0051$$

Maksimalna strižna odpornost:

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

$$V_{Rd,max} = 1 \cdot 25 \text{ cm} \cdot (0.9 \cdot 63 \text{ cm}) \cdot 0.6 \cdot 1.67 \text{ kN/cm}^2 / 2 = 710.2 \text{ kN}$$

Pri tem so:

α_{cw} ... koeficient, ki upošteva stanje napetosti v tlačnem pasu (v našem primeru je vrednost 1),

b_w ... najmanjša širina prečnega prereza v območju natezne cone,

z ... ročica notranjih sil, ki pri elementih konstantne višine ustreza upogibnem momentu obravnavanega elementa. V našem primeru vzamemo $z = 0.9 \cdot d$,

v_1 ... redukcijski faktor tlačne trdnosti strižno razpokanega betona. Za naš primer velja $v_1 = 0.6$

Šečerov, D. 2010. *Dimenzioniranje elementov nosilne konstrukcije poslovnega objekta*
Diplomska naloga – VSŠ, Ljubljana, UL, FGG, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer.

$V_{Rd,max} > V_{Ed} > V_{Rd,c} \rightarrow$ strižna armatura je potrebna

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{yd}$$

$$V_{Rd,s} = \frac{1.00 \text{ cm}^2}{s} \cdot (0.9 \cdot 63 \text{ cm}) \cdot 43.5 \text{ kN/cm}^2 = 2466.45 \cdot \frac{1.00 \text{ cm}^2}{s} \geq \max V_{i,d} = 194.7 \text{ kN}$$

$$s \leq \frac{2466.45}{194.7} = 12.31 \text{ cm}$$

Izberem dvostrizna stremena $\Phi 8/10 \text{ cm}$

Strižna armatura ob podpori (betonsko jedro)

$$V_{Ed} = -409.96 \text{ kN}$$

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

$$V_{Rd,c} = \left[0.12 \cdot 1.56 \cdot (100 \cdot 0.02 \cdot 25)^{\frac{1}{3}} \right] \cdot 250 \text{ mm} \cdot 630 \text{ mm} = 108.6 \text{ kN}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{45.62 \text{ cm}^2}{25 \text{ cm} \cdot 63 \text{ cm}} = 0.029 > 0.02 \rightarrow \text{izberem } 0.02$$

$V_{Rd,max} > V_{Ed} > V_{Rd,c} \rightarrow$ strižna armatura je potrebna

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{yd}$$

$$V_{Rd,s} = \frac{1.58 \text{ cm}^2}{s} \cdot (0.9 \cdot 63 \text{ cm}) \cdot 43.5 \text{ kN/cm}^2 = 2466.45 \cdot \frac{1.58 \text{ cm}^2}{s} \geq \max V_{i,d} = 410 \text{ kN}$$

$$s \leq \frac{3896.0}{410} = 9.51 \text{ cm}$$

Izberem dvostrizna stremena $\Phi 10/9 \text{ cm}$

Strižna armatura v polju oziroma v območjih, kjer strižna armatura ni računsko potrebna

$$\rho_{w,min} = \frac{(0.08 \cdot \sqrt{f_{ck}})}{f_{yk}} = \frac{(0.08 \cdot \sqrt{25})}{500} = 0.0008$$

$$\rightarrow A_{sw,min} / s = \rho_{w,min} \cdot b_w \cdot \sin \alpha = 0.0008 \cdot 25 \text{ cm} \cdot 1 = 0.02 \text{ cm} = 0.02 \text{ cm}^2 / \text{cm} = 2 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Izberem dvostrizna stremena $\Phi 8/20 \text{ cm}$

N2

Strižna armatura ob podpori (zunanjih okvir)

$$V_{Ed} = 177.03kN$$

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

$$V_{Rd,c} = \left[0.12 \cdot 1.56 \cdot (100 \cdot 0.0039 \cdot 25)^{\frac{1}{3}} \right] \cdot 250mm \cdot 630mm = 63.0kN$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{6.16cm^2}{25cm \cdot 63cm} = 0.0039$$

$V_{Rd,max} > V_{Ed} > V_{Rd,c} \rightarrow$ strižna armatura je potrebna

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{yd}$$

$$V_{Rd,s} = \frac{1.00cm^2}{s} \cdot (0.9 \cdot 63cm) \cdot 43.5kN/cm^2 = 2466.45 \cdot \frac{1.00cm^2}{s} \geq \max V_{i,d} = 177.0kN$$

$$s \leq \frac{2466.45}{177.0} = 13.93cm$$

Izberem dvostrizna stremena $\Phi 8/10cm$

Strižna armatura ob podpori (betonsko jedro)

$$V_{Ed} = -490.68kN$$

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

$$V_{Rd,c} = \left[0.12 \cdot 1.56 \cdot (100 \cdot 0.02 \cdot 25)^{\frac{1}{3}} \right] \cdot 250mm \cdot 630mm = 108.6kN$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{38.01cm^2}{25cm \cdot 63cm} = 0.024 > 0.02 \rightarrow \text{izberem } 0.02$$

$V_{Rd,max} > V_{Ed} > V_{Rd,c} \rightarrow$ strižna armatura je potrebna

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{yd}$$

$$V_{Rd,s} = \frac{1.58cm^2}{s} \cdot (0.9 \cdot 63cm) \cdot 43.5kN/cm^2 = 2466.45 \cdot \frac{1.58cm^2}{s} \geq \max V_{i,d} = 490.7kN$$

Šečerov, D. 2010. *Dimenzioniranje elementov nosilne konstrukcije poslovnega objekta*
Diplomska naloga – VSŠ, Ljubljana, UL, FGG, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer.

$$s \leq \frac{3897}{194.7} = 7.94 \text{ cm}$$

Izberem dvostrizna stremena $\Phi 10/8 \text{ cm}$

Strizna armatura v polju oziroma v območjih, kjer strizna armatura ni računsko potrebna

$$\rho_{w,\min} = \frac{(0.08 \cdot \sqrt{f_{ck}})}{f_{yk}} = \frac{(0.08 \cdot \sqrt{25})}{500} = 0.0008$$

$$\rightarrow A_{sw,\min} / s = \rho_{w,\min} \cdot b_w \cdot \sin \alpha = 0.0008 \cdot 25 \text{ cm} \cdot 1 = 0.02 \text{ cm} = 0.02 \text{ cm}^2 / \text{cm} = 2 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Izberem dvostrizna stremena $\Phi 8/20 \text{ cm}$

N3

Strizna sila ob podpori (zunanjih okvir)

$$V_{Ed} = 179.75 \text{ kN}$$

Strizna sila ob podpori (betonsko jedro)

$$V_{Ed} = -510.68 \text{ kN}$$

Ker so strizne sile podobnih velikosti kot pri nosilcu N2, je tudi armatura enaka kot pri nosilcu N2.

N4

Strizna armatura ob podpori (zunanjih okvir)

$$V_{Ed} = 187.54 \text{ kN}$$

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

$$V_{Rd,c} = \left[0.12 \cdot 1.56 \cdot (100 \cdot 0.0039 \cdot 25)^{\frac{1}{3}} \right] \cdot 250 \text{ mm} \cdot 630 \text{ mm} = 63.0 \text{ kN}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{6.16 \text{ cm}^2}{25 \text{ cm} \cdot 63 \text{ cm}} = 0.0039$$

$V_{Rd,\max} > V_{Ed} > V_{Rd,c} \rightarrow$ strizna armatura je potrebna

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{yd}$$

$$V_{Rd,s} = \frac{1.00\text{cm}^2}{s} \cdot (0.9 \cdot 63\text{cm}) \cdot 43.5\text{ kN/cm}^2 = 2466.45 \cdot \frac{1.00\text{cm}^2}{s} \geq \max V_{i,d} = 187.5\text{ kN}$$

$$s \leq \frac{2466.45}{187.5} = 13.15\text{ cm}$$

Izberem dvostrizna stremena $\Phi 8/12.5\text{ cm}$

Strizna armatura ob podpori (betonsko jedro)

$$V_{Ed} = -333.00\text{ kN}$$

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

$$V_{Rd,c} = \left[0.12 \cdot 1.56 \cdot (100 \cdot 0.02 \cdot 25)^{\frac{1}{3}} \right] \cdot 250\text{ mm} \cdot 630\text{ mm} = 108.6\text{ kN}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{38.01\text{ cm}^2}{25\text{ cm} \cdot 63\text{ cm}} = 0.024 > 0.02 \rightarrow \text{izberem } 0.02$$

$V_{Rd,\max} > V_{Ed} > V_{Rd,c} \rightarrow$ strizna armatura je potrebna

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{yd}$$

$$V_{Rd,s} = \frac{1.58\text{ cm}^2}{s} \cdot (0.9 \cdot 63\text{ cm}) \cdot 43.5\text{ kN/cm}^2 = 2466.45 \cdot \frac{1.58\text{ cm}^2}{s} \geq \max V_{i,d} = 333.0\text{ kN}$$

$$s \leq \frac{3897}{333.0} = 11.70\text{ cm}$$

Izberem dvostrizna stremena $\Phi 10/10\text{ cm}$

Strizna armatura v polju oziroma v območjih, kjer strizna armatura ni računsko potrebna

$$\rho_{w,\min} = \frac{(0.08 \cdot \sqrt{f_{ck}})}{f_{yk}} = \frac{(0.08 \cdot \sqrt{25})}{500} = 0.0008$$

$$\rightarrow A_{sw,\min} / s = \rho_{w,\min} \cdot b_w \cdot \sin \alpha = 0.0008 \cdot 25\text{ cm} \cdot 1 = 0.02\text{ cm} = 0.02\text{ cm}^2 / \text{cm} = 2\text{ cm}^2 / \text{m}$$

Izberem dvostrizna stremena $\Phi 8/20\text{ cm}$

N5

Strižna sila ob podpori (zunanjih okvir)

$$V_{Ed} = 182.62kN$$

Ker je strižna sila ob podpori (zunanji okvir) podobna kot pri nosilcu N4, je tudi armatura enaka kot pri nosilcu N4.

Strižna armatura ob podpori (betonsko jedro)

$$V_{Ed} = -189.06kN$$

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

$$V_{Rd,c} = \left[0.12 \cdot 1.56 \cdot (100 \cdot 0.02 \cdot 25)^{\frac{1}{3}} \right] \cdot 250mm \cdot 630mm = 108.6kN$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{38.01cm^2}{25cm \cdot 63cm} = 0.024 > 0.02 \rightarrow \text{izberem } 0.02$$

$V_{Ed} > V_{Rd,c} \rightarrow$ strižna armatura je potrebna

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{yd}$$

$$V_{Rd,s} = \frac{1.00cm^2}{s} \cdot (0.9 \cdot 63cm) \cdot 43.5kN/cm^2 = 2466.45 \cdot \frac{1.00cm^2}{s} \geq \max V_{i,d} = 189.1kN$$

$$s \leq \frac{2466.45}{189.1} = 13.04cm$$

Izberem dvostrizna stremena $\Phi 8/12.5cm$

N6

Strižna sila ob podpori (zunanjih okvir)

$$V_{Ed} = 178.20kN$$

Ker je strižna sila ob podpori (zunanji okvir) podobna kot pri nosilcu N7, je tudi armatura enaka kot pri nosilcu N7.

Strižna armatura ob podpori (betonsko jedro)

$$V_{Ed} = -184.96kN$$

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

$$V_{Rd,c} = \left[0.12 \cdot 1.56 \cdot (100 \cdot 0.02 \cdot 25)^{\frac{1}{3}} \right] \cdot 250mm \cdot 630mm = 108.6kN$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{38.01cm^2}{25cm \cdot 63cm} = 0.024 > 0.02 \rightarrow \text{izberem } 0.02$$

$V_{Rd,max} > V_{Ed} > V_{Rd,c} \rightarrow$ strižna armatura je potrebna

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{yd}$$

$$V_{Rd,s} = \frac{1.00cm^2}{s} \cdot (0.9 \cdot 63cm) \cdot 43.5kN/cm^2 = 2466.45 \cdot \frac{1.00cm^2}{s} \geq \max V_{i,d} = 185.0kN$$

$$s \leq \frac{2466.45}{185.0} = 13.33cm$$

Izberem dvostrizna stremena $\Phi 8/12.5cm$

N7

Strižna armatura ob podpori (zunanjih okvir)

$$V_{Ed} = 178.58kN$$

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

$$V_{Rd,c} = \left[0.12 \cdot 1.56 \cdot (100 \cdot 0.0039 \cdot 25)^{\frac{1}{3}} \right] \cdot 250mm \cdot 630mm = 63.0kN$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{6.16cm^2}{25cm \cdot 63cm} = 0.0039$$

$V_{Rd,max} > V_{Ed} > V_{Rd,c} \rightarrow$ strižna armatura je potrebna

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{yd}$$

$$V_{Rd,s} = \frac{1.00cm^2}{s} \cdot (0.9 \cdot 63cm) \cdot 43.5kN/cm^2 = 2466.45 \cdot \frac{1.00cm^2}{s} \geq \max V_{i,d} = 178.6kN$$

$$s \leq \frac{2466.45}{178.6} = 13.81cm$$

Izberem dvostrizna stremena $\Phi 8/12.5cm$

Šečerov, D. 2010. *Dimenzioniranje elementov nosilne konstrukcije poslovnega objekta*
Diplomska naloga – VSŠ, Ljubljana, UL, FGG, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer.

Strižna armatura ob podpori (betonsko jedro)

$$V_{Ed} = -477.28kN$$

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

$$V_{Rd,c} = \left[0.12 \cdot 1.56 \cdot (100 \cdot 0.02 \cdot 25)^{\frac{1}{3}} \right] \cdot 250mm \cdot 630mm = 108.6kN$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{38.01cm^2}{25cm \cdot 63cm} = 0.024 > 0.02 \rightarrow \text{izberem } 0.02$$

$V_{Ed} > V_{Rd,c} \rightarrow$ strižna armatura je potrebna

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{yd}$$

$$V_{Rd,s} = \frac{1.58cm^2}{s} \cdot (0.9 \cdot 63cm) \cdot 43.5kN/cm^2 = 2466.45 \cdot \frac{1.58cm^2}{s} \geq \max V_{i,d} = 477.3kN$$

$$s \leq \frac{2466.45}{477.3} = 8.16cm$$

Izberem dvostrizna stremena $\Phi 10/8cm$

Strižna armatura v polju oziroma v območjih, kjer strižna armatura ni računsko potrebna

$$\rho_{w,\min} = \frac{(0.08 \cdot \sqrt{f_{ck}})}{f_{yk}} = \frac{(0.08 \cdot \sqrt{25})}{500} = 0.0008$$

$$\rightarrow A_{sw,\min} / s = \rho_{w,\min} \cdot b_w \cdot \sin \alpha = 0.0008 \cdot 25cm \cdot 1 = 0.02cm = 0.02cm^2/cm = 2cm^2/m$$

Izberem dvostrizna stremena $\Phi 8/20cm$

N8

Strižna sila ob podpori (zunanjih okvir)

$$V_{Ed} = 194.46kN$$

Strižna sila ob podpori (betonsko jedro)

$$V_{Ed} = -414.36.68kN$$

Ker so strižne sile podobnih velikosti kot pri nosilcu N1, je tudi armatura enaka kot pri nosilcu N1.

4.3.2 Mejno stanje uporabnosti nosilcev

a) Kontrola razpok v nosilcih

Razdalja momentih ničelnih točk:

$$ll_0 = 0.7 \cdot l_1 = 0.7 \cdot 8.5 = 5.95m$$

Sodelujoča širina pasnice:

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \leq b \quad b_{eff,i} = 0.2 \cdot b_i + 0.1 \cdot l_0 \leq 0.2 \cdot l_0 \quad \text{in} \quad b_{eff,i} \leq b_i$$

$$b_i = (e - b_w) / 2 = (8.5 - 0.25) / 2 = 4.13$$

Polje:

$$b_{eff,1} = b_{eff,2} = \min(0.2 \cdot b_i + 0.1 \cdot l_0; 0.2 \cdot l_0) = \min(0.2 \cdot 4.13 + 0.1 \cdot 5.95; 0.2 \cdot 5.95) = 1.42m$$

$$b_{eff} = b_{eff,1} + b_{eff,2} + b_w = 2 \cdot 1.42 + 0.25 = 3.09m$$

$$x = \left[\frac{(\alpha_e \cdot A'_s + \alpha_e \cdot A_s)^2}{b^2} + \frac{2 \cdot (\alpha_e \cdot A'_s \cdot a' + \alpha_e \cdot A_s \cdot d)}{b} \right]^{\frac{1}{2}} - \frac{\alpha_e \cdot A'_s + \alpha_e \cdot A_s}{b} =$$

$$\left[\frac{(0 + 6.45 \cdot 20.36cm^2)^2}{(309cm)^2} + \frac{2 \cdot (0 + 6.45 \cdot 20.36cm^2 \cdot 63cm)}{309cm} \right]^{\frac{1}{2}} - \frac{0 + 6.45 \cdot 20.36cm^2}{309cm} = 6.91cm$$

Napetost armature

$$\sigma_s = \frac{3 \cdot M_{Ed}}{[A_s \cdot (3 \cdot d - x) + A'_s \cdot (x - 3 \cdot a') \cdot (x - a') \cdot (d - x)]} =$$

$$\frac{3 \cdot 21695kNcm}{[20.36cm^2 \cdot (3 \cdot 63cm - 6.91cm) + 0]} = 17.56kN/cm^2$$

$$h_{c,eff} = \min[2.5 \cdot (h - d); (h - x) / 3; h / 2] = \min[2.5 \cdot (70cm - 63cm); (70cm - 6.91cm) / 3; 70cm / 2]$$

$$= \min(17.5cm; 21.3cm; 35cm) = 17.5cm$$

$$A_{c,eff} = b_w \cdot h_{c,eff} = 25cm \cdot 17.5cm = 437.5cm^2$$

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{eff}} = \frac{20.36cm^2}{437.5cm^2} = 0.0465$$

Šečerov, D. 2010. *Dimenzioniranje elementov nosilne konstrukcije poslovnega objekta*
 Diplomski naloga – VSŠ, Ljubljana, UL, FGG, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer.

