

FILIP FRANC

PROJEKTIRANJE ARMIRANOBETONSKE KONSTRUKCIJE VEČSTANOVANJSKE STAVBE V BITOLI

MAGISTRSKO DELO

MAGISTRSKI ŠTUDIJSKI PROGRAM DRUGE STOPNJE GRADBENIŠTVO

Ljubljana, 2018

Hrbtna stran: FILIP FRANC



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

MAGISTRSKI ŠTUDIJSKI PROGRAM DRUGE STOPNJE GRADBENIŠTVO

Kandidat/-ka: **FILIP FRANC**

PROJEKTIRANJE ARMIRANOBETONSKE KONSTRUKCIJE VEČSTANOVANJSKE STAVBE V BITOLI

DESIGN OF A REINFORCED CONCRETE RESIDENTIAL BUILDING IN BITOLA

Mentor/-ica: prof. dr. Matjaž Dolšek

Somentor/-ica: asist. dr. Mirko Kosič

Član komisije:

Predsednik komisije:

STRAN ZA POPRAVKE

Stran z napako

Vrstica z napako

Namesto

Naj bo

BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN

UDK:	624.012.45:728.222(497.784)(043.2)
Avtor:	Filip Franc, univ. dipl. inž
Mentor:	prof. dr. Matjaž Dolšek
Somentor:	asist. dr. Mirko Kosič
Naslov:	Projektiranje armiranobetonske konstrukcije večstanovanjske
	stavbe v Bitoli
Tip dokumenta:	Magistrsko delo
Obseg in oprema:	130 str., 46 preg., 70 sl., 44 en.
Ključne besede:	armiran beton, potresna analiza, globalna duktulnost, torzijska
	podajnost stavbe, ovojnica upogibnih momentov

IZVLEČEK

V magistrski nalogi projektiramo nosilno konstrukcijo 8-etažne stanovanjske stavbe, ki se nahaja v mestu Bitola v Republiki Makedoniji. Nosilna konstrukcija stavbe je zasnovana kot armiranobetonski prostorski mešani sistem, sestavljen iz sten in okvirov. Zaradi neustrezne zasnove se izkaže, da je stavba torzijsko podajna. Geometrijo stavbe povzamemo po obstoječi zasnovi, ki je bila projektirana v skladu z JUS standardom. Nato stavbo analiziramo in projektiramo po standardu Evrokod. V študijah uporabimo programa Etabs in SAP2000. Pri projektiranju se osredotočimo na potresno analizo in na dimenzioniranje tipičnega okvira ter glavnih nosilnih sten. Poleg tega izvedemo tudi analizo in dimenzioniranje najbolj obremenjene medetažne plošče. Za izbrane konstrukcijske elemente izdelamo tudi armaturne načrte. Zaradi velike projektne potresne sile, ki je predpisana za torzijsko podajen sistem, in nizkega procenta sten glede na zasnovo objekta (0,2 % do 0,3 % tlorisa etaže), je delež armature v glavnih nosilnih stenah relativno visok. Za izvedbo ekonomičnejše nosilne konstrukcije (manjša poraba materiala) bi bilo treba obstoječo zasnovo spremeniti tako, da stavba ne bi bila več torzijsko podajna. Na ta način bi potresno obnašanje stavbe bistveno izboljšali, kar bi dovoljevalo projektiranje na manjšo potresno silo. Če smo spreminjali le dimenzije posameznih elementov, potresnega obnašanja stavbe ni bilo mogoče bistveno izboljšati, kar nakazuje, da je smiselno vidike potresno odporne gradnje upoštevati že v najzgodnejših fazah zasnove stavb.

Ш

BIBILIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION

UDC:	624.012.45:728.222(497.784)(043.2)
Author:	Filip Franc, B.Sc
Supervisor:	Prof. Matjaž Dolšek, Ph.D
Co-supervisor:	Assist. Mirko Kosič, Ph.D
Title:	Design of a reinforced concrete residential building in Bitola
Documenttype:	Master thesis
Notes:	130 pages, 46 tables, 70 figures, 44 equations
Keywords:	reinforced concrete, seismic analysis, capacity design, torsionally
	flexible building, envelope of the bending moments

ABSTRACT

In the Master thesis the design of the structure of an 8-storey residential building, which is located in the city of Bitola in the Republic of Macedonia, is presented. The structural system of the building is designed as a reinforced concrete (RC) dual system, composed of frames and walls. Due to insufficient conceptual design, the structural system should be considered as torisionally flexible. However, the initial geometry of the building was adopted in accordance to an existing conceptual design, which was performed according to JUS code. In the thesis, the building was designed in accordance to the Eurocode standard. The analyses of the structure were performed using the computer programs Etabs and SAP2000. Particular attention was devoted to seismic analysis of the building, and to the design of a typical frame, main walls and the most loaded slab. For the structural elements under consideration, reinforcement drawings were also created. The results of the analyses indicated relatively large reinforcement ratios in the walls. This can be attributed to large design base shear, which is prescribed for a torsionally flexible system, and the low percentage of walls compared to the area of a plan of the building. A more economical design could be achieved only by changing the conceptual design in order to transform the building to a torsional stiff building. As a consequence, the larger value of the behaviour factor could be taken into account. Considering only minimal changes in the sizes of structural elements, the seismic performance of the building could not be significantly improved, which highlights the importance of adequate consideration of the basic principles of conceptual design in early stages of the design.

IV

V

ZAHVALA

Za pomoč, pri izdelavi magistrske naloge, se iskreno zahvaljujem somentorju asist. dr. Mirku Kosiču in mentorju prof. dr. Matjažu Dolšku. Rad bi se zahvalil tudi moji družini, ki me je v času študija podpirala.

KAZALO VSEBINE

ST	STRAN ZA POPRAVKE, ERRATAI		
BI	BLIOG	RAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN Z IZVLEČKOM	III
BI	BILIO	GRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION	IVV
ZA	HVAL	A	V
KA	ZALC) SLIK	IX
KA	ZALC	PREGLEDNIC	XIV
SE		I PRILOG	XVIII
1	UVC	DD	1
2	PRE	EDSTAVITEV OBRAVNAVANEGA OBJEKTA	2
2	2.1	Opis objekta	2
2	2.2	Uporabljeni materiali	4
3	VPL	IVI NA KONSTRUKCIJO	6
;	3.1	Lastna in stalna obtežba	6
(3.2	Spremenljiva obtežba	13
	3.2.1	Koristne obtežbe	13
	3.2.2	Obtežba snega na strehi	15
	3.2.3	Vpliv vetra	15
(3.3	Potresna obtežba	15
	3.3.1	Določitev potresne obtežbe po EC8	16
	3.3.2	Določitev tipa tal in projektnega pospeška tal	17
	3.3.3	Merila za pravilnost konstrukcije	20
	3.3.3	Kriterij za tlorisne pravilnosti stavbe (SIST EN 1998-1 : 2005, člen 4.2.3)	20
	3.3.4	Faktor obnašanja <i>q</i>	23
	3.3.5	Določitev projektnega spektra	25
4	AN/	ALIZA MEDETAŽNE KONSTRUKCIJE	27
4	4.1	Opis računskega modela	27
4	4.2	Obtežba računskega modela	28
	4.2.1	Podajanje stalne obtežbe	28
	4.2.2	Podajanje koristne obtežbe	28
5	DIM	ENZIONIRANJE MEDETAŽNE KONSTRUKCIJE	31
	Mejn	o stanje nosilnosti (MSN):	31
	Mejn	o stanje uporabnosti (MSU):	31
Ę	5.1	Dimenzioniranje plošče	31
	5.1.1	Projektne obremenitve v plošči	31
	5.1.2	Dimenzioniranje armature plošče v dveh pravokotnih smereh	33

VI

	5.2	Omejitev povesov	
6	РОТ	RESNA ANALIZA KONSTRUKCIJE	38
	6.1	Izdelava modela za analizo	
	6.2	Način podajana obremenitve	42
	6.3	Kontrola rezultatov računske analize	43
	6.4	Rezultati modalne analize	43
	6.4.1	Nihajni časi in efektivne mase	43
	6.4.2	Kontrola celotne prečne sile	47
	6.5	Vpliv slučajne ekscentričnosti	49
	6.6	Kontrola pomikov MSU – Zahteva po omejitvi poškodb	49
	6.7	Vpliv teorije drugega reda	51
	6.8	Kontrola pomikov pri stiku z dilataciji	52
7	DIM	ENZIONIRANJE KONSTRUKCIJE NA POTRESNO OBTEŽBO	54
	7.1	Dimenzioniranje vzdolžne stene - Stena X	54
	7.1.1	Opis geometrije stene in geometrijske omejitve	54
	7.1.2	Obremenitve v steni	56
	7.1.3	Minimalna armatura v steni	59
	7.1.3	1 Spodnji (večji) prerez stene (<i>b</i> _w = 25 cm)	60
	7.1.3	2 Zgornji (manjši) prerez stene (b_w = 20 cm)	61
	7.1.4	Osno-upogibno dimenzioniranje stene	61
	7.1.5	Dimenzioniranje na strižno obremenitev	65
	7.2	Dimenzioniranje stene pri stopnicah – Stena Y	67
	7.2.1	Geometrijske omejitve	67
	7.2.2	Obremenitve v steni	68
	7.2.3	Minimalna armatura v steni	71
	7.2.3	1 Spodnji prerez stene (b_w = 25 cm)	72
	7.2.3	2 Zgornji prerez stene (<i>bw</i> = 20 cm)	73
	7.2.4	Določitev potrebne strižne armature v stojini	73
	7.2.5	Osno-upogibno dimenzioniranje stene	75
	7.3	Dimenzioniranje jedra	79
	7.3.1	Geometrijske omejitve posameznih delih jedra	80
	7.3.2	Minimalne armature v posameznih delih jedra	84
	7.3.2	1 Levi del jedra J1 (od vpetja do sedme etaže)	84
	7.3.2	2 Del jedra J2 (od vpetja do sedme etaže)	85
	7.3.2	3 Desni del jedra J3 (od vpetja do sedme etaže)	
	7.3.2	4 Levi del jedra J1 (sedma etaža, do vrha)	87
	7.3.2	5 Del jedra J2 (sedma etaža, do vrha)	88

9	VIRI		129
8	ZAKLJ	UČEK	127
	7.4.1.3	Dimenzioniranje stebra S-2-1	118
	7.4.1.2	Dimenzioniranje nosilca Y4	112
	7.4.1.1	Dimenzioniranje nosilca Y7	
	7.4.1	Dimenzioniranje nosilcev	
7	.4 Dir	menzioniranje najbolj obremenjenega okvira	
	7.3.4.3	Dimenzioniranje jedra na dnu sedme etaže (višina 16,57 m)	
	7.3.4.2	Dimenzioniranje jedra na dnu četrte etaže (višina 7,93 m)	
	7.3.4.1	Dimenzioniranje jedra ob vpetju	
	7.3.4	Osno-upogibno dimenzioniranje jedra	
	7.3.3.5	Desni spodnji del jedra J5	97
	7.3.3.4	Levi spodnji del jedra J4	96
	7.3.3.3	Desni del jedra J3	94
	7.3.3.2	Del jedra J2	92
	7.3.3.1	Levi del jedra J1	90
	7.3.3	Dimenzioniranje jedra na strig	90
	7.3.2.6	Desni del jedra J3 (sedma etaža, do vrha)	

VIII

KAZALO SLIK

Slika 1 - Tloris tipične etaže (tretja etaža z = 7,93 m)	2
Figure1: Floor plan for a typical story (thirld floor z = 7,93m)	2
Slika 2 - Vzdolžni prerez stavbe	3
Figure 2: Longitudinal cross - section	3
Slika 3 - Prečni prerez stavbe	4
Figure 3: Cross - section of the building	4
Slika 4 - Prerez stopnicah	8
Figure 4: Cross - section of the stairscase	8
Slika 5 - Konstrikcijski sistem strehe (leseno paličje)	11
Figure 5: Roof structural system (timber truss)	11
Slika 6 - Konstrikcijski sistem najvišjega dela strehe	11
Figure 6: Structural system of the roofs highest point	11
Slika 7 - Vzdolžni prerez konstrukcijskega sistema strehe	12
Figure 7: Longitudinal cross - section of the roof	12
Slika 8 - Tloris strehe	12
Figure 8 - Roof plan	12
Slika 9 - Karta potresne nevarnosti v Makedoniji	19
Figure 9: European Seismic Hazard Model - Macedonia	19
Slika 10 - Legenda barv ki pokažejo velikosti talnega pospeška	19
Figure 10 - Colourlegend - ground acceleration	19
Slika 11 - Krivulja talnega pospeška na območju Bitoli v R. Makedoniji	20
Figure 11 - Ground acceleration curve for the Bitola surrounding area	20
Slika 12 - Merila za pravilnost po višini	22
Figure 12 - Criteria for regularity in elevation	22
Slika 13 - Tloris prve etaže (AB nosilne stene obkrožene z zeleni barvi)	24
Figure 13 - Plan view of the first floor (load bearing walls are highlighted in green)	24
Slika 14 - Projektni potresni spekter	26
Figure 14 - Design seismic responce spectrum	26
Slika 15 - SAP model za ploščo v prvi etaži	27
Figure 15 - SAP model for analyses of the slab in the first floor	27
Slika 16 - Podajanje linijske obtežbe plošče zaradi predelnih stenah	28
Figure 16 - Line loads of the mathematical model for the interstorey slab	28
Slika 17 - Podajanje koristne obtežbe plošče - obtežba upoštevana po celotni plošči	(enote
kN/m²)	29
Figure 17 - Definition of the imposed load on the slab - load applied over the whole sla	b area
(units kN/m²)	29

Slika 18 - Podajanje koristne obtežbe plošče - shema šahovnice 1 (enote kN/m²)......29 Figure 18 - Definition of the imposed load on slab - chessboard scheme 1 (units Slika 19 - Podajanje koristne obtežbe plošče - shema šahovnice 2 (enote kN/m²)......30 Figure 19 - Definition of the imposed load on slab - chessboard scheme 2 (units Slika 25 - Določitev lo za račun sodelujoče širine pasnice (povzeto po SIST EN 1992-1-1, točka Figure 25 - Definition of *l*_o, for calculation of effective flange width (taken after SIST EN 1992-Slika 26 - Parametri za določitev sodelujoče širine pasnice (povzeto po SIST EN 1992-1-1, Figure 26 - Effective flange width parameters (taken after SIST EN 1992-1-1, article Figure 27 - Floor plan for a typical story with all beams names......40 Figure 28 - 3D model of the building in Etabs.....41 Slika 29 - Množitelji togosti linijskih elementov......41 Figure 29 - Stiffness modifiers for line elements......41 Slika 30 - Spremenjeni parametri pri stenah42 Figure 30 - Modifiers for analysis of walls......42 Slika 31 – Prva nihajna oblika......45 Figure 31 - First modal shape......45 Slika 32 - Druga nihajna oblika46 Figure 32 - Second modal shape......46 Slika 33 - Tretja nihajna oblika......46

Х

Figure 33 - Third modal shape	46
Slika 34 - Etažne prečne sile PotresXY	48
Figure 34 - Story shears for load case PotresXY	48
Slika 35 - Prikaz pomikov centrih mas po etažih	50
Figure 35 - Displacements of stories by center of mass	50
Slika 36 - Pomik v desnem vogalu stavbe v strehi zaradi obtežni primer PotresXY	52
Figure 36 - Displacement in the upper right corner (roof flor plan) – Load Case PotresXY	52
Slika 37 - Izbrani konstrukcijski elementi za dimenzioniranje	54
Figure 37 - Chosen structural elements for design	54
Slika 38 - Prečni prerezi Stene X po višini	55
Figure 38 - Cross-sections of the Wall X along it's height	55
Slika 39 - Prečne sile Stene X za negativno potresno kombinaicjo [A_{Ed} -]	58
Figure 39 - Shear forces in Wall X for the negative seismic combination [A _{Ed} -]	58
Slika 40 – Upogibni momenti Stene X v smeri močne osi (kombinaciji A_{Ed} – in A_{Ed} +)	59
Figure 40 - Bending moments about the strong axis of the Wall X (combinations $\mathrm{A}_{\mathrm{E}c}$	_d - in
A _{Ed} +)	59
	63
Figure 41 - Interaction diagram for bi-axial bending of the Wall X for section at the base	(z =
0m)	63
Slika 42 – Interakcijski diagram za dvoosni upogib Stene X za prerez na višini z = 5,05 m.	64
Figure 42 - Interaction diagram for two-axial bending of the Wall X for the section at height	t <i>z</i> =
5,05 m	64
Slika 43 - Interakcijski diagram za dvoosni upogib Stene X za prerez na višini <i>z</i> = 10,81 m	ı. 65
Figure 43 - Interaction diagram for bi-axial bending of Wall X - section at height $z = 10$	0,81
m	65
Slika 44 - Upogibni momenti Stene Y (kombinaciji A_{Ed} – in A_{Ed} +)	70
Figure 44 - Bending moments in Wall Y (combinations A_{Ed} - in A_{Ed} +)	70
Slika 45 - Potek prečnih sil po višini stene Y	71
Figure 45 - Shear forces for Wall Y	71
Slika 46- Interacijski dijagram Stene Y - enoosni upogib pri vpetju	76
Figure 46 - Interaction diagram of the Wall Y for the section at the base	76
Slika 47 – Iteracijski dijagram Stene Y - enoosni upogib na višini 7,93 m	78
Figure 47 - Interaction diagram of the Wall Y for section at height 7,93 m	78
Slika 48 – Interakcijski diagram Stene Y za prerez na višini 16,57m	79
Figure 48 - Interaction diagram of the Wall Y for section at height 16,57 m	79
Slika 49 - Jedro AB sten okoli dvigala v tlorisu in 3D pogledu	80
Figure 49 - RC core around the elevator in 3D view	80

Slika 50 - Jedro konstrukcije, z označenimi sestavnimi deli	81
Figure 50 - Building core with it's components marked	81
Slika 51 - Preliminarna skica velikosti in položaju robnih elementov jedra	83
Figure 51 - Preliminar sketch for the location and size of the edge elements of the core	83
Slika 52 - Potek prečnih sil po višini levega dela jedra – J1	90
Figure 52 - Shear forces in the core for part J1	90
Slika 53 - Potek prečnih sil po višini dela J2 (prikazane sile so že zmanjšane za 16 %).	92
Figure 53 - Shear forces for component J2 (forces are already reduced by 16 %)	92
Slika 54 - Potek prečnih sil po višini v delu J3	94
Figure 54 - Shear forces for component J3	94
Slika 55 - Potek prečnih sil dela J4	96
Figure 55 - Shear forces for component J4	96
Slika 56 - Potek prečnih sil dela J5	97
Figure 56 - Shear forces for component J5	97
Slika 57 – Upogibni momenti jedra – $M_{ed,2}$ (kombinaciji A_{Ed} – in A_{Ed} +)	98
Figure 57 - Bending moments in the the core – $M_{ed,2}$ (combinations A_{Ed} - in A_{Ed} +)	98
Slika 58 – Upogibni momenti jedra – $M_{ed,3}$ (kombinaciji A_{Ed} – in A_{Ed} +)	99
Figure 58 - Bending moments in the core – $M_{ed,3}$ (combinations A_{Ed} - in A_{Ed} +)	99
Slika 59 – Interakcijski diagram jedra z dvoosnim upogibom pri <i>N</i> = -3761 kN (tlak)	100
Figure 59 - Interaction bi-axial bending diagram of the core for $N = 3761$ kN (compressio	on)100
Slika 60 - Interakcijski diagram jedra za dvoosni upogib pri osni sili <i>N</i> = 277 kN (nateg)) 101
Figure 60 - Interaction diagram of the core for bi-axial bending with axial fornce $N =$	277 kN
(tension)	101
Slika 61 - Interakcijski diagram jedra za dvoosni upogib pri osni sili <i>N</i> = 174 kN (h = 7	7,93 m)
	102
Figure 61 - Interaction diagram of the core for bi-axial bending with axial force $N = 174$	4 kN (<i>h</i>
= 7.93 m)	102
Slika 62 - Interakcijski diagram jedra za dvoosni upogib pri osni sili N = -39 kN (h = 16	6.57 m)
	103
Figure 62 - Interaction diagram of the core for bi-axial bending with axial force $N = -39$	kN (<i>h</i> =
16.57 m).	
Slika 63 - Izbrani okvir za dimenzioniranie (dimenzioniramo srednii steber in nosilce, s	caterimi
se steber stikuje)	104
Figure 63 - Chosen frame for designing (we design the column in the middle and all	beams
that connect with it)	104
Slika 64 - Oznake elementov izbranega okviria	105
Figure 64 - List of elements that compose the selected frame	105
i gare et a liet et ciontente that compose the selected frame	

Slika 65– Sodelujoča širina <i>b_{eff}</i> pasnice gred, ki so vpete v stebre (SIST EN 1998-1:20	05)106
Figure 65 - Effective flange width <i>b_{eff}</i> for beam framing into columns (taken from Figu	ure 5.5,
SIST EN 1998-1:2005)	106
Slika 66 - Računsko potrebna armatura nosilca Y7 v tretji etaži	109
Figure 66 - Computationally required reinforcement for the beam Y7 on the third floor	109
Slika 67 - Prečne sile v gredah, določene s postopkom načrtovanja nosilnosti (Slika 5.	1, SIST
EN 1998-1:2006)	110
Figure 67 - Shear forces in beams, calculated with the capacity design method (Figu	ure 5.1,
SIST EN 1998-1:2006)	110
Slika 68 – Računsko potrebna armatura v gredi Y4 v tretji etaži	114
Figure 68 - Computationally required reinforcement for Y4 beam on the third floor	114
Slika 69 - Potrebna vzdolžna armatura v stebru pri vpetja	119
Figure 69 - Computationally required longitudinal reinforcement at the support of the	column
(<i>h</i> = 0 m)	119
Slika 70 – Prereza in armature stebra v prvi etaži	124
Figure 70 - Cross-section and reinforcement of the column in the first floor	124

XIII

KAZALO PREGLEDNIC

Fable 1 - Mechanical properties for concrete type C30/37
Preglednica 2 - Mehanske lastnosti jekla S5005
Cable 2 - Mechanical properties for steel S5005
Preglednica 3 - Konstrukcijski sklop medetažne konstrukcije v stanovanju6
Cable 3 - Slab cross-section layers for a typical floor6
Preglednica 4 - Konstrukcijski sklop medetažne konstrukcije v tehničnem nadstropju7
Fable 4 - Slab cross- ection layers for the technical floor (first floor)
Preglednica 5 - Konstrukcijski sklop medetažne konstrukcije na balkonih
Fable 5 - Slab cross-section layers for a balcony7
Preglednica 6 - Izračun lastneteže stopnic in stopniščne plošče
Fable 6 - Calculation of the self load for the staircase9
Preglednica 7 - Obtežba predelnih sten in stopnic v prvem nadstropju (h_s = 2,35 m)9
Table 7 - Loads from the masonory inner walls and staircase for first floor (h_s = 2,35 m)9
Preglednica 8 - Obtežba predelnih sten in stopnic v vseh ostalih etaž razen sedme etaže ($h_{\mathcal{S}}$
= 2,73 m)10
Table 8 - Loads from the masonary inner walls and staircase for for all floors accept the
seventh ($h_s = 2,73$ m)10
Preglednica 9 - Obtežba predelnih sten in stopnic v sedmi etaži (h_s = 2,53 m)10
Table 9 - Masonary walls and staircase load for the seventh floor (h_s = 2,53 m)10
Preglednica 10 – Obtežba predelnih sten, stopnicah ter balkonsko ograjo za vsako nadstropje
kN/m²]11
Table 10 - Inner walls, staircase and balcony fence load for all floors [kN/m ²]11
Preglednica 11 - Račun obtežbo strešne konstrukcije13
Fable 11 - Calculation of the roof self load13
Preglednica 12 - Kategorija uporabe - (SIST EN 1991-1-1, člen 6.3.1.2)
Fable 12 - Categories of use – (SIST EN 1991-1-1, section člen 6.3.1.2)
Preglednica 13 - Koristne obtežbe na tleh, balkonih in stopnicah (SIST EN 1991-1-1,člen
5.3.1.2)
Table 13 - Imposed loads for floors, balconies and staircases (SIST EN 1991-1-1, section
5.3.1.2)
Preglednica 14 - Vrednosti φ za račun ψ (E,i) (SIST EN 1998-1: 2005, člen 4.2.4)16
Table 14 - Values of φ for the calculation of $\psi(E,i)$ (SIST EN 1998-1: 2005, section 4.2.4)16
Preglednica 15 - Kategorije tla z opisom po JUS standardih (Službeni list SFRJ)17
Table 15 - Ground categories with description for JUS standards (Službeni list SFRJ)17
Preglednica 16 - Tipi tal (SIST EN 1998-1 : 2005)18

XIV

Table 16 - Ground types (SIST EN 1998-1 : 2005)	18
Preglednica 17 - Vrednosti parametrov, ki opisujejo priporočen elastični spekter odziva (S	SIST
EN 1998-1 : 2005)	18
Table 17 - Parameter values, that describe the reccomended responce spectrum (SIST	. EN
1998-1 : 2005)	18
Preglednica 18 - Osnovne vrednosti faktorja obnašanja q_{\circ} za sisteme, ki so pravilni po v	višini
(SIST EN 1998-1 2005)	23
Table 18 - Basic behavior factors q_o for systems that are regular by elevation (SIST EN 19	998-
1 2005)	23
Preglednica 19 - Armatura za maksimalni pozitivni moment <i>M_{xx,max}</i> v plošči	34
Table 19 - Reinforcement for maximum moment <i>M_{xx,max}</i> in the slab	34
Preglednica 20 - Armatura za maksimalni pozitivni moment <i>M_{yy,max}</i> v plošči	34
Table 20 - Reinforcement for maximum moment <i>M_{yy,max}</i> in the slab	34
Preglednica 21 - Armatura za minimalni negativni moment <i>M_{xx,min}</i> v plošči	35
Table 21 - Reinforcement for minimal negative moment $M_{xx,min}$ in the slab	35
Preglednica 22 - Armatura za minimalni negativni moment <i>M_{yy,min}</i> v plošči	35
Table 22 - Reinforcement for minimal negative moment $M_{yy,min}$ in the slab	35
Preglednica 23 - Preglednica razmerja med razpetino in statično višino armiranobeton	skih
elementov brez tlačne osne sile (SIST EN 1991-1-1: 2005, PREGLEDNICA 7.4 N)	37
Table 23 - Ratio of the lenght of the element and static height of the cross-section,	, for
reinforced concrete elements without compressive forces (SIST EN 1992-1-1: 2005)	37
Preglednica 24 - Vsi nosilci v tipični etaži v smeri X, s pripadajočimi širinami zaradi plošče	÷. 40
Table 24 - All X axis oriented beams in a typical flour, with their calculated flang width	40
. Preglednica 25 - Vsi nosilci v tipični etaži v smeri Y, s svojo pripadajočo širino od plošče	40
Table 25 - All Y axis oriented beams in a typical flour, with their calculated flang width	40
Preglednica 26 - Izračunane ploskovne obtežbe [kN/m²] za modelu v Etabs	43
Table 26 - Calculated area loads [kN/m²] for the Etabs model	43
Preglednica 27 - Primerjava mas dobljenihs peš računom in rezultatih iz Etabsa	43
Table 27 - Comparison of the calculated masses with those given by Etabs	43
Preglednica 28 - Nihajni časi in efektivne mase	44
Table 28 - Modal periods and participating mass ratios	44
Preglednica 29 - Kontrola celotne potresne sile iz programa Etabs glede na spodnjo in zgo	ornjo
mejo - potres v X in Y smeri	47
Table 29 - Control of the total seismic force in regard to both highest and lowest allo	wed
value	47
Preglednica 30 - Razmerje med celotno prečno silo in celotno težo konstrukcije	48
Table 30 - Total seismic force / total structure mass ratio	48

Preglednica 31 - Kontrola MSU za konstrukcijo za Load Case PotresXY	. 51
Table 31 - SLS control of displacements for Load Case PotresXY	51
Preglednica 32 - Kontrola vpliv TDR za Load Case PotresXY	. 52
Table 32 - Control of displacements using the "Second order theory" for load case PotresXY	<i>'</i> .52
Preglednica 33 - Pomiki po etažah pri dilataciji (pomiki niso poravnani, s ciljem da je vio	dno
koliko je dejanski skupni pomik na vrhu stavbe)	. 53
Table 33 - Displacements for all stories at the dilatation (the displacements at every floor	are
total, from z =0)	53
Preglednica 34 - Spreminjanju osne sile po višini Stene Y zaradi obtežbe stopnicah	. 69
Table 34 - Modified axial force on every floor for Wall Y, because of the load of the staircase.	69
Preglednica 35 - Delež potresne obtežbe ki odpade na stebrih in stenah	104
Table 35 - Percentage of the seismic load for the load bearing walls and frames	104
Preglednica 36 - Vrednosti prečnih sil po metodi načrtovanja nosilnosti za nosilec Y7 ´	111
Table 36 - Values of the shear forces for beam Y7 calculated with the capacity des	sign
method1	11
Preglednica 37 - Vrednosti prečnih sil po metodi načrtovanja nosilnosti za nosilec Y4 ´	115
Table 37 - Values of the shear forces for beam Y4 calculated with the capacity des	sign
method	115
Preglednica 38 - Računsko potrebnih količin zgornje in spodnje armature za obravnava	anih
nosilcev po višini stavbe	116
Table 38 - Calculated upper and lower longitudinal reinforcement for the selected beams a	t all
floors1	116
Preglednica 39 - Armaturna mreža (spodnja in zgornja) v plošči v območju nosilcih ´	116
Table 39 - Reinforcement meshes (upper and lower) in the slab at the area of the beams \cdot	116
. Preglednica 40 - Potrebna armatura v nosilcih, po odštevanju armaturih mrež iz ploščah	117
Table 40 - Computationally required reinforcement, after deduction of the mesh reinforcem	ient
from the slabs	117
Preglednica 41 - Izbrana armatura v nosilcih Y7 v vseh etažah	117
Table 41 - Selected reinforcement for the Y7 beams in each floor	117
Preglednica 42- Izbrana armatura v nosilcih Y4 v vseh etažah	117
Table 42 - Selected reinforcement for the Y4 beams in each floor	117
Preglednica 43 - Kombinacije sil in momentov za dimenzioniranje stebra ob vpetju	118
Table 43 - The combination of forces and moments for the design of the section at the base	e of
the column	118
Preglednica 44 - Računsko potrebna in izbrana armatura stebra pri vsaki etaži	120
Table 44 - Computationally required and selected longitudinal reinforcement for the column	n in
each floor1	120

ST EN 1998-1)
i v pritličju in v
st two levels of
122

SEZNAM PRILOG

PRILOGA A: ARHITEKTURNE PODLAGE STAVBE	A
A.1 Tloris tipične etaže	A1
A.2 Vzdolžni prerez stavbe	A2
A.3 Prečni prerez stavbe	A3
PRILOGA B: ARMATURNI NAČRTI KONSTRUKCIJSKIH ELEMENTOV	В

B1 Armaturni načrt stene X (3 prerezi)	B1
B2 Armaturni načrt stene Y (3 prerezi)	B2
B3 Armaturni načrt jedru pri dvigala (pri vpetju)	В3
B4 Armaturni načrt jedru pri dvigala (na dnu četrte etaže)	B4
B5 Armaturni načrt jedru pri dvigala (na dnu sedme etaže)	B5
B6 Armaturni načrt stebra in nosilcev	B6

1 UVOD

Projektiranje AB stanovanjskih stavb je ključna faza gradnje stavb po celem svetu. Kompleksnost projektiranja ni odvisna le od geometrije stavbe (velikosti, višine), ampak tudi od lokacije, saj se potresna nevarnost spreminja z lokacijo, kot tudi spremenljivih obtežbah. V Evropi so najbolj nevarna potresna območja na jugu Evrope, kot so Španija, Portugalska, Italija in tudi del Balkana, na primer, jug Dalmacije, Črna gora in Makedonija. Obravnavana stavba se nahaja v Bitoli (Makedoniji), kjer je potresna nevarnost visoka, kot je v Sloveniji.