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\sigma_{p,eff}} \cdot (1 + d_c \cdot \sigma_{p,eff})}{E_s} = \frac{(0.6 \cdot \sigma_s)}{E_s}$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{17.56 \text{ kN/cm}^2 - 0.4 \cdot \frac{0.35}{0.0465} \cdot (1 + 6.45 \cdot 0.0465)}{20000} \geq \frac{0.6 \cdot 17.56 \text{ kN/cm}^2}{20000}$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \max(0.0006822; 0.0005267) = 0.0009154$$

Krovni sloj betona vzdolžne armature:

$$c = a - \frac{\Phi_{vzd}}{2} = 3 - \frac{1.8 \text{ cm}}{2} = 2.1 \text{ cm} = 21 \text{ mm}$$

Največja razdalja med razpokami:

$$S_{r,max} = 3.4c + 0.425 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot \frac{\Phi}{\rho_{p,eff}}$$

$$S_{r,max} = 3.4 \cdot 21 \text{ mm} + 0.425 \cdot 0.8 \cdot 0.5 \cdot \frac{18 \text{ mm}}{0.0465}$$

$$S_{r,max} = 137.21 \text{ mm}$$

Širina razpoke:

$$W_k = S_{r,max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 137.21 \text{ mm} \cdot 0.0006822 = 0.09 \text{ mm} \leq 0.4 \text{ mm}$$

Nosilec	Razpoke v polju [mm]	Omejitev razpok [mm]
N1	0.09	<0.4
N2	0.11	<0.4
N3	0.11	<0.4
N4	0.12	<0.4
N5	0.11	<0.4
N6	0.11	<0.4
N7	0.11	<0.4
N8	0.09	<0.4

Preglednica 7: Prikaz rezultatov izračuna razpok za posameznega nosilca

b) Kontrola povosov nosilcev

Referenčno razmerje armiranja:

$$\rho_0 = \sqrt{f_{ck}} \cdot 10^{-3} = \sqrt{25 \text{ kN/cm}^2} \cdot 10^{-3} = 0.005$$

Zahtevana stopnja armiranja z natezno armaturo v sredini razpetine:

$$\rho = \frac{A_{s,reg}}{(b_w \cdot d)} = \frac{20.36 \text{ cm}^2}{(25 \text{ cm} \cdot 63 \text{ cm})} = 0.01293$$

Ker je izračunana stopnja armiranja največja možna, potem velja za vse nosilce pogoj $\rho \geq \rho^0$

, posledično uporabimo sledeči izraz meje razmerja med razpetino in statično višino prereza:

$$\frac{l}{d} = K \left[11 + 1.5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho^0}{\rho - \rho^0} + \frac{1}{12} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \sqrt{\frac{\rho^0}{\rho}} \right]$$

Pri tem so:

$K = 1.3$... faktor, ki upošteva vpliv različnih statičnih sistemov,

$\rho^0 = 0$...v srednjem prerezu tlačna armatura ni potrebna,

f_{ck} ... karakteristična tlačna trdnost betona v Mpa.

N1

Pomik v polju:

$$\rho = \frac{A_{s,reg}}{(b_w \cdot d)} = \frac{20.36cm^2}{(25cm \cdot 63cm)} = 0.01293$$

$$\frac{l}{d} = 1.3 \left[11 + 1.5 \cdot \sqrt{25kN/cm^2} \cdot \frac{0.005}{0.01293 - 0} + 0 \right]$$

$$\frac{l}{d} = 18.07$$

Razpetina

$$l_{eff} = 8.5m > 7m : \quad \rightarrow \text{faktor } \frac{7}{l_{eff}} = \frac{7}{8.5m} = 0.82$$

Napetost :

$$\sigma_s < 310Mpa : \sigma_s = 175.5Mpa \rightarrow \text{faktor } 310/173.5 = 1.77$$

T prerez:

$$b_{eff}/b_w = 309cm/25cm = 12.4 > 3 \rightarrow \text{faktor } 0.8$$

$$\text{Mejno razmerje: } l/d = 18.07 \cdot 0.82 \cdot 0.8 \cdot 1.77 = 20.93 > l_{eff}/d = 850/63 = 13.49$$

→ račun povesov ni potreben!

Nosilec	Mejno razmerje l/d v polju	Razmerje l _{eff} /d
N1	20.93	>13.49
N2	19.55	>13.49
N3	19.43	>13.49
N4	19.16	>13.49
N5	19.80	>13.49
N6	19.99	>13.49
N7	19.68	>13.49
N8	20.94	>13.49

Preglednica 8: Prikaz rezultatov izračuna povesov za posameznega nosilca

5 UKLON STEBROV

5.1 Določitev vitkosti stebrov

Obravnavana konstrukcija ima 12 stebrov (40x40cm), ki so razporejeni po celotnem obodu stavbe. V našem primeru bom obravnaval le steber obremenjen z največjo osno silo.

Površina prereza stebra:

$$A_c = 1600 \text{ cm}^2$$

Vztrajnostni moment:

$$I_z = \frac{h \cdot b^3}{12} = \frac{40 \text{ cm} \cdot 40^3 \text{ cm}^3}{12} = 213333.3 \text{ cm}^4$$

Vztrajnostni radij:

$$i = \sqrt{\frac{I_z}{A_c}} = \sqrt{\frac{213333.3 \text{ cm}^4}{1600 \text{ cm}^2}} = 11.55 \text{ cm}$$

Uklonska dolžina:

$$l_0 = 1.0 \cdot l = 1.0 \cdot 515 \text{ cm} = 515 \text{ cm}$$

Vitkost:

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{515 \text{ cm}}{11.55 \text{ cm}} = 44.6$$

Mejna vrednost vitkosti obravnavanega primera:

$$\lambda_{\min} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n}$$

$$A = \frac{1}{(1 + 2 \cdot \varphi_{\text{eff}})} = \frac{1}{(1 + 2 \cdot 1.39)} = 0.265$$

$$B = 1 + 2 \cdot \omega = 1 + 2 \cdot 0.262 = 1.52$$

$$C = 1.7 - r_m = 1.7 + 0.90 = 2.6$$

Šečerov, D. 2010. *Dimenzioniranje elementov nosilne konstrukcije poslovnega objekta*
Diplomska naloga – VSŠ, Ljubljana, UL, FGG, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer.

Učinkoviti količnik lezenja:

$$\varphi_{eff} = 1.39$$

Mehanska stopnja armiranja:

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{16.08 \text{ cm}^2 \cdot 43.5 \text{ kN/cm}^2}{1600 \text{ cm}^2 \cdot 1.67 \text{ kN/cm}^2} = 0.262$$

Relativna normalna sila:

$$n = \frac{N_x}{(A_c \cdot f_{cd})} = \frac{3818.58 \text{ kN}}{1600 \text{ cm}^2 \cdot 1.67 \text{ kN/cm}^2} = 1.43$$

Razmerje momentov:

$$r_m = \frac{M_{01}}{M_{02}} = \frac{-107.58 \text{ kNm}}{118.92 \text{ kNm}} = -0.90$$

M_{01} in M_{02} sta upogibna momenta na obeh koncih stebra po teoriji prvega reda, $|M_{02}| \geq |M_{01}|$

$$\lambda_{\min} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n} = 20 \cdot 0.265 \cdot 1.52 \cdot 2.6 / \sqrt{1.43} = 17.52$$

Ker je dejanska vitkost λ večja od mejne vrednosti λ_{\min} , je potrebno upoštevati vplive po teoriji drugega reda.

5.2.1 Lezenje

V analizi po teoriji drugega reda moramo upoštevati učinek lezenja. Trajanje obtežbe lahko na poenostavljen način upoštevamo z učinkovitim količnikom lezenja φ_{eff} , ki uporabljen skupaj s projektno obtežbo, omogoča določitev deformacije zaradi lezenja (ukrivljenost), ki ustreza navidezno stalni obtežbi:

$$\varphi_{eff} = \varphi_{(\infty, t_0)} \frac{M_{0Eqp}}{M_{0Ed}}$$

Vrednost osnovnega količnika lezenja od časa t_0 do $t \rightarrow \infty$:

$$\varphi_{(\infty, t_0)}$$

Pri tem so:

M_{0Eqp} Upogibni moment po teoriji prvega reda (navidezno stalna kombinacija),

M_{0Ed} Upogibni moment po teoriji prvega reda (mejno stanje nosilnosti)

Količnik lezenja je odvisen od:

- nazivne dimenzije prereza $h_0 \left(h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} \right)$, pri čemer je u obseg dela prereza, ki je v stiku z zrakom
- relativne vlažnosti okolice
- trdnosti betona
- časa do prvega nastopa obtežbe v dnevih

V obravnavanem primeru je količnik lezenja:

$$\varphi_{(\infty, t_0)} \approx 2.6$$

Pri tem je upoštevana relativna vlažnost 40%, prerez izpostavljen sušenju iz vseh strani ter prvem nastopu obtežbe po 30 dneh.

$$h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} = \frac{2 \cdot 40cm \cdot 40cm}{4 \cdot 40cm} = 20cm = 200mm$$

Učinkoviti količnik lezenja (upoštevan je učinek geometrijske nepopolnosti)

$$\varphi_{eff} = \varphi_{(\infty, t_0)} \cdot \frac{M_{Eqp}}{M_{Ed}} = \varphi_{(\infty, t_0)} \cdot \frac{M_{Eqp} + N_{Eqp} \cdot e_0}{M_{Ed} + N_{Ed} \cdot e_0} = 2.6 \cdot \frac{60.79kNm + 2243.99kN \cdot 0.014m}{118.92kNm + 3818.58kN \cdot 0.014m} =$$

$$\varphi_{eff} = 1.39$$

5.2.2 Geometrijska nepopolnost

Konstrukcijski elementi niso popolnoma ravni, zato prihaja do ekscentričnosti osnih sil, posledično pa do upogibnih momentov. Nepopolnost opišemo z zasukom θ_i .

Šečerov, D. 2010. *Dimenzioniranje elementov nosilne konstrukcije poslovnega objekta*
Diplomska naloga – VSŠ, Ljubljana, UL, FGG, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer.

$$\theta_i = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m$$

Pri tem so:

$$\theta_0 \quad \dots \text{osnovna vrednost} \left(\theta_0 = \frac{1}{200} \right),$$

$$\alpha_h \quad \dots \text{redukcijski faktor za dolžino oziroma višino} \quad \alpha_h = \frac{2}{\sqrt{l}}; \left(\frac{2}{3} < \alpha_h < 1 \right),$$

$$\alpha_m \quad \dots \text{redukcijski faktor za število elementov} \quad \alpha_m = \sqrt{0.5 \cdot \left(1 + \frac{1}{m} \right)},$$

l ... dolžina oziroma višina [m],

m ... število navpičnih elementov.

Začetna geometrijska nepopolnost v obravnavanem primeru:

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{l}} = \frac{2}{\sqrt{5.15}} = 0.881$$

$$\alpha_m = \sqrt{0.5 \cdot \left(1 + \frac{1}{m} \right)} = \sqrt{0.5 \cdot \left(1 + \frac{1}{1} \right)} = 1$$

$$\theta_i = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m = \frac{1}{200} \cdot 0.881 \cdot 1 = 0.00441$$

Učinek nepopolnosti upoštevamo kot ekscentričnost e_i , ki je podana z izrazom:

$$e_i = \frac{\theta_i \cdot l_0}{2}$$

Nepopolnost v obravnavanem primeru:

$$e_i = \frac{\theta_i \cdot l_0}{2} = \frac{0.00441 \cdot 515 \text{ cm}}{2} = 1.4 \text{ cm}$$

5.2.3 Metoda nazivne togosti

Nazivna togost z izrazom:

$$EI = K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c + K_s \cdot E_s \cdot I_s$$

Pri tem so:

- E_{cd} ... projektna vrednost modula elastičnosti betona,
 I_c ... vztrajnostni moment betonskega prereza,
 E_s ... projektna vrednost modula elastičnosti armature,
 I_s ... vztrajnostni moment armature glede na središče betonskega prereza,
 K_c ... faktor za upoštevanje učinkov razpok, lezenja itd.,
 K_s ... faktor, s katerim upoštevamo prispevek armature k nazivni togosti.

Če je zagotovljeno $\rho \geq 0.002$, lahko uporabimo naslednje faktorje:

$$K_s = 1$$

$$K_c = \frac{k_1 \cdot k_2}{(1 + \varphi_{eff})}$$

Pri tem so:

- ρ ... stopnja armiranja $\frac{A_c}{A_s}$,
 φ_{eff} ... učinkoviti faktor lezenja,
 k_1 ... faktor, ki je odvisen od trdnostnega razreda betona,
 k_2 ... faktor, ki je odvisen od osne sile in vitkosti.

$$k_1 = \sqrt{\frac{f_{ck} [MPa]}{20}}$$

$$k_2 = n \cdot \frac{\lambda}{170} \leq 0.20$$

$$n \quad \dots \text{normirana osna sila } \frac{N_{ed}}{(A_c \cdot f_{cd})}$$

Nazivna togost za obravnavani primer:

$$K_c = \frac{k_1 \cdot k_2}{(1 + \varphi_{eff})} = \frac{1.12 \cdot 0.20}{(1 + 1.39)} = 0.0937$$

$$k_1 = \sqrt{\frac{f_{ck} [Mpa]}{20}} = \sqrt{\frac{2.5}{2}} = 1.12$$

$$k_2 = n \cdot \frac{\lambda}{170} \leq 0.20 \rightarrow 0.26 \cdot \frac{22.3}{170} = 0.38 > 0.20$$

$$n = 1.43$$

$$\varphi_{eff} = 1.39$$

Šečerov, D. 2010. *Dimenzioniranje elementov nosilne konstrukcije poslovnega objekta*
 Diplomski naloga – VSŠ, Ljubljana, UL, FGG, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer.

$$E_{cd} = \frac{E_{cm}}{\gamma_{cE}} = \frac{3100 \text{ kN/cm}^2}{1.2} = 2583 \text{ kN/cm}^2$$

$$I_c = \frac{b^4}{12} = \frac{40 \text{ cm}^4}{12} = 213333 \text{ cm}^4$$

$$I_s = \Sigma A_s \cdot z^2 = 6 \cdot 2.01 \text{ cm}^2 \cdot (17.5 \text{ cm})^2 = 3693 \text{ cm}^4$$

$$EI = 0.0937 \cdot 2583 \text{ kN/cm}^2 \cdot 213333 \text{ cm}^4 + 1 \cdot 20000 \text{ kN/cm}^2 \cdot 3693 \text{ cm}^4 = 1.25 \cdot 10^7 \text{ kNcm}^2$$

Projektni upogibni moment (faktor povečanja momenta):

Celotni projektni upogibni moment vključno z momentom zaradi teorije drugega reda lahko izrazimo s povečanjem upogibnega momenta, določenega z linearno analizo.

$$M_{Ed} = M_{0Ed} \cdot \left[1 + \frac{\beta}{(N_b / N_{Ed}) - 1} \right]$$

M_{0Ed} ... moment po teoriji prvega reda vključno z momentom zaradi geometrijske nepopolnosti

β ... faktor, odvisen od razporeditve upogibnih momentov, ki jih dobimo po teoriji prvega in drugega reda. $\beta = \frac{\pi^2}{c_0}$ (enačba je pravilna le pri izoliranih elementih s konstantnim prerezom in s konstantno osno silo)

c_0 ... koeficient, odvisen od poteka upogibnega momenta po teoriji prvega reda (npr. $c_0 = 8$ za konstantni potek upogibnega momenta po teoriji prvega reda, $c_0 = 9.6$ za parabolični in $c_0 = 12$ za simetrični trikotni potek upogibnega momenta po teoriji prvega reda)

N_b ... uklonska sila, temelji na nazivni togosti $N_b = \frac{\pi^2 \cdot EI}{l_0^2}$

Projektni upogibni moment obravnavanega primera:

Uklonska sila, ki temelji na nazivni togosti

$$N_b = \frac{\pi^2 \cdot EI}{l_0^2} = \frac{\pi^2 \cdot 1.25 \cdot 10^7 \text{ kNcm}}{(515 \text{ cm})^2} = 4670 \text{ kN}$$

Upogibni moment po teoriji prvega reda

$$M_{0Ed} = N_{Ed} \cdot e_i + M_{0e}$$

$$M_{0Ed} = 3818.58kN \cdot 0.014m + 47.57kNm = 101.0kNm$$

Konstantni nadomestni moment:

$$M_{0e} = 0.6 \cdot M_{02} + 0.4 \cdot M_{01} \geq 0.4 \cdot M_{02} \quad \text{za } |M_{02}| \geq |M_{01}|$$

$$M_{0e} = 0.6 \cdot 118.92kNm - 0.4 \cdot 107.58kNm = 28.32kN < 0.4 \cdot 108.92kN = 47.57kNm$$

Projektni upogibni moment, ki vključuje učinek teorije drugega reda

$\beta = \frac{\pi^2}{c_0} = \frac{\pi^2}{12} = 0.82$ ($c_0 = 12$ -simetrični trikotni potek upogibnega momenta po teoriji prvega reda)

$$M_{Ed} = M_{0Ed} \cdot \left[1 + \frac{\beta}{(N_b/N_{Ed}) - 1} \right] = 101.0kNm \cdot \left[1 + \frac{0.82}{(4670kN/3818.58kN) - 1} \right] =$$

$$M_{Ed} = 472.44kNm$$

6 KONTROLA POTRESNIH ZAHTEV PO EC 8 STANDARDU

V tem poglavju obravnavam potresne zahteve za armiranobetonski okvir in stene s pomočjo 5. poglavja evrokoda 8, "Posebna pravila za betonske zgradbe". Projektiranje in geometrijske omejitve ustrezajo kontrolam za predvideno stopnjo duktilnosti DCM.

21	VI-16	22	VI-17	23	VI-18	24
17	V-13	18	V-14	19	V-15	20
13	IV-10	14	IV-11	15	IV-12	16
9	III-7	10	III-8	11	III-9	12
5	II-4	6	II-5	7	II-6	8
1	I-1	2	I-2	3	I-3	4
25		26		27		28

Slika 38: Shema obravnavanega okvirja

6.1 Osnovni podatki o gredi

Material: beton C25/30, rebrasta armatura S500

Širina : $b_w = 30cm$,

Višina : $h_w = 70cm$

Omejiti moramo ekscentričnost osi grede glede na os stebra, v katerega se greda vpenja. To omogoča učinkovit prenos cikličnih momentov iz primarne potresne grede v steber. To zahteva izpolnimo tako, da omejimo razdaljo med težiščnima osema grede in stebra.

Pri tem je

$\frac{b_c}{4} \geq$ razdalja med težiščnima osema

b_c ... največja dimenzija prečnega prereza stebra

$$\frac{40cm}{4} = 10cm > 5cm = e_{dej}$$

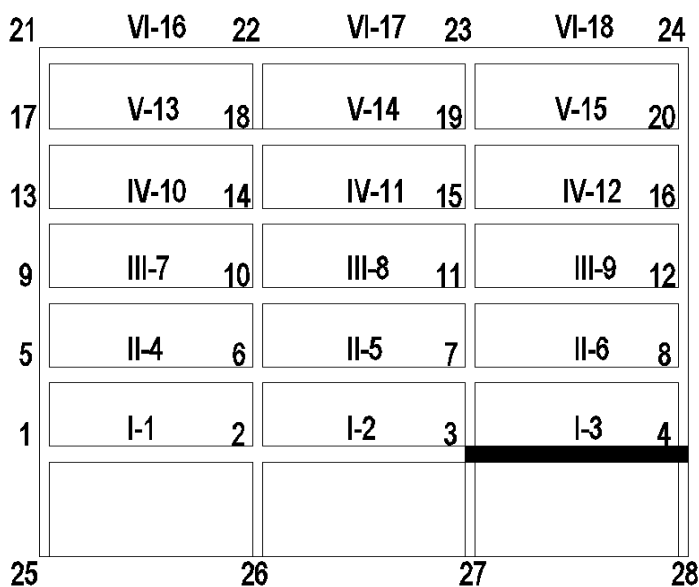
Da izkoristimo ugoden vpliv tlačne sile v stebru na sprejemnost vodoravnih armaturnih palic, ki so položene skozi vozlišče, mora širina primarne potresne grede b_w ustrezati sledečemu izrazu:

$$b_w \leq \min \{b_c + h_w; 2 \cdot b_c\}$$

h_w ... višina grede

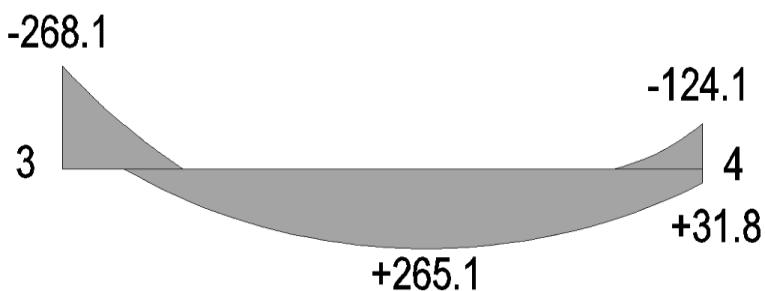
$$b_w = 30cm < \min \{40cm + 70cm = 110cm; 2 \cdot 40cm = 80cm\} = 80cm$$

6.2 Greda ob robnem stebri



Slika 39: Shema obravnavane grede ob robnem stebri

6.2.1 Upogibna armatura grede I-3



Slika 40: Ovojnica upogibnih momentov grede I-3

Greda I-3 ob vozlišču 4:

$$M_d = -124.1 \text{ kNm}$$

$$k_d = \frac{M_d}{(b \cdot h^2 \cdot f_{cd})} = \frac{12410 \text{ kNcm}}{(30 \text{ cm} \cdot (65 \text{ cm})^2 \cdot 1.67 \text{ kN/cm}^2)} = 0.0586$$

Iz tabele $k_s = 1.049$

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_d}{(h \cdot f_{yd})} = 1.049 \cdot \frac{12410 \text{ kNcm}}{(65 \text{ cm} \cdot 43.5 \text{ kN/cm}^2)} = 4.60 \text{ cm}^2$$

Šečerov, D. 2010. *Dimenzioniranje elementov nosilne konstrukcije poslovnega objekta*
Diplomska naloga – VSŠ, Ljubljana, UL, FGG, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer.