V magistrski nalogi projektiramo nosilno konstrukcijo 8-etažne AB stanovanjske stavbe, ki se nahaja v Bitoli v Republiki Makedoniji. Gre za že zgrajeno stavbo, za katero imamo na razpolago arhitekturne podloge, (priloge A1, A2 in A3). Nosilna konstrukcija stavbe je bila projektirana v skladu z Jugoslovanskim standardom. V magistrski nalogi obstoječo zasnovo stavbe analiziramo in projektiramo v skladu z Evrokodom. Pri projektiranju se osredotočimo na potresno analizo in na dimenzioniranje tipičnega okvira ter glavnih nosilnih sten. Poleg tega izvedemo tudi analizo in dimenzioniranje najbolj obremenjene medetažne plošče. Za izbrane konstrukcijske elemente izdelamo tudi armaturne načrte.

Magistrska naloga ima poleg uvoda še sedem poglavij. V drugem poglavju predstavljamo obravnavani objekt in uporabljene materiale. V tretjem poglavju so predstavljeni vplivi na konstrukcijo. V četrtem poglavju modeliramo in analiziramo medetažno konstrukcijo prvega nadstropja, s pomočjo idealiziranega modela izdelanega s programom SAP2000. Na podlagi rezultatov analize nato v petem poglavju dimenzioniramo medetažno konstrukcijo. V šestem poglavju izvedemo potresno analizo stavbe in naredimo kontrolo dovoljenih pomikov (mejnega stanja uporabnosti) in učinkov teorije drugega reda ter preverimo izračunano velikost celotne potresne sile. V sedmem poglavju je predstavljeno dimenzioniranje izbranih konstrukcijskih sten in najbolj obremenjenega okvira. Za dimenzionirani elementi konstrukcije so izrisani armaturni načrti ki so predstavljeni v prilogah B (Priloga B1, B2, B3, B4, B5, B6). Pri risanju armaturnih načrtov smo uporabili program AutoCad (Autodesk, Inc. 2017).V zaključkih so nato podane bistvene ugotovitve študije.

2 PREDSTAVITEV OBRAVNAVANEGA OBJEKTA

2.1 Opis objekta

Obravnavana stavba ima pritličje, sedem nadstropij in je pokrita z dvokapno streho. Medetažne konstrukcije so podprte z armiranobetonskimi okvirji in stenami. Predelne stene so zidane z opeko.

Nosilna konstrukcija stavbe je zasnova kot prostorski mešani sistem, sestavljen iz sten in okvirov . Geometrija objekta je prikazana na slikah 1, 2 in 3. Na sliki 1 je prikazan tloris tipične etaže, medtem ko sta na slikah 2 in 3 prikazana še vzdolžni in prečni prerez. Stavba je sestavljena iz dveh zrcalno simetričnih delov, ki sta ločena z 10 cm debelo dilatacijo. Zaradi simetrije v magistrski nalogi obravnavamo le en del. Tloris ena polovice stavbe je 34 m dolg in 12 m širok. Skupna višina stavbe znaša 22,1 m. Etažne višine stavbe so 2,88 m, z izjemo prve dve etaže, ki je nekoliko nižja (2,5 m). S slike 1 je razviden položaj stebrov in sten stavbe. Stebri so kvadratnega prereza, pri čemer je v prvih dveh etažah (do višine z = 5,05 m) stranica prereza 70cm, v naslednjih dveh etažah (do dnu četrte etaže – z = 10,81 m) je stranica 60 cm, od tam do vrhu stavbe je pa stranica prereza 50 cm.

Vidimo lahko, da je konstrukcijski sistem nesimetričen v tlorisu, saj je jedro postavljeno ekscentrično glede na center mase etaže. Neregularnost stavbe je natančneje razložena v petem poglavju, kjer so prikazani tudi rezultati modalne analize.



Slika 1: Tloris tipične etaže (tretja etaža z = 7,93 m) Figure 1: Plan view of a typical story (third floor z = 7,93m)



Slika 2: Vzdolžni prerez stavbe

Figure 2: Longitudinal cross-section of the building



Figure 3: Transversal cross-section of the building

2.2 Uporabljeni materiali

Pri projektiranju stavbe smo izbrali beton kvalitete C30/37, ki zadošča zahtevam za projektiranje za srednjo stopnjo duktinosti (DCM) po standardu (SIST_EN 1998-1:2005, člen 5.3.2). Standard podaja omejitev, da razred tlačne trdnosti betona v primarnih potresnih elementih ne sme biti manjši od C16/20. Za armiranje uporabimo rebrasto armaturo oz. mreže, sestavljene iz rebrastih palic, kvalitete S500 razdreda duktilnosti B. V skladu z nacionalnim dodatkom (SIST_EN 1992-1-1:2005/A101:2006, Opomba 2.4.2.4(1)), pri projektiranju upoštevamo delni materialni faktor za beton γ_c = 1,5 in delni materialni faktor za jeklo γ_s = 1,15. Lastnosti betona in jekla, ki so uporabljene

pri analizi in dimenzioniranju so prikazane v Preglednicah1 in 2.

Preglednica 1: Mehanske lastnosti betona C30/37

Table 1: Mechanical properties for concrete type C30/37

Beton C30/37	
Karakteristična tlačna trdnost betona <i>f_{ck}</i>	3,0 kN/cm ²
Projektna tlačna trdnost betona <i>f_{cd}</i>	2,0 kN/cm ²
Povprečna natezna trdnost <i>f_{ctm}</i>	0,29 kN/cm ²
Elastični modul <i>E_{cm}</i>	3300 kN/cm ²
Delni varnostni faktor za beton γ_c	1,5
Specifična gostota γ	25 kN/m ³

Preglednica 2: Mehanske lastnosti jekla S500

Table 2: Mechanical properties for steel S500

S500	
Karakteristična napetost na meja tečenja <i>f_{yk}</i>	50 kN/cm ²
Projektna vrednost napetosti na meji tečenja f _{yd}	43,48 kN/cm ²
Elastični modul <i>E</i> s	21000 kN/cm ²
Delni varnostni faktor za jeklo γ_s	1,15
Specifična gostota $ ho_s$	78,5 kN/m ³

3 VPLIVI NA KONSTRUKCIJO

3.1 Lastna in stalna obtežba

Izračun lastne teže medetažnih konstrukcij je prikazan v preglednicah 3, 4 in 5. Za vsak sloj konstrukcijskega sklopa sta podana debelina in prostorninska teža, iz katerih izračunamo lastno težo (na kvadratni meter). Kot je razvidno iz spodnjih preglednic je lastna teža pri balkonih nekoliko večja kot v stanovanjih in na hodnikih.

• stanovanje in hodnik

Preglednica 3: Konstrukcijski sklop medetažne konstrukcije v stanovanju Table 3: Slab cross-section layers for a typical floor

STANOVANJE							
Materijal	Debelina [m]	Prostorninska teža [kN/m3]	Lastna teža [kN/m2]				
Parket	0,02	7	0,14				
Lepilo	0,005	19	0,095				
Cementni estrih	0,04	22	0,88				
EPS	0,02	0,25	0,005				
AB plošča	0,15	25	3,75				
Omet	0,01	22	0,22				
		Σg	5,09				

• tehnično nadstropje

Preglednica 4: Konstrukcijski sklop medetažne konstrukcije v tehničnem nadstropju Table 4: Slab cross-section layers for the technical floor (first floor)

Tehnično nadstropje							
Materijal	Debelina [m]	Prostorninska teža [kN/m3]	Lastna teža [kN/m2]				
Keramika	0,02	23	0,46				
Lepilo	0,005	19	0,095				
Cementni estrih	0,04	22	0,88				
EPS	0,02	0,25	0,005				
AB plošča	0,15	25	3,75				
Omet	0,01	22	0,22				
		Σg	5,55				

• balkon

Preglednica 5: Konstrukcijski sklop medetažne konstrukcije na balkonih Table 5: Slab cross-section layers for a balcony

BALKON + LOGGIA						
Materijal	Debelina [m]	Prostorninska teža [kN/m3]	Lastna teža [kN/m2]			
Keramika	0,02	23	0,46			
Lepilo	0,005	19	0,095			
Cementni estrih	0,05	22	1,1			
HI 2xflex bitufix	0,008	13	0,104			
AB plošča	0,15	25	3,75			
Omet	0,01	19	0,19			
		Σg	5,7			

• Linijska obtežba zaradi betonskih ograj na balkonih.

AB del ograje na balkonih ima prerez b/h = 10/50 cm (Slika 3), kar nam da linijsko obtežbo od 1,25 kN/m. Težo jeklenega dela ograje smo ocenili na 0,75 kN/m. Skupna linijska obtežba balkonske ograje znaša tako 2 kN/m. Obtežbo ograje v računskem modelu stavbe poenostavljeno upoštevamo kot enakomerno zvezno obtežbo po tlorisu etaže.

• Predelne stene in stopnišče

V stavbo so vgrajeni trije različni tipi opečnih predelnih sten, ki se razlikujejo po debelini. Debeline predelnih sten znašajo 25 cm, 16 cm in 12 cm. Linijska obtežba predelnih sten se spreminja v odvisnosti ob debeline in višine predelnih sten (svetle višine nadstropja). Obtežbe predelnih sten v računskem modelu upoštevamo kot enakomerne zvezne obtežbe po tlorisih vseh etaž. V ta namen najprej izračunamo skupno težo sten (v kN) in jo nato podelimo s površino etaže. Seštete so zraven tudi obtežbe zaradi stopnic in steklene fasade. Najprej je prikazan izračun teže stopnišča, v nadaljevanju pa so vse obtežbe seštete, tako da določimo rezultanto za vsako etažo (v kN).



Slika 4: Prerez stopnicah Figure 4: Cross-section of the staircase

Preglednica 6: Izračun lastneteže stopnic in stopniščne plošče

STOPNICE								
Material	Debelina [m]	Širina [m]	Skupni volumen [m³]	γ [kN/m³]	Teža [kN]			
Keramika	0,02	30	0,14	23	3,23			
AB stopnica x 18	0,16	0,30	0,562	25	14,04			
AB plošča	0,17	2,6 x 2,4	1,061	25	26,52			
				ΣG	43,79			

Table 6: Calculation of the self load for the staircase

Na podlagi prostorninske teže in debeline plasteh pri konstrukcijskem sklopu stopnišča, izračunamo skupno težo stopnišča, ki znaša 43,8 kN. Lastna teža podesta, ki ga sestavljata plošča z debelino 15 cm in keramika 2 cm, je 4,2 kN/m². Če to pomnožimo s ploščino podesta, dobimo rezultanto v kN, ki jo prištejemo k zgornji izračunani rezultanti obtežbe stopnic in dobimo $G_{stopnice+podest}$ = 52,4 kN.

Preglednica 7: Obtežba predelnih sten in stopnic v prvem nadstropju (h_s = 2,35 m) Table 7: Loads from the masonry inner walls and staircase for the first floor (h_s = 2,35 m)

PREDELNE STENE + fasada + stopnice prvo nadstropje								
debelina [m]	obtežba [kn/m2]	dolžina [m]	<i>hs</i> [m] - svetla višina	obtežba [kn/m]	obtežba [kN]	masa [t]		
0,12	2,03	21,62	2,35	4,77	103,14	10,51		
0,25	3,00	27,80	2,10	6,30	175,14	17,85		
	Fasada in stopnice - prvo nadrstropje							
steklena fasada	2,20	51,95	2,10	4,62	240,01	24,47		
stopnice					52,40	5,34		
skupaj					570,69	58,17		

V preglednici 7 je za stekleno fasado in predelnih stenah z debelino 25 cm svetla višina 2,10 m namesto 2,35 m, zaradi odšteto višino nosilcev ki se nahajajo nad njih. Na isti način je pri fasadi in nekaterih stenah zmanjšana svetla višina v ostalih nadstropij.

Preglednica 8: Obtežba predelnih sten in stopnic v ostalih etažah (h_s = 2,73 m) Table 8: Loads from the masonary inner walls and staircase, for all floors accept the seventh

PREDELNE STENE - ostala nadstropja							
debelina [m]	obtežba [kn/m2]	dolžina [m]	hs [m] - svetla višina	obtežba [kn/m]	obtežba [kN]	masa [t]	
0,12	2,03	34,50	2,73	5,54	191,20	19,49	
0,16	2,33	28,75	2,43	5,66	162,78	16,59	
0,25	3,00	40,70	2,43	7,29	296,70	30,24	
Fasada, stopnice in betonska ograja - ostala nadrstropja							
steklena fasada	2,20	17,00	2,43	5,35	90,88	9,26	
betonska ograja		35,70		2,00	71,40	7,28	
stopnice					52,40	5,34	
skupaj					865,36	88,21	

(*h*_s = 2,73 m)

Preglednica 9: Obtežba predelnih sten in stopnic v sedmi etaži (h_s = 2,53 m) Table 9: Loads from the masonry inner walls and staircase for the seventh floor(h_s = 2,53 m)

PREDELNE STENE - 7 nadstropje							
debelina [m]	obtežba [kn/m2]	dolžina [m]	h [m] - svetla višina	obtežba [kn/m]	obtežba [kN]	masa [t]	
0,12	2,03	34,50	2,53	5,14	177,19	18,06	
0,16	2,33	28,75	2,20	5,13	147,37	15,02	
0,25	3,00	40,70	2,20	6,60	268,62	27,38	
	Fasada, stopnice in betonska ograja - 7 nadrstropje						
steklena fasada	2,20	17,00	2,20	4,84	82,28	8,39	
betonska ograja		35,70		2,00	71,40	7,28	
stopnice					26,20	2,67	
skupaj					773,06	78,80	

Skupne teže, dobljene za vsako etažo (preglednice 7,8 in 9), delimo s površino etaže in določimo ploskovno obtežbo, ki jo nato uporabimo v računskem modelu v Etabsu. Dobljene obtežbe so prikazane v preglednici 10.

Preglednica 10: Obtežba predelnih sten, stopnicah ter balkonsko ograjo za vsako nadstropje

[kN/m²]

Obtežba zaradi predelne stene, stopnice in balkonsko ograjo				
Nadstropje	Obtežba [kN]	Površina nadstropja	Obtežba [kN/m^2]	
1	570,69	226,18	2,52	
2	899,56	409,76	2,20	
3	865,36	371,60	2,33	
4	865,36	371,60	2,33	
5	865,36	371,60	2,33	
6	865,36	371,60	2,33	
7	773,06	394,66	1,96	
streha	0,00	347,80	0,00	
streha+	0,00	37,83	0,00	

Table 10: Inner walls, staircase and balcony fence loads for all floors $[kN/m^2]$

Streha



Slika 5: Konstrikcijski sistem strehe (leseno paličje)

Figure 5: Roof structural system (timber truss)



Slika 6: Konstrikcijski sistem najvišjega dela strehe Figure 6: Structural system of the roofs highest point



Lesena strešna konstrukcija je naslonjena na AB ploščo debeline 12 cm. Kot je razvidno s slik 5 do 8 je konstrukcija strehe sestavljena iz nižjega in višjega dela. Višji del strehe je lociran v okolici stopnišča stavbe. Strešna konstrukcije višjega dela stavbe je postavljena na *AB* ploščo debeline 12 cm, ki se nahaja na koti 23,6 m. Pri računu lastne teže strešne konstrukcije poenostavljeno upoštevamo oba dela strehe skupaj. Ekvivalentno površinsko obtežbo dobimo tako, da skupno težo obeh delov strehe delimo s skupno površino obeh plošč.

Poleg lastne teže strešne konstrukcije je iz arhitekturnih načrtov razvidno, da je nad ploščo izvedena 10 cm debela toplotna izolacija in da je streha pokrita s strešno kritino s skupno površino 463,46m².Ti dve obtežbi tudi upoštevamo v računu. Skupna površina obeh strešnih *AB* plošč, na katere se streha naslanja znaša 384,6 m². Račun obtežbe strešne konstrukcije je prikazan v preglednici 11.

Preglednica 11: Račun obtežbo strešne konstrukcije

	Vzrok obtežbe	2	volumen [m3]	γ [kN/m3]	ploščina delovanja [m2]	Rezultanta [kN]
_	Lesena nosilna konstrukcija	ob straneh x 2	6,02	4,00	384, 6	48,16
		na sredini	4,02	4,00		16,08
	Toplotna izolacija d = 10 cm		/	0,25	384,60	9,62
	Strešna kritina q = 0,45 kN/m^2		/	/	463,46	208,56
	Skupaj		/	/	384,60	282,41

Table 11:Calculation of the roof self load

Kot je razvidno iz preglednice 11, znaša skupna teža (rezultanta) strežne konstrukcije 282 kN. Obtežba deluje na skupni površini 384,6 m², kar pomeni, da znaša površinska obtežba strešne konstrukcije 0,73 kN/m². V računskem modelu smo izračunano vrednost zaokrožili 0,8 kN/m².

3.2 Spremenljiva obtežba

3.2.1 Koristne obtežbe

V skladu z določili standarda SIST_EN 1991-1-1, člen 6.3.1.2 so koristne obtežbe površin odvisne od razreda uporabe. Predvideni razredi uporabe so opisani v preglednici 12, medtem ko so koristne obtežbe, ki jih upoštevamo za posamezne razrede uporabe, podane v preglednici 13. V skladu z nacionalnim dodatkom (SIST EN 1991-1-1:2004/A101) se upoštevajo podčrtane vrednosti iz preglednice 13 (preglednice 6.2 iz SIST EN 1991-1-1).

Za stanovanja v skladu z določili standarda (SIST_EN 1991-1-1, člen 6.3.1.2) upoštevamo kategorijo uporabe A (glej preglednico 12), za katero znašata koristni obtežbi na tleh in stopnicah q_k = 2,0 kN/m². Na balkonih se upošteva koristna obtežba q_k = 2,5 kN/m².

V prvem nadstropju se nahaja tehnična etaža objekta, v kateri so predvidene inštalacije in shrambe. Ocenjeno je, da se na območju tehnične etaže predvideva obtežba, ki je večja od predvidenih obtežb za razred uporabe A. Za tehnično etažo se zato upoštevana koristna obtežba 4 kN/m².

Preglednica 12: Kategorije uporabe -(SIST EN 1991-1-1, člen 6.3.1.2)

Table 12: Categories of use – (SIST EN 1991-1-1, section člen 6.3.1.2)

Kategorija	Opis uporabe	Primeri	
А	Bivalni prostori	Sobe v stanovanjih in hišah, spalnice in oddelki v bolnišnicah, spalnice v hoteli kuhinje v gostilnah in sanitarije	
В	Pisarne		
С	Površine, kjer se zbirajo ljudje (z izjemo površin v kategorijah A, B D ¹)	C1: Površine z mizami, npr. v šolah, kavarnah, restavracijah, jedilnicah, čitalnicah, sprejemnicah	
		C2: Površine s pritrjenimi sedeži, npr. v cerkvah, gledališčih in kinih, konferenčnih dvoranah, predavalnicah, skupščinskih dvoranah, čakalnicah, železniških čakalnicah	
	5, 5 7	C3: Površine brez ovir za gibanje ljudi, npr. v muzejih, razstaviščih, dostopnih prostorih v javnih in upravnih stavbah, hotelih, bolnišnicah, preddverja železniških postaj	
		C4: Površine za telesnokulturne dejavnosti, npr. plesne dvorane, telovadnice, odri	
		C5: Površine, na katerih lahko pride do gneče, npr. prireditvene stavbe, koncertne dvorane, športne dvorane vključno s tribunami, terase, dostopne površine, železniške ploščadi	
D	Trgovine	D1: Površine v trgovini na drobno	
		D2: Površine v veleblagovnicah	
1) Zlasti pri kategorijo	površinah C4 in C5 E glej preglednico 6	je treba upoštevati 6.3.1.1(2). Glej EN 1990, kadar je treba upoštevati dinamične učinke. Za .3.	
OPOMBA 1:	OPOMBA 1: Glede na pričakovano uporabo so površine, ki bi bile sicer lahko uvrščene v kategorijo C2, C3 ali C4, lahko uvrščene v kategorijo C5, če se tako odloči naročnik in/ali to določa nacionalni dodatek.		
OPOMBA 2:	Nacionalni dodatek lahko predvidi podkategorije za kategorije A, B, C1 do C5, D1 in D2.		
OPOMBA 3:	Za skladišča in industrijske površine glej 6.3.2.		

Preglednica 13: Koristne obtežbe na tleh, balkonih in stopnicah stavb (SIST EN 1991-1-1,člen 6.3.1.2)

Kategorije površin		q _k [kN/m ²]	Q _k [kN]
А	- tla na splošno	1,5 do <u>2,0</u>	2,0 do 3,0
	- stopnice	2,0 do 4,0	2.0 do 4.0
	– balkoni	2,5 do 4,0	2.0 do 3,0
В		2,0 do <u>3,0</u>	1,5 do <u>4,5</u>
С	- C1	2,0 do <u>3,0</u>	3,0 do <u>4,0</u>
	- C2	3,0 do <u>4,0</u>	2,5 do 7,0 (4,0)
	- C3	3,0 do <u>5,0</u>	4.0 do 7,0
	- C4	4,5 do <u>5,0</u>	3,5 do <u>7,0</u>
	- C5	5.0 do 7,5	3,5 do <u>4,5</u>
D	– D1	4.0 do 5.0	3,5 do 7,0 (4,0)
	– D2	4,0 do <u>5,0</u>	3,5 do <u>7,0</u>

Table 13: Imposed loads on floors, balconies and stairs in buildings (SIST EN 1991-1-1, section6.3.1.2)

3.2.2 Obtežba snega na strehi

V Republiki Makedoniji se za projektiranje stavb uporabljajo Jugoslovanski standardi. Bitola se nahaja na nadmorski višini 576 m. V skladu z lokalnimi predpisi znaša projektna obtežba snega v Bitoli 1 kN/m². Poudariti je potrebno, da se obtežba snega ne kombinira s potresno obtežbo, zato upoštevana obtežba snega ne vpliva na rezultate potresne analize stavbe.

3.2.3 Vpliv vetra

V magistrski nalogi vpliv vetra ni upoštevan, ker dimenzije in potrebna količina armature konstrukcijskih elementov (ter izvedba konstrukcijskih detajlov) za objekte, ki se nahajajo na območju z visoko potresno nevarnostjo, izhaja iz zahtev potresne odpornosti . V potresni projektni kombinaciji se obtežba vetra ne kombinira s potresno obtežbo.

3.3 Potresna obtežba

Konstrukcije na potresnih območjih je potrebno projektirati na potresno obtežbo. Če bi želeli, da bi konstrukcije prenesle močne potrese brez poškodb, bi v ta namen morali zelo povečati dimenzije konstrukcijskih elementov. Zaradi ekonomskih razlogov pa se običajne konstrukcije ne projektirajo na elastične potresne sile, ampak se potresna obtežba reducira v odvisnosti od sposobnosti sipanja energije konstrukcijskega sistema. Konstrukcije se v primeru močnih potresov lahko poškodujejo in na ta način sipajo potresne energijo, ne smejo pa se porušiti. Ker pri projektiranju dovolimo nastanek poškodb, je potrebno v območjih sipanja zagotoviti ustrezno duktilno obnašanje. Prav tako je potrebno v ostalih delih konstrukcije preprečiti neduktilne načine porušitve. Okvirne konstrukcije projektiramo tako, da sipajo energijo v prečkah, pri čemer moramo poškodbe stebrov preprečiti v skladu s principom načrtovanja nosilnosti (angl. capacity design). Stene projektiramo tako, da sipajo energijo na območju plastičnega členka ob vpetju stene, pri čemer moramo preprečiti neduktilne porušne mehanizme (npr. strižno porušitev).

3.3.1 Določitev potresne obtežbe po EC8

Izračun mase:

Maso konstrukcije določimo v skladu z naslednjo kombinacijo (SIST_EN 1998-1: 2005, člen 3.2.3.2):

$$m_{E,i} = m_G + \psi_{E,i} * m_{Q,i}$$
 (1)

kjer je:

 $\psi_{E,i}$...koeficient za kombinacijo za spremenljiv vpliv in

 $\psi_{E,i} = \varphi * \psi_{2,i}$...vrednosti φ je mogoče najti v nacionalnem dodatku, v preglednici 14 pa so prikazane vrednosti, ki jih predvideva EC8.

Preglednica 14: Vrednosti φ za račun ψ (E,i) (SIST EN 1998-1: 2005, člen 4.2.4) Table 14: Values of φ for the calculation of ψ (E,i) (SIST EN 1998-1: 2005, section 4.2.4)

Vrsta spremenljivega vpliva	Etaža	φ
kategorije A-C	vrhnja etaža (streha) zasedba nekaterih etaž je povezana etaže so zasedene neodvisno	1,0 0,8 0,5
kategorije D-F [°] in arhivi		1,0
* Kategorije so opredeljene v EN 1991-	.1-1:2002.	

Določitev faktorja $\psi_{E,i}$:

 $\psi_{E,i} = \varphi * \psi_{2,i} = 1,0 \cdot 0,3 = 0,3 \dots$ faktor za določitev mase vrhnje etaže oz. strehe

 $\psi_{E,i} = \varphi * \psi_{2,i} = 0.5 \cdot 0.3 = 0.15 \dots$ faktor za določitev mase ostalih etaž

Faktor $\psi_{2,i}$ za stanovanja ima vrednost 0,3.

Poleg izračuna mas posameznih etaž moramo izračunati še masni vztrajnostni moment. Masni
vztrajnostni moment m_{φ} določimo z enačbo:

$$m_{\varphi} = m \cdot r^2. \tag{2}$$

kjer je m masa posamezne etaže in r^2 je masni vztrajnostni polmer. V primeru enakomerno porazdeljene mase je masni vztrajnostni polmer določen kot

$$r^2 = \frac{I_x + I_y}{A_t}$$

kjer je:

 A_t ...predstavlja tlorisno površino stavbe.

 $I_x = \frac{L_y^{3'}L_x}{12}$vztrajnostni moment etažne plošče okrog x globalne osti $I_y = \frac{L_x^{3'}L_y}{12}$vztrajnostni moment etažne plošče okrog y globalne osi

3.3.2 Določitev tipa tal in projektnega pospeška tal.

Pri projektiranju stavb v Makedoniji se še vedno uporabljajo Jugoslovanski standardi. V teh standardih obstajajo 3 kategorije tal: I, II in III, ki so v srbskem jeziku razložene v preglednici 15. Pred gradnjo in projektiranjem objekta je bil izdelan geotehnični elaborat. Na podlagi tega elaborata je bilo ugotovljeno, da so tla pod 3 m globine sestavljena iz nabitega peščenega gramoza s strižnim kotom 34° in kohezijo enako 0. Opisana sestava tal se na podlagi opisa iz preglednice 15 uvršča v kategorijo II.

Preglednica 15: Kategorije tla z opisom po JUS standardih (Službeni list SFRJ) (v Srbščini) Table 15: Ground categories with description for JUS standards (Službeni list SFRJ) (in Serbian)

Kategorije tla	Karakteristični profil tla
ı	Stenovita i polustenovita tla (kristalaste stene, škriljci, karbonatne stene, krečnjak, laporac, dobro cementirani konglomerati i slično). Dobro zbijena i tvrda tla debljine manje od 60 m, od stabilnih naslaga šljunka, peska i tvrde gline iznad čvrste geološke formacije.
II	Zbijena i polutvrda tla, kao i dobro zbijena i tvrda tla debljine veće od 60 m, od stabilnih naslaga šljunka, peska i tvrde gline preko čvrste geološke formacije.
111	Malo zbijena i meka tla debljine veće od 10 m, od rastresitog šljunka, srednje zbijenog peska i teško gnječive gline, sa slojevima ili bez slojeva peska ili drugih nekoherentnih materijala tla.

Tip tal v Sloveniji določa standard (SIST EN 1998-1-2005 – člen 3.1.2), ki predvideva, da se vpliv značilnosti lokalnih tal na potresne vplive lahko zajame z uporabo tipov tal A, B, C, D in E, ki so

opisani s stratigrafskimi profili in parametri, navedenimi v preglednici 16.

Preglednica 16: Tipi tal (SIST EN 1998-1 : 2006, člen 3.1.2)

Table 16: Ground types(SIST EN 1998-1 : 2006 člen 3.1.2)

Tip tal	Opis stratigrafskega profila
A	Skala ali druga skali podobna geološka formacija, na kateri je največ 5 m slabšega površinskega materiala
В	Zelo gost pesek, prod ali zelo toga glina, debeline vsaj nekaj deset metrov, pri katerih mehanske značilnosti z globino postopoma naraščajo
С	Globoki sedimenti gostega ali srednje gostega peska, proda ali toge gline globine nekaj deset do več sto metrov
D	Sedimenti rahlih do srednje gostih nevezljivih zemljin (z nekaj mehkimi vezljivimi plastmi ali brez njih) ali pretežno mehkih do trdnih vezljivih zemljin
E	Profil tal, kjer površinska aluvialna plast z debelino med okrog 5 in 20 metri in vrednostmi v_s , ki ustrezajo tipoma C ali D, leži na bolj togem materialu z v_s > 800 m/s
S1	Sedimenti, ki vsebujejo najmanj 10 m debele plasti mehke gline/melja z visokim indeksom plastičnosti (PI > 40) in visoko vsebnostjo vode
S ₂	Tla, podvržena likvefakciji, občutljive gline ali drugi profili tal, ki niso vključeni v tipe A-E ali S ₁

Če naredimo primerjavo, vidimo da se kategorija tla II najbolj ujema s tipom tla C. Za projektiranje objekta v skladu z določili standarda SIST EN 1998-1 zato upoštevamo projektni spekter za tla tipa C.

Preglednica 17: Vrednosti parametrov, ki opisujejo priporočen elastični spekter odziva (SIST EN

1998-1 : 2005, člen 3.2.2.2)

Table 17: Parameter values, that describe the reccomended responce spectrum (SIST EN 1998-1 : 2005, section 3.2.2.2)

Tip tal	S	$T_{\rm B}(s)$	$T_{\rm C}$ (s)	$T_{\rm D}({ m s})$
A	1,0	0,15	0,4	2,0
В	1,2	0,15	0,5	2,0
С	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,4	0,15	0,5	2,0

V Makedoniji se potresna obtežba ne definira na podlagi maksimalnega pospeška tal, ampak na

podlagi karte intenzitet, zato ustrezne karte projektnega pospeška niso na voljo. Za lokacijo objekta smo projektni pospešek tal s povratno dobo 475 let določili na podlagi rezultatov analize potresne nevarnosti za Evropo iz mednarodnega (EU) raziskovalnega projekta SHARE (SHARE, 2012), rezultati katerega so dostopni preko spletne aplikacije (EFEHR, 2017). Za območje Makedonije smo določili naslednjo karto referenčnega pospeška tal s povratno dobo 475 let (glej sliko 9, Bitola je označena na z rdečo oznako).



Slika 9: Karta potresne nevarnosti v Makedoniji (EFEHR, 2017) Figure 9: European Seismic Hazard Model – Macedonia (EFEHR, 2017)

Na sliki 10 je podana legenda o tem kaj pomenijo vse te barve.

```
Hazard Map :

5e-05 < accl. [g] < 0.025025

0.05 < accl. [g] < 0.075

0.1 < accl. [g] < 0.125

0.15 < accl. [g] < 0.175

0.2 < accl. [g] < 0.225

0.25 < accl. [g] < 0.275

0.3 < accl. [g] < 0.325

0.35 < accl. [g] < 0.375

0.4 < accl. [g] < 0.425

0.45 < accl. [g] < 0.475

accl. [g] > 0.5
```

Slika 10: Legenda velikosti talnega pospeška Figure 10: Colour legend for the ground accelerations

Da bi dobili še bolj natančno oceno referenčne pospeška tal za obravnavano lokacijo smo s

pomočjo spletne aplikacije (EFEHR, 2017) izrisali tudi krivuljo potresne nevarnosti, ki je prikazana na sliki 11.



Slika 11: Krivulja potresne nevarnosti za lokacijo Bitola v Republiki Makedoniji (EFEHR, 2017). Figure 11: Seismic hazard curve for the location of Bitola in the Republic of Macedonia (EFEHR, 2017).

Krivulja potresne nevarnosti s slike 11 predstavlja verjetnost prekoračitve referenčnega pospeška tal na lokaciji za obdobje 50 let. Povratni dobi 475 let ustreza verjetnost prekoračitve 0.1 oziroma 10 % v obdobju 50 let, zato s slike 11 očitamo, da znaša referenčni pospešek tal za lokacijo v Bitoli a_g = 0,27g.

3.3.3 Merila za pravilnost konstrukcije

3.3.3.1 Kriterij za tlorisne pravilnosti stavbe (SIST EN 1998-1 : 2005, člen 4.2.3)

Stavba, ki je tlorisno pravilna, mora ustrezati naslednjim zahtevam:

- konstrukcija more imeti v tlorisu glede na dveh pravokotnih smereh približno simetrično porazdelitev togosti in mase glede na dve pravokotni osi;
- tlorisna razporeditev mora biti zgoščena, to pomeni da obod vsake etaže predstavlja poligonalno konveksno linijo. Če v tlorisu obstajajo vdolbine, je še vedno mogoče izpolniti pogoje za pravilnost, če te vdolbine ne vplivajo na togost stropov v vodoravni ravnini in če za nobeno vdolbino površina med obodom etaže in konveksno poligonalno linijo, ki ovija etažo, ni večja od 5% etažne površine;
- togost stropov v svoji ravnini more biti dovolj velika v primerjavi z vodoravno togostjo navpičnih elementov konstrukcije, tako da imajo deformacije stropov majhen vpliv na razporeditev sil med navpične elemente;

- vitkost tlorisa stavbe λ = L / L, ne sme biti večja od 4, kjer sta maxL in min L večja in manjša tlorisna dimenzija, merjeni v pravokotnih smereh;
- v vsaki etaži in v vsaki smeri analize x in y morata ekscentričnost konstrukcije e_0 in torzijski polmer r ustrezati spodnjima pogojema, ki sta za y smer analize izražena z enačbama 3 in 4 (SIST EN 1998-1 : 2006: poglavje 4.2.3.2, točka 6):

$$e_{0x} \le 0.30 \cdot r_x \tag{3}$$

$$r_x \ge l_s \tag{4}$$

 e_{0x} ... razdalja med središčem togosti in masnim središčem, merjena v smeri x, ki jepravokotna na smer analize

 r_x ... kvadratni koren med torzijsko in translacijsko togostjo v smeri y (»torzijski polmer«)

*I*_s... vztrajnostni polmer mase etaže (koncentrirane v višini stropa) v vodoravni ravnini.

Računska kontrola pravilnosti po tlorisu ni bila izvedena, ampak rezultati modalne analize (poglavje 6.4) kažejo, da je stavba torzijsko podajna, saj je druga nihajna oblika torzijska. Na podlagi tega sklepamo, da stavba ne izpolnjuje pogoja tlorisne pravilnosti iz enačbe 4. Tlorisna nepravilnost vpliva na določitvi faktorja obnašanja, kar je opisano v poglavju 3.3.4.

3.3.3.2 Kriteriji za pravilnost po višini (SIST EN 1998-1 : 2005, člen 4.2.3)

Stavba, ki je pravilna po višini, mora zadostiti naslednjim zahtevam:

- če imajo posamezni deli različne višine, morajo vsi sistemi za prenos vodoravne obtežbe, kot so jedra, stene ali okvirji, potekati neprekinjeno od temeljev do vrha stavbe ali do vrha posameznega dela stavbe;
- togost in masa v vodoravni smeri morata biti konstantni v vseh etažah ali se brez nenadnih sprememb postopoma zmanjševati od temeljev proti vrhu;
- pri okvirnih stavbah se razmerje dejanske nosilnosti etaže proti računski nosilnosti ne spreminja v različnem razmerju po posameznih etažah;
- če imajo posamezni deli stavbe različne višine, veljajo naslednji pogoji (SIST EN 1998-1
 : 2006: poglavje 4.2.3.3, točka 5):
- če se oblika spreminja po višini postopoma in ohranja simetrijo glede na navpično os, zmanjšanje tlorisne dimenzije v nobenem primeru ne sme biti večje od 20% glede na prejšnjo etažo v smeri spremembe dimenzije (slika 13a in 13b);
- kadar obstaja eno samo zmanjšanje tlorisne dimenzije v spodnjih 15% celotne višine glavnega konstrukcijskega sistema, zmanjšanje tlorisne dimenzije ne sme biti večje od 50% dimenzije spodnje etaže (slika 13c). V tem primeru mora biti spodnji del ožjega dela

konstrukcije projektiran tako, da prenese 75% vodoravne prečne sile, ki bi se pojavile v tem delu v podobni stavbi brez razširitve spodnjega dela;

kadar osna simetrija ni ohranjena, vsota zamikov vseh etaž ne sme presegati 30% tlorisne dimenzije v etaži nad temelji ali togo kletjo, medtem ko posamezni zamiki ne smejo biti večji od 10% tlorisne dimenzije v predhodni etaži (slika 12d).



Kriterij za (a): $\frac{L_1 - L_2}{L_1} \le 0,20$

(c) (zamik se pojavi pod 0,15H)



Kriterij za (b):
$$\frac{L_3 + L_1}{L} \le 0,20$$

(b) (zamik se pojavi nad 0,15H)



Slika 12: Merila za pravilnost po višini Figure 12: Criteria for regularity in elevation

Na podlagi zgornjih zahtevam, ugotovimo da je stavba pravilna po višini. Vsi sistemi za prenos vodoravne obtežbe, kot so jedra, stene ali okvirji, potekajo neprekinjeno od temeljev do vrha stavbe.

3.3.4 Faktor obnašanja q

Elastično analizo konstrukcije opravimo z zmanjšanim spektrom odziva. Na ta način izkoristimo sposobnost konstrukcije, da sipa energijo z duktilnim obnašanjem njenih elementov. Standard SIST EN 1998-1 2005 (člen 5.2.2) določa enačbo za določitev faktorja obnašanja v vzdolžni in prečni smeri konstrukcije kot:

$$q = q_0 \cdot k_w \ge 1,5,\tag{5}$$

kjer sta:

 q_0 osnovna vrednost faktorja obnašanja, ki je odvisna od vrste konstrukcijskega sistema in njegove pravilnosti po višini. Vrednosti osnovnih faktorjev obnašanja so prikazane v preglednici 18;

 k_w faktor, s katerim upoštevamo prevladujoč način rušenja pri konstrukcijskih sistemih s stenami.

Preglednica 18: Osnovne vrednosti faktorja obnašanja q_o za sisteme, ki so pravilni po višini (SIST EN 1998-1 2005, člen 5.2.2.2)

Table 18: Basic value of the behavior factor, q_o , for systems (SIST EN 1998-1 2005, chapter 5.2.2.2)

Vrsta konstrukcije	DCM	DCH
Okvirni sistem, mešani sistem, sistem povezanih sten (sten z odprtinami)	3,0 <i>a</i> ₀/ <i>a</i> ₁	4,5 <i>α</i> √ <i>α</i> 1
Sistem nepovezanih (konzolnih) sten	3,0	4,0 <i>α</i> √ <i>α</i> 1
Torzijsko podajen sistem	2,0	3,0
Sistem obrnjenega nihala	1,5	2,0

Na podlagi SIST_EN_1998: 2005 (člen 3.2.2.5) je faktor obnašanja q definiran kot približek razmerja med potresnimi silami, ki bi delovale na konstrukcijo s 5 % viskoznega dušenja, če bi se obnašala povsem elastično, in najmanjšimi potresnimi silami, ki se lahko uporabijo pri projektiranju – ob uporabi običajnega elastičnega modela – a vendarle še zagotovijo zadovoljivo obnašanje konstrukcije. Vrednost faktorja obnašanja q je lahko različna v različnih vodoravnih smereh konstrukcije, medtem ko mora biti v vseh smereh uporabljena ista opredelitev duktilnosti.

Konstrukcijski sistem za prenos potresne obtežbe sestavlja kombinacija AB okvirov in AB sten (glej sliko 13).



Slika 13: Tloris prve etaže (AB nosilne stene obkrožene z zeleni barvi) Figure 13: Plan view of the first floor (load bearing walls are highlighted in green)

Na podlagi rezultatov modalne analize, ki so predstavljeni v poglavju 6.4, ugotovimo, da je druga nihajna oblika torzijska, kar pomeni, da je stavba torzijsko podajna. Ugotovitev je v glavnem posledica premajhne torzijske togosti stavbe (premajhnega torzijskega polmera – glej poglavje 3.3.3.1), ki je posledica koncentracije najbolj togih elementov (AB sten) blizu centra togosti stavbe (glej sliko 13).

Zaradi torzijske podajnosti stavbe znaša osnovna vrednost faktorja q_0 = 2,0 (preglednica 18). Stavba izpolnjuje kriterije za pravilnosti po višini, zato dodatna redukcija potresnih sil ni potrebna. V naslednjem koraku je potrebno določiti še faktor k_w .

Na podlagi SIST_EN_1998—2005 (člen 5.2.2.2) za torzijsko fleksibilne sisteme, pri določitvi faktorja k_w velja enačba:

$$k_w = \frac{1+\alpha_0}{3} \le 1 \tag{6}$$

Faktor α_0 je definiran kot:

$$\alpha_0 = \frac{\sum h_{wi}}{\sum l_{wi}} = \frac{(22,1\cdot 2 + 23,6\cdot 6)m}{(2,92\cdot 2 + 2\cdot 2,05 + 2,45 + 2,3 + 0,65 + 0,5)m} = 11,73$$
(7)

kjer sta:

- h_{wi} višina stene » i « in
- lwi dolžina prereza stene »i «

Tako, iz enačbi (6) dobimo za faktor k_w :

$$k_w = \frac{1+11,73}{3} = 4,24 > 1$$

Faktor k_w ne sme biti večji kot 1, tako da izberemo da je enak 1.

Za končno vrednost faktorja obnašanja stavbe, na podlagi enačbe (5) dobimo:

$$q = 2, 0 \cdot 1, 0 = 2, 0$$

3.3.5 Določitev projektnega spektra

Standard SIST_EN_1998-1:2005 (člen 3.2.2.5) določa enačbe za določitev vrednosti vodoravnega projektnega spektra Sd(T).

$$0 \le T \le T_B; \qquad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3}\right)\right];$$

$$T_B \le T \le T_C; \qquad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q};$$

$$T_C \le T \le T_D; \qquad S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T}\right] \\ \ge \beta \cdot a_g \end{cases};$$

$$T_D \le T; \qquad S_D(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2}\right] \\ \ge \beta \cdot a_g \end{cases};$$

kjer so:

- T_B spodnja meja nihajnega časa na območju spektra, ker 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 spektralnega pomika
- S faktor tal
- η faktor za korekcijo vpliva dušenja z referenčno vrednostjo $\eta = 1,0$ pri 5% viskoznega dušenja
- ag projektni pospešek tal
- q faktor obnašanja
- β faktor, ki določa spodnjo mejo pri vodoravnem projektnem spektru

Franc, F.2018. Projektiranje armiranobetonske konstrukcije večstanovanjske stavbe v Bitoli Mag. delo. Ljubljana, UL FGG, Magistrski študijski program druge stopnje, Gradbene konstrukcije.



Slika 14: Projektni potresni spekter

Figure 14: Design seismic response spectrum

4 ANALIZA MEDETAŽNE KONSTRUKCIJE

4.1 Opis računskega modela

Za modeliranje izberemo medetažno ploščo prve etaže, ki se nahaja na višini 2,55 m. Plošča je merodajna za dimenzioniranje, ker ima večjo koristno obtežbo kot plošče v višjih etažah (4 kN/m² namesto 2 kN/m²). Računski model za analizo medetažne plošče izdelamo v programu SAP 2000 (Computers and Structures, 2018). Plošče in stene modeliramo s ploskovnimi elementi tipa *»Shell-Thin«.* Debelina plošče je 15 cm. V računskem modelu upoštevamo tudi stene in stebre etaže pod in nad nivojem plošče z njihovo celotno dolžino. Razponi v smeri X so 3,6 m, razen zadnjega desno ki je 5,8 m, ter 6,3 m v smeri Y. Stene so debeline 25 cm. Stebri so kvadratnega prereza s stranico 70 cm. Vozliščem stebrov in sten smo na spodnjem robu računskega modela preprečili vse pomike in zasuke (vpeta podpora). medtem ko smo vozliščem na zgornjem robu računskega modela preprečili vse prostostne stopnje razen vertikalnega pomika. Stopnice so v modelu upoštevane samo kot ekvivalentna linijska obtežba. Računski model medetažne plošče je prikazan na sliki 15.



Slika 15: SAP model za ploščo v prvi etaži Figure 15: SAP model for analysis of the slab in the first floor

4.2 Obtežba računskega modela

4.2.1 Podajanje stalne obtežbe

Lastno težo plošče program preračuna avtomatizirano na podlagi podane specifične teže betona in debeline ploskovnih elementov. Stalne obtežbe konstrukcijskih slojev, ki smo jih izračunali v poglavju 2.4, so določene z upoštevanjem lastne teže plošče. V program SAP 2000 zato podamo le stalno obtežbo dodatnih konstrukcijskih slojev (brez lastne teže), ki jo v program vnesemo kot dodatno ploskovno obtežbo. Teža balkonske ograje in stopnišča je podana linijsko. V poglavju 3.1 je izračunana obtežba stopnicah v kN (rezultanta), ki je tukaj razdeljena po robu plošče in podana kot linijska (kN/m). Teža opečnih zidov (predelnih sten) je tudi podana kot linijska obtežba. To naredimo tako, da ustvarimo zelo podajen nosilec dimenzij 1 cm x 1 cm, nanj pa podamo linijsko obtežbo. Podane linijske obtežbe so prikazane na sliki 16 (modra barva).



Slika 16: Linijske obtežbe računskega modela medetažne plošče Figure 16: Line loads of the mathematical model for the interstorey slab.

4.2.2 Podajanje koristne obtežbe.

Koristno obtežbo v računski model vnesemo na 3 različne načine. Najprej obtežbo upoštevamo po celotni površini plošče, nato pa obtežbo porazdelimo še po principu t.i. šahovnice z

upoštevanjem dveh shem (šahovnica 1 in šahovnici 2). Pri podajanju obtežbe v obliki šahovnice obtežbo podamo izmenično v vsakem drugem polju. Sheme porazdelitve koristne obtežbe lošče so prikazane na slikah 17,18 in 19. V vseh treh primerih znaša koristna obtežba 4,0 kN/m².



Slika 17: Podajanje koristne obtežbe plošče - obtežba upoštevana po celotni plošči (enote kN/m²).

Figure 17: Definition of the imposed load on the slab - load applied over the whole slab area (units kN/m²).



Slika 18: Podajanje koristne obtežbe plošče - shema šahovnice 1 (enote kN/m²). Figure 18: Definition of the imposed load on slab - chessboard scheme 1 (units kN/m²).





Slika 19. Podajanje koristne obtežbe plošče - shema šahovnice 2 (enote kN/m²). Figure 19: Definition of the imposed load on slab - chessboard scheme 2 (units kN/m²).

30

5 DIMENZIONIRANJE MEDETAŽNE KONSTRUKCIJE

Mejno stanje nosilnosti (MSN):

Projektne obremenitve v plošči pridobimo z ovojnico 3 kombinacij:

Ovojnica MSN = MSN1 + MSN2 + MSN3

kjer so:

MSN1 = 1.35 lastna + 1,5 koristna povsod

MSN2 = 1,35 lastna + 1,5 koristna 1 (šahovnica)

MSN3 = 1,35 lastna + 1,5 koristna 2 (šahovnica)

V poljih je predznak momentov pozitiven, nad podporami pa negativen, zato je jasno, da je potrebno ob dimenzioniranju plošče v polju gledati maksimalno ovojnico momentov, ob dimenzioniranju plošče nad podporami pa minimalno ovojnico momentov.

Mejno stanje uporabnosti (MSU):

Pri preverjanju povesov uporabljamo naslednjo kombinacijo za račun mejnih stanj uporabnosti: MSU = 1,0 lastna + 0,3 koristna povsod

5.1 Dimenzioniranje plošče



5.1.1 Projektne obremenitve v plošči





Slika 21: Ovojnica maksimalnim momentov $M_{yy,max}$ = 15,11 kNm Figure 21: Envelope of maximum moments $M_{yy,max}$ = 15,11 kNm



Slika 22: Ovojnica minimalnih momentov $M_{xx,min}$ = -20 kNm Figure 22: Envelope of minimal moments $M_{xx,min}$ = -20 kNm



Slika 23: Ovojnica minimalnih momentov $M_{yy,min}$ = -23,1 kNm Figure 23: Envelope of minimal moments $M_{yy,min}$ = -23,1 kNm

5.1.2 Dimenzioniranje armature plošče v dveh pravokotnih smereh

Za določitev najmanjše in največje armature v glavni smeri plošče veljata izraza:

$$A_{s,max} = 0.04Ac = 0.04 \cdot 100cm \cdot 15cm = 60cm^2/m$$
(8)

$$A_{s,min} = 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d = 0.26 \cdot \frac{0.29}{50} \cdot 100 cm \cdot 12 cm = \frac{1.81 cm^2}{m}$$

$$\geq 0.0013 \cdot b_t \cdot d = 1.56 cm^2/m$$
(9)

Za minimalno armaturo izberemo armaturno mrežo Q189, kar pomeni da imamo na tekoči meter armaturo $A_{s,min}$ = 1,89 cm²/m.

Na peš način izračunamo potrebno količino armature glede na največji in najmanjši pozitivni in negativni moment. Ostale količine armature preberemo iz programa. Izračun potrebne armature v kritičnih mestih je podan v preglednicah 19-22:

IZRAČUN A		V AB PLOŠČI PO STANDARDU EC2
Mmin,x=	15,02	kNm
Vmax=	0	kN
М	15,02	kNm
σs	500	MPa
fyd	43,48	kN/cm^2
αα	1	
Beton	C30/37	
fck	3,00	kN/cm2
fcd	2,00	kN/cm2
h	15	cm
a	3	cm
d	12	cm
b	100	cm
ka	0,052	
ks	1,040	
As,potr	2,99	cm^2/m
Izberem m	nrežo:	
Q	308	
As,dej	3,08	@*2/p1
		Suan
As,dej > As	ОК	
	IZRAČUN A Mmin,x= Vmax= M σs fyd σs fyd αcc Beton fck fcd h a d b k k k k s k a c c Izberem n Q As,dej > As	IZRAČUN ARMATURE IZRAČUN ARMATURE Mmin,x= 15,02 Vmax= 0 M 15,02 Vmax= 0 M 15,02 Øs 500 fyd 43,48 Qcc 1 Beton C30/37 fck 3,00 fcd 2,00 h 15 a 3 d 15 a 3 d 100 kd 0,052 ks 1,040 As,potr 2,99 Izberem

Preglednica 19: Armatura za maksimalni pozitivni moment $M_{xx,max}$ v plošči

Table 19: Reinforcement for maximum moment $M_{xx,max}$ in the slab

Preglednica 20: Armatura za maksimalni pozitivni moment $M_{yy,max}$ v plošči Table 20: Reinforcement for maximum moment $M_{yy,max}$ in the slab

2	IZRAČUN A	ARMATURE	V AB PLOŠČI PO STANDARDU EC2
3			
4	Mmin,x=	15,11	kNm
5	V _{max} =	0	kN
6			
7	М	15,11	kNm
8	σs	500	MPa
9	fyd	43,48	kN/cm^2
10	α	1	
11	Beton	C30/37	
12	fck	3,00	kN/cm2
13	fcd	2,00	kN/cm2
14	h	15	cm
15	а	3	cm
16	d	12	cm
17	b	100	cm
18	ka	0,052	
19	ks	1,040	
20	As,potr	3,01	cm^2/m
21			
22	Izberem n	nrežo:	
23	Q	308	
24			
25	As,dej	3,08	@*2/p1
26			Suan
27	As,dej > As	ОК	
28			

_							
2	IZRAČUN	ARMATURE	V AB PLOS	ŠČI PO STA	ANDARDU	EC2	
3							
4	Mmin,x=	19,96	kNm				
5	V _{max} =	0	kN				
6							
7	м	19,96	kNm				
8	σs	500	MPa				
9	fyd	43,48	kN/cm^2				
10	α	1					
11	Beton	C30/37					
12	fck	3,00	kN/cm2				
13	fcd	2,00	kN/cm2				
14	h	15	cm				
15	а	3	cm				
16	d	12	cm				
17	b	100	cm				
18	ka	0,069					
19	ks	1,049					
20	As,potr	4,01	cm^2/m				
21							
22	Izberem n	nrežo:					
23	Q	424					
24							
25	As,dej	4,24	cm^2/m	1e 1			
26				,			
27	As,dej > As	ОК					

Preglednica 21: Armatura za minimalni negativni moment $M_{xx,min}$ v plošči Table 21: Reinforcement for minimal negative moment $M_{xx,min}$ in the slab

Preglednica 22: Armatura za minimalni negativni moment $M_{yy,min}$ v plošči Table 22: Reinforcement for minimal negative moment $M_{yy,min}$ in the slab

-							1
2	IZRAČUN /	ARMATURE	V AB PLO	ŚČI PO S	TAN	DARDU	EC2
3							
4	Mmin,x=	23,1	kNm				
5	Vmax=	0	kN				
6							
7	м	23,1	kNm				
8	σs	500	MPa				
9	fyd	43,48	kN/cm^2				
10	α	1					
11	Beton	C30/37					
12	fck	3,00	kN/cm2				
13	fcd	2,00	kN/cm2				
14	h	15	cm				
15	а	3	cm				
16	d	12	cm				
17	b	100	cm				
18	ka	0,080					
19	ks	1,054					
20	As,potr	4,67	cm^2/m				
21							
22	Izberem n	nrežo:					
23	Q	503					
24							
25	As,dej	5,03	cm^2/m	10	1		
26				, ~	-		
27	As,dej > As	ОК					
28							

V preglednicah 19 do 22 je predstavljena potrebna armatura v najbolj obremenjenih delih plošče (Slike 20 do 23). V ostalih delih plošče, po poljih se spodnja armatura giblje med Q226 in Q308. Zgornja armatura, nad vmesnih podporah (nosilcev) je povsod, razen pri najbolj obremenjenem delu (kjer je izračunana) Q424. Velikost izbranih armaturnih mrež vplivajo pri dimenzioniranju nosilcev v nadaljevanju (Poglavje 7.4).

5.2 Omejitev povesov

Kontrola povesov se naredi poenostavljeno, brez neposrednega računa povesov, kar standard dopušča.



Slika 24: Največji pomik v plošči - prvo nadstropje Figure 24: The largest displacement in the slab - first floor

V skladu s (SIST_EN_1992-1-1: 2005, člen 7.4.2) velja:

 $\frac{l}{d} = K \cdot \left[11 + 1.5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho} + 3.2 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1\right)^{\frac{3}{2}}\right] \quad \text{če je } \rho \le \rho_0 \text{- pri nizki napetosti betona}$ $\frac{l}{d} = K \cdot \left[11 + 1.5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \sqrt{\frac{\rho'}{\rho}}\right] \quad \text{če je } \rho > \rho_0 \text{- pri visoki napetosti betona}$

kjer so:

 $\frac{l}{d}$ meja razmerja med razpetino in statično višino prereza

$$\rho_0$$
 referenčno razmerje armiranja = $\sqrt{f_{ck}} * 10^{-3}$

- ho zahtevana stopnja armiranja z natezno armaturi
- ho' zahtevana stopnja armiranja s tlačno armaturo
- f_{ck} karakteristična tlačna trdnost betona v MPa

Preglednica 23: Preglednica razmerja med razpetino in statično višino armiranobetonskih elementov brez tlačne osne sile (SIST EN 1992-1-1: 2005, Preglednica 7.4 N) Table 23: Ratio for the lenght of the elementand static height of the cross-section, for reinforced concrete elements without compressive forces(SIST EN 1992-1-1: 2005, Table 7.4 N)

Statični sistem	к	Visoka napetost betona $\rho = 1,5 \%$	Nizka napetost betona $\rho = 0.5 \%$		
Prostoležeč nosilec, vrtljivo podprte plošče, nosilne v eni ali dveh smereh	1,0	14	20		
Končno polje neprekinjenih nosilcev in plošč, nosilnih v eni smeri, oziroma plošč, nosilnih v dveh smereh, ki so neprekinjene vzdolž ene stranice	1,3	18	26		
Notranje polje nosilca oziroma v eni ali v dveh smereh nosilnih plošč	1,5	20	30		
Plošča na stebrih brez nosilcev (gladka plošča na stebrih) (glede na večjo razpetino)	1,2	17	24		
Konzole	0,4	6	8		
OPOMBA 1: Navedene vrednosti so na splošno na varni strani. Račun lahko pogosto poka so možni tudi tanjši elementi.					
OPOMBA 2: Pri ploščah, ki so r razpetine. Pri gladi	Pri ploščah, ki so nosilne v dveh smereh, je treba kontrolo izvesti na podlagi manjše razpetine. Pri gladkih ploščah na stebrih pa je treba upoštevati večjo razpetino.				
OPOMBA 3: Omejitve, navedene za gladke plošče na stebrih, so manj stroge, kot je o povesa na //250 v sredini razpetine. Izkušnje so pokazale, da je to zadovoljivo.					