Zgoraj: $4\Phi 16$ (8.04 cm^2)

Spodaj: $4\Phi 14$ (6.16 cm^2)

Projektne vrednosti upogibne nosilnosti grede v krajiščih v smeri upogibnega momenta zaradi potresa so izračunane s programom DIAS.

$$M_{Rb,4}^- = 220 \text{ kNm}$$

$$M_{Rb,4}^+ = 170 \text{ kNm}$$

Ker velja:

$$T_1 = 0.76 \geq T_c = 0.6$$

Zagotoviti moramo lokalno duktilnost μ_φ :

$$\mu_\varphi = 2q_0 - 1 = 2 \cdot 3.9 - 1 = 6.8$$

Upošteva se, da tako duktilnost zagotovimo, če izpolnimo naslednje zahteve:

$$\text{a) } A'_s \geq \frac{A_s}{2}$$

$$\frac{\rho'}{\rho} = \frac{6.16 \text{ cm}^2}{8.04 \text{ cm}^2} = 0.77 > 0.5$$

c) Delež armature v natezni coni ρ mora biti med ρ_{\min} in ρ_{\max} , ki sta:

$$\rho_{\max} = \rho' + \frac{0.0018}{\mu_\varphi \cdot \varepsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.30\% + \frac{0.0018}{6.8 \cdot 0.00217} \cdot \frac{1.67 \text{ kN/cm}^2}{43.5 \text{ kN/cm}^2} = 0.30\% + 0.47\% = 0.77\%$$

$$\rho_{\min} = 0.5 \cdot \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) = 0.5 \cdot \left(\frac{0.26 \text{ kN/cm}^2}{43.5 \text{ kN/cm}^2} \right) = 0.30\%$$

$$\rho_{\max} \geq \rho = \frac{8.04 \text{ cm}^2}{(30 \text{ cm} \cdot 65 \text{ cm})} = 0.41\% \geq \rho_{\min}$$

Greda I-3 ob vozlišču 3:

$$M_d = -268.6 \text{ kNm}$$

$$k_d = \frac{M_d}{(b \cdot h^2 \cdot f_{cd})} = \frac{26860 \text{ kNcm}}{(30 \text{ cm} \cdot (65 \text{ cm})^2 \cdot 1.67 \text{ kN/cm}^2)} = 0.1269$$

Iz tabele $k_s = 1.085$

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_d}{(h \cdot f_{yd})} = 1.085 \cdot \frac{26860 \text{ kNcm}}{(65 \text{ cm} \cdot 43.5 \text{ kN/cm}^2)} = 10.31 \text{ cm}^2$$

Zgoraj: $4\Phi 20$ (12.57 cm^2)

Spodaj: $4\Phi 16$ (8.04 cm^2)

Projektne vrednosti upogibne nosilnosti grede v krajiščih v smeri upogibnega momenta zaradi potresa so izračunane s programom DIAS.

$$M_{Rb,3}^- = 340 \text{ kNm}$$

$$M_{Rb,3}^+ = 220 \text{ kNm}$$

6.2.2 Prečna armatura grede I-3

Greda I-3 ob vozlišču 4:

Projektni moment v gredi ob vozlišču 4 za račun sil po načrtovanju nosilnosti:

$$M_{3,d} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rb,4} \min \left(1, \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}} \right)$$

Glede na pogoje globalne in lokalne duktilnosti, velja v vozlišču 4:

$$\min \left(1, \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}} \right) = \min \left(1, \frac{1.3 \cdot \sum M_{Rb}}{\sum M_{Rb}} \right) = 1.0, \text{ torej}$$

$$M_{4,d} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rb,4} \quad \gamma_{Rd} = 1.0$$

$$M_{Rb,4}^- = 220 \text{ kNm}$$

$$M_{Rb,4}^+ = 170 \text{ kNm}$$


Šečerov, D. 2010. *Dimenzioniranje elementov nosilne konstrukcije poslovnega objekta*
Diplomska naloga – VSŠ, Ljubljana, UL, FGG, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer.

Greda I-3 ob vozlišču 3:


$$M_{Rb,3}^- = 340kNm$$

$$M_{Rb,3}^+ = 220kNm$$

Po metodi načrtovanja nosilnosti določimo maksimalno in minimalno prečno silo:




$$V_{i,d}(x) = -\frac{M_{i,d}^- + M_{j,d}^+}{l_{cl}} + V_{g+w_2Q}(x)$$




$$V_{i,d}(x) = \frac{M_{i,d}^+ + M_{j,d}^-}{l_{cl}} + V_{g+w_2Q}(x)$$

Greda I-3 ob vozlišču 3




$$V_{3,d} = -\frac{340 + 220}{8.15} - 97.4 = -166.1kN$$




$$V_{3,d} = \frac{340 + 220}{8.15} - 97.4 = -28.7kN$$

Greda I-3 ob vozlišču 4



$$V_{4,d} = -\frac{220 + 170}{8.15} + 97.4 = 49.6kN$$



$$V_{4,d} = \frac{220 + 170}{8.15} + 97.4 = 145.3kN$$

Strižna nosilnost ob vozlišču 3:

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

$$= \left[0.12 \cdot 1.55 \cdot (100 \cdot 0.0064 \cdot 25Mpa)^{\frac{1}{3}} \right] \cdot 300mm \cdot 650mm = 91.4kN$$

Priporočena vrednost za $C_{Rd,c}$:

$$C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} = \frac{0.18}{1.5} = 0.12$$

Priporočena vrednost za k_1 :

$$k_1 = 0.15$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d[\text{mm}]}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{650}} = 1.55 < 2.0$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{12.57 \text{ cm}^2}{30 \text{ cm} \cdot 65 \text{ cm}} = 0.0064$$

Ker sta $V_{Rd,c,3} < \max V_{3,d}$ in $V_{Rd,c,4} < \max V_{4,d}$ ves strig prevzamemo s stremeni. Izberem stremena $\Phi 8$.

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{yd}$$

$$V_{Rd,s} = \frac{1.00 \text{ cm}^2}{s} \cdot (0.9 \cdot 65 \text{ cm}) \cdot 43.5 \text{ kN/cm}^2 = 2545 \cdot \frac{1.00 \text{ cm}^2}{s} \geq \max V_{i,d} = 166.1 \text{ kN}$$

$$s \leq \frac{2545}{166.1} = 15.32 \text{ cm}$$

Izberem dvostrizno streme $\Phi 8/15 \text{ cm}$

Strizna nosilnost ob vozlišču 4:

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

$$= \left[0.12 \cdot 1.55 \cdot (100 \cdot 0.0041 \cdot 25 \text{ Mpa})^{\frac{1}{3}} \right] \cdot 300 \text{ mm} \cdot 650 \text{ mm} = 78.8 \text{ kN}$$

Priporočena vrednost za $C_{Rd,c}$:

$$C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} = \frac{0.18}{1.5} = 0.12$$

Priporočena vrednost za k_1 :

$$k_1 = 0.15$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d[\text{mm}]}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{650}} = 1.55 < 2.0$$

Šečerov, D. 2010. *Dimenzioniranje elementov nosilne konstrukcije poslovnega objekta*
 Diplomski naloga – VSŠ, Ljubljana, UL, FGG, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer.

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{8.04 \text{ cm}^2}{30 \text{ cm} \cdot 65 \text{ cm}} = 0.0041$$

Ker sta $V_{Rd,c,3} < \max V_{3,d}$ in $V_{Rd,c,4} < \max V_{4,d}$, ves strig prevzamemo s stremeni. Izberem stremena $\Phi 8$.

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{yd}$$

$$V_{Rd,s} = \frac{1.00 \text{ cm}^2}{s} \cdot (0.9 \cdot 65 \text{ cm}) \cdot 43.5 \text{ kN/cm}^2 = 2545 \cdot \frac{1.00 \text{ cm}^2}{s} \geq \max V_{i,d} = 145.3 \text{ kN}$$

$$s \leq \frac{2545}{145.3} = 17.52 \text{ cm}$$

Izberem dvostržno streme $\Phi 8/15 \text{ cm}$

V kritičnih območjih morajo biti zaprta stremena, ki ustrezajo naslednjih pogojem:

a) premer stremen $d_{bw} \geq 6 \text{ mm}$

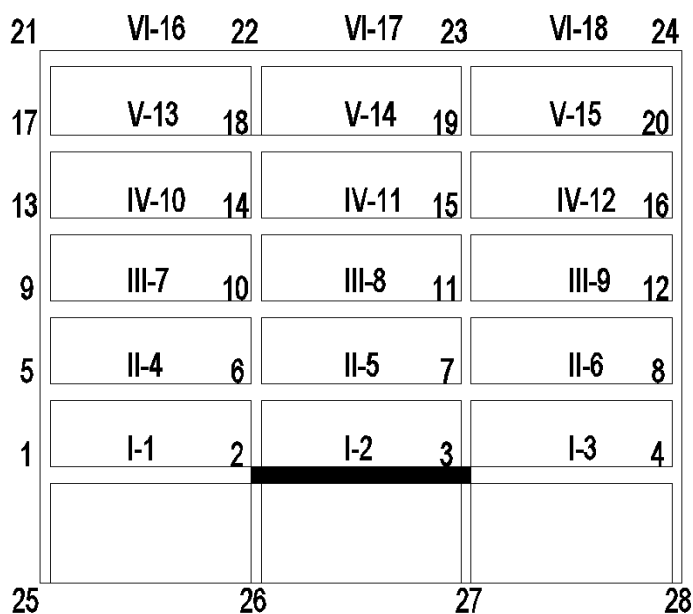
b) razmik stremen ne sme biti večji od:

$$s \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{h_w}{4} \\ 24 \cdot d_{bw} \\ 225 \\ 8 \cdot d_{bL} \end{array} \right\} = \min \left\{ \begin{array}{l} 163 \\ 192 \\ 225 \\ 144 \end{array} \right\} = 144 \text{ mm}$$

Razmik stremen popravim na $\Phi 8/14 \text{ cm}$

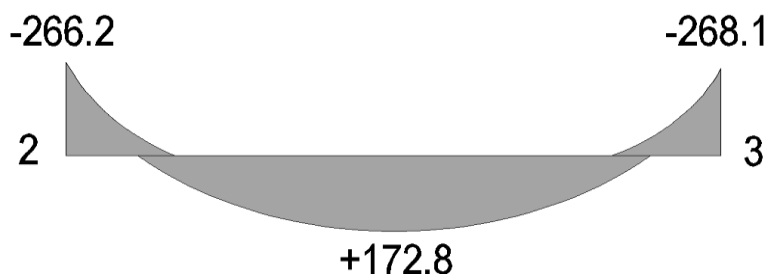
Kritično območje v gredah $l_{cr} = h_w = 65 \text{ cm}$. Prvo streme ne sme biti daljš kot 65 mm dalj od roba.

6.3 Greda v srednjem polju



Slika 41: Shema obravnavane grede v srednjem polju

6.3.1 Upogibna armatura grede I-2



Slika 42: Ovojnica upogibnih momentov za grede I-2

Greda I-2 ob vozlišču 2:

$$M_d = -266.2 \text{ kNm}$$

$$k_d = \frac{M_d}{(b \cdot h^2 \cdot f_{cd})} = \frac{26620 \text{ kNcm}}{(30 \text{ cm} \cdot (65 \text{ cm})^2 \cdot 1.67 \text{ kN/cm}^2)} = 0.1257$$

Iz tabele $k_s = 1.085$

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_d}{(h \cdot f_{yd})} = 1.085 \cdot \frac{26620 \text{ kNcm}}{(65 \text{ cm} \cdot 43.5 \text{ kN/cm}^2)} = 10.21 \text{ cm}^2$$

Šečerov, D. 2010. *Dimenzioniranje elementov nosilne konstrukcije poslovnega objekta*
 Diplomski naloga – VSŠ, Ljubljana, UL, FGG, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer.

Zgoraj: $4\Phi 20$ (12.57 cm^2)

Spodaj: $4\Phi 16$ (8.04 cm^2)

Projektne vrednosti upogibne nosilnosti grede v krajiščih v smeri upogibnega momenta zaradi potresa so izračunane s programom DIAS.

$$M_{Rb,2}^- = 340 \text{ kNm}$$

$$M_{Rb,2}^+ = 220 \text{ kNm}$$

Zagotavljanje lokalne duktilnosti:

$$\text{a) } A'_s \geq \frac{A_s}{2}$$

$$\frac{\rho'}{\rho} = \frac{8.04 \text{ cm}^2}{12.57 \text{ cm}^2} = 0.64 > 0.5$$

a) Delež armature v natezni coni ρ mora biti med ρ_{\min} in ρ_{\max} , ki sta :

$$\rho_{\max} = 0.77\%$$

$$\rho_{\min} = 0.30\%$$

$$\rho_{\max} \geq \rho = \frac{12.57 \text{ cm}^2}{(30 \text{ cm} \cdot 65 \text{ cm})} = 0.64\% \geq \rho_{\min}$$

Greda I-2 ob vozlišču 3:

$$M_d = -268.6 \text{ kNm}$$

$$k_d = \frac{M_d}{(b \cdot h^2 \cdot f_{cd})} = \frac{26860 \text{ kNcm}}{(30 \text{ cm} \cdot (65 \text{ cm})^2 \cdot 1.67 \text{ kN/cm}^2)} = 0.1269$$

Iz tabele $k_s = 1.085$

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_d}{(h \cdot f_{yd})} = 1.085 \cdot \frac{26860 \text{ kNcm}}{(65 \text{ cm} \cdot 43.5 \text{ kN/cm}^2)} = 10.31 \text{ cm}^2$$

Zgoraj: $4\Phi 20$ (12.57 cm^2)

Spodaj: $4\Phi 16$ (8.04 cm^2)

Projektne vrednosti upogibne nosilnosti grede v krajiščih v smeri upogibnega momenta zaradi potresa so izračunane s programom DIAS.

$$M_{Rb,3}^- = 340kNm$$

$$M_{Rb,3}^+ = 220kNm$$

6.3.2 Prečna armatura grede I-2

Greda I-2 ob vozlišču 2:

$$M_{Rb,2}^- = 340kNm$$


$$M_{Rb,2}^+ = 220kNm$$

Greda I-2 ob vozlišču 3:


$$M_{Rb,3}^- = 340kNm$$

$$M_{Rb,3}^+ = 220kNm$$

Greda I-2 ob vozlišču 2:




$$V_{2,d} = -\frac{340 + 220}{8.15} - 97.4 = -166.1kN$$




$$V_{2,d} = \frac{340 + 220}{8.15} - 97.4 = -28.7kN$$

Greda I-2 ob vozlišču 3:



$$V_{2,d} = -\frac{340 + 220}{8.15} + 97.4 = 28.7kN$$



$$V_{2,d} = \frac{340 + 220}{8.15} + 97.4 = 166.1kN$$

Šečerov, D. 2010. *Dimenzioniranje elementov nosilne konstrukcije poslovnega objekta*
 Diplomski naloga – VSŠ, Ljubljana, UL, FGG, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer.

Strižna nosilnost ob vozlišču 2:

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

$$= \left[0.12 \cdot 1.55 \cdot (100 \cdot 0.0064 \cdot 25 \text{Mpa})^{\frac{1}{3}} \right] \cdot 300 \text{mm} \cdot 650 \text{mm} = 90.9 \text{kN}$$

Priporočena vrednost za $C_{Rd,c}$:

$$C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} = \frac{0.18}{1.5} = 0.12$$

Priporočena vrednost za k_1 :

$$k_1 = 0.15$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d[\text{mm}]}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{650}} = 1.55 < 2.0$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{12.57 \text{cm}^2}{30 \text{cm} \cdot 65 \text{cm}} = 0.0064$$

Ker sta $V_{Rd,c,2} < \max V_{2,d}$ in $V_{Rd,c,3} < \max V_{3,d}$ ves strig prevzamemo s stremeni. Izberem stremena $\Phi 8$.

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{yd}$$

$$V_{Rd,s} = \frac{1.00 \text{cm}^2}{s} \cdot (0.9 \cdot 65 \text{cm}) \cdot 43.5 \text{kN/cm}^2 = 2545 \cdot \frac{1.00 \text{cm}^2}{s} \geq \max V_{i,d} = 166.1 \text{kN}$$

$$s \leq \frac{2545}{166.1} = 15.32 \text{cm}$$

Izberem dvostrizno streme $\Phi 8/15 \text{cm}$

Strižna nosilnost ob vozlišču 3:

Izberem dvostrizno streme $\Phi 8/15 \text{cm}$

V kritičnih območjih morajo biti zaprta stremena, ki ustrezajo naslednjih pogojem:

a) premer stremen $d_{bw} \geq 6mm$

b) razmik stremen ne sme biti večji od:

$$s \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{h_w}{4} \\ 24 \cdot d_{bw} \\ 225 \\ 8 \cdot d_{bL} \end{array} \right\} = \min \left\{ \begin{array}{l} 163 \\ 192 \\ 225 \\ 144 \end{array} \right\} = 144mm$$

Razmik stremen popravim na $\Phi 8/14cm$

Kritično območje v gredah $I_{cr} = h_w = 65cm$. Prvo streme ne sme biti daljš kot 65 mm dalj od roba.