Na mestu največjega povesa plošče ki ga odčitamo iz programu SAP2000, je stopnja armiranja z natezno armaturo enaka:

$$\rho = \frac{3,85cm^2}{100cm \cdot 12cm} = 0,0032 = 0,32\%$$

kar pomeni da imamo nizka napetost betona.

Minimalna tlačna armatura je:

$$\rho' = \frac{1,89cm^2}{100cm \cdot 12cm} = 0,0016 = 0,16\%$$

$$\rho_0 = \sqrt{30} * 10^{-3} = 0.0055$$

$$max \frac{l}{d} = 1.5 * \left[11 + 1.5 * \sqrt{30} * \frac{0.0055}{0.0016} + 3.2 * \sqrt{30} * \left(\frac{0.0055}{0.0032} - 1\right)^{\frac{3}{2}} \right] = 74,88$$

$$\frac{l}{d} = \frac{5.9}{0.12} = 49,17 < max \frac{l}{d} = 74,88$$

ł

6 POTRESNA ANALIZA KONSTRUKCIJE

6.1 Izdelava modela za analizo

Model za potresno analizo izdelamo s pomočjo programa Etabs. Računski model objekta je prikazan na sliki 28. Stebre in nosilce modeliramo z linijskimi elementi, medtem ko za stene in plošče uporabimo ploskovne elemente. Za stene uporabimo ploskovne elemente tipa »shell thin«, ki imajo tako osno togost v svoji ravnini kot tudi upogibno togost prečno na njihovo ravnino. Ob predpostavki, da so plošče dovolj toge v svoji ravnini, lahko na nivoju etaž predpostavimo toge diafragme. Za toge diafragme se predpostavlja, da so neskončno toge v svoji ravnini in neskončno podajne prečno na njo. Maso in masne vztrajnostne momente etaž lahko tako združimo v center mas. Pomike etaž pa lahko izrazimo le s tremi prostostnimi stopnjami. Pri upoštevanju predpostavke togih diafragem nam plošč ni potrebno neposredno modelirati. Modeliranje plošč se sicer pogosto izkaže za priročno, saj nam omogoča lažje podajanje obtežb. Za plošče definiramo ploskovne elemente tipa »membrane«, ki ne prenaša upogiba, in nam služijo zgolj za porazdelitev obtežbe iz plošč na ostale konstrukcijske elemente. Upogibno togost plošč približno zajemo tako, da nosilcem pripišemo ustrezne sodelujoče širine pasnice. Nosilce tako modeliramo s prerezi T in L oblike. Sodelujoče širine pasnice nosilcev določamo v skladu s SIST EN 1992-1-1 (točka 5.3.2.1), pri čemer za prevojno točko momentne linije nosilcev upoštevamo polovico dolžine nosilca. Upoštevana lokacije prevojne točke momentne linije je skladna s predpostavko, da je pri potresni obtežbi oblika momentne linije v nosilcih približno žagasta.

Sodelujoča širina pasnice *b_{eff}* nosilca T- oziroma L-oblike se v skladu s točko 5.3.2.1 iz SIST EN 1992-1-1 določi kot:

$$b_{eff} = \Sigma b_{eff,i} + b_w \le b$$

kjer je:

$$b_{eff,i} = 0,2b_i + 0,1l_0 \le 0,2l_0$$

in

$$b_{eff,i} \leq b_i$$

Oznake so predstavljene na slikah 25 in 26 :

SIST EN 1992-1-1 : 2005



Slika 25: Določitev *I*_o za račun sodelujoče širine pasnice (povzeto po SIST EN 1992-1-1, točka 5.3.2.1)

Figure 25: Definition of *I*_o, for calculation of effective flange width (taken after SIST EN 1992-1-1, article 5.3.2.1)



Slika 26: Parametri za določitev sodelujoče širine pasnice (povzeto po SIST EN 1992-1-1, točka 5.3.2.1)

Figure 26: Effective flange width parameters (taken after SIST EN 1992-1-1, article 5.3.2.1)

Izračunane sodelujoče širine pasnic nosilcev, ki so upoštevane pri modeliranju togosti gred, so prikazane v preglednicah 24 in 25. Oznake nosilcev so prikazane na sliki 27.

Preglednica 24: Vsi nosilci v tipični etaži v smeri X, s pripadajočimi širinami zaradi plošče Table 24: All X axis oriented beams in a typical flour, with their calculated flang width

	PRIPADAJOČA ŠIRINA OD PLOŠČE ZA NOSILCE V SMERI X								
Oznaka	prerez	bw=širina spodaj [m]	10	b1	b2	KONČNO beff,1 [m]	KONČNO beff,2 [m]	beff	
X 40-50	pravokoten	0,5	0,75	spremenljivo	spremenljivo	0	0	0,5	
nosilci X P	pravokoten	0,3	spremenljivo	0	0	0	0	0,3	
nosilci X	pravokoten	0,3	spremenljivo	0	0	0	0	0,3	
X1	L prerez	0,3	0,88	0	0,75	0	0,18	0,48	
X1-obratno	L prerez	0,3	1,05	0	3,15	0	0,18	0,48	
X2	L prerez	0,3	1,8	0	1,025	0	0,35	0,65	
X2 desno	L prerez	0,4	1,8	0	1,025	0	0,35	0,75	
X2 desno 123	L prerez	0,4	1,8	0	1,025	0	0,35	0,75	
x2 tanjši	L prerez	0,25	1,8	0	1,025	0	0,35	0,6	
X3 123	L prerez	0,4	2,95	0	2,425	0	0,5	0,9	
X4	T prerez	0,3	1,9	1,675	3,15	0,35	0,35	1	
X4 nov 1-4	T prerez	0,5	1,9	1,675	3,15	0,35	0,35	1,2	
X5	T prerez	0,3	2,95	2,425	3,15	0,6	0,6	1,5	
X6 1/2 50cm	L prerez	0,5	1,8	3,15	0	0,38	0	0,88	
X7	T prerez	0,5	2,95	3,15	0,75	0,38	0,38	1,26	

Preglednica 25: Vsi nosilci v tipični etaži v smeri Y, s pripadajočimi širinami zaradi plošče Table 25: All Y axis oriented beams in a typical floor, with their calculated flang width

PRIPADAJOČA ŠIRINA OD PLOŠČE ZA NOSILCE V SMERI Y								
Oznaka	Tip prereza	bw=širina spodaj [m]	10	b1	b2	KONČNO beff,1 [m]	KONČNO beff,2 [m]	beff
Y 50-50	pravokoten	0,5	0,75	0	0	0	0	0,5
nosilci Y	pravokoten	0,5	spremenljivo	0	0	0	0	0,5
Y2	L prerez	0,5	1,675	0	2,425	0	0,485	0,985
Y3	L prerez	0,5	1,1	0	1,9	0	0,15	0,65
Y4 P1	T prerez	0,5	3,15	0,625	1,9	0,55	0,55	1,6
Y5	T prerez	0,5	1,025	1,9	1,9	0,15	0,15	0,8
Y6	T prerez	0,5	3,15	1,90	1,9	0,63	0,63	1,76
Y7	T prerez	0,5	spremenljivo	1,90	1,9	0,335	0,335	1,17
Y8	T prerez	0,2	1,025	1,90	1	0,17	0,17	0,54
Y9	L prerez	0,5	0,75	1,90	0	0,335	0	0,835
Y10	T prerez	0,5	2,425	1,90	1,9	0,485	0,485	1,47
Y11 P1	L prerez	0,5	3,15	2,95	0	0,63	0	1,13
Y12 50cm	L prerez	0,5	2.425	2,95	0	0,485	0	0,985



Slika 27: Tloris tipične etaže s prikazom oznak nosilcev Figure 27: Floor plan for a typical story with all beams names



Slika 28: 3D model stavbe iz Etabsa Figure 28: 3D model of the building in Etabs

Razpokanost prereza upoštevamo poenostavljeno z redukcijo upogibnih in strižnih karakteristik prerezov. V programu Etabsu to storimo tako, da linijskim elementov stebrov in gred ter ploskovnih elementov sten dodelimo ustrezne množitelje togosti, kot prikazano na slikah 29 in 30.

Nosilci:

Property/Stiffness Modifiers for Analysis	
Cross-section (axial) Area	1
Shear Area in 2 direction	0,5
Shear Area in 3 direction	0,5
Torsional Constant	0,5
Moment of Inertia about 2 axis	0,5
Moment of Inertia about 3 axis	0,5
Mass	1
Weight	0,584

Slika 29: Množitelji togosti linijskih elementov Figure 29: Stiffness modifiers for line elements

naredimo tudi pri stebrih. Program Etabs upošteva mase tudi tistih elementov, ki se v računskem modelu prekrivajo. Ker del plošče modeliramo tako s ploskovnimi elementi kot tudi s sodelujočimi širinami pasnic nosilcev, podvajanje obtežbe preprečimo z dodelitvijo množiteljev za težo nosilcev (weight, glej sliko 29). Linijskim elementom stebrov množiteljev teže ne dodelimo (upoštevamo vrednost 1,0).

Stene:

Property/Stiffness Modifiers for Analysis	
Membrane f11 Direction	0,5
Membrane f22 Direction	0,5
Membrane f12 Direction	0,5
Bending m11 Direction	0,5
Bending m22 Direction	0,5
Bending m12 Direction	0,5
Shear v13 Direction	0,5
Shear v23 Direction	0,5
Mass	1
Weight	1

Slika 30: Spremenjeni parametri pri stenah Figure 30: Modifiers for analysis of walls

Razpokanost pri stenah upoštevamo z manjšanjem osne, upogibne in strižne togost v obeh glavnih smereh. Ploskovnim elementom sten dodelimo množitelje togosti, prikazane na sliki 30.

Plošče:

Za elemente plošče ne rabimo spreminjati nobenih karakteristik. Membrane elementi so tako narejeni, da ne prenašajo upogibne togosti. Poleg tega so ob predpostavki togih diafragem obremenitev ploskovnih elementov plošč enake 0.

6.2 Način podajana obremenitve

Vse obremenitve so podane s ploskovnimi obtežbami. Izračun lastne, stalne in koristne obtežbe je prikazan v poglavjih 3.1 in 3.2. V preglednici 26 je prikazan povzetek obtežb, ki so uporabljene v modelu v Etabs.

			Obtežbe	za Etabs			
	stalna [k	N/m2]	koristna [ki	N/m2]	[t]	Površina	predelne stene/stopnice
	stanovanje	balkoni	stanovanje	balkoni	predelne stene/stopnice	[m2]	[kN/m2]
1 nadst.	1,80	1,95	4,00	0,00	58,17	226,18	2,52
2 nadst.	1,34	1,95	2,00	2,50	91,89	409,76	2,20
3 nadst.	1,34	1,95	2,00	2,50	88,26	371,6	2,33
4 nadst.	1,34	1,95	2,00	2,50	88,26	371,6	2,33
5 nadst.	1,34	1,95	2,00	2,50	88,26	371,6	2,33
6 nadst.	1,34	1,95	2,00	2,50	88,26	371,6	2,33
7 nadst.	1,34	1,95	2,00	2,50	78,85	394,66	1,96
streha	0,7	0,70 0,00			0,00	354,5	0,00
streha +	0,70 0,00			0,00	37,83	0,00	

Preglednica 26: Izračunane ploskovne obtežbe [kN/m²] za modelu v Etabs Table 26: Calculated area loads [kN/m²] for the Etabs model

6.3 Kontrola rezultatov računske analize

Za kontrolo rezultatov računske analize je izveden tudi peš račun mase konstrukcije in celotne potresne sile. Povzetek rezultatov peš računa mas in primerjava z masami določenimi s programom Etabs je prikazana v preglednici 27.

Preglednica 27: Primerjava mas dobljenihs peš računom in rezultatih iz Etabsa Table 27: Comparison of the calculated masses with those given by Etabs

			obtežbe						
	Nosilci X [kN]	Nosilci Y[kN]	Stebri [kN]	stene [kN]	vplivi na ploščah [kN]	SKUPAJ [kN]	Mase peš [t]	Mase Etabs [t]	razlika [%]
1.nadst	227	408	570	178	2086	3469	354	354	0,04
2.nadst	271	435	434	242	3321	4703	479	477	-0,40
3.nadst	242	435	427	259	3115	4478	457	455	-0,43
4.nadst	242	435	427	259	3115	4478	457	455	-0,43
5.nadst	242	435	427	259	3115	4478	457	455	-0,43
6.nadst	242	435	427	259	3115	4478	457	455	-0,43
7.nadst	242	435	409	249	3114	4448	453	450	-0,81
streha	247	355	207	167	1315	2291	234	233	-0,41
streha +	23	8	16	52	140	239	24	24	0,07

Iz rezultatov preglednice 27 je razvidno, da se mase določene s programom Etabs zelo dobro ujemajo z masami, določenimi s peš računom. Razlike v masah so manjše od 1%. To pomeni, da je obtežba računskega modela pravilno definirana.

6.4 Rezultati modalne analize

6.4.1 Nihajni časi in efektivne mase

Po definiciji računskega modela konstrukcije najprej izvedemo analizo lastnega nihanja konstrukcije. V analizi upoštevamo prvih 12 nihajnih oblik. Izračunani nihajni časi in deleži

efektivne masa posameznih nihajnih oblik so prikazani v preglednici 28.

	TABLE: Modal Participating Mass Ratios													
Case	Mode	Period	m _{eff,x}	m _{eff,y}	m _{eff,z}	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ			
		sec												
Modal	1	0,81	0,00	0,41	0,00	0,00	0,41	0,00	0,18	0,00	0,32			
Modal	2	0,77	0,07	0,27	0,00	0,07	0,68	0,00	0,12	0,03	0,38			
Modal	3	0,67	0,65	0,03	0,00	0,72	0,71	0,00	0,01	0,28	0,04			
Modal	4	0,26	0,01	0,01	0,00	0,72	0,72	0,00	0,02	0,02	0,13			
Modal	5	0,23	0,05	0,11	0,00	0,77	0,83	0,00	0,26	0,11	0,00			
Modal	6	0,21	0,10	0,04	0,00	0,88	0,87	0,00	0,10	0,26	0,02			
Modal	7	0,14	0,00	0,00	0,00	0,88	0,87	0,00	0,00	0,01	0,05			
Modal	8	0,11	0,05	0,01	0,00	0,92	0,89	0,00	0,02	0,09	0,00			
Modal	9	0,11	0,01	0,05	0,00	0,93	0,93	0,00	0,09	0,02	0,00			
Modal	10	0,09	0,00	0,00	0,00	0,93	0,93	0,00	0,00	0,01	0,02			
Modal	11	0,07	0,03	0,00	0,00	0,96	0,93	0,00	0,00	0,08	0,00			
Modal	12	0,07	0,00	0,03	0,00	0,96	0,96	0,00	0,07	0,00	0,00			

Preglednica 28: Nihajni časi in efektivne mase Table 28: Modal periods and participating mass ratios

Z analizo deležev efektivne mase posameznih nihajnih oblik lahko ocenimo način nihanja konstrukcije in relativni pomen posameznih nihajnih oblik. Iz preglednice 28 je razvidno, da se pri prvi nihajni obliki aktivira največji delež mase v smeri Y ($m_{eff,y} = 0,41$). Prva nihajna oblika je torej prevladujoča translacijska oblika v prečni smeri stavbe. Prva modalna oblika stavbe je prikazana na sliki 31. V smeri X se največ mase aktivira pri tretji nihajni obliki ($m_{eff,x} = 0,65$), kar pomeni, da je ta nihajna oblika prevladujoča za translacijo v vzdolžni smeri stavbe (glej sliko 33). Pri drugi nihajni obliki se aktivira manj translacijske mase kot v prvi in tretji nihajni obliki, zato sklepamo, da gre za torzijsko nihajno obliko. Zaključek potrjuje tudi analiza nihanja stavbe (glej sliko 32). Glede na dobljene rezultate zaključimo, da stavba nima zadostne torzijske togosti v skladu z enačbo (4), saj se torzijska nihajna oblika pojavi pred eno izmed translacijskih oblik. Konstrukcijski sistem stavbe se tako uvršča med torzijsko podajne sisteme.



Slika 31: Prva nihajna oblika Slika 31: First modal shape



Slika 32: Druga nihajna oblika Slika 32: Second mode shape



Slika 33: Tretja nihajna oblika Figure 33: Third mode shape

6.4.2 Kontrola celotne prečne sile

Celotno prečno silo objekta prav tako kontroliramo s peš računom. Zgornjo mejo za celotno prečno silo določimo ob predpostavki, da se pri najbolj pomembni nihajni obliki aktivira celotna masa konstrukcije. Spodnjo mejo celotne prečne sile pa določimo ob upoštevanju efektivne mase pri najbolj pomembni nihajni obliki.

Zgornja meja: $F_{b,max} = S_d(T_i) \cdot m$

Spodnja meja: $F_{b,max} = S_d(T_i) \cdot m_{eff,i}$

Rezultati so podani v preglednici 29:

Preglednica 29: Kontrola celotne potresne sile iz programa Etabs glede na spodnjo in zgornjo mejo - potres v X in Y smeri

Table 29: Control of the base shear in regard to both highest and lowest allowed value

		m _{eff}	Tprip [s]	Fbx,max [kN]	Fb,min [kN]	Fb,x,etabs [kN]
	smer - x	0,65	0,67	10746	6996	7909
	smer - y	0,41	0,81	8953	3680	6652
Ţ						

Pri čemer so:

 m_{eff} – delež mase ki se aktivira pri dani nihani obliki ($m_{\text{eff},X}$ ali $m_{\text{eff},Y}$)

 T_{prip} – Pripadajoči nihajni čas za m_{eff}

Lahko opazimo, da je celotna potresna sila v obeh smereh analize znotraj pričakovanih mej.

Vidimo da je potresna sila v smeri X za 20 % večja kot v smeri Y. To je zaradi tega ker, pri nihajni obliki kjer se aktivira največ mase v smeri X je nihajni čas manjši. Manjši nihajni čas pomeni večjo potresno silo.

V drugem koraku kontroliramo še razmerje med celotno potresno silo in celotno težo konstrukcije (*W*). S tem dobimo oceno kolikšna je velikost potresne sile glede na težo celotne konstrukcije. V spodnji tabeli so prikazana razmerja za smer X in Y.

Preglednica 30: Razmerje med celotno prečno silo in celotno težo konstrukcije

	W=	31101,53	[kN]	
Exd	Fb/W=	0,25		
Eyd	Fb/W=	0,21		

Table 30: Total seismic force / total structure mass ratio

Etažne prečne sile v potresnem stanju so prikazane na sliki 34.



Slika 34: Etažne prečne sile PotresXY Figure 34: Story shears for PotresXY

6.5 Vpliv slučajne ekscentričnosti

Zaradi negotovosti povezane s položajem mase premaknemo masno središče iz nazivne lega za slučajno ekscentričnost v vsaki etaži in v obeh smereh (SIST EN 1998-1, točka 4.3.2). Slučajna ekscentričnost je znaša:

 $e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i$

kjer sta:

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

L_i tlorisna dimenzija etaže, pravokotno na smer potresnega vpliva

Skupno je potrebno analizirati štiri kombinacije ekcentričnosti mase (4 obtežni primeri) in določiti ovojnico. To dejansko naredi tudi Etabs avtomatizirano.

6.6 Kontrola pomikov MSU – Zahteva po omejitvi poškodb

Standard EC8 določa, da zahtevi po omejitvi poškodb zadostimo, če so etažni pomiki manjši od dovoljenih (SIST EN 1998-1, točka 4.4.3). Etažne pomike določimo z enačbo:

$$d_r = q_d d_{re} \tag{10}$$

kjer sta:

 q_d faktor obnašanja za pomike, predpostavljeno je, da je enak q, če ni drugače določeno

d_{re} etažni pomik pri potresni obtežni kombinaciji določen z linearno analizo z uporabo projektnega spektra.

Potrebno je preveriti X in Y komponento etažnih pomikov za vse etaže. Etažne pomike zaradi potresnega vpliva zmanjšamo za faktor v, ki je za običajne stavbe enak 0,5. Faktor v upošteva, da se kontrolo mejnega stanja uporabnosti izvede z upoštevanjem potresa s povratno dobo 95 let namesto 475 let, kot se upošteva pri kontroli mejnega stanja nosilnosti. Kontrolo etažnih pomikov izvedemo po enačbi 11, ki jo določa EC8 in sicer:

$$vd_r \le \alpha h_r$$
 (11)

kjer h_r predstavlja višino etaže in , faktor α pa je odvisen od vrste in načina vgradnje nekonstrukcijskih elementov:

- α=0.005 za stavbe, ki imajo na konstrukcijo pritrjene nekonstrukcijske elemente iz krhkih materialov,
- $\alpha = 0.075$ za stavbe z duktilnimi konstrukcijskimi elementi,

 α =0.10 za stavbe, pri katerih so nekonstrukcijski elementi pritrjeni na konstrukcijo tako, da deformacije konstrukcije nanje ne vplivajo.

V naši kontroli pomikov privzamemo faktor α =0,005, saj so v stavbo vgrajeni krhki nekonstrukcijski elementi (npr. opečne predelne stene). Namesto, da se pomiki d_r računajo iz analize za mejno stanje nosilnosti (ko pomike povečamo za faktor obnašanja q), se lahko uporabijo tudi pomiki iz modalne analize z elastičnim spektrom pospeškov s povratno dobo 95 let. V tem primeru povečanje pomikov s faktorjem obnašanja ni potrebno.

V kontroli upoštevamo pomike v centru mas posamezne etaže, ki so prikazani na sliki 35. Rezultati kontrole so prikazani v preglednici 31.



Slika 35: Prikaz pomikov centrih mas po etažih Figure 35: Displacements of stories by center of mass

	1							1	1			
	KONTROLA POMIKOV MSU ZA pomike centrih mas											
Etaža	ux [cm]	uy [cm]	dr,x [cm]	dr,y [cm]	v*dr,x [cm]	v*dr,y [cm]	h [cm]	α*h [cm]	q*v*de < α*h			
9	6,28	6,64	0,53	0,53	0,27	0,27	150,00	0,75	OK			
8	5,65	6,33	1,10	1,32	0,55	0,66	265,00	1,33	OK			
7	5,10	5,66	1,49	1,71	0,74	0,86	288,00	1,44	OK			
6	4,36	4,81	1,76	1,96	0,88	0,98	288,00	1,44	OK			
5	3,48	3,83	1,90	2,09	0,95	1,05	288,00	1,44	OK			
4	2,53	2,78	1,76	2,00	0,88	1,00	288,00	1,44	OK			
3	1,65	1,78	1,62	1,81	0,81	0,91	288,00	1,44	OK			
2	0,84	0,88	1,09	1,18	0,54	0,59	250,00	1,25	OK			
1	0,30	0,29	0,60	0,58	0,30	0,29	255,00	1,28	OK			

Preglednica 31: Kontrola MSU za konstrukcijo z	za Load Case PotresXY
Table 31: SLS control of displacements for L	oad Case PotresXY

Iz rezultatov preglednice 31 je razvidno, da zahteva po omejitvi poškodb izpolnjena, saj dovoljen pomiki niso nikjer preseženi (neenačba 11 je povsod izpolnjena).

6.7 Vpliv teorije drugega reda

Potresno analizo je izvedena brez upoštevanja vpliva teorije drugega reda. To pomeni, da moramo dokazati, da je takšna predpostavka ne pomembno vpliva na rezultate analize. Zato za vsako etažo in za vsako komponento pomika določimo koeficient občutljivosti za etažne pomike po enačbi 12 (EN 1998-1, člen 4.4.2.2(2)):

$$\theta = \frac{P_{\text{tot}} \times d_{\text{r}}}{V_{\text{tot}} \times h}$$
(12)

kjer so:

 θ koeficient občutljivosti za etažne pomike

*P*_{tot} celotna sila težnosti v obravnavani etaži in nad njo, ki je upoštevana pri potresnem projektnem stanju

*d*_r etažni pomik

- V_{tot} celotna prečna sila v etaži zaradi potresa
- h višina obravnavane etaže

Če velja θ < 0,1 vpliva teorije drugega reda ni potrebno upoštevati. V kolikor je izpolnjen pogoj 0,1 < θ ≤ 0,2 pa lahko vpliv teorije drugega reda približno upoštevamo tako, da ustrezne učinke potresnega vpliva povečamo s faktorjem 1/(1- θ). P_{tot} se izračuna kot vsoto teže obravnavane etaže in vseh etaž nad njo.

V preglednici 32 je prikazan izračun koeficienta občutljivosti za vsako etažo in kontrola, ali je potrebno upoštevati teorijo drugega reda.

Etaža	P _{tot} [kN]	d _{rX} [cm]	V _{totX} [kN]	d _{ry} [cm]	V _{totY} [kN]	h [cm]	θχ	θу	q < 0,1
9	226	0,53	147	0,53	129	150,00	0,01	0,01	OK
8	2397	1,10	1350	1,32	1201	265,00	0,01	0,01	OK
7	6417	1,49	3159	1,71	2718	288,00	0,01	0,01	OK
6	10496	1,76	4599	1,96	3878	288,00	0,01	0,02	OK
5	14603	1,90	5737	2,09	4790	288,00	0,02	0,02	OK
4	18791	1,76	6647	2,00	5543	288,00	0,02	0,02	OK
3	23087	1,62	7332	1,81	6134	288,00	0,02	0,02	OK
2	27637	1,09	7772	1,18	6527	250,00	0,02	0,02	OK
1	31102	0,60	7909	0,58	6652	255,00	0,01	0,01	OK

Preglednica 32: Kontrola vpliv TDR za Load Case PotresXY Table 32: Control of displacements using the "Second order theory" for load case PotresXY

Kot vidimo, mejna vrednost 0.1 ni nikjer presežena. To pomeni, da teorije drugega reda ne rabimo upoštevati pri projektiranju, ker prispeva manj kot 10 % na pomike stavbe.

6.8 Kontrola pomikov pri stiku z dilataciji

Kot je bilo omenjeno v opisu konstrukcijskega sistema stavbe (poglavje 2.2), je del stavbe, ki ga projektiramo razdeljen od sosednjega (zrcalnega) dela stavbe z 10 cm široko dilatacijo. Na podlagi pomikov stavbe moramo ugotoviti, ali je predvidena debelina dilatacije dovolj velika, da prepreči nezaželene trke sosednjih objektov. Za kontrolo velikost dilatacije nas zanima le pomik v smeri v vzdolžni smeri stavbe (smeri X).



Slika 36: Pomik v desnem vogalu stavbe v strehi (tloris strehe) zaradi Load Case PotresXY Figure 36: Displacement in the upper right corner (roof flor plan) – Load Case PotresXY
Največji pomik na mestu dilatacije je zgodi v zgornjem desnem kotu stavbe (glej sliko 36). V spodnji tabeli so prikazani pomiki po etažah v tej točki.

Preglednica 33: Pomiki po etažah pri dilataciji (pomiki niso poravnani, s ciljem da je vidno koliko je dejanski skupni pomik na vrhu stavbe)

Table 33: Displacements for all stories at the dilatation (the displacements at every floor are

etaža	pomik Ux [cm]
1 nadst.	0,33
2 nadst.	0,94
3 nadst.	1,74
4 nadst.	2,70
5 nadst.	3,84
6 nadst.	4,82
7 nadst.	5,82
streha	6,24

total, from z = 0)

Način izračuna skupnega pomika za oba dela stavbe je podan v standardu SIST EN 1998-1, točki 4.4.2.7: Razdalja med obema simetričnima deloma stavbe ne sme biti manjša od kvadratnega korena vsote kvadratov (SRSS) največjih vodoravnih pomikov. Standard tudi pove, da če so ravni etaž projektirane stavbe ali enote enake kot tiste pri sosednji enoti, se lahko zgoraj omenjena najmanjša razdalja zmanjša s faktorjem 0,7. Tako izračunamo najmanjšo dovoljeno razdaljo z enačbo 13:

$$l_{max} = \sqrt{q \cdot (2 \cdot u_{max})^2} \times 0.7 = \sqrt{2 \cdot (2 \cdot 0.0624)^2} \cdot 0.7 = 0.124 \, m = 12.4 \, cm \tag{13}$$

V arhitekturnih podlogah je bila narisana le 10 cm debela dilatacija, kar je premalo. Na podlagi zgornjega izračuna vidimo, da mora biti širina dilatacije vsaj 12,4cm.

7 DIMENZIONIRANJE KONSTRUKCIJE NA POTRESNO OBTEŽBO

V magistrski nalogi se pri projektiranju konstrukcijskih elementov stavbe omejimo na najbolj obremenjen okvir in glavne nosilne stene. Oznake obravnavanih konstrukcijskih elementov so prikazane na sliki 37.



Slika 37: Izbrani konstrukcijski elementi za dimenzioniranje Figure 37: Chosen structural elements for design

7.1 Dimenzioniranje vzdolžne stene - Stena X

7.1.1 Opis geometrije stene in geometrijske omejitve

Obe krajši steni v smeri X se stikujeta s stebrom, pri čemer je ob vpetju (kjer so maksimalne notranje sile za dimenzioniranje) prerez stebra največji - 70x70 cm. Nad drugem nadstropju se prerez stebra zmanjša na 60x60 cm in sega do vrha četrte etaže. Od petega etaže dalje se prerez stebra dodatno zmanjša na dimenzijo 50x50 cm. Prav tako se stena proti vrhu (od dna sedme etaže) zmanjša iz debeline 25 cm na debelino 20 cm. Na sliki 38 so predstavljeni vsi štiri prerezi, ki se spreminjajo po višini.



Slika 38: Prečni prerezi Stene X po višini Figure 38: Cross-sections of the Wall X along it's height

Vse obremenitve stene so bolj razložene v poglavju 7.1.2. Te dve ki jih rabimo pri geometrijskih omejitvah stene sta največja tlačna osna sila, ter največjo prečno silo ki znašata:

V_{Ed} = 2112 kN

Debelina stene izhaja iz pogoja za maksimalno dovoljeno prečno silo, ki jo stena lahko prevzamem v skladu z enačbo 14 (porušitev tlačne diagonale):

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} b_w 0.9 dv_1 f_{cd}}{(cot\theta + tan\theta)} = \frac{1.0 \cdot 25 cm \cdot 0.9 \cdot 200 cm \cdot 0.528 \cdot 2kN/cm^2}{(1+1)}$$

$$= 2112 \ kN > V_{Ed}$$
(14)

kjer je:

 α_{cw} koeficient, ki upošteva stanje napetosti v tlačnem pasu (za elemente, ki niso prednapeti je $\alpha_{cw} = 1$),

 b_w širina stene,

d statična višina stene (upoštevamo $d = I_w - I_c/2 = 205 - 5 \text{ cm} = 200 \text{ cm}$),

 f_{cd} projektna tlačna trdnost betona,

 v_1 faktor, ki upošteva zmanjšanje maksimalne napetosti tlačne diagonale zaradi razpok (definiran v enačbi 15),

 θ naklon tlačene diagonale (upoštevamo θ = 45°).

$$v_1 = v = 0.6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] = 0.6 \left[1 - \frac{30}{250} \right] = 0.528$$
 (15)

o normirana osna sila (SIST EN 1998-1:2005, člen 5.4.3.4.1(2)):

$$\nu_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{f_{cd} \cdot b_w \cdot l_w} = \frac{2614}{2 \cdot 25 \cdot 205} = 0,255 < 0,4$$

o višina kritičnega območja (SIST EN 1998-1:2005, člen 5.4.3.4.2(1)):

$$h_{cr} = max\{l_w, h_w/6\} = max\{205 \ cm; \frac{2210}{6} = 368,33 \ cm\} = 368 \ cm$$

z omejitvijo

$$\begin{cases} 2 \cdot l_w \\ hs \ za \ n \le 6 \ eta \breve{z} \\ 2 \cdot h_s \ za \ n \ge 7 \ eta \breve{z} \end{cases}$$

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2 \cdot 205 cm = 410 \ cm \\ 2 \cdot 240 cm = 480 cm \end{cases}$$

Izberemo višino kritičnega območja, h_{cr} = 480 cm.

7.1.2 Obremenitve v steni

Zaradi razmeroma velikih obremenitev stene in majhne dolžine smo se odločili, da stene armiramo izključno s palicami in ne z armaturnimi mrežami. Steno najprej dimenzioniramo na strižno

obremenitev in nato še na osno-upogibno obremenitev. V nadaljevanju so najprej prikazane obremenitve stene.

Zaradi razmeroma nizkega faktorja obnašanja (*q* = 2) so potresne obremenitve stene precej velike in prevladujejo v primerjavi z ostalimi obtežbami (gravitacijsko obtežbo). Potresna obtežba se vedno upošteva s pozitivnim in negativnim predznakom. Tako imamo v enem slučaju veliko tlačno osno silo (-2614 kN), v drugem slučaju pa zelo nizko vrednosti tlačne osne sile (skoraj nategu, -274 kN). Stena je hkrati obremenjena tudi z dvoosnim upogibom (obremenitve v smeri Y so sicer precej manjše, ampak jih moramo upoštevati zaradi stebra). Za vsako vrednost projektne osne sile (minimalno in maksimalno vrednost) dobimo tako štiri kombinacij upogibnih momentov, na katere dimenzioniramo upogibno armaturo stene. Kot bo pokazano v nadaljevanju, so za dimenzioniranje merodajne obtežne kombinacije z maksimalno osno silo (najmanjši tlak ali nateg).

V skladu s SIST_EN_1998-1_2005 (člen 5.4.2.4) je potrebno pri določanju obremenitev za projektiranje sten upoštevati pravila za določanje projektnih ovojnic upogibnih momentov in faktorjev povečanja za prečne sile.

Projektno ovojnico upogibnih momentov določimo tako, da najprej lineariziramo računske upogibne momente po višini in potem premaknemo črto upogibnih momentov navzgor zaradi nastanka poševnih (strižnih) razpok. Po teoriji striga je premik momentne črte enak polovici ročine notranjih sil. V praksi pa je pogosto primerno predpostaviti, da je premik momentne črte enak višini spodnje etaže (SIST EN 1998-1:2005, člen 5.4.2.4; Priročnik za projektiranje str. 8-62). Tak pristop uporabimo tudi v okviru magistrske naloge.

Projektno ovojnico prečnih sil določimo tako, da računske strižne sile najprej pomnožimo s faktorjem 1,5 po celotni višini stene, nato pa še upoštevamo, da prečna sila na vrhu ni manjša od polovici prečne sile ob vpetju.

Projektne ovojnice sile za projektiranje stene X so predstavljene na slikah 39 in 40. Vrednosti so določene z uporabo zgoraj navedenih pravil in naslednjih kombinacij obtežb:

$$A_{Ed} - = 1,0 \cdot G + 0,3 \cdot Q - E_{xy} \quad ; \quad A_{Ed} + = 1,0 \cdot G + 0,3 \cdot Q + E_{xy}, \tag{16}$$

pri čemer *G* predstavlja obremenitev zaradi stalne obtežbe, Q predstavlja obremenitev zaradi koristne obtežbe in je E_{XY} predstavlja obremenitev zaradi potresnega vpliva, ki deluje hkrati v smeri X in Y. Kombinaciji A_{Ed} – in A_{Ed} + predstavljata minimalno in maksimalno ovojnico obremenitev v potresnem projektnem stanju, ki jim odgovarjajo naslednje vrednosti osnih sil, momentov in prečnih sil: ($N_{Ed,min}, M_{Ed,min}, V_{Ed,min}$) in ($N_{Ed,max}, M_{Ed,max}, V_{Ed,max}$).

Opozoriti velja, da so projektne obremenitve s slik 39 in 40 večje od vrednosti, ki izhajajo direktno iz rezultatov elastične analize. Pri projektiranju namreč upoštevamo prerazporeditev obtežbe med stenami. Kot bo predstavljeno v poglavju 7.3.3.2, bi bila prečna sila v dela jedra J2, ki bi izhajala iz rezultatov elastične analize, večja kot $V_{Rd,max}$. Zato je bila upoštevana porazdelitev obtežbe na ostale stene. Standard (SIST_EN 1998-1 (člen 5.4.2.4(2)) dovoljuje do 30% prerazporeditve notranjih sil pod pogojem, da se celotna zahtevana nosilnost ne zmanjša. Poleg upogibnih momentov se prerazporedijo tudi prečne sile (v istem razmerju). Prečne sile in upogibni momenti stene X (iz elastične analize) so tako povečani še za 16% obremenitev iz jedra (samo dela jedra J2).



Slika 39: Prečne sile Stene X za negativno potresno kombinaicjo $[A_{Ed}-]$ Figure 39: Shear forces in the Wall X for the negative seismic combination $[A_{Ed}-]$



Slika 40: Upogibni momenti Stene X v smeri močne osi (kombinaciji A_{Ed} – in A_{Ed} +) Figure 40: Bending moments about the strong axis of the Wall X (combinations A_{Ed} – in A_{Ed} +)

Upogibni momente v šibki smeri stene so deset krat manjši od tistih s slike 40, zato jih na sliki ne prikazujemo (so pa upoštevani pri dimenzioniranju stene).

7.1.3 Minimalna armatura v steni

Glede na to, da je element kombinacija stebra in stene ter je element povsod armiran z vzdolžnimi palicami in stremeni, smo za celoten prerez elementa upoštevali kriterije za robne elemente v stenah. V robnih elementih delež vzdolžne armature ne sme biti manjši od 0,005. Poleg tega pa razdalja med dvema sosednjima vzdolžnima armaturnima palicama, ki jo podpirajo stremena ali prečne vezi, ne sme biti večja od 200 mm. Premer vzdolžnih palic tudi ne sme biti manjši od 12 mm.

Strižno odpornost stene zagotovimo s stremeni. V skladu s standardom SIST EN 1998-1:2005 (točka 5.4.3.4) morajo stremena robnega elementa meriti vsaj 6 mm, razmik med njimi pa ne presega:

$$s = min \begin{cases} \frac{b_0}{2} \\ 175 mm \\ 8d_{bL} \end{cases}$$

kjer sta:

 b_0 širina robnega elementa,

*d*_{bL} najmanjši premer vzdolžnih armaturnih palic.

Na ta način je zagotovljena najmanjša duktilnost in je preprečen lokalni uklon vzdolžnih armaturnih palic.

7.1.3.1 Spodnji (večji) prerez stene (b_w = 25 cm)

i) minimalna vzdolžna armatura v steni (SIST_EN 1998-1, člen 5.4.3.4.2)

o minimalna količina armature

 $A_{sv,min} = 0,005 * b_w * l_c = 0,005 * 25 * 205 = 25,63 cm^2$

- o izberemo premer vzdolžne palice $\phi_v = 12 \ mm$
- o število vzdolžnih palic na eni strani stene $n_v = 12$
- o razdalja med dvema sosednjima vzdolžnima palicama

$$e_{sv} = \frac{l_c - \phi_v - \phi}{n_v - 1} = \frac{205 - 1.2 - 0.6}{12 - 1} = 18,47 \text{ cm} \le 20 \text{ cm}$$

o dejanska vzdolžna armatura robnega elementa

$$A_{sv} = 2 * n_v * 1,13 cm^2 = 27,12 cm^2$$

ii) minimalna prečna armatura robnega elementa

- \circ premer stremena v robnem elementu $\phi = \phi_{min} = 6 \ mm$
- o širina objetega betona robnega elementa, merjeno med osmi stremen

$$b_o = b_w - 2 * c_{min} - \phi = 25 - 2 * 3 - 0.6 = 18.4 \ cm$$

 $\circ \quad \text{razmak stremen v robnem elementu } s_{max} = \min \begin{cases} \frac{b_0}{2} = \frac{18.4}{2} = 9.2 \ cm \\ 17.5 \ cm \\ 8d_{bL} = 8 * 1.2 = 9.6 \ cm \end{cases}$

izberemo razmak med stremeni s = 8 cm

iii) minimalna prečna armatura v stojini (SIST_EN 1998-1 (člen 5.5.3.4.5(13P))

o Skupna minimalna prečna armatura na tekoči meter (z obeh strani):

 $A_{sw,min} = 0,002 * b_{wo} * 100 = 0,002 * 25 * 100 = 5 \ cm^2/m^2$

7.1.3.2 Zgornji (manjši) prerez stene (b_w = 20 cm)

i) minimalna vzdolžna armatura v steni

o minimalna količina armature

 $A_{sv,min} = 0,005 * b_w * l_c = 0,005 * 20 * 205 = 20,5 \ cm^2$

- \circ izberemo premer vzdolžne palice $\phi_v = 12 \ mm$
- o število vzdolžnih palic na eni strani robnega elementa $n_v = 12$
- razdalja med dvema sosednjima vzdolžnima palicama

$$e_{sv} = \frac{l_c - \phi_v - \phi}{n_v - 1} = \frac{205 - 1, 2 - 0, 6}{12 - 1} = 18,47 \text{ cm} \le 20 \text{ cm}$$

o dejanska vzdolžna armatura robnega elementa

$$A_{sv} = 2 * n_v * 1,13 cm^2 = 27,12 cm^2$$

Zadoščajo 10 palice na eni strani, ampak v tem primeru ne bi izpolnili pogoja za maksimalno razdaljo med palicami.

ii) minimalna prečna armatura v steni

- o premer stremena v robnem elementu $\phi = \phi_{min} = 6 mm$
- o širina objetega betona robnega elementa, merjeno med osmi stremen

$$b_o = b_w - 2 * c_{min} - \phi = 20 - 2 * 3 - 0,6 = 13,4 cm$$

 $\circ \quad \text{razmak stremen v robnem elementu } s_{max} = \min \begin{cases} \frac{b_0}{2} = \frac{13.4}{2} = 6.7 \ cm \\ 17.5 \ cm \\ 8d_{bL} = 8 * 1.2 = 9.6 \ cm \end{cases}$

izberemo razmak s = 8 cm

iii) minimalna prečna armatura v stojini

Skupna minimalna prečna armatura na tekoči meter (z obe strani):

$$A_{sw,min} = 0,002 * b_{wo} * 100 = 0,002 * 20 * 100 = 4 \ cm^2/m^2$$

7.1.4 Osno-upogibno dimenzioniranje stene

V tem poglavju določamo navpično armaturo v steni za prevzem osno-upogibnih obremenitev. Vzdolžno armaturo elementa po višini zmanjšujemo, da sledimo poteku projektne ovojnice upogibnih momentov. Skladno s spreminjanjem geometrije stene po višini se odločimo, da tudi armaturo stene projektiramo na treh mestih: i) ob vpetju stene, ii) na dnu tretje etaže (z = 5,05 m),

kjer ima krajni steber kvadraten prerez s stranico 60 cm, in iii) na dnu pete etaže (kota *z* = 10,81 m), kjer ima krajni steber stranico 50 cm. Pri vseh treh prerezih je debelina stene enaka 25 cm. Pri dimenzioniranju uporabljamo program Gala Reinforcement (Gala Reinforcement 4.1. 2002).

7.1.4.1 Osno-upogibno dimenzioniranje pri vpetju

V prejšnjem poglavju (7.1.3) je, na podlagi geometrijskih omejitvah izračunana le minimalna armatura. S pomočjo Gala Reinforcement nato preverimo, če s to minimalno armaturo lahko prevzamemo osno-upogibne obremenitve. Obremenitve na katere dimenzioniramo so naslednje:

 $N_{Ed,max} = 1,0 \cdot N_G + 0,3 \cdot N_Q + 1,0 \cdot N_A = -274 \ kN$ $N_{Ed,min} = 1,0 \cdot N_G + 0,3 \cdot N_Q + 1,0 \cdot N_A = -2614 \ kN$

Vsaka osna sila ima dva pripadajoča upogibna momenta v vsaki smeri:

 $M_{EdY,max} = 5845 \ kNm \quad M_{EdY,min} = -6285 \ kNm$ $M_{EdZ,max} = 456 \ kNm \quad M_{EdZ,min} = -502 \ kNm$

Tako dobimo osem različnih kombinacij, ki jih uporabimo pri osno-upogibnem dimenzioniranju. Ugotovili smo, da minimalna armatura ne zadostuje za privzem projektnih obremenitev. Za dimenzioniranje je merodajna kombinacija z večjo osno silo, ki glede na izbran predznak osnih sil predstavlja manjši tlak. S pomočjo programa Gala Reinforcement smo po več iteracijah določili potrebno količino armature.

Gala Reinforcement ima tlak označen s pozitivno vrednostjo. Glede tega pri dosedanjih podanih obremenitvah upoštevan je tlak z -, nateg pa s +, v Gala je tudi to spremenjeno da ne bi nastale nobene motnje.

V stebru potrebujemo 24 palic s premerom 28 mm, v steni pa 22 palic s premerom 28 mm (11 na vsaki strani), kot je prikazano v armaturnih načrtih (Priloga B1). Kot je razvidno s slike 41, z izbrano količino armature zagotovimo zadostno nosilnost prereza, saj so vse obremenitve znotraj interakcijskega diagrama.



Slika 41: Interakcijski diagram za dvoosni upogib Stene X za prerez ob vpetju (z = 0m) Figure 41: Interaction diagram for bi-axial bending of the Wall X for section at the base (z = 0m)

Skupni delež navpične armature, ki ga imamo v tem elementu je tako 3,42 %.

7.1.4.2 Osno-upogibno dimenzioniranje na dnu tretje etaže

Osno-upogibno armaturo v tretji in četrti etaži določimo na podlagi notranjih sil na dnu tretje etaže na višini 5,05 m, ki so sledeče:

$$N_{Ed,max} = 1,0 \cdot N_G + 0,3 \cdot N_Q + 1,0 \cdot N_A = -231 \ kN$$
$$N_{Ed,min} = 1,0 \cdot N_G + 0,3 \cdot N_Q + 1,0 \cdot N_A = -1936 \ kN$$

Vsaka osna sila ima dva pripadajoča upogibna momenta v vsaki smeri:

 $M_{EdY,max} = 5221 \ kNm \quad M_{EdY,min} = -5615 \ kNm$ $M_{EdZ,max} = 141 \ kNm \quad M_{EdZ,min} = -193 \ kNm$

Merodajna osna sila, pri kateri bo prerez imel manjšo upogibno odpornost je tista, ki je bliže nategu, kar je v našem primeru -231 kN. Potrebno količino armature določimo s programom Gala Reinforcement. V stebru izberemo 24 palic s premerom 25 mm, v stenastem delu prereza pa 22 palice istega premera (11 na vsako stran). S slike 42 je razvidno, da je izbrana armatura zadostuje za prevzem obremenitev, saj so vse obremenitve znotraj interakcijskega dijagrama.



Slika 42: Interakcijski diagram za dvoosni upogib Stene X za prerez na višini z = 5,05 m Figure 42: Interaction diagram for two-axial bending of the Wall X for the section at height z =

5,05 m

7.1.4.3 Osno-upogibno dimenzioniranje na dnu pete etaže

Obremenitve na višini z = 10.81 m (dnu pete etaže) so sledeče:

$$N_{Ed,max} = 1,0 \cdot N_G + 0,3 \cdot N_Q + 1,0 \cdot N_A = -226 \ kN$$
$$N_{Ed,min} = 1,0 \cdot N_G + 0,3 \cdot N_Q + 1,0 \cdot N_A = -1142 \ kN$$

Vsaka osna sila ima dva pripadajoča upogibna momenta v vsaki smeri:

$$M_{EdY,max} = 3782 \ kNm \quad M_{EdY,min} = -4072 \ kNm$$
$$M_{EdZ,max} = 81 \ kNm \quad M_{EdZ,min} = -160 \ kNm$$

Armaturo spet zmanjšamo z iteracijami tako, da imamo sedaj v stebru 20 palic s premerom 22 mm, v steni pa pustimo isto armaturo kot v spodnjem prerezu (22 palic s s premerom 25 mm). S programom Gala Reinforcement dobimo interakcijski diagram, prikazan na sliki 43.



Slika 43: Interakcijski diagram za dvoosni upogib Stene X za prerez na višini z = 10,81 m Figure 43: Interaction diagram for bi-axial bending of Wall X for the section at height z = 10,81 m

S slike 43 vidimo, da so z izbrano armaturo, vse obremenitve znotraj interakcijskega diagrama.

7.1.5 Dimenzioniranje na strižno obremenitev

Projektno vrednost strižne odpornosti prečnega prereza brez strižne armature določimo skladno s standardom (SIST EN 1992-1-1:2005).

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$$
(17)

z najmanjšo vrednost :

$$V_{Rd,c,min} = (\nu_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) b_w \cdot d \tag{18}$$

Izračunamo spremenljivke, ki nastopajo v enačbah 17 in 18 in dobimo:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{2000}} = 1,32 \le 2$$
$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = 0,34 \le 0,02$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{2614kN}{25cm \cdot 205cm} = \frac{0.51kN}{cm^2} < 0.2 \cdot fcd = 0.4 \frac{kN}{cm^2} \rightarrow \sigma_{cp} = 0.4 \frac{kN}{cm^2}$$

$$C_{Rd,c} = 0.12$$

$$k_1 = 0.15$$

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot fck^{1/2} = 0.414$$

$$d = l_w - a = 205 \ cm - 5 \ cm = 200 \ cm$$

Pri tem je A_{sl} ploščina prereza natezne armature, N_{ed} je projektna tlačna osna sila zaradi obtežbe ali prednapetja, A_c je ploščina prereza betona, b_w je najmanjša širina prečnega prereza v območju natezne cone, *d* pa statična višina.

Projektna vrednost strižne odpornosti in njena minimalna vrednost tako znašata:

$$V_{Rd,c} = \left[0,12 \cdot 1,32 \cdot (100 \cdot 0,02 \cdot 30)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot 0,4\right] \cdot 250 \cdot 2000 = 340,1kN$$
$$V_{Rd,c,min} = (0,414 + 0,15 \cdot 0,4) \cdot 250 \cdot 2000 = 237 \ kN$$
$$V_{Ed} = 1771 \ kN > V_{Rd,c}$$

Na podlagi tega, vidimo da je projektna obremenitev (V_{Ed}) večja od strižne nosilnosti prereza brez upoštevanja strižne armature (V_{Rd,c_1}), zato je potrebno celotno prečno silo prevzeti z armaturo.

• Potrebna prečna armatura v elementu

Izberemo dvostrižno streme po celotni dolžini elementa. Prav tako mora biti izpolnjen pogoj, da razdalja med dvema vzdolžnima armaturnima palicama, ki ju podpirajo stremena ali prečne vezi, ni večja od 200 mm. Zaradi tega v prerezu moramo dodati dodatna zaprta stremena po dolžini stene, kot je prikazano v armaturnih načrtih (Priloga B1). Vmesna stremena podpirajo navpične palice in s tem preprečijo njihov uklon v slučaju potresa.

Izberemo streme s premerom 10 mm. S pomočjo spodnje enačbe, izračunamo razdaljo med stremeni vzdolž elementa:

$$s = \frac{A_{sw} \cdot z \cdot f_{zwd}}{V_{Ed}} = \frac{(2 \cdot 0.785 cm^2 \cdot 0.9 \cdot 200 cm) \cdot 43.48 kN/cm^2}{1771 kN} = 6.9 cm$$

Dobimo premalo razdaljo. Za lažjo izvedbo, izberemo premer palice 12 mm, s ciljem da bi povečali potrebni razmik s. Tako dobimo potrebni s = 9,98 cm. Izberemo s = 9,5 cm.

S tem smo tudi izpolnjujemo pogoj za največjo razdaljo med stremeni *s_{max}*:

$$s_{max} = min\left\{\frac{b_0}{2}; 175mm; 8 \cdot d_{bl}\right\} = min\left\{100mm; 175mm; 8 \cdot 24mm = 192mm\right\} \ge s = 95 mm$$

Upoštevati moramo tudi prečno silo v drugi smeri, ki je največja v vpetju in znaša V_{Ed} = 179 kN. Glede tega, da je ta prečna sila mnogo manjša kot prečne sile v smeri X, najprej določimo prečno armaturo za večjo silo in nato, za dobljeno armaturo preverimo še odpornost striga v drugi smeri.

Strig v drugi smeri bo večinoma prevzet od stebra, v katerega moramo prav tako vstaviti prečno armaturo skladno s predpisi.

Izberemo štiri strižno streme premera 8 mm. Na podlagi tega izračunamo:

$$s = \frac{A_{sw} \cdot z \cdot f_{zwd}}{V_{Ed}} = \frac{(4 \cdot 0.5cm^2 \cdot 0.9 \cdot 65cm) \cdot 43.48kN/cm^2}{179kN} = 28.5 cm$$
$$s_{max} = min\left\{\frac{b_0}{2}; 175mm; 8 \cdot d_{bl}\right\} = min\left\{\frac{600}{2}; 175mm; 8 \cdot 26mm = 208mm\right\} = 175mm$$

Za steber je potrebno izpolniti pogoj za maksimalno dovoljeno razdaljo med stremeni in zato izberemo novo razdaljo med stremeni s = 175 mm (samo v stebru).

7.2 Dimenzioniranje stene pri stopnicah – Stena Y

7.2.1 Geometrijske omejitve

Do_ižina objetega robnega elementa l_c ne sme biti manjša od 0,15 l_w ali 1,5 b_w .

$$l_{c,min} = \max \begin{cases} 0,15 \cdot l_w = 0,15 \cdot 292,5 = 43,9 \ cm \\ 1,5 \cdot b_w = 1,5 \cdot 25 = 37,5 \ cm \end{cases}$$

Za izbrano steno znaša minimalna dolžina robnega elementa 44 cm. Zaradi razmeroma velikih obremenitev stene izberemo dolžino robnega elementa I_c = 55 cm, kar je več kot minimalne vrednosti.

Debelina objetega dela prereza stene (robnih elementov) ne sme biti manjša od 200 mm. Poleg tega debelina robnih elementov ne sme biti manjša od $h_s/15$ (pri tem h_s označuje etažno višino), če dolžina objetega dela ni daljša od $0,2l_w$ ali b_w (upošteva se večja vrednost). Če pa je dolžina objetega dela daljša od večje vrednosti od $0,2l_w$ in b_w , b_w ne sme biti manjši od $h_s/10$.

Izbrana dolžina robnega elementa ($l_c = 55 \text{ cm}$) je več kot 0,2 l_w , kar pomeni da b_w ne sme biti manjši od $h_s/15 = 16 \text{ cm}$. Za steno izberemo debelino $b_w=25 \text{ cm}$. Izbrana debelina stene mora izpolniti še en pogoj za maksimalno dovoljeno prečno silo, ki mora biti večja od projektne strižne sile ($V_{Ed} = 1730 \text{ kN}$).

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw}b_w 0.9dv_1 f_{cd}}{(\cot\theta + \tan\theta)} = 1 \cdot 25 \cdot 0.9 \cdot 265 * 0.528 \cdot \frac{2}{\cot 45 + \tan 45} = 3148.2 \ kN > Ved$$

kjer je α_{cw} koeficient, ki upošteva stanje napetosti v tlačnem pasu (za elemente, ki niso prednapeti je $\alpha_{cw} = 1$). Statična višina $d = I_w - I_c/2 = 292,5 - 55/2 = 265$ cm.

$$v_1 = v = 0.6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] = 0.6 \left[1 - \frac{30}{250} \right] = 0.528$$

Pri geometrijskih omejitvah moramo preveriti tudi velikost normirane projektne osne sile, ki v potresnem stanju ne sme biti večja kot 0,4. V računu uporabimo kombinacijo obtežbe, pri katero dobimo minimalno osno silo (N_{Ed} = -3305kN):

$$\nu_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{f_{cd} * b_{w*l_w}} = \frac{3305}{2 * 25 * 292,5} = 0,226 < 0,4$$

o višina kritičnega območja:

 $h_{cr} = max\{l_w, h_w/6\} = max\{292,5 cm; 368,33 cm\} = 368,33 cm$

z omejitvijo
$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2 * l_w = 2 * 280 = 560 \ cm \\ 2 * h_s = 480 \ cm \end{cases}$$

Izberemo višino kritičnega območja h_{cr} = 480 cm, ki sega do vrha druge etaže.

7.2.2 Obremenitve v steni

Kot smo omenili v poglavju 3 (Vplivi na konstrukcijo), obtežbo stopnic upoštevamo poenostavljeno. Težo stopnic namreč prištejemo k obtežbi predelnih sten in jo nato enakomerno razdelimo po tlorisu vsake etaže. Z uporabljenim pristopom podcenimo osne obremenitve stene ob stopnišču. S ciljem, da bi bolj natančno ocenili obremenitev stene, obremenitvam stene iz analize dodatno prištejemo še stalno in koristno obtežbo zaradi stopnic v vsaki etaži, kot prikazano v preglednici 34.

		Aed -		Aed+	
višina	Ρ	Stopnice	Skupaj P	Ρ	Skupaj P
23,60	-72		-72	11	11
22,10	-93		-93	-9	-9
22,10	-247		-247	81	81
19,45	-283		-283	45	45
19,45	-517	-26,20	-543	177	151
16,57	-556		-582	138	112
16,57	-878	-52,40	-956	355	277
13,69	-928		-1007	305	226
13,69	-1304	-52,40	-1435	583	452
10,81	-1354		-1485	532	401
10,81	-1757	-52,40	-1940	833	649
7,93	-1807		-1991	782	599
7,93	-2218	-52,40	-2454	1089	854
5,05	-2269		-2505	1039	803
5,05	-2673	-52,40	-2961	1166	878
2,55	-2717		-3005	1122	834
2,55	-2919	-52,40	-3260	1254	914
0,00	-2964		-3305	1210	869

Preglednica 34: Spreminjanju osne sile po višini stene Y zaradi obtežbe stopnicah Table 34: Modified axial force on every floor of Wall Y, because of the load of the staircase

Obremenitve za dimenzioniranje stene so naslednje:

$$N_{Ed,MAX} = 1,0 \cdot N_G + 0,3 \cdot N_Q + 1,0 \cdot N_A = 869kN$$
$$N_{Ed,MIN} = 1,0 \cdot N_G + 0,3 \cdot N_Q - 1,0 \cdot N_A = -3305kN$$

Vsaka osna sila ima dva pripadajoča upogibna momenta:

 $M_{Ed,max} = 6566 \ kNm \quad M_{Ed,min} = -6533 \ kNm$

Tako dobimo štiri različne kombinacije, ki jih uporabimo pri osno-upogibnem dimenzioniranju. Na podoben način izračunamo tudi projektne prečne sile v steni:

$$V_{Ed,MAX} = 1,0 \cdot V_G + 0,3 \cdot V_Q + 1,0 \cdot V_E = 1153kN$$
$$V_{Ed,MIN} = 1,0 \cdot V_G + 0,3 \cdot V_Q - 1,0 \cdot V_E = -1141kN$$

Te prečne sile pri dimenzioniranju se množijo s faktorjem 1,5 kot je razloženo v poglavju 7.1.2. Merodajna sila za strižno dimenzioniranje stene je $V_{Ed,MAX} = 1153kN$.