6.4 Osnovni podatki o stebru

Material: beton C25/30, rebrasta armatura S500

$$a = b = 40cm$$

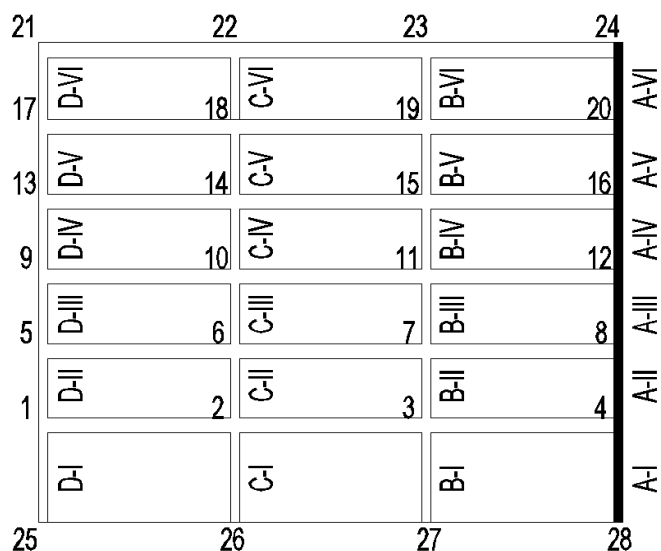
Vrednost normirane osne sile:

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{2622kN}{40cm \cdot 40cm \cdot 1.67 kN/cm^2} = 0.98 > 0.65$$

Povečamo marko betona iz C25/30 na C40/50

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{2622kN}{40cm \cdot 40cm \cdot 2.67 kN/cm^2} = 0.61 < 0.65$$

6.5 Robni steber okvirja



Slika 43: Prikaz obravnavanega zunanjega stebra okvirja

6.5.1 Upogibna armatura robnega stebra

Za izhodiščno armaturo vzemimo minimalno armaturo, da zagotovimo lokalno duktilnosti. Skupni delež armature ne sme biti manjši od $\rho = 0.01$ in ne večji od $\rho = 0.04$.

$$A_{sl} \geq (40\text{cm})^2 \cdot 0.01 = 16\text{cm}^2 \quad \text{Izberemo } 8\Phi 16 \text{ (16.08 cm}^2\text{)}$$

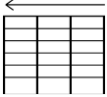
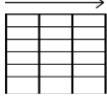
Primernost izbire armature preverimo glede na pogoj globalne in lokalne duktilnosti. V vozlišču je potrebno zadostiti naslednjemu pogoju:

$$\sum M_{Rc} \geq 1.3 \sum M_{Rb}$$

$$\sum M_{Rc} \quad \dots \text{ vsota projektne vrednosti upogibnih nosilnosti stebrov}$$

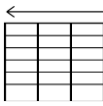
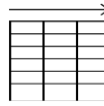
$$\sum M_{Rb} \quad \dots \text{ vsota projektne vrednosti upogibnih nosilnosti gred}$$

Kontrola pogoja v vozlišču 4

Vozlišče		4			
Grede		$M_{Rb,I,4} =$	0	0	kNm
		$M_{Rb,d,4} =$	270	170	kNm
		$\sum M_{Rb} =$	270	170	kNm
Stebri	Spodaj	$N_{Sd} =$	1360	1161	kN
		$M_{Rc,s,4} =$	205	208	kNm
	Zgoraj	$N_{Sd} =$	1154	978	kN
		$M_{Rc,z,4} =$	210	209	kNm
	Vsota	$\sum M_{Rc} =$	415	417	kNm
Kontrole	$1.3 \cdot \sum M_{Rb} =$	351	221	kNm	
			OK	OK	

Preglednica 9: Kontrola pogoja $\sum M_{Rc} \geq 1.3 \sum M_{Rb}$ za vozlišče 4

Kontrola pogoja v vozlišču 8

Vozlišče		8			
Grede		$M_{Rb,l,8} =$	0	0	kNm
		$M_{Rb,d,8} =$	270	160	kNm
		$\sum M_{Rb} =$	270	160	kNm
Stebri	Spodaj	$N_{Sd} =$	1154	978	kN
		$M_{Rc,s,8} =$	210	209	kNm
	Zgoraj	$N_{Sd} =$	935	791	kN
		$M_{Rc,z,8} =$	208	204	kNm
	Vsota	$\sum M_{Rc} =$	418	413	kNm
Kontrole	$1.3 \cdot \sum M_{Rb} =$	351	208	kNm	
			OK	OK	

Preglednica 10: Kontrola pogoja $\sum M_{Rc} \geq 1.3 \sum M_{Rb}$ za vozlišče 8

V robnih stebrih zadošča že minimalna vzdolžna armatura.



6.5.2 Prečna armatura

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rc,i} \min \left(1, \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}} \right)$$

$$\gamma_{Rd} = 1.1$$

$$l_{cl} = 4.65m$$

$$\max V_{CD,c} = \frac{M_{i,d} + M_{j,d}}{l_{cl}}$$

Steber A-I	vozljišče	$\sum M_{Rc}$ [kNm]	$\sum M_{Rb}$ [kNm]	$\min \left(1, \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}} \right)$	$\sum M_{Rc,i}$ [kNm]	$\sum M_{i,d}$ [kNm]	$V_{CD,c}$ [kNm]
	28	209	∞	1.000	205	226	80
	4	415	270	0.651	205	147	
	28	210	∞	1.000	208	229	69
	4	417	170	0.408	208	93	

Preglednica 11: določitev strižne obremenitve v stebru A-I

Projektna vrednost strižne odpornosti:

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

$$V_{Rd,c} = \left[0.12 \cdot 1.76 \cdot (100 \cdot 0.0115 \cdot 40 \text{MPa})^{\frac{1}{3}} \right] \cdot 400 \text{mm} \cdot 350 \text{mm} = 106 \text{kN}$$

Priporočena vrednost za $C_{Rd,c}$:

$$C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} = \frac{0.18}{1.5} = 0.12$$

Priporočena vrednost za k_1 :

$$k_1 = 0.15$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d[\text{mm}]}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{350}} = 1.76 < 2.0$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{16.08 \text{cm}^2}{40 \text{cm} \cdot 35 \text{cm}} = 0.0115$$

Strižna odpornost:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} = \frac{(0.50 \text{cm}^2) \cdot (2 + \sqrt{2})}{10 \text{cm}} \cdot (0.9 \cdot 35 \text{cm}) \cdot 43.5 \text{kN/cm}^2 = 234 \text{kN}$$

Šečerov, D. 2010. *Dimenzioniranje elementov nosilne konstrukcije poslovnega objekta*
Diplomska naloga – VSŠ, Ljubljana, UL, FGG, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer.

Maksimalna strižna odpornost:

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

$$V_{Rd,max} = 1 \cdot 40\text{cm} \cdot (0.9 \cdot 35\text{cm}) \cdot 0.6 \cdot 2.67 \text{ kN/cm}^2 / 2 = 1009\text{kN}$$

Pri tem so:

α_{cw} ... koeficient, ki upošteva stanje napetosti v tlačnem pasu (v našem primeru je vrednost 1),



b_w ... najmanjša širina prečnega prereza v območju natezne cone,

z ... ročica notranjih sil, ki pri elementih konstantne višine ustreza upogibnem momentu obravnavanega elementa. V našem primeru vzamemo $z = 0.9 \cdot d$,

v_1 ... redukcijski faktor tlačne trdnosti strižno razpokanega betona. Za naš primer velja $v_1 = 0.6$

$$\gamma_{Rd} = 1.1$$

$$l_{cl} = 3.25\text{m}$$

Steber A-II	vozišče	$\sum M_{Rc}$ [kNm]	$\sum M_{Rb}$ [kNm]	$\min \left(1, \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}} \right)$	$\sum M_{Rc,i}$ [kNm]	$\sum M_{i,d}$ [kNm]	$V_{CD,c}$ [kNm]
	4	415	270	0.651	210	150	92
	8	418	270	0.646	210	149	
	4	417	170	0.408	209	94	58
	8	413	170	0.412	209	95	

Preglednica 12: določitev strižne obremenitve v stebru A-II

Ker je $V_{CD,c} < V_{Rd,c}$, je potrebna le minimalna strižna armatura. Premer prečne armature ne sme biti manjši od $\Phi 6$ oziroma eno četrtino največjega premera vzdolžnih palic. Medsebojna razdalja palic prečne armature vzdolž stebra ne sme prekoračiti $S_{cl,max}$, ki je min (20- kratnik najmanjšega premera vzdolžnih palic; manjša dimenzija stebra; 400mm)

V našem primeru izberem $\Phi 8/20\text{cm}$.

6.6 Prečna armatura za zagotovitev lokalne duktilnosti robnega stebra

6.6.1 Določitev kritičnih območja robnega stebra

Območje primarnih potresnih stebrov na razdalji do l_{cr} od obeh krajišč stebra se morajo obravnavati kot kritična območja.

$$l_{cr} = \max \left\{ \begin{array}{l} h_c \\ \frac{l_{cl}}{6} \\ 450mm \end{array} \right\} = \left\{ \begin{array}{l} 400mm \\ 800mm \\ 450mm \end{array} \right\} = 80cm$$

Pri tem sta:

h_c ... večja dimenzija prereza stebra in

l_{cl} ... svetla višina stebra

V kritičnih območjih primarnih potresnih stebrov je potrebno postaviti stremena in prečne vezi s premerom vsaj 6 mm na takšni medsebojni razdalji, da je zagotovljena minimalna duktilnost ter preprečen lokalni uklon vzdolžnih armaturnih palic. Stremena morajo biti oblikovana tako, da ustvarjajo ugodno trisosno napetostno stanje v objetem jedru. Da zagotovimo tem zahtevam, moramo upoštevati sledeče pogoje:

a) razmak stremen ne presega:

$$s = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{b_0}{2} \\ 175 \\ 8d_{bL} \end{array} \right\} = \min \left\{ \begin{array}{l} 171mm \\ 175mm \\ 128mm \end{array} \right\} = s_1 = 100mm < 128mm$$

b) Razdalja med dvema sosednjima vzdolžnima armaturnima palicama, ki ju podpirajo stremena, ne sme biti večja od 200 mm.

$$b_i = 15.9cm \leq 20cm$$

6.6.2 Zagotavljanje obetja betonskega jedra ob vpetju robnega stebra

V kritičnem območju ob vpetju primarnih potresnih stebrov mora biti vrednost faktorja duktilnosti za ukrivljenost μ_ϕ vsaj enaka vrednosti

Za:

$$T_1 = 0.76 > 0.6 = T_c$$

Velja zahteva:

$$\mu_\phi = 2q_0 - 1 = 2 \cdot 3.9 - 1 = 6.8$$

$$\alpha \cdot \omega_{wd} = 0.612 \cdot 0.322 = 0.08 < 30 \cdot \mu_\phi \cdot \nu_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0.035 =$$

$$30 \cdot 6.8 \cdot 0.61 \cdot 0.002175 \cdot \frac{40}{34.2} - 0.035 = 0.278$$

Ker stremena $\Phi 8$ ne zadostijo pogoju, zato povečamo premer na $\Phi 10$ in z gostimo stremena na $s=5$ cm.

Učinkovitost objetja z izbranimi stremenimi:

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s = 0.712 \cdot 0.729 = 0.519$$

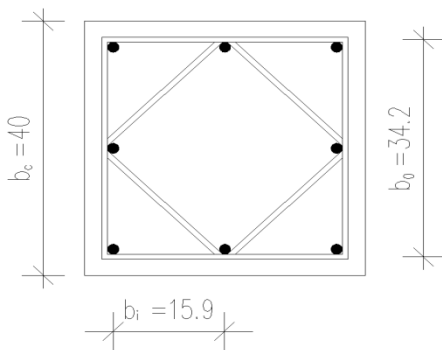
Koeficienta učinkovitosti stremen:

$$\alpha_n = 1 - \sum_n \frac{b_i^2}{6 \cdot b_0 \cdot h_0} = 1 - \frac{(15.9\text{cm})^2 \cdot 8}{6 \cdot 34.2\text{cm} \cdot 34.2\text{cm}} = 0.712$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2 \cdot b_0}\right) \cdot \left(1 - \frac{s}{2 \cdot h_0}\right) = \left(1 - \frac{10}{2 \cdot 34.2\text{cm}}\right) \cdot \left(1 - \frac{10}{2 \cdot 34.2\text{cm}}\right) = 0.729$$

$$\omega_d = \frac{\text{volumen stremen za objetje}}{\text{volumen objetega jedra}} \cdot \frac{f_{ys,d}}{f_{cd}}$$

$$\omega_{wd} = \frac{4 \cdot 0.50\text{cm}^2 \cdot (34.2 + 22.5)}{(34.2\text{cm})^2 \cdot 10\text{cm}} \cdot \frac{43.5\text{ kN/cm}^2}{2.67\text{ kN/cm}^2} = 0.16 > 0.08$$



Slika 44: Prečni prerez zunanjega stebra s stremeni $\Phi 8$

$$\alpha \cdot \omega_{wd} = 0.612 \cdot 0.510 = 0.312 > 30 \cdot \mu_{\phi} \cdot \nu_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0.035 =$$

$$30 \cdot 6.8 \cdot 0.61 \cdot 0.002175 \cdot \frac{40}{34} - 0.035 = 0.283$$

Učinkovitost objekta z izbranimi stremeni:

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s = 0.712 \cdot 0.859 = 0.612$$

Koeficienta učinkovitosti stremen:

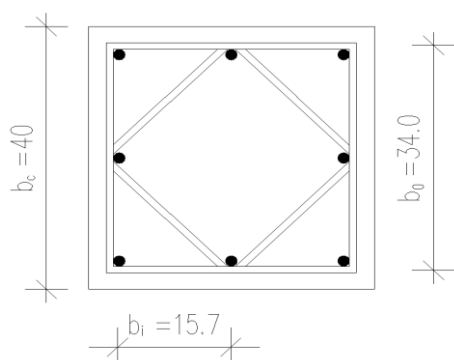
$$\alpha_n = 1 - \sum_n \frac{b_i^2}{6 \cdot b_0 \cdot h_0} = 1 - \frac{(15.7 \text{ cm})^2 \cdot 8}{6 \cdot 34 \text{ cm} \cdot 34 \text{ cm}} = 0.712$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2 \cdot b_0}\right) \cdot \left(1 - \frac{s}{2 \cdot h_0}\right) = \left(1 - \frac{5}{2 \cdot 34 \text{ cm}}\right) \cdot \left(1 - \frac{5}{2 \cdot 34 \text{ cm}}\right) = 0.859$$

$$\omega_d = \frac{\text{volumen stremen za objetje}}{\text{volumen objetega jedra}} \cdot \frac{f_{ys,d}}{f_{cd}}$$

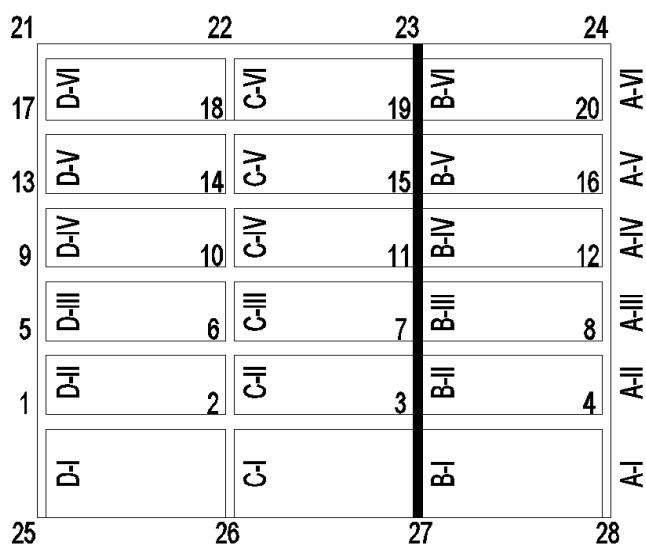
$$\omega_{wd} = \frac{4 \cdot 0.79 \text{ cm}^2 \cdot (34 + 22.2)}{(34 \text{ cm})^2 \cdot 5 \text{ cm}} \cdot \frac{43.5 \text{ kN/cm}^2}{2.67 \text{ kN/cm}^2} = 0.510 > 0.08$$

Šečerov, D. 2010. *Dimenzioniranje elementov nosilne konstrukcije poslovnega objekta*
Diplomska naloga – VSŠ, Ljubljana, UL, FGG, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer.



Slika 45: Prečni prerez zunanjega stebra s stremeni $\Phi 10$

6.7 Notranji steber okvirja



Slika 46: Prikaz obravnavanega notranjega stebra okvirja

6.7.1 Upogibna armatura notranjega stebra

Za izhodiščno armaturo vzemimo minimalno armaturo, da zagotovimo lokalno duktilnost. Skupni delež armature ne sme biti manjši od $\rho = 0.01$ in ne večji od $\rho = 0.04$.

$$A_{sl} \geq (40\text{cm})^2 \cdot 0.01 = 16\text{cm}^2 \quad \text{Izberemo } 8\Phi 25 (39.27 \text{ cm}^2)$$

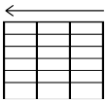
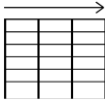
Primernost izbire armature preverimo glede na pogoj globalne in lokalne duktilnosti. V vozlišču je potrebno zadostiti naslednjemu pogoju:

$$\sum M_{Rc} \geq 1.3 \sum M_{Rb}$$

$\sum M_{Rc}$... vsota projektnih vrednosti upogibnih nosilnosti stebrov

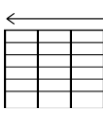
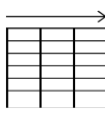
$\sum M_{Rb}$... vsota projektnih vrednosti upogibnih nosilnosti gred

Kontrola pogoja v vozlišču 3:

Vozlišče		3			
Grede		$M_{Rb,l,3} =$	220	340	kNm
		$M_{Rb,d,3} =$	340	220	kNm
		$\sum M_{Rb} =$	560	560	kNm
Stebri	Spodaj	$N_{Sd} =$	2387	1953	kN
		$M_{Rc,s,3} =$	370	380	kNm
	Zgoraj	$N_{Sd} =$	1956	1604	kN
		$M_{Rc,z,3} =$	380	395	kNm
	Vsota	$\sum M_{Rc} =$	750	775	kNm
Kontrole	$1.3 \cdot \sum M_{Rb} =$	728	728	kNm	
			OK	OK	

Preglednica 13: Kontrola pogoja $\sum M_{Rc} \geq 1.3 \sum M_{Rb}$ za vozlišče 3

Kontrola pogoja v vozlišču 7:

Vozlišče		7			
Grede		$M_{Rb,l,7} =$	220	340	kNm
		$M_{Rb,d,7} =$	340	220	kNm
		$\sum M_{Rb} =$	560	560	kNm
Stebri	Spodaj	$N_{Sd} =$	1956	1604	kN
		$M_{Rc,s,7} =$	380	395	kNm
	Zgoraj	$N_{Sd} =$	1546	1272	kN
		$M_{Rc,z,7} =$	390	395	kNm
	Vsota	$\sum M_{Rc} =$	770	790	kNm
Kontrole	$1.3 \cdot \sum M_{Rb} =$	728	728	kNm	
			OK	OK	

Preglednica 14: Kontrola pogoja $\sum M_{Rc} \geq 1.3 \sum M_{Rb}$ za vozlišče 7



6.7.2 Prečna armatura notranjega stebra

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rc,i} \min \left(1, \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}} \right)$$

$$\gamma_{Rd} = 1.1$$

$$l_{cl} = 4.65m$$

$$\max V_{CD,c} = \frac{M_{i,d} + M_{j,d}}{l_{cl}}$$

Steber B-I	vozlišče	$\sum M_{Rc}$ [kNm]	$\sum M_{Rb}$ [kNm]	$\min \left(1, \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}} \right)$	$\sum M_{Rc,i}$ [kNm]	$\sum M_{i,d}$ [kNm]	$V_{CD,c}$ [kNm]
	27	380	∞	1.000	380	418	155
	3	750	560	0.747	370	304	
	27	370	∞	1.000	370	407	152
	3	775	560	0.723	380	302	

Preglednica 15: Določitev strižne obremenitve v stebru B-I

Projektna vrednost strižne odpornosti:

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

$$V_{Rd,c} = \left[0.12 \cdot 1.76 \cdot (100 \cdot 0.0434 \cdot 40MPa)^{\frac{1}{3}} \right] \cdot 400mm \cdot 350mm = 165kN$$

Priporočena vrednost za $C_{Rd,c}$:

$$C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} = \frac{0.18}{1.5} = 0.12$$

Priporočena vrednost za k_1 :

$$k_1 = 0.15$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d[mm]}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{350}} = 1.76 < 2.0$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{60.82cm^2}{40cm \cdot 35cm} = 0.0434$$

Maksimalna strižna odpornost:

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

$$V_{Rd,max} = 1 \cdot 40cm \cdot (0.9 \cdot 35cm) \cdot 0.6 \cdot 2.67 kN/cm^2 / 2 = 1009kN$$

Pri tem so:

α_{cw} ... koeficient, ki upošteva stanje napetosti v tlačnem pasu (v našem primeru je vrednost 1),

Šečerov, D. 2010. *Dimenzioniranje elementov nosilne konstrukcije poslovnega objekta*
Diplomska naloga – VSŠ, Ljubljana, UL, FGG, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer.