Na sliki 44 je prikazan potek upogibnih momentov po višini stene za obe potresne kombinacije, na sliki 45 pa še potek strižnih sil po višini stene.



Slika 44: Upogibni momenti Stene Y (kombinaciji A_{Ed} – in A_{Ed} +) Figure 44: Bending moments in Wall Y (combinations A_{Ed} – in A_{Ed} +)

Kot vidimo s sliki 44, je pri določitvi projektne ovojnice upogibnih momentov upoštevan dvig momentne črte za višino prve etaže (več informacij je podanih v poglavju 7.1.2). Projektna ovojnica strižna sila je določena tako, da je prečna sila na vrhu stene enaka polovici strižne sile pri vpetju (slika 45).



Slika 45: Prečne sile Stene Y Figure 45: Shear forces in Wall Y

7.2.3 Minimalna armatura v steni

Delež vzdolžne armature v robnih elementih ne sme biti manjši od 0,005. Razdalja med dvema sosednjima vzdolžnima armaturnima palicama, ki jo podpirajo stremena ali prečne vezi, ne sme biti večja od 200 mm. Premer palice ne sme biti manjši od 12 mm.

Stremena robnega elementa morajo meriti vsaj 6 mm, razmik med njimi pa ne sme presega:

$$s = min \begin{cases} \frac{b_0}{2} \\ 175 mm \\ 8d_{bL} \end{cases} = \begin{cases} 125 mm \\ 175 mm \\ 96 mm \end{cases} = 96 mm$$

kjer sta:

b₀ širina robnega elementa

*d*_{bL} najmanjši premer vzdolžnih armaturnih palic.

Na ta način je zagotovljena najmanjša duktilnost in je preprečen lokalni uklon vzdolžnih armaturnih palic. Izberemo razmik med stremeni s = 90 mm.

Celoten prerez horizontalne armature v stojini stene ne sme biti manjši od 0,002A_c in 0,003A_c v vertikalni smeri.

Prerez stene se od dnu sedme etažne višine do vrha spremeni, tako da se debelina stene zmanjša na b_w = 20 cm. Kontrole minimalne armature zato opravimo za oba prereza.

7.2.3.1 Spodnji prerez stene (b_w = 25 cm)

i) minimalna vzdolžna armatura robnega elementa

- o minimalna količina armature
 - $A_{sv,min} = 0,005 * b_w * l_c = 0,005 * 25 * 55 = 6,875 \ cm^2$
- \circ izberemo premer vzdolžne palice $\phi_v = 12 \ mm$
- o število vzdolžnih palic na eni strani robnega elementa $n_v = 4$
- o razdalja med dvema sosednjima vzdolžnima palicama

$$e_{sv} = \frac{l_c - \phi_v - \phi}{n_v - 1} = \frac{55 - 1,2 - 0,6}{4 - 1} = 17,73 \ cm \le 20 \ cm$$

o dejanska vzdolžna armatura robnega elementa

$$A_{sv} = 2 * n_v * 1,13 cm^2 = 9,04 cm^2$$

ii) minimalna prečna armatura robnega elementa

- o premer stremena v robnem elementu $\phi = \phi_{min} = 6 mm$
- o širina objetega betona robnega elementa, merjeno med osmi stremen

$$b_o = b_w - 2 * c_{min} - \phi = 25 - 2 * 3 - 0,6 = 18,4 cm$$

razmak stremen v robnem elementu $s_{max} = min \begin{cases} \frac{b_0}{2} = \frac{18,4}{2} = 9,2 cm \\ 17,5 cm \\ 8d_{bL} = 8 * 1,2 = 9,6 cm \end{cases}$

izberemo razmak s = 8 cm

0

iii) minimalna prečna armatura v stojini

• Skupna minimalna prečna armatura na tekoči meter (z obe strani) v stojini stene: $A_{sw,min} = 0,002 * b_{wo} * 100 = 0,002 * 25 * 100 = 5 \ cm^2/m1$

iv) vzdolžna armatura v stojini

o minimalna vzdolžna armatura v stojini

 $A_{v,min} = 0,003 * b_{wo} * l_w = 0,003 * 25 * 292,5 = 21,94 \ cm^2$

7.2.3.2 Zgornji prerez stene (bw = 20 cm)

i) minimalna vzdolžna armatura robnega elementa

o minimalna količina armature

 $A_{sv,min} = 0,005 * b_w * l_c = 0,005 * 20 * 55 = 5,5 \ cm^2$

- \circ izberemo premer vzdolžne palice $\phi_v = 12 \ mm$
- o število vzdolžnih palic na eni strani robnega elementa $n_v = 4$
- razdalja med dvema sosednjima vzdolžnima palicama

$$e_{sv} = \frac{l_c - \phi_v - \phi}{n_v - 1} = \frac{55 - 1,2 - 0,6}{4 - 1} = 17,73 \text{ cm} \le 20 \text{ cm}$$

dejanska vzdolžna armatura robnega elementa

$$A_{sv} = 2 * n_v * 1,13 cm^2 = 9,04 cm^2$$

ii) minimalna prečna armatura robnega elementa

- o premer stremena v robnem elementu $\phi = \phi_{min} = 6 mm$
- o širina objetega betona robnega elementa, merjeno med osmi stremen

$$b_o = b_w - 2 * c_{min} - \phi = 20 - 2 * 3 - 0,6 = 13,4 cm$$

 $\circ \quad \text{razmak stremen v robnem elementu } s_{max} = \min \begin{cases} \frac{b_0}{2} = \frac{13,4}{2} = 6,7 \ cm \\ 17,5 \ cm \\ 8d_{bL} = 8 * 1,2 = 9,6 \ cm \end{cases}$

izberemo razmak s = 8 cm

iii) minimalna prečna armatura v stojini

• Skupna minimalna prečna armatura na tekoči meter (z obe strani) v stojini stene: $A_{sw,min} = 0,002 * b_{wo} * 100 = 0,002 * 20 * 100 = 4 \ cm^2/m1$

iv) vzdolžna armatura v stojini

minimalna vzdolžna armatura v stojini

 $A_{v,min} = 0,003 * b_{wo} * l_w = 0,003 * 20 * 292,5 = 17,55 \ cm^2$

7.2.4 Določitev potrebne strižne armature v stojini

Projektno vrednost strižne odpornosti prečnega prereza brez strižne armature določimo skladno s standardom (SIST EN 1992-1-1:2005).

Izračunamo spremenljivke ki nastopajo v enačbah in dobimo:

$$\begin{aligned} k &= 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{2650}} = \le 1,27 \\ \rho_l &= \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \le 0,02 \\ \sigma_{cp} &= \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{3305kN}{25cm \cdot 292,5cm} = 0,45 \frac{kN}{cm^2} < 0,2 \cdot fcd = 0,4 \frac{kN}{cm^2} \to \sigma_{cp} = 0,4 \frac{kN}{cm^2} \\ C_{Rd,c} &= 0,12 \\ k_1 &= 0,15 \\ \nu_{min} &= 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot fck^{1/2} = 0,414 \\ d &= l_w - \frac{l_c}{2} = 292,5 \ cm - \frac{55}{2} \ cm = 265 \ cm \end{aligned}$$

Osno-upogibna armatura v tem koraku še ni določena, tako da privzamemo maksimalno dovoljeno vrednost $\rho_l = 0,02$, ker na podlagi ogromnih obremenitvah, lahko šele zdaj predvidimo (ocenimo) da bomo potrebovali veliko količino osno-upogibne armature. Na ta način tudi dokažimo da v primeru največje možne $V_{Rd,c}$, je ta spet manjša kot V_{Ed} .

S pomočjo enačb 17 in 18 določimo projektno vrednost strižne odpornosti in njena minimalna vrednost:

$$V_{Rd,c} = \left[0,12 \cdot 1,27 \cdot (100 \cdot 0,02 \cdot 30)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot 0,4\right] \cdot 250 \cdot 2650 = 435kN$$
$$V_{Rd,c,min} = (0,414 + 0,15 \cdot 0,4) \cdot 250 \cdot 2650 = 314 \, kN$$
$$V_{Ed} = 1730 \, kN > V_{Rd,c} = 435 \, kN$$

Na podlagi enačbe, vidimo da je projektna prečna sila (V_{Ed}) večja od strižne nosilnosti prereza brez strižne armature ($V_{Rd,c}$), zato je potrebno celotno prečno silo prevzeti z armaturo.

$$A_{sw,potr.} = \frac{V_{Ed}}{0.8 * l_w * f_{yd}} * 100 \ cm = \frac{1730}{0.8 * 292.5 * 43.48} * 100 \ cm = 17 \ cm^2/m$$
(19)

Izberemo armaturno mrežo Q785 za vsako stran stene in tako dobimo $A_{sw,mreža} = 2 * 7,85 = 15,7 cm^2/m < Asw. potr.$ Vidimo da moramo dodati palice, da bi imeli dovolj velike strižne odpornosti prereza. Računsko nam primanjkuje še 1,3 cm² armature, tako da v primeru, da izberemo isti prerez palic kot je uporabljen pri armaturni mreži Q785 (Φ 10), rabimo še 2 palice na tekoči meter. Na vsako stran stene tako postavimo dodatno palico Φ 10/50 cm. Skupna strižna armatura stene znaša tako:

$$A_{sw,dej} = 15,7 \ cm^2/m + (2*0,785 \ cm^2/m) = 17,27 \ cm^2/m > A_{sw,min} = 5 \ cm^2/m$$
 (20)

o skupna količina navpične armature v stojini stene

$$A_{v} = (l_{w} - 2 * l_{c}) * A_{sw} / 100 = (292, 5 - 2 * 55) * 15, 7 / 100 = 28,65 cm^{2} / m > A_{v,min} = 22 cm^{2}$$

o skupna količina navpične armature v steni

$$\sum A_{v} = A_{v} + 2 * A_{sv} = 28,65 + 18,08 = 44,77 cm^{2} \ge A_{v,min} = 21 cm^{2}$$

Izračunana armatura je določena za prerez stene ob vpetju. Strižno armaturo bomo enkrat po višini zmanjšamo in sicer od sedme etaže naprej (kjer se prerez stene zmanjša na debelino 20 cm).

Prečna sila na dnu šeste etaže znaša V_{Ed} = 1015 kN (slika 46).

$$A_{sw,potr.} = \frac{V_{Ed}}{0.8 * l_w * f_{yd}} * 100 \ cm = \frac{1015}{0.8 * 292.5 * 43.48} * 100 \ cm = 9.987 \ cm^2/m$$

Izberemo armaturno mrežo Q524. Tako je dejanska količina armature:

$$A_{sw,mreža} = 2 * 5,24 = 10,48 \, cm^2/m > A_{sw,potr} > A_{sw,min} = 4 \, cm^2/m^2$$

o skupna količina navpične armature v stojini stene

$$A_{v} = (l_{w} - 2 * l_{c}) * A_{sw} / 100 = (280 - 2 * 55) * 10,48 / 100 = 17,82 \frac{cm^{2}}{m} > A_{v,min} = 17,55 \frac{cm^{2}}{m}$$

7.2.5 Osno-upogibno dimenzioniranje stene

V tem poglavju določimo navpično armaturo v steni za prevzem osno-upogibnih obremenitvah. Glede tega da se ovojnica momentov po višini stene zmanjšuje hitreje kot prečnih sil, izvedimo dimenzioniranje na podlagi obremenitvah v treh nivojih po višini: pri vpetju, na drnu četrte, pa sedme etaže. Pri tem upoštevamo prispevek navpične armature od armaturno mrežo v stojini. Za dimenzioniranje uporabimo program Gala Reinforcement.

7.2.5.1 Osno-upogibno dimenzioniranje pri vpetju

V poglavju 7.2.3 je na podlagi geometrijskih omejitvah, izračunana le minimalna armatura. S pomočjo Gala Reinforcement preverimo, če za prevzem osno-upogibnih obremenitev zadostuje minimalna armature. Obremenitve na katere dimenzioniramo so naslednje:

$$N_{Ed,max} = 1,0 \cdot N_G + 0,3 \cdot N_Q + 1,0 \cdot N_A = 869 \ kN_Q$$

$$N_{Ed,min} = 1,0 \cdot N_G + 0,3 \cdot N_O + 1,0 \cdot N_A = -3304 \ kN_A$$

Vsaka osna sila ima dva pripadajoča upogibna momenta:

$$M_{Ed,max} = 6547 \ kNm \quad M_{Ed,min} = -6533 \ kNm$$

Tako dobimo štiri različne kombinacije, ki jih uporabimo pri osno-upogibnem dimenzioniranju. Po prvi iteraciji ugotovimo, da obremenitve stene padejo izven interakcijskega diagrama, zato zaključimo, da minimalna armature še ne zagotavlja dovolj velike upogibne odpornosti. Po nekaj iteracijah določimo zadostno količino armature. Steno armiramo s 14 palicami premera 24 mm v robnih elementih in armaturnimi mrežami Q785 v stojini stena (Priloga B2). Pri tem ugotovimo, da moramo zaradi lažje vgradnje izračunane količine armature povečati dolžino robnih elementov iz 55 na 65 cm. S slike 46 je razvidno, da z izbrano armaturo nosilnosti stene zadostna, saj so vse obremenitve znotraj interakcijskega diagrama. Prav tako na podlagi enačbe 21 vidimo, da izbrana armatura robnega elementa ($A_{s,dej} = 63,3 \text{ cm}^2$) ne preseže maksimalne dovoljene količine ($A_{s,max} = 0,04A_c$):



$$A_{s,max} = 65cm \cdot 25cm \cdot 0,04 = 65cm^2 \tag{21}$$

Slika 46: Interakcijski diagram Stene Y za prerez ob vpetju Figure 46: Interaction diagram of the Wall Y for the section at the base

Razdalja med palicami v robnih elementih bo:

$$e_{sv} = \frac{l_c - \phi_v - \phi}{n_v - 1} = \frac{65 - 2,4 - 0,6}{7 - 1} = 10,33 \text{ cm} \le 20 \text{ cm}$$

pri čemer je ϕ_v premer vzdolžne armature, ϕ premer stremena in n_v število palic na eni strani robnega elementa.

Na koncu moramo preveriti še delež skupne navpične armature v celotno steno, ki ne sme presegati 0,04*Ac*.

o skupna količina navpične armature v steni

$$\sum A_{v} = A_{v} + 2 * A_{sv} = 26,69 + 2 * 63,3 = 152,9cm^{2} \le A_{v,max}$$
$$= 0,04 * 25 * 292 = 292cm^{2}$$
(22)

Prerez osno-upogibne armature po višini stene zmanjšamo tako, da sledimo projektni ovojnici upogibnih momentov, ki se z višino zmanjšuje (slika 44). Odločimo se, da izračunana armatura ob vpetju sega do vrha 3 etaži. Dodatno zmanjšanje armature je predvideno nad 4 etažo (višinska kota - z = 7,93 m) in nato v zadnjih treh etažah (višinska kota - z = 16,53 m), kjer se debelina stene zmanjša na 20 cm.

7.2.5.2 Osno-upogibno dimenzioniranje v četrti etaži (kota 7,93 m)

Obremenitve, na katere dimenzioniramo so naslednje:

$$N_{Ed,max} = 1,0 \cdot N_G + 0,3 \cdot N_Q + 1,0 \cdot N_A = 600 \ kN$$
$$N_{Ed,min} = 1,0 \cdot N_G + 0,3 \cdot N_Q + 1,0 \cdot N_A = -1991 \ kN$$

Vsaka osna sila ima dva pripadajoča upogibna momenta:

 $M_{Ed,max} = 5095 \ kNm \ M_{Ed,min} = -5085 \ kNm$

S programom Gala Reinforcement za opisane obremenitve izračunamo potrebno količino armature. Armaturo stene zmanjšamo glede na prerez ob vpetju, tako da zmanjšamo premer palic v robne elementu iz 24 mm na 22 mm. Namesto 14 palic v robnem elemetu izberemo 12 palic, med tem ko v stojini še vedno uporabimo mrežo Q785. Na tem delu stene tudi ponovno zmanjšamo dolžino robnega elementa (55 cm namesto 65 cm). S programom Gala Reinforcement za izbrano armaturo izračunamo interakcijski diagram in preverimo, če je izbrana armatura zadostna (glej sliko 48).



Slika 47: Interakcijski diagram Stene Y za prerez na višini 7,93m Figure 47: Interaction diagram of the Wall Y for section at height 7,93 m

Iz rezultatov s slike 47 je razvidno, da so obremenitve znotraj interakcijskega diagrama, kar pomeni, da je izbrana količina armature zadostna.

7.2.5.3 Osno-upogibno dimenzioniranje v sedmi etaži (višina 16,57 m)

Obremenitve, na katere dimenzioniramo so naslednje:

$$N_{Ed,max} = 1,0 \cdot N_G + 0,3 \cdot N_Q + 1,0 \cdot N_A = 112 \ kN$$
$$N_{Ed,min} = 1,0 \cdot N_G + 0,3 \cdot N_Q + 1,0 \cdot N_A = -582 \ kN$$

Vsaka osna sila ima dva pripadajoča upogibna momenta:

 $M_{Ed,max} = 2748 \ kNm$ $M_{Ed,min} = -2761 \ kNm$

Če obremenitve primerjamo z obremenitvami iz spodnjega dela stene, je očitno da bomo v tem delu stene potrebovali znatno manj armature. Iz poglavja 7.2.4 imamo za stojino stene že določeno armaturno mrežo *Q524* (kriterij striga). V robnem elementu izberemo 8 palic s premerom 18 mm in s programom Gala Reinforcement preverimo izbrano količino armature (slika 49).



Slika 48: Interakcijski diagram Stene Y za prerez na višini 16,57m Figure 48: Interaction diagram of the Wall Y for section at height 16,57 m

S slike 48 je razvidno, da so vse obremenitve znotraj interakcijskega diagrama, kar pomeni, da je izbrana armatura zadostna. Ta armatura se nadaljuje do vrha stene.

7.3 Dimenzioniranje jedra

Za jedro (skupino sten v okolici dvigalnega jaška) smo s pomočjo programa Etabs definirali »Pier« element, ki omogoča določitev rezultante napetosti iz ploskovnih elementov na težiščno os ekvivalentnega linijskega elementa. To pomeni, da jedro obravnavamo kot steber s prerezom, ki je prikazan na sliki 50.



Slika 49: Jedro AB sten okoli dvigala v tlorisu in 3D pogledu Figure 49: RC core around the elevator in 3D view

V prvem koraku najprej določimo lokacije robnih elementov in izračunamo geometrijske omejitve posameznih sten v jedru. Nato jedro dimenzioniramo na prečne sile. Na podlagi tega izračunamo potreben prerez armaturnih mrež. S programom Gala Reinforcement nato določimo še potrebno armaturo robnih elementov za prevzem osno-upogibnih obremenitev (dvoosni upogib z osno silo).

Za določitev strižnih in osno-upogibnih obremenitev imamo v Etabsu definirane različne »Pier« elemente. V primeru strižnih obremenitev imamo za vsako steno jedra definiran različen »Pier« element. Na ta način lahko enostavneje določimo strižne obremenitve posameznih sten zaradi kombinacije striga in torzijskega momenta. Za določitev osno-upogibnih obremenitev pa je celoten prerez jedra modeliran kot enoten »Pier« element.

7.3.1 Geometrijske omejitve posameznih delih jedra

V tem delu tega poglavja najprej določimo velikosti robnih elementov za vsako steno jedra, ter kontroliramo debeline sten.



Slika 50: Jedro konstrukcije z označenimi sestavnimi deli Figure 50: Building core with it's components marked

Levi del jedra – J1 Objet robni element:

$$l_{c,min} = \max \begin{cases} 0,15 \cdot l_w = 0,15 \cdot 245 = 36,75 \ cm \\ 1,5 \cdot b_w = 1,5 \cdot 25 = 37,5 \ cm \end{cases}$$

Izberemo dolžino robnega elementa 50 cm.

Izbrano dolžino robnega elementa je manjša kot $0,2^*I_w$, kar pomeni, da b_w ne sme biti manjši od $h_s/15 = 16$ cm. Izberemo debelino stene 25 cm. Od vrha sedme etaže debelino zmanjšamo na 20 cm.

Izpolniti moramo še en pogoj za maksimalno dovoljeno prečno silo, ki je odvisen od geometrije stene in trdnostnega razreda betona. Obremenitve v steni morajo biti manjše od maksimalne prečne sile, ki jih lahko stena prenese. To je preverjeno v spodnjem izračunu (enačba 23):

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} b_w 0.9 dv_1 f_{cd}}{(cot\theta + tan\theta)} = 1 \cdot 25 \cdot 0.9 \cdot 245 * 0.528 \cdot \frac{2.0}{cot45 + tan45}$$

$$= 2910.6 \ kN > V_{Ed} = 1687 \ kN$$
(23)

kjer je α_{cw} koeficient, ki upošteva stanje napetosti v tlačnem pasu (za elemente, ki niso prednapeti je $\alpha_{cw} = 1$). Statična višina $d = I_w - I_c/2 = 220 - 40/2 = 200$ cm.

$$v_1 = v = 0.6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] = 0.6 \left[1 - \frac{30}{250} \right] = 0.528$$

Del jedra J2

Objet robni element:

$$l_{c,min} = \max \begin{cases} 0,15 \cdot l_w = 0,15 \cdot 230 = 34,5 \ cm \\ 1,5 \cdot b_w = 1,5 \cdot 25 = 37,5 \ cm \end{cases}$$

Izberemo dolžino robnega elementa 50 cm.

Izbrana dolžina robnega elementa je manj kot $0,2^*l_w$, kar pomeni, da b_w ne sme biti manjši od $h_s/15 = 16$ cm. Izberemo debelino stene 25 cm.

Izpolniti moramo še en pogoj, za maksimalno dovoljeno prečno silo, ki je pogojen z geometrijo stene in trdnostnim razredom betona. Kontrola maksimalne prečne sile se pri tej stene ne izide, saj imamo preveliko prečno silo v tretji etaži. V skladu s standardom SIST_EN 1998-1 (člen 5.4.2.4(2)) za steno upoštevamo prerazporeditev prečnih sil in upogibnih momentov na preostale elemente. Prerazporeditev naredimo tako, da 16% obremenitev pripišemo preostalima stenama v smeri X, ki imata rezervo glede kontrole za $V_{Rd,max}$ (glej tudi poglavje 7.1.2). Z zmanjšano projektno obtežbo stene tako izpolnimo naslednjo kontrolo:

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} b_w 0.9 dv_1 f_{cd}}{(cot\theta + tan\theta)} = 1 \cdot 25 \cdot 0.9 \cdot 205 * 0.528 \cdot \frac{2.0}{cot45 + tan45}$$

$$= 2435.2 \ kN > V_{Ed} = 2211 kN$$
(24)

kjer je α_{cw} koeficient, ki upošteva stanje napetosti v tlačnem pasu (za elemente, ki niso prednapeti je $\alpha_{cw} = 1$). Statična višina $d = I_w - I_c/2 = 230 - 50/2 = 205$ cm.

Desni del jedra – J3

Objet robni element:

$$\begin{cases} 0,15 \cdot l_w = 0,15 \cdot 292,5 = 43,87 \ cm \\ 1,5 \cdot b_w = 1,5 \cdot 25 = 37,5 \ cm \end{cases}$$

 $l_{c,min} = \max$

Izberemo dolžino robnega elementa I_w = 55 cm.

Izbrano dolžino robnega elementa je manj kot $0,2l_w$, kar pomeni da b_w ne sme biti manjši od $h_s/15 = 16$ cm. Izberemo širino stene 25 cm.

Izpolniti moramo še pogoja za maksimalno dovoljeno prečno silo, ki je pogojen z geometrijo stene in trdnostnim razredom betona:

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} b_w 0.9 d\nu_1 f_{cd}}{(cot\theta + tan\theta)} = 1 \cdot 25 \cdot 0.9 \cdot 265 * 0.528 \cdot \frac{2.0}{cot45 + tan45} = 3148 \, kN > V_{Ed}$$
$$= 2936 \, kN$$

Statična višina $d = I_w - I_c/2 = 292,5 - 55/2 = 265$ cm.

J4 in J5:

Te dve sestavne deli jedra sta prekratka da bi imeli robne elemente in stojine, tako da jih armiramo samo z vertikalne palice in stremene.

Na sliki 51 je prikazan predpostavljen položaj robnih elementov in njihova velikost.



Slika 51: Preliminarna skica velikosti in položaju robnih elementov jedra Figure 51: Preliminary sketch for the location and size of the edge elements of the core

7.3.2 Minimalne armature v posameznih delih jedra

Delež vzdolžne armature v robnih elementih ne sme biti manjši od 0,005. Razdalja med dvema sosednjima vzdolžnima armaturnima palicama, ki jo podpirajo stremena ali prečne vezi, ne sme biti večja od 200 mm. Premer palice ne sme biti manjši od 12 mm.

Stremena robnega elementa morajo meriti vsaj 6 mm, razmik med njimi pa ne presega:

$$s = min \begin{cases} \frac{b_0}{2} \\ 175 mm \\ 8d_{bL} \end{cases} = \begin{cases} 125 mm \\ 175 mm \\ 96 mm \end{cases} = 96 mm$$

kjer sta:

b₀ širina robnega elementa

*d*_{bL} najmanjši premer vzdolžnih armaturnih palic.

Na ta način je zagotovljena najmanjša duktilnost in je preprečen lokalni uklon vzdolžnih armaturnih palic. Za stremen v vseh robnih elementih jedra, izberemo razmik s = 90 mm.

Celoten prerez horizontalne armature v stojini stene ne sme biti manjši od $0,002A_c$ in $0,003A_c$ v vertikalni smeri.