- b_w ... najmanjša širina prečnega prereza v območju natezne cone,
- z ... ročica notranjih sil, ki pri elementih konstantne višine ustreza upogibnem momentu obravnavanega elementa. V našem primeru vzamemo $z = 0.9 \cdot d$,
- ν_1 ... redukcijski faktor tlačne trdnosti strižno razpokanega betona. Za naš primer velja $\nu_1 = 0.6$

Ker je $V_{CD,c} < V_{Rd,c}$, je potrebna le minimalna strižna armatura. Premer prečne armature ne sme biti manjši od $\Phi 6$ oziroma eno četrtino največjega premera vzdolžnih palic. Medsebojna razdalja palic prečne armature vzdolž stebra ne sme prekoračiti $S_{cl,max}$, ki je min (20-kratnik najmanjšega premera vzdolžnih palic; manjša dimenzija stebra; 400mm)

V našem primeru izberem $\Phi 8/20cm$.

$$\gamma_{Rd} = 1.1$$

$$l_{cl} = 3.25m$$

Steber B-II	vozlišče	$\sum M_{Rc}$ [kNm]	$\sum M_{Rb}$ [kNm]	$\min \left(1, \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}} \right)$	$\sum M_{Rc,i}$ [kNm]	$\sum M_{i,d}$ [kNm]	$V_{CD,c}$ [kNm]
	3	750	560	0.747	380	312	190
	7	770	560	0.727	380	304	
	3	775	560	0.723	395	314	191
	7	790	560	0.709	395	308	

Preglednica 16: Določitev strižne obremenitve v stebri B-II

S stebri B-II je potrebna strižna armatura. Izberem stremena $\Phi 8$.

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

$$V_{Rd,s} = \frac{0.50cm^2 \cdot (2 + \sqrt{2} + \sqrt{2})}{s} \cdot (0.9 \cdot 35cm) \cdot 43.5 kN/cm^2 = 1370 \cdot \frac{2.41cm^2}{s} \geq \max V_{i,d} = 191kN$$

$$s \leq \frac{3302}{191} = 17.29cm \quad \text{Izberem } \Phi 8/15cm$$

6.8 Prečna armatura za zagotovitev lokalne duktilnosti notranjega stebra

6.8.1 Določitev kritičnega območja notranjega stebra

Območje primarnih potresnih stebrov na razdalji do l_{cr} od obeh krajišč stebra se morajo obravnavati kot kritična območja.

$$l_{cr} = \max \left\{ \begin{array}{l} h_c \\ \frac{l_{cl}}{6} \\ 450mm \end{array} \right\} = \left\{ \begin{array}{l} 400mm \\ 800mm \\ 450mm \end{array} \right\} = 80cm$$

Pri tem sta:

h_c ... večja dimenzija prereza stebra,

l_{cl} ... svetla višina stebra.

a) razmak stremen ne presega:

$$s = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{b_0}{2} \\ 175 \\ 8d_{bL} \end{array} \right\} = \min \left\{ \begin{array}{l} 170mm \\ 175mm \\ 176mm \end{array} \right\} = s_1 = 150mm < 170mm$$

b) Razdalja med dvema sosednjima vzdolžnima armaturnima palicama, ki ju podpirajo stremena, ne sme biti večja od 200mm.

$$b_i = 15.3cm \leq 20cm$$

6.8.2 Zagotavljanje obojega betonskega jedra ob vpetju notranjega stebra

V kritičnem območju ob vpetju primarnih potresnih stebrov mora biti vrednost faktorja duktilnosti za ukrivljenost μ_ϕ vsaj enaka vrednosti.

Šečerov, D. 2010. *Dimenzioniranje elementov nosilne konstrukcije poslovnega objekta*
Diplomska naloga – VSŠ, Ljubljana, UL, FGG, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer.

Za

$$T_1 = 0.76 > 0.6 = T_c$$

Velja zahteva:

$$\mu_\varphi = 2 \cdot q_0 - 1 = 2 \cdot 3.9 - 1 = 6.8$$

$$\alpha \cdot \omega_{wd} = 0.652 \cdot 0.520 = 0.339 > 0.283 = 30 \cdot \mu_\phi \cdot \nu_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0.035 =$$

$$30 \cdot 6.8 \cdot 0.61 \cdot 0.002175 \cdot \frac{40}{34} - 0.035 = 0.283$$

Učinkovitost objekta z izbranimi stremeni:

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s = 0.759 \cdot 0.859 = 0.652$$

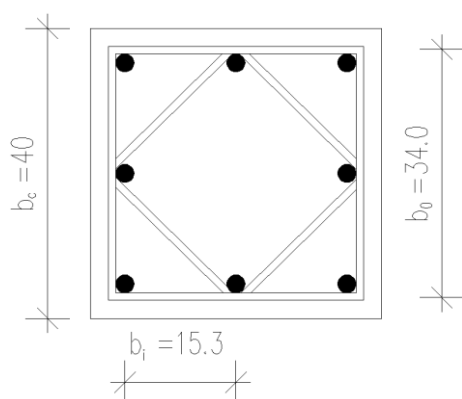
Koeficienta učinkovitosti stremen:

$$\alpha_n = 1 - \sum_n \frac{b_i^2}{6 \cdot b_0 \cdot h_0} = 1 - \frac{(15.3\text{cm})^2 \cdot 8}{6 \cdot 34\text{cm} \cdot 34\text{cm}} = 0.759$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2 \cdot b_0}\right) \cdot \left(1 - \frac{s}{2 \cdot h_0}\right) = \left(1 - \frac{5}{2 \cdot 34\text{cm}}\right) \cdot \left(1 - \frac{5}{2 \cdot 34\text{cm}}\right) = 0.859$$

$$\omega_d = \frac{\text{volumen stremen za objetje}}{\text{volumen objetega jedra}} \cdot \frac{f_{ys,d}}{f_{cd}}$$

$$\omega_{wd} = \frac{4 \cdot 0.79\text{cm}^2 \cdot (34 + 21.6)}{(34\text{cm})^2 \cdot 5\text{cm}} \cdot \frac{43.5\text{ kN/cm}^2}{2.67\text{ kN/cm}^2} = 0.52 > 0.08$$



Slika 45: Prerez notranjega stebra s stremeni $\Phi 10$

6.9 Vozlišča gred in stebrov

Vodoravna armatura za objetje vozlišč primarnih potresnih gred in stebrov ne sme biti manjša od tiste, ki je določena za kritična območja objetja stebrov. Na vsaki stranici vozlišča primarnih potresnih gred in stebrov je treba med vogalne armaturne palice v stebru postaviti vsaj eno vmesno navpično armaturno palico.

6.9.1 Zunanja vozlišča

Vozlišče 4:

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7.5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot (1 + 0.8 \cdot v_d)$$

$$\frac{1.6cm}{40cm} \leq \frac{7.5 \cdot 0.35 kN/cm^2}{1.0 \cdot 43.5 kN/cm^2} \cdot (1 + 0.8 \cdot (1150kN / 2.67 kN/cm^2 \cdot 1600cm^2))$$

$$0.040 \leq 0.0733$$

Pri tem so:

$$\gamma_{Rd} = 1.0$$

d_{bL} ... premer armaturnih palic grede,

h_c ... širina stebra v dmeri armaturnih palic,

f_{yd} ... projektna vrednost meje plastičnosti armature,

v_d ... normirana projektna osna sila v stebru ($v_d = N_{Ed} / f_{cd} \cdot A_c$).

Upošteva se najmanjša vrednost v potresnem projektnejem stanju,

f_{ctm} ... srednja vrednost natezne trdnosti betona.

6.9.2 Notranja vozlišča

Vozlišče 3:

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7.5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot \frac{1 + 0.8 \cdot v_d}{1 + 0.75 \cdot k_D \cdot \rho' / \rho_{\max}}$$

Šečerov, D. 2010. *Dimenzioniranje elementov nosilne konstrukcije poslovnega objekta*
Diplomska naloga – VSŠ, Ljubljana, UL, FGG, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer.

$$\frac{2.5\text{cm}}{40\text{cm}} \leq \frac{7.5 \cdot 0.35 \text{ kN/cm}^2}{1.0 \cdot 43.5 \text{ kN/cm}^2} \cdot \frac{1 + 0.8 \cdot (1745 \text{ kN/1600cm}^2 \cdot 2.67 \text{ kN/cm}^2)}{1 + 0.75 \cdot (2/3) \cdot 0.41 \cdot 0.77}$$

$$0.063 \leq 0.069$$

Pri tem so:

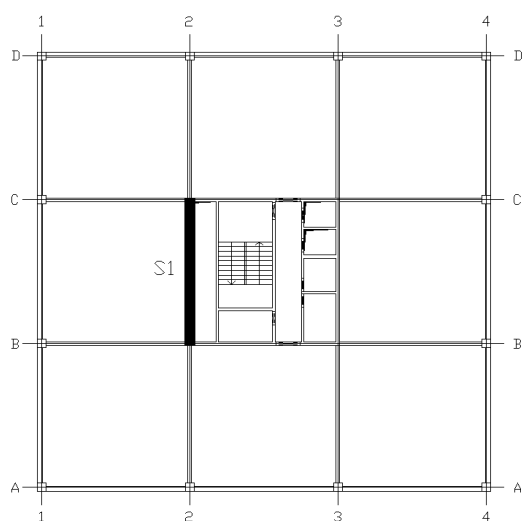
k_D ... faktor, ki ga določa razred duktilnosti ($k_D = 2/3$),

ρ' ... delež tlačne armature grede, ki poteka skozi vozlišče

$$\left(\frac{8.04\text{cm}^2}{30\text{cm} \cdot 65\text{cm}} = 0.41\% \right),$$

ρ_{\max} ... največji dovoljeni delež natezne armature (0.77%).

6.10 Kontrola potresnih zahtev za armirano betonsko steno



Slika 48: Pozicija obravnavane stene S1

Material: beton C25/30, rebrasta armatura S500

Geometrijske omejitve:

a) $b_w \geq 15\text{cm}$

b) $b_w \geq \frac{h_s}{20} = \frac{465\text{cm}}{20} = 23.3\text{cm}$ h_s ... etažna višina

Debelina obravnavane stene znaša 25 cm, zato ustreza zgornjim pogojem.

Na začetku ne poznamo potrebne dolžine robnega elementa, zato predpostavimo, da zadošča minimalna dolžina, ki je določena kot večja izmed vrednosti enačb $0.15 \cdot l_w$ ali $1.5 \cdot b_w$. Debelina stene znaša 25 cm, medtem ko pa dolžina slednje 850 cm. Iz teh podatkov sklepamo, da je prvi pogoj bolj kritičen, saj minimalna dolžina znaša $l_c = 0.15 \cdot 850 \text{ cm} \approx 130 \text{ cm}$, v našem primeru izberemo, da je robnih pogoj dolžine 170 cm.

Pri določanju geometrije slopa je potrebno upoštevati tudi člen, ki v stenah stopnje duktilnosti DCM omejuje normirano osno silo na vrednost $\nu_d = 0.4$. V obravnavanem primeru je ocenjena vrednost osne sile ob vpetju stene v talno ploščo pri potresni obtežni kombinaciji $N_{Ed} = 12707 \text{ kN}$.

Normirana sila:

$$\nu_d = \frac{N_{Ed}}{A_w \cdot f_{cd}} = \frac{12707 \text{ kN}}{850 \text{ cm} \cdot 25 \text{ cm} \cdot 2.67 \text{ kN/cm}^2} = 0.224 < 0.4$$

A_w ... ploščina stene

f_{cd} ... projektna vrednost tlačne trdnosti beton

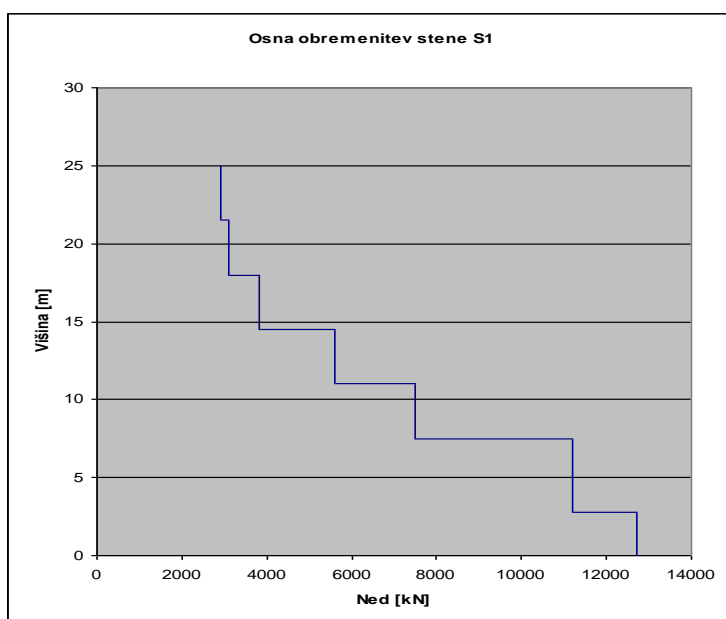
6.11 Vplivi zaradi potresne obtežne

6.11.1 Notranje sile zaradi potresnega vpliva

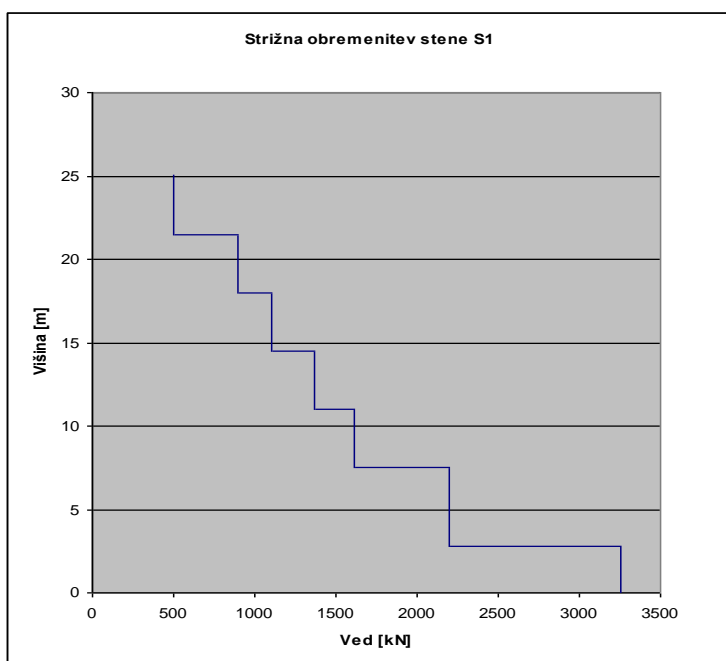
V steni S1 stalna in koristna obtežba povzroča osno silo. Potres povečuje tlake v enem slopu in jih zmanjšuje oziroma povzroča natege v drugem. Ker je potres ciklična obtežba, se v vsakem slopu izmenično povečuje oziroma zmanjšuje osna sila.

Prečne sile in upogibne momente, ki jih v stenah povzroča potresna obtežba, smo določili tako, da smo konstrukcijo obremenili s potresno obtežbo v njeni vzdolžni (x smeri) in prečni smeri (y smeri).

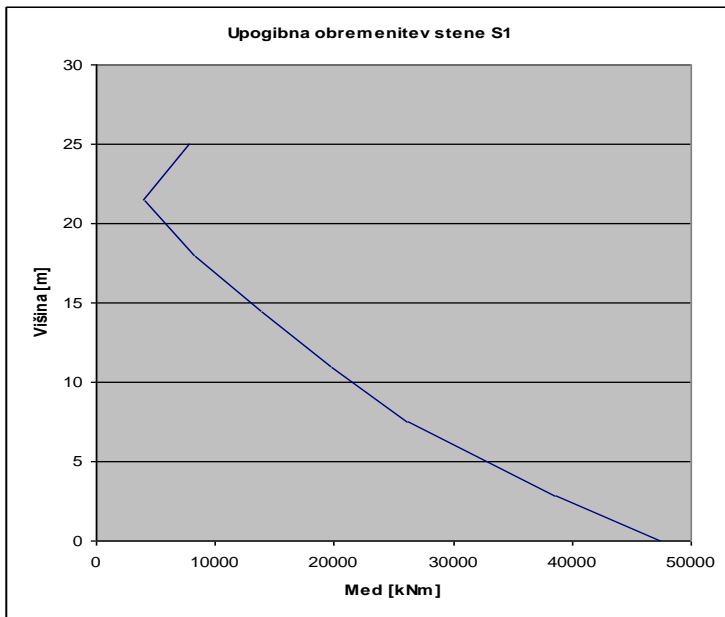
Ščerov, D. 2010. *Dimenzioniranje elementov nosilne konstrukcije poslovnega objekta*
Diplomska naloga – VSŠ, Ljubljana, UL, FGG, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer.



Slika 49: Osna sila v steni S1



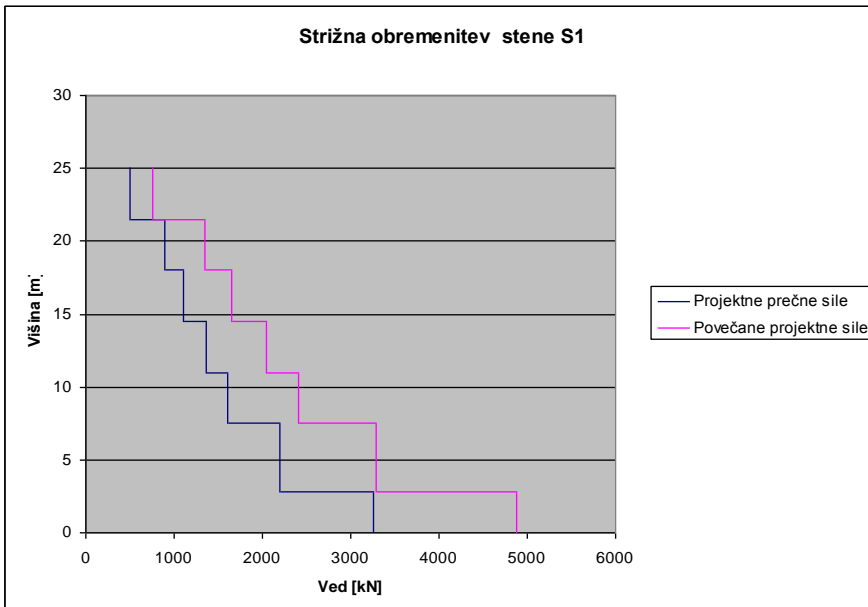
Slika 50: Prečne sile v steni S1



Slika 51: Upogibni momenti v steni S1

6.11.2 Projektne učinki vplivov (projektne notranje sile)

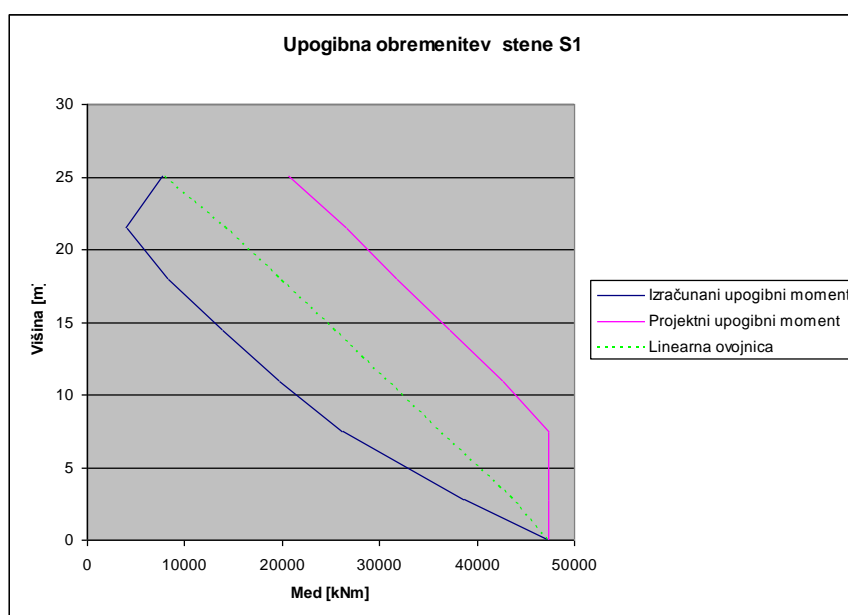
Projektne vrednosti strižnih sil smo povečali za 50%, da zadostimo pogoju možnega povečanja strižnih sil zaradi plastifikacije ob vpetju primarnih potresnih sten.



Slika 52: Ovojnica projektних prečnih sil stene S1

Šečerov, D. 2010. *Dimenzioniranje elementov nosilne konstrukcije poslovnega objekta*
Diplomska naloga – VSŠ, Ljubljana, UL, FGG, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer.

Projektne vrednosti upogibnih momentov smo določili tako, da smo z analizo konstrukcije izračunali dejanski diagram računskih upogibnih momentov, aproksimirali z linearnim razporedom upogibnih momentov vzdolž stene. S tem smo upoštevali nezanesljivosti pri razporeditvi momenta vzdolž višine stene. Na dolžini celotnega kritičnega področja stene h_{cr} (prvi dve etaži) smo upoštevali upogibni moment 47285 kNm, ki smo ga izračunali ob vpetju stene.



Slika 53: Projektne vrednosti upogibnih momentov izven kritičnega območja stene S1

6.12 Preverjanje mejnih stanj

6.12.1 Dolžina kritičnega območja (dolžina plastičnega členka)

Višino kritičnega območja (dolžino plastičnega členka) določimo v skladu s sledečimi pogoji:

$$h_{cr} = \max(l_w = 850\text{cm}; h_w/6 = 2530\text{cm}/6 = 422\text{cm}) = 850\text{cm}$$

Pri tem sta:

l_w ... dolžina stene in

h_w ... višina stene

Maksimalna višina kritičnega območja pa je omejena na:

$$h_{cr} \leq \left\{ \begin{array}{l} 2 \cdot l_w = 2 \cdot 850 \text{ cm} = 1700 \text{ cm} \\ h_s = 280 \text{ cm} \\ 2 \cdot h_s = 2 \cdot 280 \text{ cm} = 560 \text{ cm} \end{array} \right\} = 560 \text{ cm}$$

Pri čemer je

h_s ... etažna višina.

V obravnavanem primeru znaša višina kritičnega območja $h_{cr} = 560 \text{ cm}$.

6.12.2 Strižna armatura

Računsko prečno silo ob vpetju stene v talno ploščo, ki smo jo določili z analizo konstrukcije za kombinacijo stalne in koristne obtežbe V_{Ed} , smo povečali za 50%. Tako znaša projektna vrednost prečne sile:

$$V_{Ed} = V_{Ed} \cdot 1.5 = 3251 \text{ kN} \cdot 1.5 = 4877 \text{ kN}$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed}}{0.8 \cdot l_w \cdot f_{ywd}} = \frac{4877 \text{ kN}}{0.8 \cdot 850 \text{ cm} \cdot 43.5 \text{ kN/cm}^2} = 0.165 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Pri tem so:

$\frac{A_{sw}}{s}$... ploščina strižne armature, razdalja med palicami strižne armature,

$0.8 \cdot l_w$... dolžina prereza stene,

f_{ywd} ... projektna vrednost meje tečenja jekla.

Potrebno ploščino strižne armature ($0.165 \text{ cm}^2/\text{cm}$) zadostimo z dvema mrežama Q636 in z dodatnimi palicami na obeh straneh stene v horizontalni smeri $\Phi 10/15 \text{ cm}$ (skupni prerez znaša $0.180 \text{ cm}^2/\text{cm}$). Minimalna armatura v stojini posamezne stene je določena v nacionalnem dodatku standarda EN 1992-1-1:2004 in znaša 0.2% površine stojine. V našem primeru znaša odstotek armature v stojini 0.72%, kar ustreza pogoju.

6.12.3 Vzdolžna armatura

V obravnavanem primeru je največja normirana sila večja od 0.15, zato smo določili minimalno armaturo robnih elementov stene. Navpično armaturo smo določili v skladu s pogojem, da mora ploščina armature mora obsegati vsaj 0.5% površine robnega elementa.

$$0.005 \cdot l_c \cdot l_b = 0.005 \cdot 170\text{cm} \cdot 25\text{cm} = 21.3\text{cm}^2$$

V robnih elementih sten moramo upoštevati konstrukcijska pravila, ki veljajo za stebre. Maksimalna razdalja med dvema sosednjima navpičnima palicama, ki ju podpirajo stremena ali prečne vezi, znaša 20cm. Minimalni premer palic pa je 12mm. Na osnovi navedenih določil, smo ugotovili, da moramo v robnih elementih postaviti palice $\Phi 16$ na razdalji 16.7 cm in sicer na dolžini robnega elementa $l_c = 170\text{cm}$. To pomeni, da bo na obeh straneh robnega elementa $22\Phi 16$, kar skupno znaša 44.2cm^2 .

Delež armature v robnih elementih:

$$\rho = \frac{A_s}{(l_c \cdot b_w)} = \frac{44.2\text{cm}^2}{(170\text{cm} \cdot 25\text{cm})} = 0.0104 > 0.005$$

Stremena v robnem elementu smo določili s pomočjo sledečih določil:

$$s = \min \{b_0/2 = 19.4\text{cm}/2 = 9.7\text{cm}; 8 \cdot d_{Bl} = 8 \cdot 1.6\text{cm} = 12.8\text{cm}\} = 9.7\text{cm}$$

Minimalni premer stremen znaša 6mm.

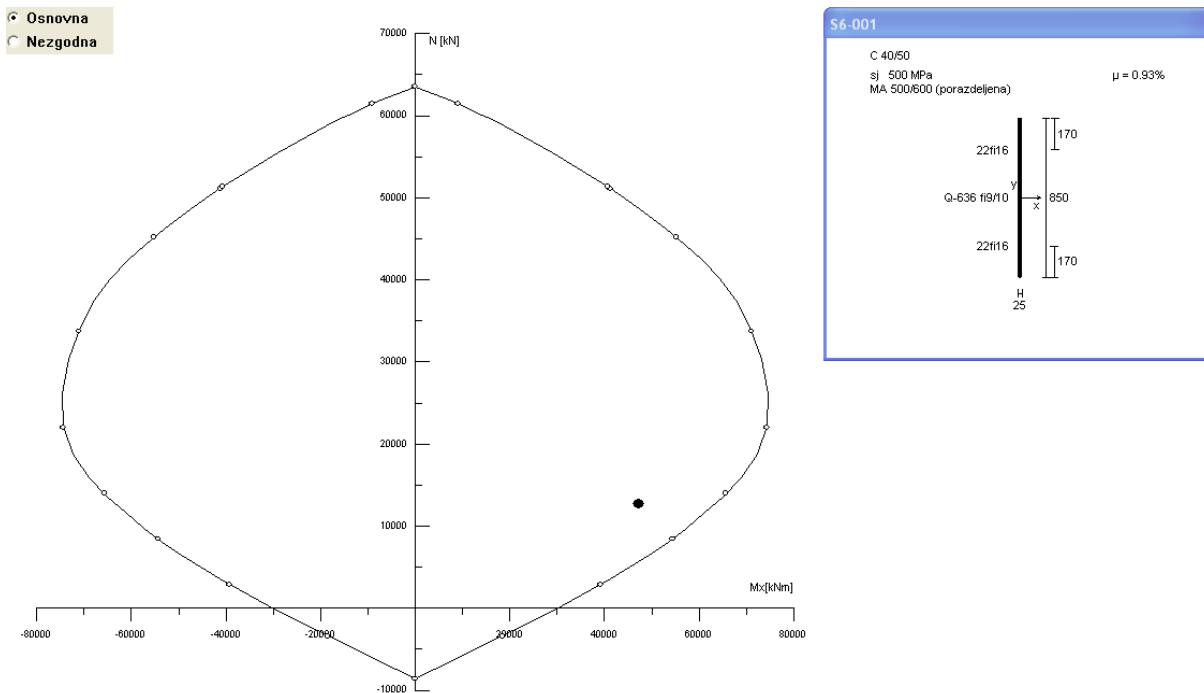
Navpična armatura:

$$A_s = 2 \cdot 44.2\text{cm}^2 + 2 \cdot (8.5\text{m} - 2 \cdot 1.7\text{m}) \cdot 6.36\text{cm}^2/\text{m} = 153.3\text{cm}^2$$

$$A_c = 850\text{cm} \cdot 25\text{cm} = 21250\text{cm}^2$$

$$\rho = \frac{153.3\text{cm}^2}{21250\text{cm}^2} = 0.72\% > 0.30\%$$

S pomočjo programa Dias smo preverili upogibno nosilnost stene v kritičnem območju (vpetje stene v talno ploščo). Izkazalo se je, da z izbrano upogibno armaturo zagotovimo zadostno upogibno nosilnost, ki pri osni sili $N_{Ed} = 12707\text{kN}$ znaša $M_{Rd} = 64500\text{kNm}$ ($M_{Ed} = 47285\text{kNm}$).



Slika 54: Interakcijski diagram in upogibna armatura stene S1 ob vpetju

6.12.4 Zagotovitev potrebne lokalne duktilnosti

Ker v našem primeru znaša normirana osna sila $\nu_d = 0.22$, moramo preveriti potrebno duktilnost. Potrebno dolžino robnega elementa smo določili na poenostavljen način ($0.15 \cdot l_w$). Lokalna duktilnost je dokazana, če je potrebna dolžina robnega elementa manjša ali enaka predpostavljeni (minimalni dolžini).

Globina nevtralne osi:

$$x_u = (\nu_d + \omega_\nu) \cdot \frac{l_w \cdot b_c}{b_0} = \frac{N_{Ed} + A_v \cdot f_{yd}}{b_0 \cdot f_{cd}}$$

$$x_u = \frac{N_{Ed} + A_v \cdot f_{yd}}{b_0 \cdot f_{cd}} = \frac{12707 + (12.72 \text{ cm}^2/\text{m} \cdot (8.5 \text{ m} - 2 \cdot 1.7 \text{ m})) \cdot 43.5 \text{ kN/cm}^2}{19.4 \text{ cm} \cdot 2.67 \text{ kN/cm}^2}$$

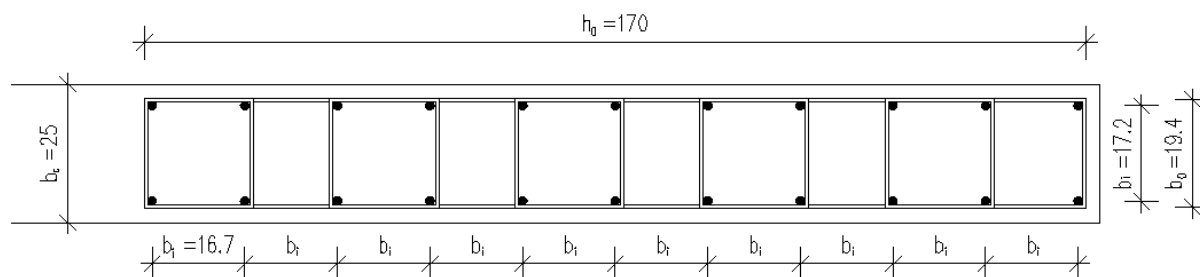
$$x_u = 300 \text{ cm}$$

Pri tem so:

N_{Ed} ... osna sila v prerezu,

Šečerov, D. 2010. *Dimenzioniranje elementov nosilne konstrukcije poslovnega objekta*
Diplomska naloga – VSŠ, Ljubljana, UL, FGG, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer.

- A_y ... skupna količina armature v stojini stene (brez robnih elementov),
 b_0 ... širina objetelega betona robnega elementa, merjeno med osmi stremen,
 f_{cd} ... projektna vrednost za tlačno trdnost betona,
 f_{yd} ... projektna vrednost za mejo tečenja jekla.



Slika 55: Objetje robnih elementov s stremeni $\Phi 6$

Največja robna tlačna deformacija:

$$\varepsilon_{cu2,c} = 0.0035 + 0.1 \cdot \alpha \cdot \omega_{wd} = 0.0035 + 0.1 \cdot 0.5146 \cdot 0.0816 = 0.0077$$

Mehanski volumenski delež stremen v robnih elementih:

$$\omega_d = \frac{\text{volumen stremen za objetje}}{\text{volumen objetelega jedra}} \cdot \frac{f_{ys,d}}{f_{cd}}$$

$$\omega_{wd} = \frac{[170\text{cm} \cdot 2 + 11 \cdot 19.4\text{cm}] \cdot (0.6^2 \pi / 4) \text{cm}^2}{170\text{cm} \cdot 19.4\text{cm} \cdot 9\text{cm}} \cdot \frac{43.5\text{ kN/cm}^2}{2.67\text{ kN/cm}^2} = 0.086 > 0.08$$

Učinkovitost objetja z izbranimi stremeni:

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s = 0.688 \cdot 0.748 = 0.5146$$

Koeficienta učinkovitosti stremen:

$$\alpha_n = 1 - \sum_n \frac{b_i^2}{6 \cdot b_0 \cdot h_0} = 1 - \frac{(16.7\text{cm})^2 \cdot 20 + (17.2\text{cm})^2 \cdot 2}{6 \cdot 19.4\text{cm} \cdot 170\text{cm}} = 0.688$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2 \cdot b_0}\right) \cdot \left(1 - \frac{s}{2 \cdot h_0}\right) = \left(1 - \frac{9}{2 \cdot 19.4\text{cm}}\right) \cdot \left(1 - \frac{9}{2 \cdot 170\text{cm}}\right) = 0.748$$

Potrebna dolžina robnega elementa:

$$x_u \cdot (1 - \varepsilon_{cu,2} / \varepsilon_{cu2,c}) = 300\text{cm} \cdot (1 - 0.0035 / 0.0077) = 164\text{cm}$$

Približno ocenjena potrebna dolžina robnega elementa je nekoliko manjša predpostavljenega robnega elementa, kar pomeni, da nam ni potrebno povečati dolžino robnega elementa.

Največja tlačna robna deformacija v betonu ε_c , pri zahtevani duktilnosti za ukrivljenost $\mu_{\phi, zahtevano}$:

Minimalna zahtevana duktilnost za ukrivljenost:

$$\mu_{\phi, zahtevano} = 2 \cdot q_0 \cdot \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} - 1 = 2 \cdot 3.9 \cdot \frac{47285 kNm}{64500 kNm} - 1 = 4.72$$

Pri tem so:

- q_0 ...osnovna vrednost faktorja obnašanja,
- M_{Ed} ...projektni upogibni moment ob vpetju stene,
- M_{Rd} ...upogibna nosilnost prereza ob vpetju stene S1.

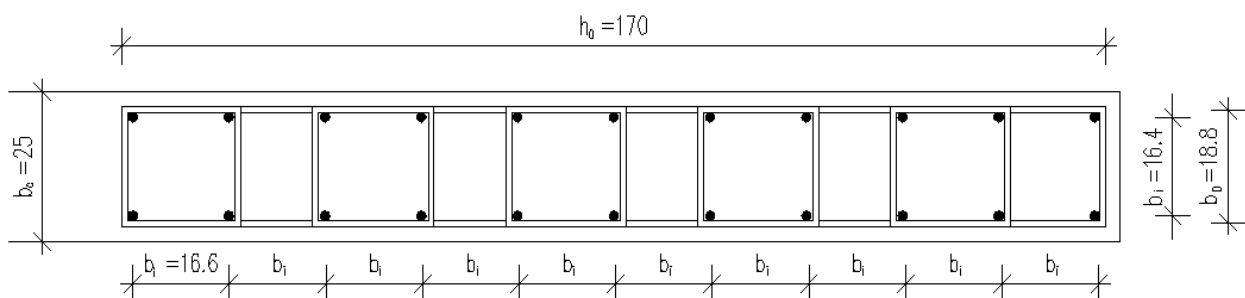
Deformacija ε_c :

$$\varepsilon_c = x_u \cdot \mu_{\phi, zahtevano} \cdot \frac{2.1 \cdot \varepsilon_y}{d} = 300 cm \cdot 4.72 \cdot \frac{2.1 \cdot 0.002175}{0.9 \cdot 850 cm} = 0.00845$$

Največja tlačna deformacija v prerezu ε_c mora biti manjša ali enaka tisti, ki jo zagotavlja stremenska armatura v robnem elementu $\varepsilon_{cu2,c}^*$.

$$\varepsilon_{cu2,c}^* = \varepsilon_{cu2,c} + 0.1 \cdot \alpha \cdot \omega_{wd} \cdot \frac{\gamma_s}{\gamma_c} = 0.0035 + 0.1 \cdot 0.5146 \cdot 0.086 \cdot \frac{1.15}{1.5} = 0.00689$$

Ker zgoraj omenjeni pogoj ni izpolnjen, bom povečal premer stremen. Iz $\Phi 6$ povečam na $\Phi 10$.



Slika 56: Objektje robnih elementov s stremeni $\Phi 10$

$$\omega_{wd} = \frac{[170 cm \cdot 2 + 11 \cdot 18.8 cm] \cdot (1.0^2 \pi / 4) cm^2}{170 cm \cdot 18.8 cm \cdot 9 cm} \cdot \frac{43.5 kN/cm^2}{2.67 kN/cm^2} = 0.245$$

Šečerov, D. 2010. *Dimenzioniranje elementov nosilne konstrukcije poslovnega objekta*
Diplomska naloga – VSŠ, Ljubljana, UL, FGG, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer.

$$\alpha_n = 1 - \sum_n \frac{b_i^2}{6 \cdot b_0 \cdot h_0} = 1 - \frac{(16.6\text{cm})^2 \cdot 20 + (16.2\text{cm})^2 \cdot 2}{6 \cdot 18.8\text{cm} \cdot 170\text{cm}} = 0.685$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2 \cdot b_0}\right) \cdot \left(1 - \frac{s}{2 \cdot h_0}\right) = \left(1 - \frac{9\text{cm}}{2 \cdot 18.8\text{cm}}\right) \cdot \left(1 - \frac{9\text{cm}}{2 \cdot 170\text{cm}}\right) = 0.741$$

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s = 0.685 \cdot 0.741 = 0.508$$

$$\varepsilon_{cu2,c}^* = \varepsilon_{cu2,c} + 0.1 \cdot \alpha \cdot \omega_{wd} \cdot \frac{\gamma_s}{\gamma_c} = 0.0035 + 0.1 \cdot 0.508 \cdot 0.245 \cdot \frac{1.15}{1.5} = 0.013$$

Stremena $\Phi 10$ zadostujejo pogoju, da je tlačna deformacija v prerezu ε_c manjša od tiste, ki jo zagotavlja stremenska armatura v robnem elementu $\varepsilon_{cu2,c}^*$.