7.3.2.1 Levi del jedra J1 (od vpetja do sedme etaže)

i) minimalna vzdolžna armatura robnega elementa

o minimalna količina armature:

 $A_{sv,min} = 0,005 * b_w * l_c = 0,005 * 25 * 50 = 6,25 \ cm^2$

- o izberemo premer vzdolžne palice $\phi_v = 12 \ mm$
- o število vzdolžnih palic na eni strani robnega elementa $n_v = 4$
- o razdalja med dvema sosednjima vzdolžnima palicama:

$$e_{sv} = \frac{l_c - \phi_v - \phi}{n_v - 1} = \frac{50 - 1.2 - 0.6}{4 - 1} = 16,07 \ cm \le 20 \ cm$$

o dejanska vzdolžna armatura robnega elementa:

$$A_{sv} = 2 * n_v * 1,13 cm^2 = 9,04 cm^2$$

ii) minimalna prečna armatura robnega elementa

- \circ premer stremena v robnem elementu $\phi = \phi_{min} = 6 mm$
- o širina objetega betona robnega elementa, merjeno med osmi stremen:

$$b_o = b_w - 2 * c_{min} - \phi = 25 - 2 * 3 - 0.6 = 18.4 \ cm$$

 $\circ \quad \text{razmak stremen v robnem elementu } s_{max} = \min \begin{cases} \frac{b_0}{2} = \frac{18.4}{2} = 9.2 \ cm \\ 17.5 \ cm \\ 8d_{bL} = 8 * 1.2 = 9.6 \ cm \end{cases}$

izberemo razmak s = 9 cm

iii) minimalna prečna armatura v stojini

o skupna minimalna prečna armatura v stojini stene z obe strani je:

 $A_{sw,min} = 0,002 * b_{wo} * 100 cm = 0,002 * 25 * 100 = 5 cm^2/m$

iv) vzdolžna armatura v stojini

o minimalna vzdolžna armatura v stojini:

$$A_{v,min} = 0,003 * b_{wo} * l_w = 0,003 * 25 * 245 = 18,38 \ cm^2$$

7.3.2.2 Del jedra J2 (od vpetja do sedme etaže)

i) minimalna vzdolžna armatura robnega elementa

o minimalna količina armature:

 $A_{sv,min} = 0,005 * b_w * l_c = 0,005 * 25 * 50 = 6,25 \ cm^2$

- \circ izberemo premer vzdolžne palice $\phi_v = 12 \ mm$
- o število vzdolžnih palic na eni strani robnega elementa $n_v = 4$
- o razdalja med dvema sosednjima vzdolžnima palicama:

$$e_{sv} = \frac{l_c - \phi_v - \phi}{n_v - 1} = \frac{50 - 1.2 - 0.6}{4 - 1} = 16,07 \text{ cm} \le 20 \text{ cm}$$

o dejanska vzdolžna armatura robnega elementa:

$$A_{sv} = 2 * n_v * 1,13cm^2 = 9,04 cm^2$$

ii) minimalna prečna armatura robnega elementa

- o premer stremena v robnem elementu $\phi = \phi_{min} = 6 mm$
- o širina objetega betona robnega elementa, merjeno med osmi stremen:

$$b_o = b_w - 2 * c_{min} - \phi = 25 - 2 * 3 - 0.6 = 18.4 cm$$

o razmak stremen v robnem elementu
$$s_{max} = min \begin{cases} \frac{b_0}{2} = \frac{18,4}{2} = 9,2 \ cm \\ 17,5 \ cm \\ 8d_{bL} = 8 * 1,2 = 9,6 \ cm \end{cases}$$

izberemo razmak s = 9 cm

iii) minimalna prečna armatura v stojini

o skupna minimalna prečna armatura v stojini stenez obe strani je:

 $A_{sw,min} = 0.002 * b_{wo} * 100 = 0.002 * 25 * 100 = 5 \ cm^2/m^2$

iv) vzdolžna armatura v stojini

o minimalna vzdolžna armatura v stojini:

 $A_{v,min} = 0,003 * b_{wo} * l_w = 0,003 * 25 * 230 = 17,25 \ cm^2$

7.3.2.3 Desni del jedra J3 (od vpetja do sedme etaže)

i) minimalna vzdolžna armatura robnega elementa

o minimalna količina armature:

 $A_{sv,min} = 0,005 * b_w * l_c = 0,005 * 25 * 55 = 6,88 \ cm^2$

- \circ izberemo premer vzdolžne palice $\phi_v = 12 \ mm$
- o število vzdolžnih palic na eni strani robnega elementa $n_v = 4$
- o razdalja med dvema sosednjima vzdolžnima palicama:

$$e_{sv} = \frac{l_c - \phi_v - \phi}{n_v - 1} = \frac{55 - 1,2 - 0,6}{4 - 1} = 17,73 \ cm \le 20 \ cm$$

o dejanska vzdolžna armatura robnega elementa:

$$A_{sv} = 2 * n_v * 1,13 cm^2 = 9,04 cm^2$$

ii) minimalna prečna armatura robnega elementa

- \circ premer stremena v robnem elementu $\phi = \phi_{min} = 6 mm$
- o širina objetega betona robnega elementa, merjeno med osmi stremen:

$$b_o = b_w - 2 * c_{min} - \phi = 25 - 2 * 3 - 0,6 = 18,4 cm$$

o razmak stremen v robnem elementu $s_{max} = min \begin{cases} \frac{b_0}{2} = \frac{18,4}{2} = 9,2 \ cm \\ 17,5 \ cm \\ 8d_{bL} = 8 * 1,2 = 9,6 \ cm \end{cases}$

izberemo razmak s = 9 cm

iii) minimalna prečna armatura v stojini

skupna minimalna prečna armatura v stojini stenez obe strani je:

$$A_{sw,min} = 0,002 * b_{wo} * 100 = 0,002 * 25 * 100 = 5 \ cm^2/m \ 100$$

iv) vzdolžna armatura v stojini

o minimalna vzdolžna armatura v stojini:

 $A_{v,min} = 0,003 * b_{wo} * l_w = 0,003 * 25 * 292,5 = 21,94 \ cm^2$

7.3.2.4 Levi del jedra J1 (sedma etaža, do vrha)

i) minimalna vzdolžna armatura robnega elementa

o minimalna količina armature:

 $A_{sv,min} = 0,005 * b_w * l_c = 0,005 * 20 * 50 = 5 \ cm^2$

- \circ izberemo premer vzdolžne palice $\phi_v = 12 \ mm$
- o število vzdolžnih palic na eni strani robnega elementa $n_v = 4$
- o razdalja med dvema sosednjima vzdolžnima palicama:

$$e_{sv} = \frac{l_c - \phi_v - \phi}{n_v - 1} = \frac{50 - 1.2 - 0.6}{4 - 1} = 16,07 \text{ cm} \le 20 \text{ cm}$$

o dejanska vzdolžna armatura robnega elementa:

$$A_{sv} = 2 * n_v * 1,13 cm^2 = 9,04 cm^2$$

ii) minimalna prečna armatura robnega elementa

- \circ premer stremena v robnem elementu $\phi = \phi_{min} = 6 mm$
- širina objetega betona robnega elementa, merjeno med osmi stremen:

$$b_o = b_w - 2 * c_{min} - \phi = 20 - 2 * 3 - 0.6 = 13.4 \ cm$$

• razmak stremen v robnem elementu $s_{max} = min \begin{cases} \frac{b_0}{2} = \frac{13,4}{2} = 6,7 \ cm \\ 17,5 \ cm \\ 8d_{bL} = 8 * 1,2 = 9,6 \ cm \end{cases}$

izberemo razmak s = 6,5 cm

iii) minimalna prečna armatura v stojini

o skupna minimalna prečna armatura v stojini stenez obe strani je:

 $A_{sw,min} = 0,002 * b_{wo} * 100 = 0,002 * 20 * 100 = 4 \ cm^2/m$

iv) vzdolžna armatura v stojini

o minimalna vzdolžna armatura v stojini:

$$A_{v,min} = 0,003 * b_{wo} * l_w = 0,003 * 20 * 245 = 14,7 \ cm^2$$

7.3.2.5 Del jedra J2 (sedma etaža, do vrha)

i) minimalna vzdolžna armatura robnega elementa

- o minimalna količina armature:
- $\circ \quad A_{sv,min} = 0,005 * b_w * l_c = 0,005 * 20 * 50 = 5 \ cm^2$
- \circ izberemo premer vzdolžne palice $\phi_v = 12 \ mm$
- \circ število vzdolžnih palic na eni strani robnega elementa $n_v = 4$
- o razdalja med dvema sosednjima vzdolžnima palicama:

$$e_{sv} = \frac{l_c - \phi_v - \phi}{n_v - 1} = \frac{50 - 1.2 - 0.6}{4 - 1} = 16,07 \ cm \le 20 \ cm$$

o dejanska vzdolžna armatura robnega elementa:

$$A_{sv} = 2 * n_v * 1,13cm^2 = 9,04 cm^2$$

ii) minimalna prečna armatura robnega elementa

- o premer stremena v robnem elementu $\phi = \phi_{min} = 6 mm$
- o širina objetega betona robnega elementa, merjeno med osmi stremen:

$$b_o = b_w - 2 * c_{min} - \phi = 20 - 2 * 3 - 0.6 = 13.4 \ cm$$

 $\circ \quad \text{razmak stremen v robnem elementu } s_{max} = \min \begin{cases} \frac{b_0}{2} = \frac{13.4}{2} = 6.7 \ cm \\ 17.5 \ cm \\ 8d_{bL} = 8 * 1.2 = 9.6 \ cm \end{cases}$

izberemo razmak s = 6,5 cm

iii) minimalna prečna armatura v stojini

skupna minimalna prečna armatura v stojini stenez obe strani je:
 A_{sw,min} = 0,002 * b_{wo} * 100 = 0,002 * 20 * 100 = 4 cm²/m1

iv) vzdolžna armatura v stojini

o minimalna vzdolžna armatura v stojini:

 $A_{v,min} = 0,003 * b_{wo} * l_w = 0,003 * 20 * 230 = 13,8 \ cm^2$

7.3.2.6 Desni del jedra J3 (sedma etaža, do vrha)

i) minimalna vzdolžna armatura robnega elementa

o minimalna količina armature:
$A_{sv,min} = 0,005 * b_w * l_c = 0,005 * 20 * 55 = 5,5 \ cm^2$

- \circ izberemo premer vzdolžne palice $\phi_v = 12 \ mm$
- \circ število vzdolžnih palic na eni strani robnega elementa $n_v = 4$
- o razdalja med dvema sosednjima vzdolžnima palicama:

$$e_{sv} = \frac{l_c - \phi_v - \phi}{n_v - 1} = \frac{55 - 1,2 - 0,6}{4 - 1} = 17,73 \ cm \le 20 \ cm$$

o dejanska vzdolžna armatura robnega elementa:

$$A_{sv} = 2 * n_v * 1,13 cm^2 = 9,04 cm^2$$

ii) minimalna prečna armatura robnega elementa

- \circ premer stremena v robnem elementu $\phi = \phi_{min} = 6 mm$
- o širina objetega betona robnega elementa, merjeno med osmi stremen:

$$b_o = b_w - 2 * c_{min} - \phi = 20 - 2 * 3 - 0.6 = 13.4 \ cm$$

• razmak stremen v robnem elementu
$$s_{max} = min \begin{cases} \frac{b_0}{2} = \frac{13.4}{2} = 6.7 \ cm \\ 17.5 \ cm \\ 8d_{bL} = 8 * 1.2 = 9.6 \ cm \end{cases}$$

izberemo razmak s = 6,5 cm

iii) minimalna prečna armatura v stojini

o skupna minimalna prečna armatura v stojini stene z obe strani je:

 $A_{sw,min} = 0,002 * b_{wo} * 100 = 0,002 * 20 * 100 = 4 \ cm^2/m$

iv) vzdolžna armatura v stojini

• minimalna vzdolžna armatura v stojini:

 $A_{v,min} = 0,003 * b_{wo} * l_w = 0,003 * 20 * 292,5 = 17,55 \ cm^2$

7.3.3 Dimenzioniranje jedra na strig

7.3.3.1 Levi del jedra J1



Slika 52: Potek prečnih sil po višini levega dela jedra – J1 Figure 52: Shear forces for part J1 of the core

Iz slike 52 vidimo, da se največja prečna sila pojavi na vrhu prve etažne višine in znaša 1688 kN. Projektno vrednost strižne odpornosti prečnega prereza brez strižne armature določimo skladno s standardom (SIST EN 1992-1-1:2005):

Izračunamo spremenljivke ki nastopajo v enačbah:

$$\begin{aligned} k &= 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{2200}} = 1,3 \le 2 \\ \rho_l &= \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \le 0,02 \\ \sigma_{cp} &= \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{1153kN}{25cm \cdot 230cm} = 0,2kN/cm^2 < 0,2 \cdot fcd = 0,4 \, kN/cm^2 \\ C_{Rd,c} &= 0,12 \\ k_1 &= 0,15 \\ v_{min} &= 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot fck^{1/2} = 0,414 \\ d &= l_w - \frac{l_c}{2} = 245 \, cm - 25 \, cm = 220cm \end{aligned}$$

Osno-upogibna armatura v tem koraku še vedno ni določena, tako da privzamemo maksimalno dovoljeno vrednost $\rho_l = 0,02$. Osno silo dobimo na nivoju celega jedra, ki znaša N_{Ed} = -3761 kN. Če jo razdelimo po sestavnih stenah jedra, na podlagi procenta obravnavane stene napram celega jedra dobimo N_{Ed1} = 1153 kN.

Prav tako privzamemo maksimalno dovoljeno vrednost $\sigma_{cp} < 0.2 * fcd = 0.4 kN/cm^2$.

S pomočjo enačb 17 in 18 določimo projektno vrednost strižne odpornosti in njena minimalna vrednost:

$$V_{Rd,c} = \left[0,12 \cdot 1,3 \cdot (100 \cdot 0,02 \cdot 30)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot 0,2\right] \cdot 250 \cdot 2200 = 352,4kN$$
$$V_{Rd,c,min} = (0,414 + 0,15 \cdot 0,2) \cdot 250 \cdot 2200 = 244,2kN$$
$$V_{Ed} = 1688 \ kN > V_{Rd,c}$$

Na podlagi enačbi vidimo, da je projektna obremenitev (V_{Ed}) večja od strižne nosilnosti prereza brez strižne armature ($V_{Rd,c}$). Pri steni strižne obremenitve v celoti prevzamemo s strižno armaturo.

$$A_{sw,potr.} = \frac{V_{Ed}}{0.8 \cdot l_w \cdot f_{yd}} \cdot 100 \ cm = \frac{1688}{0.8 \cdot 245 \cdot 43.48} \cdot 100 \ cm = 19.79 \ cm^2/m$$
(25)

Izberemo armaturno mrežo Q785.

Ploščina strižne armature v stojini stene znaša $A_{sw,mreža} = 2 * 7,85 = 15,7 cm^2/m$, kar ne zadošča za prevzem strižne obremenitve. Dodati je potrebno dodatne vmestne palice, katerih prerez na tekoči meter stene mora znašati: $A_{sw,potr.} - 15,7 \text{ cm}^2/\text{m} = 4,09 \text{ cm}^2/\text{m}$ Če izberemo armaturne palice s premerom 10 mm, kot je mreža, rabimo še dodatne palice:

$$n_{rač} = \frac{4,09 \text{cm}^2}{0,785 \text{cm}^2} = 5,22$$

Palice porazdelimo simetrično na obe strani stene, zato izberemo šest palici premera Φ 10 na tekoči meter stene (tri na vsaki strani tekočega metra - $\pm \Phi$ 10/33 cm). Skupna količina strižne armature znaša tako:

$$A_{sw} = 15.7 \text{ cm}^2 + 6 \cdot 0.785 \text{ cm}^2/\text{m} = 20.41 \text{ cm}^2/m^2 > A_{sw,min} = 5 \text{ cm}^2/m^2$$

o skupna količina navpične armature v stojini stene

$$A_{v} = (l_{w} - 2 \cdot l_{c}) \cdot A_{sw} / 100 = (245 - 50 - 50) \cdot 15,7 / 100 = 22,8 \ cm^{2} / m > A_{v,min}$$
$$= 18,38 \ cm^{2}$$

Od sedme etaže navzgor strižno armaturo dodatno zmanjšamo. S sliki 52 odčitamo, da na te višine pri ovojnici je strižna sila enaka V_{Ed} = 1222 kN.

$$A_{sw,potr.} = \frac{V_{Ed}}{0.8 * l_w * f_{yd}} * 100 \ cm = \frac{1222}{0.8 * 245 * 43.48} * 100 \ cm$$
$$= 14.3 \ cm^2/m > A_{sv,min} = 4 \ cm^2/m$$
(26)

Za prevzem strižne obremenitve izberemo armaturno mrežo Q785 (obojestransko). Imamo isto armaturno mrežo kot spodaj, ampak ne potrebujemo več dodatne horizontalne palice. Skupna količina navpične armature v stojini je:

$$A_{sv} = (l_w - 2 * l_c) * A_{sw} / 100 = (245 - 50 - 50) * 15,7 / 100 = 22,76 \ cm^2 \ /m > A_{v,min}$$
$$= 14,7 \ cm^2$$



7.3.3.2 Del jedra J2



Figure 53: Shear forces for component J2 (the forces in the diagram are already redistributed)

Iz sliki 53 vidimo, da se največja prečna sila pojavi na vrhu prve etaže in znaša 2211kN. S pomočjo enačb 17 in 18 določimo projektno vrednost strižne odpornosti in njena minimalna vrednost:

$$V_{Rd,c} = \left[0,12 \cdot 1,3 \cdot (100 \cdot 0,02 \cdot 30)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot 0,2\right] \cdot 250 \cdot 2050 = 315,4kN$$
$$V_{Rd,c,min} = (0,414 + 0,15 \cdot 0,2) \cdot 250 \cdot 2050 = 227,6 \ kN$$
$$V_{Ed} = 2211 \ kN > V_{Rd,c}$$

o potrebna prečna armatura v stojini stene

$$A_{sw,potr.} = \frac{V_{Ed}}{0.8 * l_w * f_{yd}} * 100 \ cm = \frac{2211}{0.8 * 230 * 43.48} * 100 \ cm$$
$$= 27.64 \ cm^2/m$$
(27)

Izberemo armaturno mrežo Q785.

Ploščina armature od mrežo v stojine stene je $A_{sw,mreža} = 2 * 7,85 = 15,7 \ cm^2/m$, kar pomeni da največja armaturna mreža ne zadošča in bomo morali v steni predvideti dodatne vmestne palice. Potreben prerez dodatnih palic znaša: $A_{sw,potr} - 15,7 \ cm^2 = 11,94 \ cm^2/m$.

Če izberemo isti profil kot je armaturna mreža, potrebujemo za privzem strižne sile še:

$$n_{rač} = \frac{11,94 \text{ cm}^2/m}{0,785 \text{ cm}^2} = 15,21 \text{ palic}/m.$$

Izbrali bomo armaturo 16 palic premera 10 mm na tekoči meter (±Φ10/12,5 cm), ki jih bomo postavili poleg armaturne mreže Q785. Na ta način dobimo skupno količino strižne armature:

$$A_{sw} = 15.7 \text{ cm}^2 + 16 \cdot 0.785 \text{ cm}^2/\text{m} = 28.26 \text{ cm}^2/m^2 > A_{sw,min} = 5 \text{ cm}^2/m^2$$

o skupna količina navpične armature v stojini stene:

$$A_{v} = (l_{w} - 2 \cdot l_{c}) \cdot A_{sw} / 100 = (230 - 50 - 50) \cdot 15{,7} / 100 = 20{,4} \ cm^{2} \ /m > A_{v,min}$$
$$= 17{,}25 \ cm^{2}$$

Od sedme etaže navzgor strižno armaturo dodatno zmanjšamo. S sliki 53 odčitamo, da je na te višine pri ovojnici strižna sila enaka V_{Ed} = 1496 kN.

$$A_{sw,potr.} = \frac{V_{Ed}}{0.8 * l_w * f_{yd}} * 100 \ cm = \frac{1496}{0.8 * 230 * 43.48} * 100 \ cm$$
$$= 18.7 \ cm^2/m > A_{sw,min} = 4 \ cm^2/m$$
(28)

Tukaj spet izberemo isto armaturno mrežo kot izračunano za spodnji del stene, ki se nadaljuje do vrhu, ampak rabimo manj dodatnih palic kot spodaj in sicer: $18,7 \text{ cm}^2 - 15,7 \text{ cm}^2 = 3 \text{ cm}^2$. Če izberemo isti profil kot je armaturna mreža, potrebujemo še štiri dodatne palice (10 mm), tako da damo dve na vsako stran na tekoči meter.

7.3.3.3 Desni del jedra J3



Slika 54: Potek prečnih sil po višini v delu J3 Figure 54: Shear forces for component J3

Iz slike 54 vidimo, da se največja prečna sila pojavi na vrhu druge etaže in znaša 2936 kN. S pomočjo enačb 17 in 18 določimo projektno vrednost strižne odpornosti in njena minimalna vrednost:

$$V_{Rd,c} = \left[0,12 \cdot 1,27 \cdot (100 \cdot 0,02 \cdot 30)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot 0,2\right] \cdot 250 \cdot 2650 = 415,1kN$$
$$V_{Rd,c,min} = (0,414 + 0,15 \cdot 0,2) \cdot 250 \cdot 2650 = 294,2kN$$
$$V_{Ed} = 2936 \ kN > V_{Rd,c}$$

o potrebna prečna armatura v stojini stene:

$$A_{sw,potr.} = \frac{V_{Ed}}{0.8 * l_w * f_{yd}} * 100 \ cm = \frac{2936}{0.8 * 292.5 * 43.48} * 100 \ cm$$
$$= 28.86 \ cm^2/m$$
(29)

Izberemo armaturno mrežo Q785.

Z upoštevanjem armaturne mreže Q785 znaša ploščina strižne armature v stojini stene $A_{sw,mreža} = 2 * 7,85 = 15,7 \ cm^2/m$, kar ni dovolj za prevzem strižne obremenitve. Dodati je potrebno dodatne vmestne palice, katerih skupni prerez mora znašati :

$$A_{sw,potr.} - 15,7 \text{ cm}^2/\text{m} = 13,16 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

Tukaj izberemo večji premer palice (12mm) kot je armaturna mreža, da bi dobili manjše število dodatnih palic. Tako izračunamo da rabimo:

$$n_{rač} = \frac{13,16\text{cm}^2}{1,13\text{cm}^2} = 11,64$$

Izberemo 12 palic (6 na vsako stran stene) premera 12 mm (± ϕ 12/16 cm), ki jih postavimo poleg palic armaturne mreže Q785.

Dobimo skupno količino strižne armature:

$$A_{sw} = 15.7 \text{ cm}^2/\text{m} + (2 * 1.13 \text{cm}^2)/0.16 \text{ m} = 29.8 \text{ cm}^2/\text{m} > A_{sw,min} = 5 \text{cm}^2/\text{m}$$

o skupna količina navpične armature v stojini stene:

$$A_{v} = (l_{w} - 2 \cdot l_{c}) \cdot A_{sw} / 100 = (292, 5 - 55 - 75) \cdot 15, 7 / 100 = 25, 5 \ cm^{2} \ /m > A_{v,min}$$
$$= 21,94 \ cm^{2}$$

Od sedme etaže navzgor strižno armaturo dodatno zmanjšamo. Projektna strižna obremenitev na višini 16,57 m znaša V_{Ed} = 2126 kN (glej sliko 54).

$$A_{sw,potr.} = \frac{V_{Ed}}{0.8 * l_w * f_{yd}} * 100 \ cm = \frac{2126}{0.8 * 292,50 * 43,48} * 100 \ cm$$
$$= 20.9 \ cm^2/m$$
(30)

Izberemo armaturno mrežo Q785.

Spet izberemo isto armaturno mrežo, ampak z manj dodatnih palic in sicer: 20,9 – 15,7 = 5,2*cm*². Če izberemo isti profil kot je mreža od 10 mm, rabimo samo še osem dodatne palice skupaj (štiri palice s strani) na tekoči meter.

Dobimo skupno količino strižne armature:

$$A_{sw} = 15.7 \text{ cm}^2/\text{m} + (8 * 0.785 \text{cm}^2) = 21.98 \text{ cm}^2/\text{m} > A_{sw,min} = 5 \text{cm}^2/\text{m}$$

o skupna količina navpične armature v stojini stene:

$$A_v = (l_w - 2 \cdot l_c) \cdot A_{sw} / 100 = (292, 5 - 55 - 75) \cdot 15, 7 / 100 = 25, 5 \ cm^2 > A_{v,min} = 17, 55 \ cm^2$$

7.3.3.4 Levi spodnji del jedra J4





Iz slike 55 vidimo, da se največja prečna sila pojavi ob vpetju stene in znaša 102,32 kN.

o minimalna prečna armatura v stojini stene

 $A_{sw,min} = 0,002 * b_{wo} * 100 = 0,002 * 25 * 100 = 5 \ cm^2/m$

o potrebna prečna armatura v stojini stene

$$A_{sw,potr.} = \frac{V_{Ed}}{0.8 * l_w * f_{yd}} * 100 \ cm = \frac{102.32}{0.8 * 50 * 43.48} * 100 \ cm$$
$$= 5.88 \ cm^2/m$$
(31)

Izberemo dvo strižno streme Φ6 mm. Razdalja med stremeni mora biti manjša od:

$$s = \frac{A_{sw} \cdot z \cdot f_{zwd}}{V_{Ed}} = \frac{2 \cdot 0.28 \cdot 0.9 \cdot 58 \cdot 43.48}{102} = 12.6 \text{ cm}$$

Razmik stremen določen v poglavju 7.3.2 (s = 90 mm) ki velja za vse robne elemente jedra, je zadosten za prevzem striga tudi v tem delu jedra.

7.3.3.5 Desni spodnji del jedra J5





Iz slike 57 vidimo, da se največja prečna sila pojavi na dnu druge etaže in znaša 144,92 kN.

o minimalna prečna armatura v stojini stene

 $A_{sw,min} = 0,002 * b_{wo} * 100 = 0,002 * 25 * 100 = 5 \ cm^2/m^2$

o potrebna prečna armatura v stojini stene

$$A_{sw,potr.} = \frac{V_{Ed}}{0.8 * l_w * f_{yd}} * 100 \ cm = \frac{144.32}{0.8 * 65 * 43.48} * 100 \ cm$$
$$= 6.38 \ cm^2/m$$
(32)

Izberemo dvo strižno streme Φ6 mm. Razdalja med stremeni mora biti manjša od:

$$s = \frac{A_{sw} \cdot z \cdot f_{zwd}}{V_{Ed}} = \frac{2 \cdot 0.28 \cdot 0.9 \cdot 73 \cdot 43.48}{145} = 11 \ cm$$

Tukaj tudi rabimo malo več strižne armature kot minimalno. Razmik stremen, določen v poglavju 7.3.2 (s = 90 mm), ki velja za vse robne elemente jedra, je zadosten za prevzem striga tudi v tem delu jedra.

Kot smo omenili prej, v obe krajše sestavne dele jedra ni armaturnih mrež, ampak so vertikalno postavljene palice, ki potekajo po njihovi celotni površini, objete s stremenami ki prevzamejo striga.

7.3.4 Osno-upogibno dimenzioniranje jedra

Pri določanju osno-upogibne armature jedro obravnavamo kot celoto (kot en prerez, glej sliko 51). Armaturo stene bomo po višini zmanjšale. Glede na to, da se projektna ovojnica upogibnih momentov z višino zmanjšuje hitreje kot ovojnica prečnih sil (slike 57, 52, 53, 54), steno po višini dimenzioniramo na treh nivojih: pri vpetju (kota 0 m), na dnu četrte etaže (kota 7,93 m) in na dnu sedme etaže (kota 16,57 m), kjer se širina prereza zmanjša na 20 cm. Dimenzioniranje izvedemo s programom Gala Reinforcement.



Slika 57: Upogibni momenti jedra – $M_{ed,2}$ (kombinaciji A_{Ed} – in A_{Ed} +) Figure 57: Bending moments in the the core – $M_{ed,2}$ (combinations A_{Ed} – in A_{Ed} +)

Momenti $M_{Ed,2}$ s slike 57 so zmanjšani za 16% zaradi prerazporeditve prečne sile, kar je narejeno za del jedra J2 (glej poglavje 7.1.2).

Franc, F.2018. Projektiranje armiranobetonske konstrukcije večstanovanjske stavbe v Bitoli Mag. delo. Ljubljana, UL FGG, Magistrski študijski program druge stopnje, Gradbene konstrukcije.



Slika 58: Upogibni momenti jedra – $M_{ed,3}$ (kombinaciji A_{Ed} – in A_{Ed} +) Figure 58: Bending moments in the core – $M_{ed,3}$ (combinations A_{Ed} – in A_{Ed} +)

7.3.4.1 Dimenzioniranje jedra ob vpetju

Obremenitve, na katere dimenzioniramo so naslednje:

$$N_{Ed,max} = 1,0 \cdot N_G + 0,3 \cdot N_Q + 1,0 \cdot N_E = 277 \ kN$$
$$N_{Ed,min} = 1,0 \cdot N_G + 0,3 \cdot N_Q + 1,0 \cdot N_E = -3761 \ kN$$

Vsaka osna sila ima dva pripadajoča upogibna momenta v vsaki smeri:

$$M_{EdY,max} = 13514 \ kNm$$
 $M_{EdY,min} = -13520 \ kNm$
 $M_{EdZ,max} = 20422 \ kNm$ $M_{EdZ,min} = -20528 \ kNm$

Armaturo jedra določamo iterativno, tako da minimalno armaturo postopno povečujemo dokler ne zagotovimo zadostne upogibne odpornosti jedra. Za prevzem obremenitev v robne elemente postavimo palice s premerom 24 mm in sicer: 22 palic v levi spodnji vogal in oba zgornja vogala ter 24 palic v spodnji desni vogal jedra (priloga B3). Za lažjo vgradnjo potrebne količine armature, prvotno izbrane dolžine robnih elementov povečamo. Stene J1 in J2 imata robna elementa dolžine 65 cm. Isto velja za robni element v levem spodnjem vogalu stene v smeri Y. Stena J3 ima zgornji

robni element z dolžine 65 cm, spodaj je pa robni element pa 80 cm. Kot je razvidno v nadaljevanju, so dolžine vseh robnih elementov izbrane, da znaša skupna površina navpične armature v njihovih območij, manj od maksimalne dovoljene armature (4 % prereza robnega elementa). Ob določitvi osno-upogibne armature v robnih elementih, upoštevamo prispevek izbranih armaturnih mrež (poglavje 7.3.3), ki so do sedmi etaži (z = 16,57 m) povsod Q785. To pomeni da imamo po celotni dolžini stojinah v jedru vse do višini 16,57 m, že izračunano navpično armaturo od 7,85 cm²/m.



Slika 59: Interakcijski diagram jedra za dvoosni upogib pri osni sili N = -3671 kN (tlak) Figure 59: Interaction diagram of the core for bi-axial bending with axial force N = 3761 kN (compression)

Franc, F.2018. Projektiranje armiranobetonske konstrukcije večstanovanjske stavbe v Bitoli Mag. delo. Ljubljana, UL FGG, Magistrski študijski program druge stopnje, Gradbene konstrukcije.



Slika 60: Interakcijski diagram jedra za dvoosni upogib pri osni sili N = 277 kN (nateg) Figure 60: Interaction diagram of the core for bi-axial bending with axial fornce N = 277 kN (tension)

Iz primerjave rezultatov s slik 59 in 60 vidimo, da so za dimenzioniranje armature stene merodajne kombinacije z maksimalno vrednostjo osne sile (N = 277 kN), ki glede na izbran predznak osnih sil predstavlja nateg. Pri pozitivni osni sili (nategu) obremenitve praktično ležijo na robu interakcijskega diagrama, med tem ko so obremenitve pri minimalni osni sili bolj v notranjosti interakcijskega diagrama. V obeh primer so obremenitve znotraj interakcijskega diagrama, kar pomeni, da je izbrana količina armature zadostna.