Armatura robnega elementa

Predpostavljena stremena v robnem elementu zadoščajo vsem pogojem, ki so predpisani v evrokodu.

$$\alpha \cdot \omega_{wd} = 0.508 \cdot 0.245 = 0.124 > 30 \cdot \mu_\phi \cdot (v_d + \omega_v) \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0.035$$

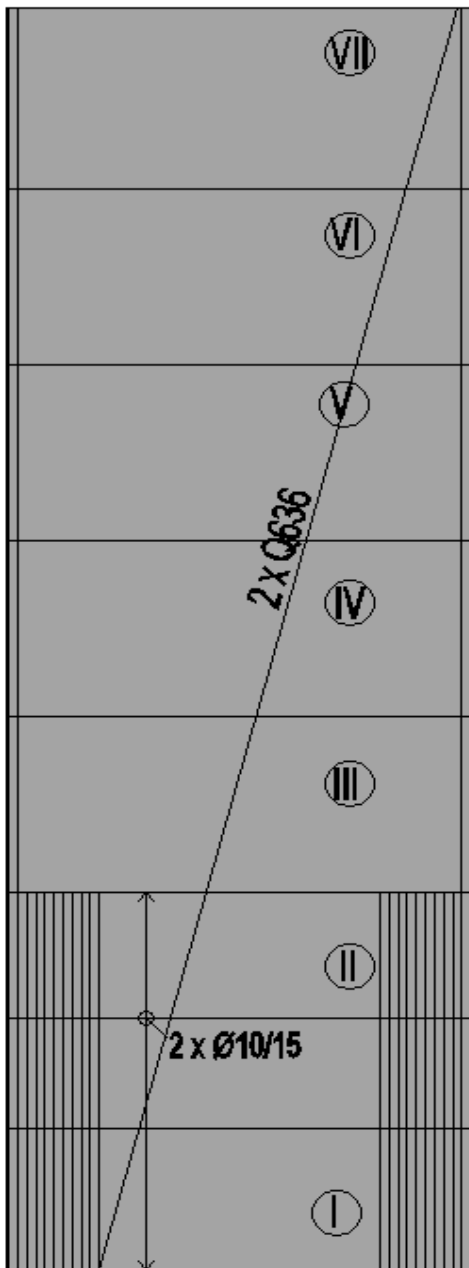
$$30 \cdot 4.72 \cdot \left(0.22 + \frac{12.72\text{cm}^2}{25\text{cm} \cdot 100\text{cm}} \cdot \frac{43.5\text{kN/cm}^2}{2.67\text{kN/cm}^2}\right) \cdot 0.002175 \cdot \frac{25\text{cm}}{18.8\text{cm}} - 0.035 = 0.089$$

$$\omega_{wd} = 0.245 > \omega_{wd,\min} = 0.08$$

V kritičnem območju stene bosta robna elementa dolžine 170cm. V robnem elementu bo 22 $\Phi 16$ palic, v razmaku 16.6cm objetih v stremenih $\Phi 10/9\text{cm}$. Med robnimi elementi bo obojestransko armirano z mrežami Q636 in dodatno armirano s horizontalnimi palicami $\Phi 10/15\text{cm}$, da zadostimo pogoju strižne sile.

Armatura izven kritičnega območja

Prvi dve etaži se armira kot kritično območje. Naslednje etaže pa so po celotni višini stene armirane z Q636 mrežami. Na vogalih pa $4\Phi 16$ objete z stremeni $\Phi 8/15\text{cm}$.



Slika 57: Shema armature stene S1

7 MEJNO STANJE UPORABNOSTI (omejitev poškodb)

7.1 Kontrola etažnih pomikov

Kriteriju pri mejnem stanju uporabnosti zadostimo, če so etažni pomiki manjši od dovoljenih. Izbrali smo dve točki na katerih bo izvedena kontrola etažnih pomikov. Ena se nahaja v stebri

(S1), kjer se zaradi vpliva torzije pojavijo največji pomiki. Druga točka pa se nahaja v središču stavbe (CM).

d_x ... etažni pomik v vzdolžni smeri x

d_y ... etažni pomik v prečni smeri y

$d_{r,x} = d_x \cdot q$... etažni pomik pomnožen z faktorjem obnašanja ($q = 3.9$)

$vd_{r,x}$... pomanjšan etažni pomik za $\nu = 0.5$, za mejno stanje uporabnosti je predviden projektni potres s krajšo povratno dobo (95 let).

$vd_r \leq \alpha h$... h je višina etaže, α faktor je odvisen od vrste in načina vgradnje nekonstrukcijskih elementov. V našem primeru upoštevamo najstrožji kriterij, ki velja za neduktilne nekonstrukcijske elemente ($\alpha = 0.005$)

Etaža	Točka	dx [mm]	dy [mm]	dr,x [mm]	dr,y [mm]	vdr,x [mm]	vdr,y [mm]	0,005h [mm]
6	S1	4,1	4,1	15,99	15,99	7,995	7,995	18
5	S1	4,9	4,7	19,11	18,33	9,555	9,165	17,5
4	S1	5,6	5,3	21,84	20,67	10,92	10,335	17,5
3	S1	6,3	5,9	24,57	23,01	12,285	11,505	17,5
2	S1	6,8	6,3	26,52	24,57	13,26	12,285	17,5
1	S1	12,3	12,1	47,97	47,19	23,985	23,595	24,5
6	CM	4,6	4	17,94	15,6	8,97	7,8	18
5	CM	4,5	3,9	17,55	15,21	8,775	7,605	17,5
4	CM	4,5	4,1	17,55	15,99	8,775	7,995	17,5
3	CM	4,6	4,2	17,94	16,38	8,97	8,19	17,5
2	CM	4,6	4,1	17,94	15,99	8,97	7,995	17,5
1	CM	5,3	6	20,67	23,4	10,335	11,7	24,5

Preglednica 17: Kontrola etažnih pomikov za središče mas in za steber

V našem primeru etažni pomiki zadostijo pogoju. Največje vrednosti se pojavijo v 1. etaži, kjer je tudi višina stene največja.

8 ZAKLJUČEK

V diplomskem delu sem zasnoval petetažni armiranobetonski objekt, njegov statični model in ga modeliral v 3D prostoru z računalniškim programom Tower 6. Obtežbe oziroma vplive na stavbe sem določil s pomočjo Evrokod 1. Stalno obtežbo sem opredelil glede na dobljene podatke o sestavi talne, etažne in strešne plošče. Ostale obtežbe, kot so koristna obtežba, obtežba s snegom in obtežbo vetra, sem določil na način, kot jih veleva standard. Naključno torzijo, s katero zajamemo morebitna odstopanja od projektne razporeditve mas in togosti, pa tudi morebitno prostorsko spreminjanje potresnega gibanja, sem določil na podlagi določil iz Evrokod 8. Na podlagi vrednosti notranjih sil, ki sem jih dobil s pomočjo programa Tower 6, sem izračunal armaturo v tipični etažni plošči P600. Po določitvi armature sem izvedel še kontrole mejnega stanja nosilnosti in mejnega stanja uporabnosti v skladu s pravili Evrokod-a 2. V osrednjem delu diplomske naloge sem dimenzioniral osno najbolj obremenjen steber z upoštevanjem nevarnosti uklona.

V diplomskem delu sem potem preveril zahteve za armiranobetonski okvir in stene s pomočjo Evrokod 8, poglavja 5, v katerem so opisana posebna pravila za betonske zgradbe. V tem poglavju sem obravnaval in izvedel račune, s pomočjo katerih sem zagotovil zadostno sposobnost lokalnega plastičnega deformiranja izbranih duktilnih elementov, kot sta okvir in stena. S pomočjo teh kontrol preprečimo razpad elementov konstrukcije in njihovih stikov pri večjem številu ciklov potresne obtežbe. S tem skušamo zagotoviti primerno stopnjo varnosti kljub številnim nezanesljivostim v geometriji, materialu in računskih modelih. Po dimenzioniranju zgoraj omenjenih elementov sem izvedel še kontrolo mejnega stanja uporabnosti, ki zahteva, da so etažni pomiki manjši od dovoljenih. Ker je objekt pravilne in simetrične oblike, nisem imel težav, da sem zadostil potrebnim zahtevam.

Če primerjam računske rezultate pri določitvi armature s »peš« računanjem, s tistimi pridobljenimi s pomočjo programa Tower, sem opazil, da ni večjih razlik. Pri ploščah prihaja do minimalnih odstopanj v prid »peš« računov, s tem da so vrednosti nekoliko višje. Pri nosilcih v ploščah ravno tako, s to razliko, da v poljih nosilcev program Tower, prikazuje večje dimenzije, kakršne sem jaz izračunal. Iz navedenega sledi, da ni opaziti večjih razlik: računski podatki izhajajo iz istih notranjih statičnih količin, ki pa so tako in tako pridobljeni s

Šećerov, D. 2010. *Dimenzioniranje elementov nosilne konstrukcije poslovnega objekta*
Diplomska naloga – VSŠ, Ljubljana, UL, FGG, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer.

pomočjo programskega orodja. Rezultatov stene nisem primerjal, čeprav ima Tower tudi to funkcijo, da računa armaturo stene, vendar rezultati niso merodajni. Konstrukcijski elementi, kot so okvir, stebri in stene, ki so podvrženi potresni obtežbi, jih program ne zna pravilno dimenzionirati.

VIRI

Vidrih Z., Fischinger M., 2008. Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij armiranobetonskih stavb, komentar k poglavju 5 v SIST EN 1998-1 (posebna pravila za betonske stavbe); III. Del: Primeri B: Osem-etažna armiranobetonska okvirna stavba. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, FGG.

Beg D., Pogačnik A., 2009. Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po Evrokod standardih. Ljubljana, Inženirska zbornica Slovenije.

EVROKOD 0, Osnove projektiranja SIST EN1990, nacionalni dodatek SIST EN1990/A1

EVROKOD 1, Vplivi na konstrukcije. Splošni vplivi-Gostote, lastna teža, koristne obtežbe stavb SIST EN 1991-1-1:2004

EVROKOD 1, Vplivi na konstrukcije. Splošni vplivi-Obtežba snega SIST EN 1991-1-3:2004, nacionalni dodatek SIST EN 1991-1-3:2004/A101:2006

EVROKOD 1, Vplivi na konstrukcije. Splošni vplivi-Obtežba vetra SIST EN 1991-1-4:2005, nacionalni dodatek SIST EN 1991-1-4:2004/A101:2008

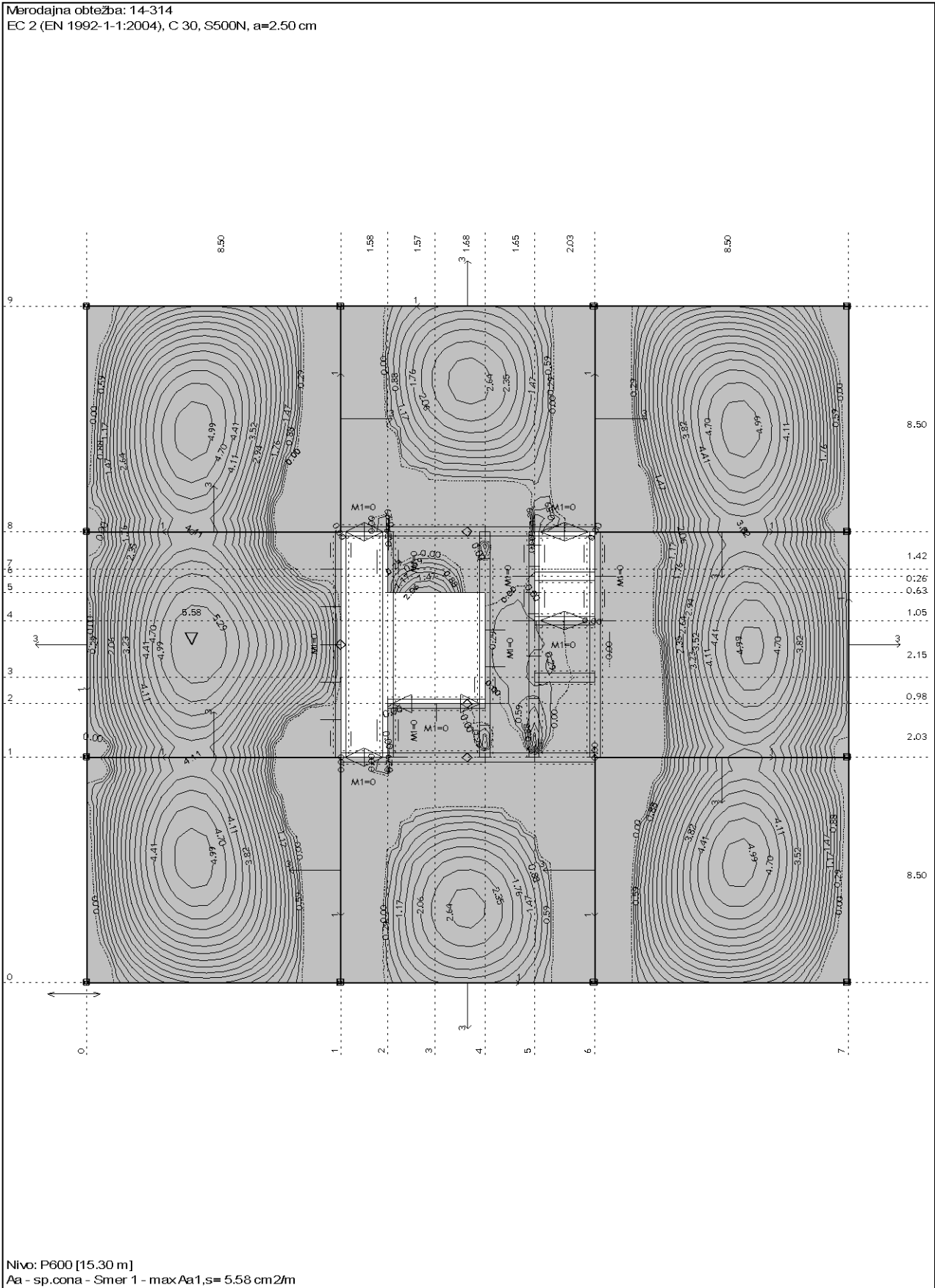
EVROKOD 2, Projektiranje betonskih konstrukcij. Projektiranje betonskih konstrukcij-Splošna pravila in pravila za stavbe SIST EN 1992-1-1:2005

EVROKOD 7, Geotehnično projektiranje. Geotehnično projektiranje-Splošna pravila SIST EN 1997-1:2005

EVROKOD 8, Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij. Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij-Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe SIST EN1998-1:2005, nacionalni dodatek SIST EN 1998-1:2005/A101:2006

Šečerov, D. 2010. *Dimenzioniranje elementov nosilne konstrukcije poslovnega objekta*
Diplomska naloga – VSŠ, Ljubljana, UL, FGG, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer.

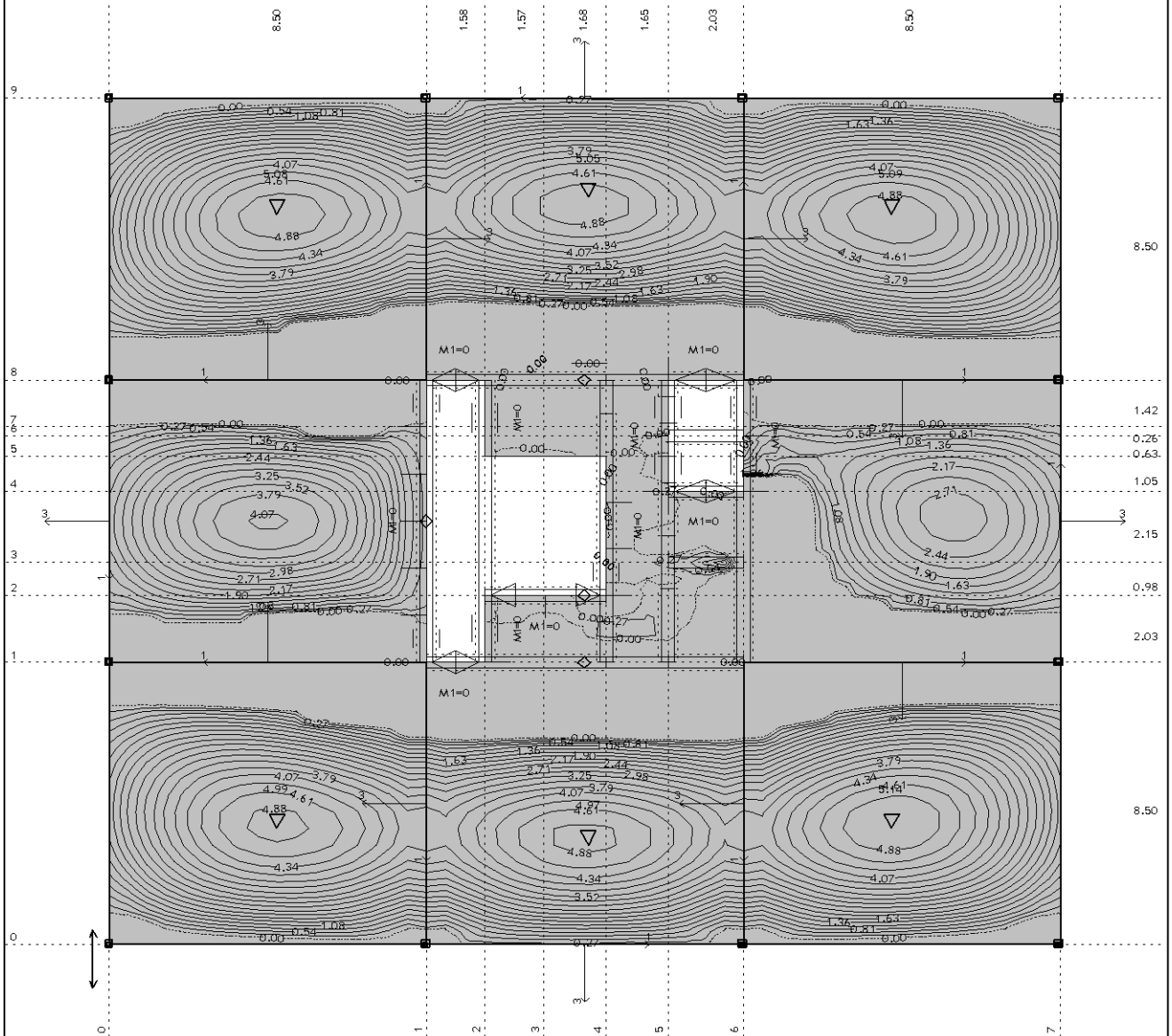
PRILOGE



Šečerov, D. 2010. *Dimenzioniranje elementov nosilne konstrukcije poslovnega objekta*
 Diplomski naloga – VSŠ, Ljubljana, UL, FGG, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer.

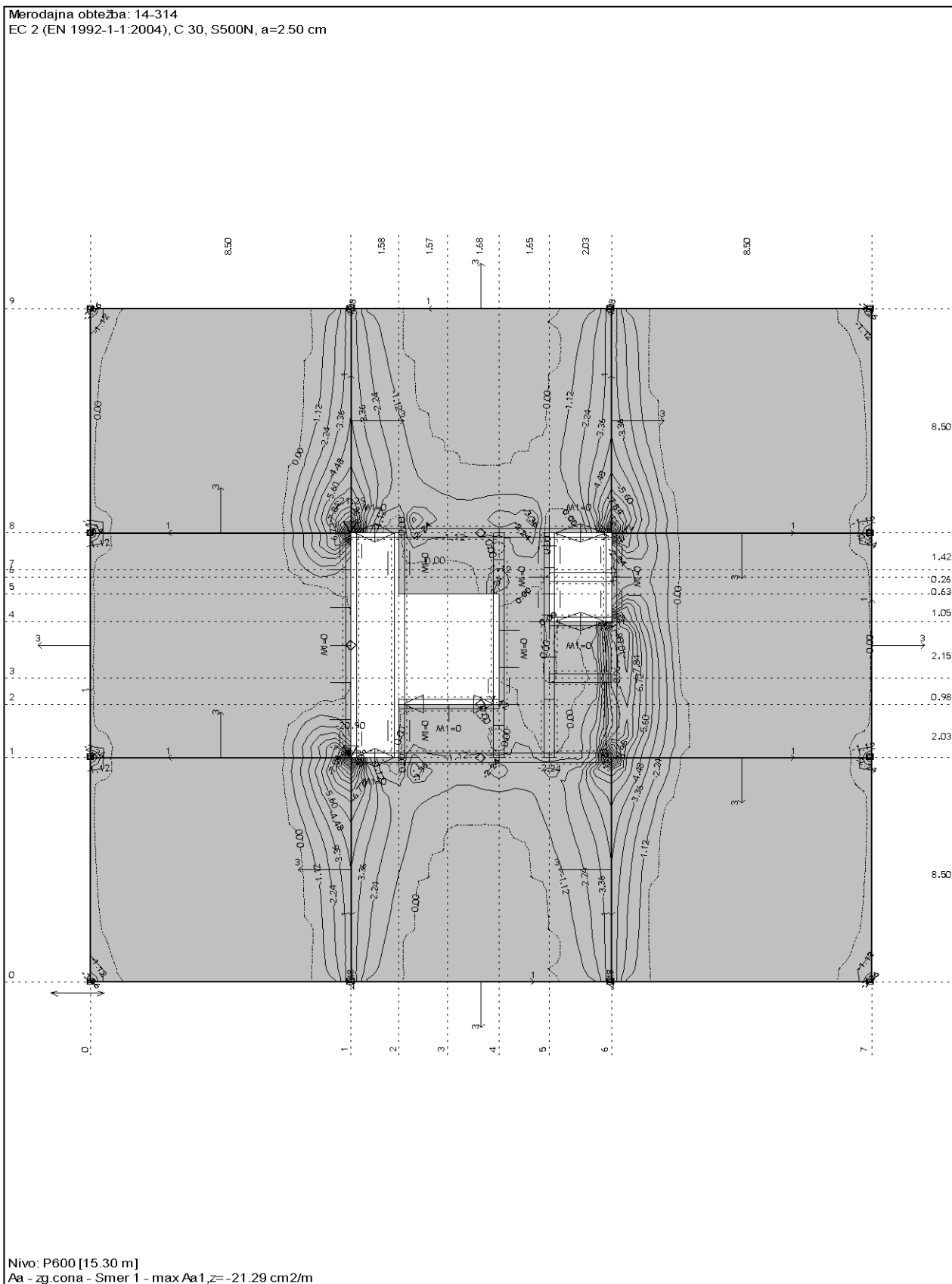
Merodajna obtežba: 14-314

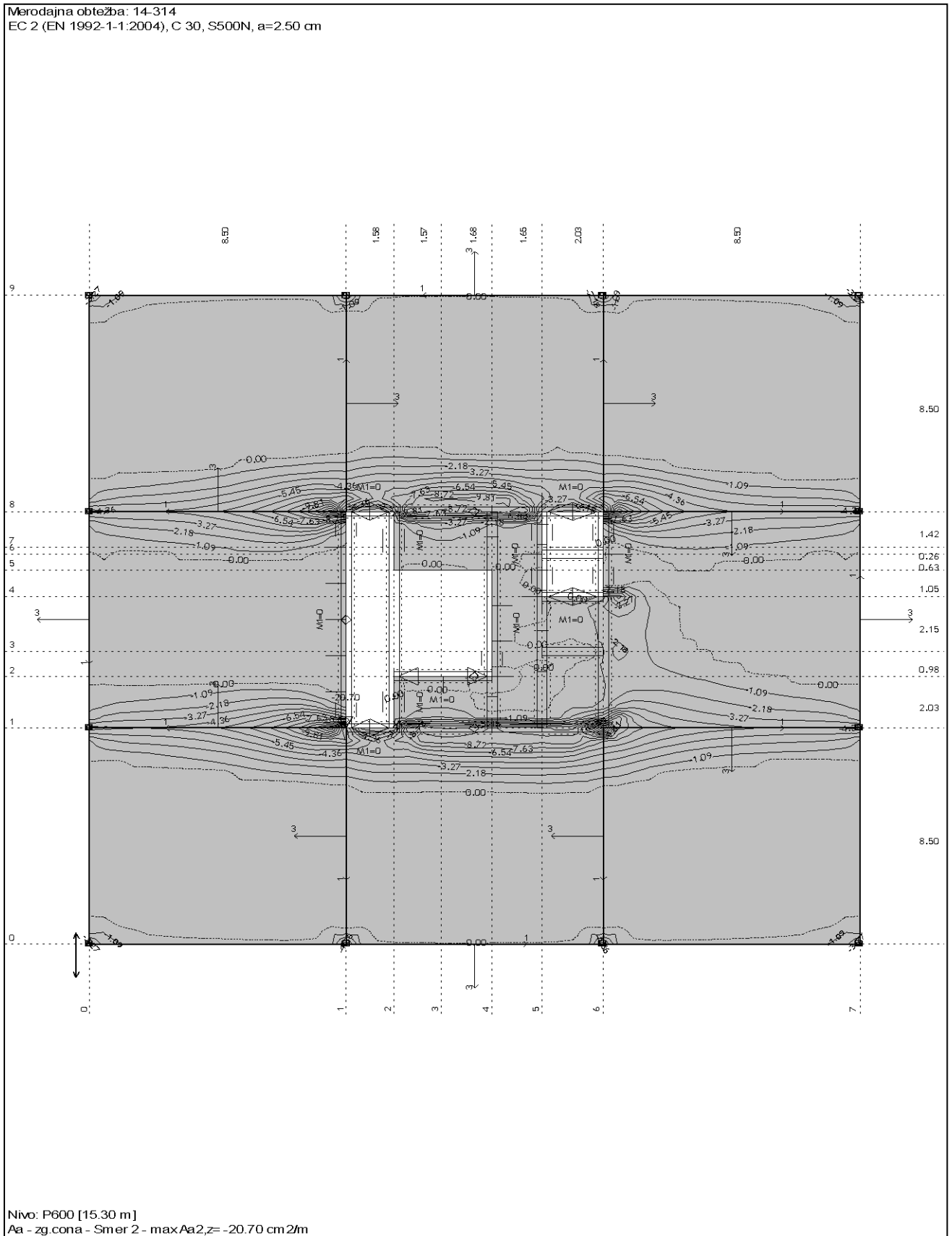
EC 2 (EN 1992-1-1:2004), C 30, S500N, $a=2.50$ cm

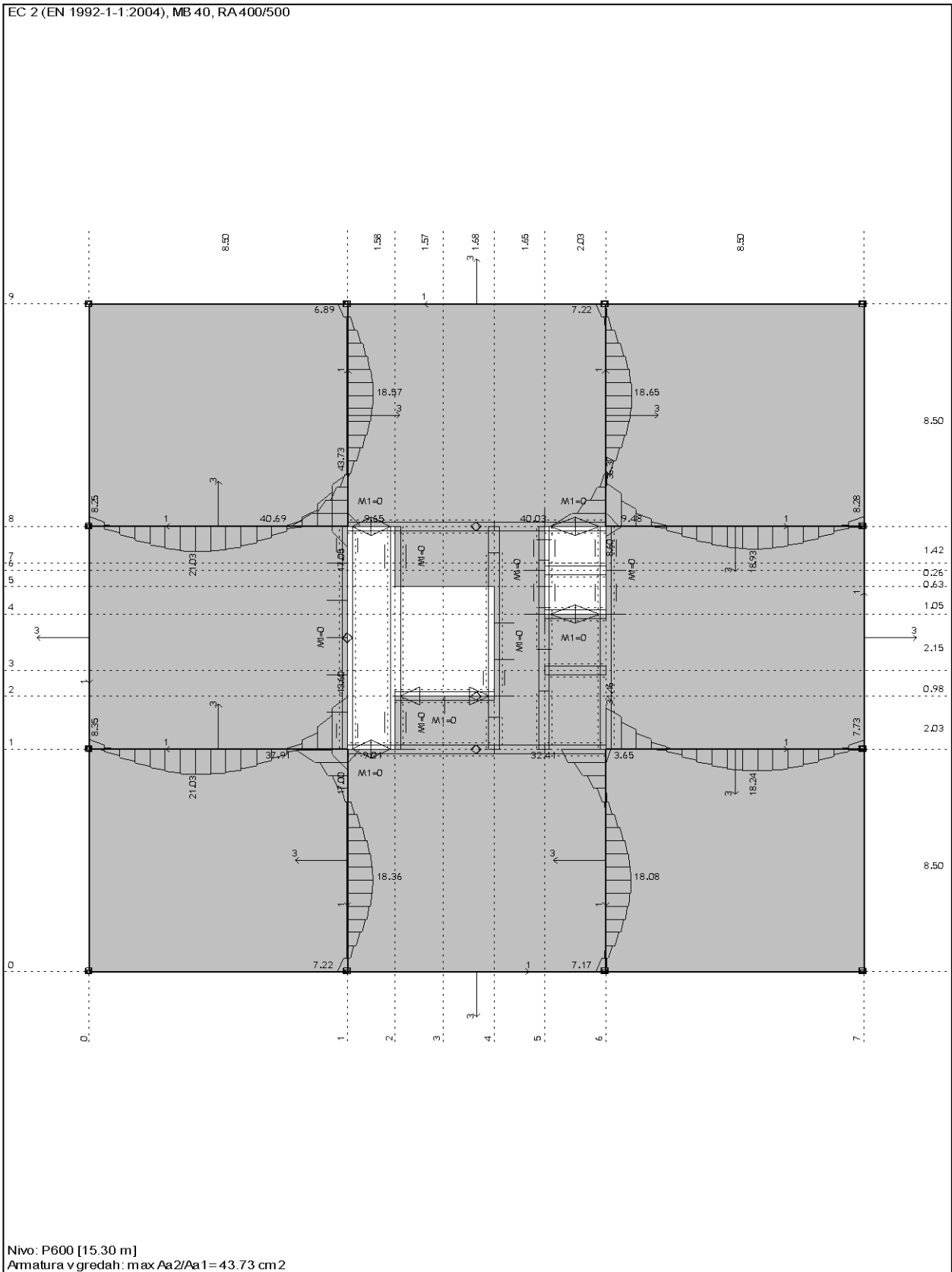


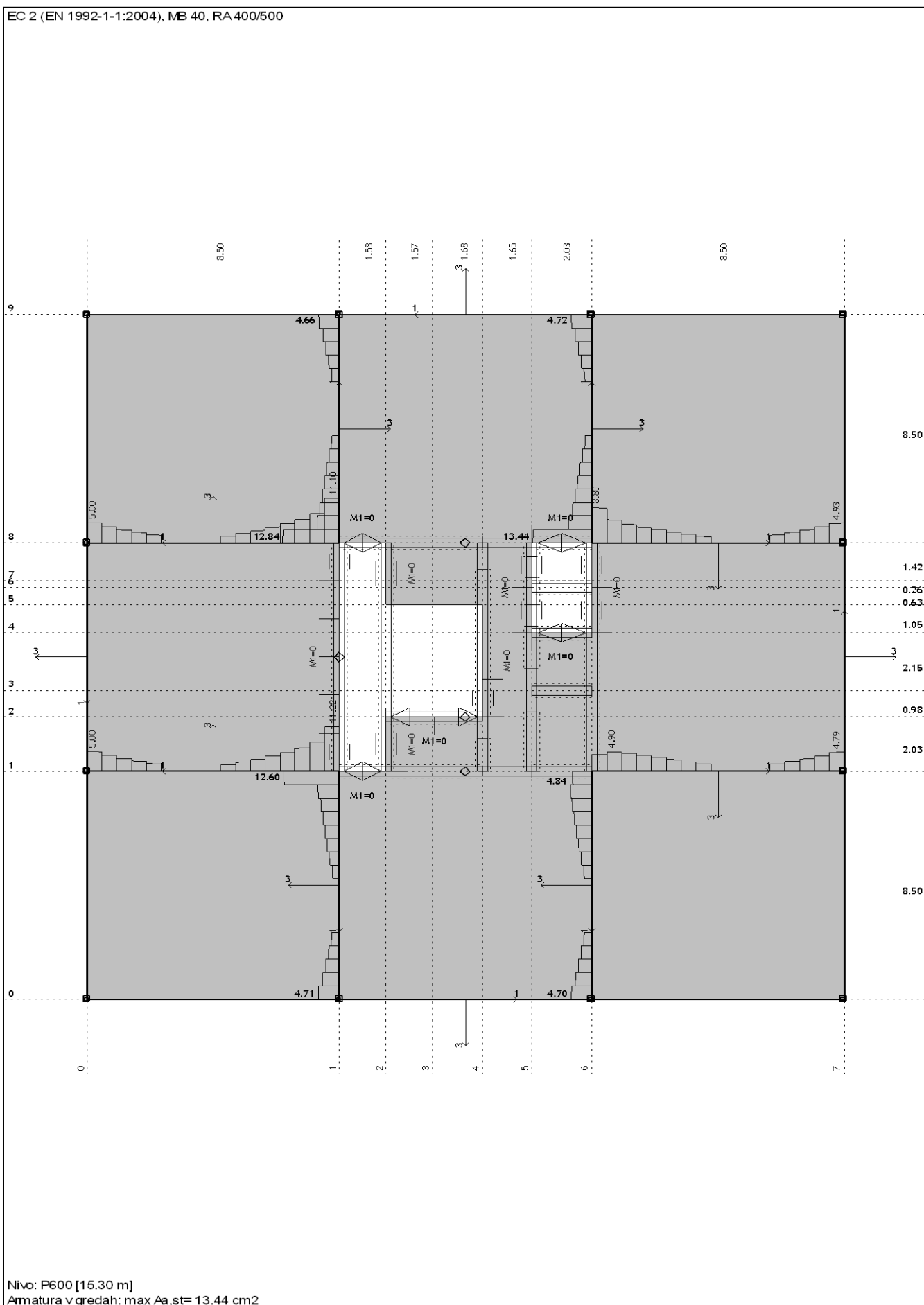
Nivo: P600 [15.30 m]

Aa - sp.cona - Smer 2 - max Aa2,s = 5.14 cm²/m

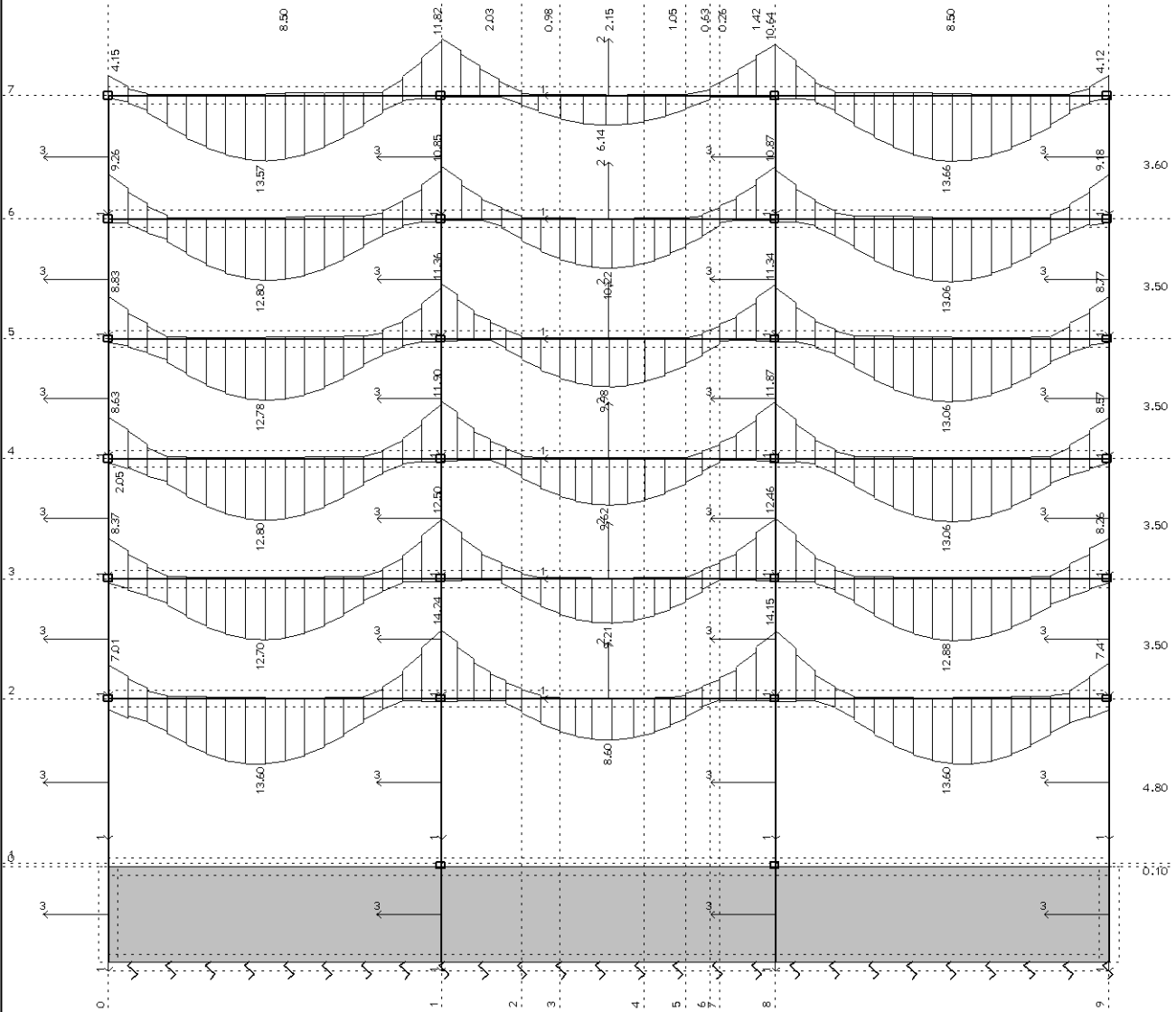








EC 2 (EN 1992-1-1:2004), MB 40, RA 400/500



Okvir: V_1
 Armatura v gredah: max Aa2/Aa1 = 14.24 cm²