7.3.4.2 Dimenzioniranje jedra na dnu četrte etaže (višina 7,93 m)

Obremenitve za dimenzionoranje jedra na dnu četrte etaže so naslednje:

$$N_{Ed,max} = 1,0 \cdot N_G + 0,3 \cdot N_Q + 1,0 \cdot N_A = 174 \ kN$$
$$N_{Ed,min} = 1,0 \cdot N_G + 0,3 \cdot N_Q + 1,0 \cdot N_A = -2432 \ kN$$

Vsaka osna sila ima dva pripadajoča upogibna momenta v vsaki smeri:

$$M_{EdY,max} = 10686 \ kNm$$
 $M_{EdY,min} = -10671 \ kNm$
 $M_{EdZ,max} = 16098 \ kNm$ $M_{EdZ,min} = -16280 \ kNm$

Tudi v tem primeru armaturo prereza določamo iterativno. Pri tem izhajamo iz armature določene za prerez ob vpetju. Prispevek armaturnih mrež v stojinah (Q785) ostane isti, saj je

tudi v tem prerezu izbrana enaka strižna armatura kot spodaj. Za dimenzioniranje je tudi v tem primeru merodajna kombinacija s pozitivno osno silo (nateg). Podobno kot v spodnjem prerezu tudi v tem primeru uporabimo palice premera 24 mm, zmanjšamo pa število palic. V spodnjih vogalih jedra izberemo po 18 palic, v zgornjih vogalih pa po 16 palic. Za izbrano armaturo s programom Gala Reinforcement določimo interakcijski diagram s slike 61.



Slika 61: Interakcijski diagram jedra za dvoosni upogib pri osni sili N = 174 kN (h = 7,93 m) Figure 61: Interaction diagram of the core for bi-axial bending with axial force N = 174 kN (h = 7,93 m)

S slike 61 vidimo, da so vse obremenitve znotraj interakcijskega diagrama, zato zaključimo, da izbrana količina armature zadostna.

7.3.4.3 Dimenzioniranje jedra na dnu sedme etaže (višina 16,57 m)

Projektne obremenitve jedra na dnu sedme etaže so naslednje:

$$N_{Ed,max} = 1,0 \cdot N_G + 0,3 \cdot N_Q + 1,0 \cdot N_A = -39 \ kN$$
$$N_{Ed,min} = 1,0 \cdot N_G + 0,3 \cdot N_Q + 1,0 \cdot N_A = -850 \ kN$$

Vsaka osna sila ima dva pripadajoča upogibna momenta v vsaki smeri:

$$M_{EdY,max} = 5813 \ kNm$$
 $M_{EdY,min} = -5791 \ kNm$
 $M_{EdZ,max} = 8720 \ kNm$ $M_{EdZ,min} = -8894 \ kNm$

Projektne obremenitve so občutno manjše od tistih iz spodnjega nivoja, zato je očitno, da potrebujemo znatno manj armature. V stojinah izberemo isti prerez armaturnih mrež kot v spodnjih

prerezih. Za armaturo robnih elemente izberemo po 14 palic s premerom 18 mm, razen v spodnjem desnem vogalu, kjer se odločimo za 18 palic s premerom 16 mm. Z izbrano armaturo določimo interakcijski diagram s slike 62.



Slika 62: Interakcijski diagram jedra za dvoosni upogib pri osni sili N = -39 kN (h = 16,57 m) Figure 62: Interaction diagram of the core for bi-axial bending with axial force N = -39 kN (h = 16,57 m)

Vse obremenitve s slike 62 so znotraj interakcijskega diagrama, kar pomeni, da je izbrana količina armatura tudi tukaj zadostna. Ta armatura se nadaljuje do vrha jedra.

7.4 Dimenzioniranje najbolj obremenjenega okvira

Na podlagi modalne analize ugotovimo, da okvirji in stene prevzamejo približno isti del potresne obtežbe. Delež potresne obtežbe, ki odpade na stebre in stene, določimo s pomočjo funkcije »section cut« v programu Etabs, ki izračuna rezultanto obremenitve izbranih prerezov. Dobljeni rezultati so prikazani v preglednici 35. Iz rezultatov je razvidno, da okviri prevzamejo rahlo več celotne potresne sile kot stene (okviri 55 % in stene 45 %, glej preglednico 35).

	Stebri	Stene	Skupaj
Sile v smeri X	5248	4023	9270
Sile v smeri Y	4034	3555	7589
delež prevzema sile [%]	55	45	100

Preglednica 35: Delež potresne obtežbe ki odpade na stebrih in stenah

Table 35: Percentage of the seismic load for the load bearing walls and frames

S pomočjo Etabsa prav tako ugotovimo, kateri stebri in nosilci so najbolj obremenjeni. V magistrski nalogi se pri projektiranju omejimo na dimenzioniranje najbolj obremenjenega okvira, ki se nahaja na levem delu tlorisa stavbe (glej slika 37). Za izbrani okvir dimenzioniramo srednji steber in nosilce, s katerimi se steber stikuje (glej sliko 63).



Slika 63: Izbrani okvir za dimenzioniranje (dimenzioniramo srednji steber in nosilce, s katerimi se steber stikuje)

Figure 63: Chosen frame for designing (we design the column in the middle and all beams that connect with it)



Slika 64: Oznake elementov izbranega okvirja Figure 64: List of elements that compose the selected frame

Na sliki 64 so prikazane oznake elementov izbranega okvira. Nosilci se po etažah razlikujejo, zato imajo različne oznake. Širina nosilcev v prvih 4 nadstropij znaša 50 cm, potem pa se širina zmanjša na 40 cm. V naslednjih poglavjih je opisan postopek dimenzioniranja nosilcev in stebru. Najbolj obremenjene nosilce se nahajajo v tretjem nadstropju. Krajši nosilec (Y7 50cm) je z razponom 3,35 m, med tem ko je daljši nosilec (Y4 P1) z razponom 6.3 m.

7.4.1 Dimenzioniranje nosilcev

Najbolj obremenjen prerez stebra se nahaja ob vpetju, medtem ko sta izmed nosilcev najbolj obremenjena nosilca v tretji etaži. V nadaljevanju najprej dimenzioniramo nosilca in nato, na podlagi izračunane armature, dimenzioniramo še steber z upoštevanjem principa načrtovanja nosilnosti.

7.4.1.1 Dimenzioniranje nosilca Y7

Nosilec Y7 ima pravokoten prečni prerez dimenzij b/h = 50/50 cm. Na podlagi standarda (SIST EN 1998-1:2005) pri dimenzioniranju upoštevamo sodelujočo širino pasnice v skladu s členom 5.4.3.1.1. Ker prečno na nosilec poteka dodatna greda in ker gre za notranji nosilec znaša pripadajoča širina pasnice $4h_f$. Sodelujoča širina nosilca znaša: $b_{eff} = 50 + 2 \cdot 4 \cdot 15$ cm = 170 cm.

- (3) Sodelujoča širina pasnice b_{eff} se lahko predpostavi, kot sledi:
 - a) Pri primarnih potresnih gredah ob zunanjih stebrih se upošteva, da je sodelujoča širina enaka širini stebra b_c, če v prečni smeri ni grede (slika 5.5b). Če pa je v prečni smeri greda, se lahko sodelujoča širina na vsaki strani poveča za 2h_f (slika 5.5a).
 - b) Pri primarnih potresnih gredah ob notranjih stebrih se lahko zgoraj navedene sodelujoče širine povečajo za 2h_f na vsaki strani grede (sliki 5.5c in d).



Slika 65: Sodelujoča širina *b_{eff}* pasnice gred, ki so vpete v stebre (povzeto po Sliki 5.5, SIST EN 1998-1:2005)

Figure 65: Effective flange width b_{eff} for beam framing into columns (taken from Figure 5.5, SIST EN 1998-1:2005)

Geometrijske omejitve:

Skladno s členom 5.4.1.2.1 v standardu (SIST EN 1998-1:2005) moramo pri gredah (DCM) omejiti ekscentričnost osi glede na os stebra, v katerega se greda vpenja. Zahteva je izpolnjena, saj so vse grede centrično postavljene glede stebrih.

Da izkoristimo ugoden vpliv tlačne sile v stebru na sprejemnost vodoravnih armaturnih palic, ki so položene skozi vozlišče, v skladu z istim členom mora biti izpolnjen pogoj za širino primarne potresne grede *b*_w:

$$b_w \leq min\{b_c + h_w; 2b_c\}$$

kjer je h_w višina grede.

Tako imamo:

$$b_w = 50 \ cm \le min\{70 + 50; 2 * 70\} = 120 \ cm$$

Osno-upogibno armaturo nosilcev določimo samo na podlagi upogibnih momentov, saj predpostavimo, da so osne obremenitve v nosilcu približno enake 0 (toge diafragme).

Za potresno obtežno kombinacijo določimo naslednje vrednosti maksimalnih in minimalnih momentov:

$$M_{Ed,min} = 1,0 \cdot M_G + 0,3 \cdot M_Q - 1,0 \cdot M_{Exy} = -500kN$$
$$M_{Ed,max} = 1,0 \cdot M_G + 0,3 \cdot M_Q + 1,0 \cdot M_{Exy} = 461kN$$

Vidimo, da so potresne obremenitve precej večje od gravitacijske obtežbe, zato pri potresni kombinaciji dobimo primerljive absolutne vrednosti minimalnih in maksimalnih momentov.

• Vzdolžna armatura:

Količino minimalne in maksimalne vzdolžne armature določimo z uporabo enačbe (SIST_EN_1992-1-1_2005, člen 9.2.1.1):

$$As, \min = \begin{cases} 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d\\ 0.0013 \cdot b_t \cdot d \end{cases}$$
$$As, max = 0.04 \cdot b_t \cdot d \end{cases}$$

Torej je:

$$As, \min = \begin{cases} 0,26 \cdot \frac{0,29}{50} \cdot 50 \cdot 50 = 3,77 \ cm^2\\ 0,0013 \cdot 50 \cdot 50 = 3,25 \ cm^2\\ As, max = 0,04 \cdot 50 \cdot 50 = 100 \ cm^2 \end{cases}$$

Poleg kriterijev za minimalno in maksimalno armaturo iz SIST EN 1992-1-1 v nadaljevanj

upoštevamo še omejitve iz standarda SIST EN 1998-1.

Območja primarne potresne grede na razdalji $I_{cr} = h_w$ od krajnih prerezov ob vozliščih stebrov, ki se lahko pri potresnem stanju plastificira, moramo skladno s členom 5.4.3.1.2 v (SIST EN 1998-1:2006) obravnavati kot kritična območja. Pri tem je h_w višina grede. Dolžina kritičnega območja grede je enaka višini grede, t.j. $I_{cr} = 50$ cm.

Da zadostimo zahtevam za lokalno duktilnost v kritičnih območjih, mora biti vrednost faktorja duktilnosti za ukrivljenost μ_{φ} vsaj enaka vrednostim iz enačbe 33 (SIST EN 1998-1:2005, člen 5.2.3.4):

$$\mu_{\varphi} = 2q_0 - 1 \qquad \text{če } jeT_1 \ge Tc$$

$$\mu_{\varphi} = 1 + 2(q_0 - 1)\frac{Tc}{T_1} \qquad \text{če } jeT_1 \le Tc \qquad (33)$$

V našem primeru znaša za izbrano smer obtežbe nihajni čas T_1 = 0,81s (prva nihajna oblika, glej preglednico 28), osnovna vrednost faktorja obnašanja q_0 pa je enaka 2, zato sledi:

$$\mu_{\varphi} = 2 \cdot 2 - 1 = 3$$

Zahteva je izpolnjena, če je za pasnico grede izpolnjen naslednji pogoj (SIST EN 1998-1:2005, člen 5.4.3.1.2):

 V tlačnem območju je poleg morebitne armature, ki sledi iz preveritve mejnega stanja grede pri potresnem projektnem stanju, položena še armatura s prerezom, ki znaša polovico prereza dejanske natezne armature.

Delež armature v natezni coni ρ ne presega vrednosti ρ_{max} , ki je enaka:

$$\rho_{\max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_{\varphi}\varepsilon_{sy,d}} \cdot \frac{fcd}{fyd} = 0,001 + \frac{0,0018}{3 \cdot 0,00217} \cdot \frac{2,0}{43,48} = 0,0137$$
(34)

Pri tem upoštevamo da je:

$$\varepsilon_{sy,d} = \frac{fyd}{Es} = \frac{43,48}{20000} = 0,00217 \tag{35}$$

Dodatno moramo zadostiti še pogoju, da vzdolž celotne dolžine primarne potresne grede delež armature v natezni coni ρ ne sme biti manjši od naslednje najmanjše vrednosti ρ_{min} :

$$\rho_{\min} = 0.5 \cdot \frac{fctm}{fyk} = 0.5 \cdot \frac{0.29}{50} = 0.0029$$
(36)

S pomočjo programa Gala Reinforcement določimo potrebno osno-upogibno armaturo na robovih nosilca (slika 66).



Slika 66: Računsko potrebna armatura nosilca Y7 v tretji etaži Figure 66: Computationally required reinforcement for the beam Y7 on the third floor

Pri določitvi potrebne armature grede lahko upoštevamo tudi prispevek armature plošče znotraj sodelujoče širine pasnice, ki jo odštejemo od računsko potrebne armature grede. Zgornja armaturna mreža plošče v pritličju, za katero imamo izveden izračun armature v plošči, znaša Q424, spodnja mreža pa Q226. V ostalih etažah je predpostavljena armaturna mreža Q226 zgoraj in spodaj. Z upoštevanjem armature iz plošče znaša potrebna zgornja armatura grede: $29,28 \text{ cm}^2 - 2,26 \text{ cm}^2 * 1,7 - 2,26 \text{ cm}^2 * 1,7 = 21,6 \text{ cm}^2.$

V spodnjem delu grede potrebujemo 27cm² armature. Za gredo izberemo premer palic 22 mm za obe armature (zgornja in spodnja), pri čemer rabimo šest palic zgoraj in osem spodaj. S tem, zadostimo pogoje iz enačbah 34 in 36, saj je skupni delež vzdolžne armature v grede enak 2,4 %, med tem ko je delež armature v natezni coni enak 1,2%.

• Strižna armatura:

Strižno armaturo vzdolžne grede smo določili v skladu s členom 5.4.2.2 iz standarda (SIST EN 1998-1:2005). Ta člen določa, da moramo v primarnih potresnih gredah prečne sile določiti v skladu s pravili načrtovanja nosilnosti. Pri tem upoštevamo ravnotežje grede pri a) prečni obtežbi, ki deluje na gredo v potresnem projektnem stanju, in b) momente v krajiščih grede $M_{i,d}$ (kjer *i*=1,2 označujejo krajna prereza grede), ki ustrezajo stanju, ko se formirajo plastični členki za pozitivno in negativno smer delovanja potresne obtežbe. Upoštevamo, da se plastični členki

formirajo na krajiščih gred. Momente v krajiščih izračunamo z enačbo:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rb,i} min\left(1, \frac{\Sigma M_{Rc}}{\Sigma M_{Rb}}\right)$$
(37)

Pri tem je γ_{Rd} faktor, s katerim upoštevamo morebitno večjo nosilnost zaradi utrjevanja jekla. Pri projektiranju za srednjo stopnjo duktilnosti (DCM) privzamemo vrednost 1,0. M_{Rb} je projektna vrednost upogibne odpornosti grede v *i*-tem krajišču v smeri upogibnega momenta zaradi potresa pri upoštevani smeri potresnega vpliva, $\sum M_{Rc}$ in $\sum M_{Rb}$ sta vsoti projektnih vrednosti upogibnih odpornosti stebrov oz. gred, ki se stikajo v vozlišču. V *i*-tem krajišču grede izračunamo dve vrednosti prečne sile, to je največja $V_{Ed,max,i}$, in najmanjša $V_{Ed,min,i}$, ki ustrezata največjim pozitivnim in največjim negativnim momentom M_i ,d, ki se lahko pojavijo v krajiščih gred 1 oziroma 2.



Slika 67: Prečne sile v gredah, določene s postopkom načrtovanja nosilnosti (Slika 5.1, SIST EN 1998-1:2006)

Figure 67: Shear forces in beams, calculated with the capacity design method (Figure 5.1, SIST EN 1998-1:2006)

Prečno silo v gredi določimo po metodi načrtovanja nosilnosti z naslednjim izrazom:

$$V_{Ed} = \pm \frac{[M_{1,d}] + [M_{2,d}]}{l_{cl}} + V_{G+\psi_{2Q}}$$
(38)

Pri tem je I_{cl} svetla dolžina grede, $V_{G+\psi_{2Q}}$ pa prečna sila zaradi vpliva lastne, stalne in koristne obtežbe po kombinaciji G + 0,3Q. Tudi v enačbi 38, predznak \pm predstavlja delovanje potresne obtežbe v obe smeri. Vrednosti prečnih sil po metodi načrtovanja nosilnosti prikažemo v preglednici 36:

Nosilec Y7 - pri tretji etaži							
Smer	Krajišče V(Mrb) [kN] Vg+0,3q [kN] Ved [k						
	levo	386,05	-26,00	360,05			
Aed+	desno	386,05	14,00	400,05			
	levo	-386,05	-26,00	-412,05			
Aed-	desno	-386,05	14,00	-372,05			

Preglednica 36: Vrednosti prečnih sil v nosilcu Y7 po metodi načrtovanja nosilnosti Table 36: Values of the shear forces for beam Y7 calculated with the capacity design method

Prečne sile dobljene po metodi načrtovanja nosilnosti so rahlo večje kot tiste, ki jih dobimo iz Etabsa. Največja strižna sila, na katera moramo dimenzionirati, je V_{Ed} = -412,.

Moramo najprej izračunati vrednost strižne odpornosti prečnega prereza brez strižne armature, kot opisano v poglavju 7.1.5.

Izračunamo spremenljivke ki nastopajo v enačbah:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = \sqrt{\frac{200}{450}} = 1 + 0.67 = 1.67 \le 2$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = 0.014 \le 0.02$$

$$\sigma_{cp} = 0 < 0.2 * fcd$$

$$C_{Rd,c} = 0.12$$

$$k_1 = 0.15$$

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot fck^{1/2} = 0.414$$

Pri tem je A_{sl} ploščina prereza natezne armature, N_{ed} je projektna tlačna osna sila zaradi obtežbe ali prednapetja, A_c je ploščina prereza betona, b_w je najmanjša širina prečnega prereza v območju natezne cone, *d* pa statična višina.

S pomočjo enačb 17 in 18 določimo projektno vrednost strižne odpornosti in njena minimalna vrednost:

$$V_{Rd,c} = \left[0,12 \cdot 1,67 \cdot (100 \cdot 0,014 \cdot 30)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot 0\right] \cdot 500 \cdot 450 = 156,73kN$$
$$V_{Rd,c,min} = (0,414 + 0,15 \cdot 0)500 \cdot 450 = 93,15kN$$

Ugotovimo, da je odpornost prereza brez strižne armature manjša od strižne obremenitve. Celotno prečno silo moramo tako prevzeti z ustrezno strižno armaturo. Po celotni dolžini grede izberemo navpično 2-strižno zaprto streme premera 6 mm. Predpostavimo, da bo strižni kot med tlačno diagonalo in vzdolžno osjo nosilca enak 45°.

Skladno s členom 6.2.3(3) v standardu (SIST EN 1992-1-1:2005) izračunamo strižno odpornost prereza s strižno armaturo, ki je navzgor omejena z nosilnostjo tlačne diagonale (za kot θ = 45°) in sicer:

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} b_w 0.9 d\nu_1 f_{cd}}{(cot\theta + tan\theta)} = 1069, 2kN > V_{Ed} = 412kN > V_{Rd,c}$$

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

Strig prevzamemo z dvostrižnim zaprtim stremenom Φ10 (A₁ =0,785 cm²).

$$s = \frac{A_{sw} \cdot z \cdot f_{zwd}}{V_{Ed}} = \frac{2 \cdot 0.785 cm^2 \cdot 0.9 \cdot 45 cm \cdot 43.48 kN/cm^2}{412 kN} = 6.71 cm$$

Pri izbiri stremen moramo izpolniti tudi pogoje iz točke 5.4.3.1.2 iz standarda (SIST EN 1998-1:2006). V kritičnih območjih premer stremen d_{bw} ne sme biti manjši od 6 mm, razmik med stremen *s*, pa ne sme biti večji od pogoja (6.26). Prvo streme na krajišču grede ne sme biti od stebra oddaljeno več kot 50 mm.

$$s = min\left\{\frac{hw}{4}; 24 \cdot d_{bw}; 225mm; 8d_{bl}\right\} = min\left\{\frac{500}{4}; 24 \cdot 6mm; 225mm; 8 \cdot 22mm\right\} = 125mm$$

Izberemo razmik s = 6,5 cm. Zaradi majhnega prispevka gravitacijske obtežbe so prečne sile vzdolž nosilca približno konstantne, zato bomo isti razmik stremen upoštevali po celi dolžini nosilca. Za nosilec izberemo 2-strižna stremena Φ10/6,5 cm.

7.4.1.2 Dimenzioniranje nosilca Y4

Nosilec ima pravokoten prečni prerez z dimenzijo b/h = 50/50 cm. Ker prečno na nosilec poteka greda in ker gre za notranji nosilec, znaša isto kot pri nosilcu Y7 (poglavje 7.4.1.1) pripadajoča širina pasnice $4h_f$. Sodelujoča širina pasnice nosilca znaša: $b_{eff} = 50 + 2 \cdot 4 \cdot 15$ cm = 170 cm.

Geometrijske omejitve:

Geometrijske zahteve za nosilce smo opisali pri dimenzioniranju nosilca Y7 (poglavje 7.4.1.1), zato jih na tem mestu ne ponavljamo. Zahteva za zamaknjenost osi grede glede na os stebra je izpolnjena, saj je greda centrično postavljena glede na os stebra. Širina primarne potresne grede b_w prav tako izpolnjuje zahtevo standarda:

$$b_w \leq min\{b_c + h_w; 2b_c\}$$

$$b_w = 50 \ cm \le min\{70 + 50; 2 * 70\} = 120 \ cm$$

kjer je h_w višina grede.

Na podlagi potresne kombinacije dobimo maksimalne in minimalne momente, ki so največje v krajiščih grede.

$$M_{Ed,min} = 1,0 \cdot M_G + 0,3 \cdot M_Q - 1,0 \cdot M_{Exy} = -449 \ kN$$
$$M_{Ed,max} = 1,0 \cdot M_G + 0,3 \cdot M_Q + 1,0 \cdot M_{Exy} = 341 \ kN$$

• Vzdolžna armatura:

Količino minimalne in maksimalne vzdolžne armature določimo z uporabo enačb:

$$As, \min = \begin{cases} 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d\\ 0,0013 \cdot b_t \cdot d \end{cases}$$
$$As, max = 0,04 \cdot b_t \cdot d \end{cases}$$

Torej je:

$$As, \min = \begin{cases} 0,26 \cdot \frac{0,29}{50} \cdot 50 \cdot 50 = 3,77 \ cm^2\\ 0,0013 \cdot 50 \cdot 50 = 3,25 \ cm^2\\ As, max = 0,04 \cdot 50 \cdot 50 = 100 \ cm^2 \end{cases}$$

Poleg kriterijev za minimalno in maksimalno armaturo iz SIST EN 1992-1-1 v nadaljevanj upoštevamo še omejitve iz standarda SIST EN 1998-1.

V skladu s členom 5.4.3.1.2 v SIST EN 1998-1:2006 za gredo izberemo dolžino kritičnega območja $I_{cr} = h_w = 50$ cm.

Da zadostimo zahtevam za lokalno duktilnost v kritičnih območjih, vrednost faktorja duktilnosti za ukrivljenost μ_{φ} izračunamo po istem postopku kot v poglavju 7.4.1.1. S pomočjo enačbah 33, 34, 35 in 36 določimo:

$$\mu_{\varphi} = 2 \cdot 2 - 1 = 3$$

$$\rho \max = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_{\varphi}\varepsilon_{sy,d}} \cdot \frac{fcd}{fyd} = 0,001 + \frac{0,0018}{3 \cdot 0,00217} \cdot \frac{2,0}{43,48} = 0,0137$$

Pri tem upoštevamo, da je:

$$\varepsilon_{sy,d} = \frac{fyd}{Es} = \frac{43,48}{20000} = 0,00217$$

Dodatno moramo zadostiti še pogoju, da vzdolž celotne dolžine primarne potresne grede delež armature v natezni coni ρ ne sme biti manjši od naslednje najmanjše vrednosti ρ_{min} :

$$\rho_{\min} = 0.5 \cdot \frac{fctm}{fyk} = 0.5 \cdot \frac{0.29}{50} = 0.0029$$

Določimo potrebno količino osno-upogibne armature grede pri stiku s stebrom. S pomočjo programa Gala Reinforcement določimo potrebno količino armature s slike 68.



Slika 68: Računsko potrebna armatura v gredi Y4 v tretji etaži Figure 68: Computationally required reinforcement for Y4 beam on the third floor

Z upoštevanjem armature iz plošče znaša potrebna armatura na zgorji strani grede:

 $2 \cdot 13,38 \text{cm}^2$ – $2,26 \text{cm}^2 * 1,7$ – $2,26 \text{cm}^2 * 1,7$ = $19,08 \text{cm}^2$. Potrebna armatura na spodnjem delu grede znaša 26,8 cm2. Za gredo izberemo premer palice 22 mm za zgornjo in 24 mm za spodnjo armaturo, pri čemer rabimo šest palic tako zgoraj kot tudi spodaj.

S tem zadostimo pogoj glede maksimalne armature v celotnem prerezu ($\rho = 2,3\%$) in maksimalne armature v natezni coni ($\rho = 1,2\% < \rho_{max}$).

• Strižna armatura:

Kot je razloženo v točki 7.4.1.1, prečne sile za projektiranje grede določimo po metodi načrtovanja nosilnosti. Projektne prečne sile so predstavljene v preglednici 37.

Nosilec Y4/11 - pri tretji etaži							
Smer	Krajišče	V(Mrb)	Vg+0,3q	Ved			
	levo	179,26	-49,00	130,26			
Aed+	desno	179,26	51,00	230,26			
	levo	-179,26	-49,00	-228,26			
Aed-	desno	-179,26	51,00	-128,26			

Preglednica 37: Vrednosti prečnih sil po metodi načrtovanja nosilnosti za nosilec Y4 Table 37: Values of the shear forces with the capacity design method for bean Y4

Največja strižna sila, na katero dimenzioniramo gredo, znaša V_{Ed} = 228,3 kN. S pomočjo enačb 17 in 18 določimo projektno vrednost strižne odpornosti in njena minimalna vrednost:

$$V_{Rd,c} = \left[0,12 \cdot 1,67 \cdot (100 \cdot 0,0112 \cdot 30)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot 0\right] \cdot 500 \cdot 450 = 145,5kN$$
$$V_{Rd,c,min} = (0,414 + 0,15 \cdot 0)500 \cdot 450 = 93,15kN$$

Ugotovimo, da je strižna odpornost prereza brez strižne amrature ($V_{Rd,c}$) manjša od strižne obremenitve (V_{Ed}). Prav tako je strižna obremenitev manjša od največje prečne sile, ki jo prerez lahko prevzame (omejene z nosilnostjo tlačne diagonale):

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} b_w 0.9 dv_1 f_{cd}}{(cot\theta + tan\theta)} = 1069, 2kN > V_{Ed} = 224 \ kN > V_{Rd,c} = 145 \ kN$$

Celotno prečno silo bomo prevzeli z dvostrižnimi zaprtimi stremeni premera $\Phi 8$ ($A_1 = 0,5$ cm²), pri čemer, za razdaljo med dvema stremenoma dobimo:

$$s = \frac{A_{sw} \cdot z \cdot f_{zwd}}{V_{Ed}} = \frac{2 \cdot 0.5 cm^2 \cdot 0.9 \cdot 45 cm \cdot 43.48 kN/cm^2}{228.3 kN} = 7.71 cm$$

Maksimalna oddaljenost med stremeni je:

$$s = \min\left\{\frac{hw}{4}; 24 \cdot d_{bw}; 225mm; 8d_{bl}\right\} = \min\left\{\frac{500}{4}; 24 \cdot 6mm; 225mm; 8 \cdot 22mm\right\} = 125mm$$

Izberemo razmik med stremeni *s* = 7,5 cm. Ker se prečna sila vzdolž grede ne bistveno spremeni v primerjavi z maksimalno vrednostjo na robu (majhen prispevek gravitacijske obtežbe), izberemo isto razdaljo med stremeni po celotni dolžini nosilca. Za gredo torej izberemo 2-strižna stremena Φ 8/7,5 cm po celotni dolžini grede.

V nadaljevanju postopka dimenzioniranja ostalih gred po etažah ne prikazujemo. Rezultati dimenzioniranja so zbrani v preglednicah 38, 40, 41 in 42.

V preglednici 38 je prikazana celotna potrebna armatura (zgornja in spodnja) v gredah. Pri vseh gredah lahko od računsko potrebne zgornje armaturo iz preglednice 38 odštejemo armaturo v plošči znotraj sodelujoče širine pasnice, ki je prikaza v preglednici 39.

Preglednica 38: Računsko potrebna količina zgornje in spodnje armature za obravnavane nosilce po višini stavbe

Table 38: Calculated upper and lower longitudinal reinforcement for the selected beams at all

		As,računsko - Y7		As,račun	sko - Y4/11
etaža	h [m]	zgornja armatura	spodnja armatura	zgornja armatura	spodnja armatura
1	2,55	13,47	13,47	21,22	14,64
2	5,05	25,66	23,6	26,12	20,9
3	7,93	29,28	26,94	26,76	24,08
4	10,81	27,98	25,54	26,42	23,78
5	13,69	23,24	20	21,64	19,48
6	16,57	19,68	16,72	19,24	17,32
7	19,45	17,62	15,68	16,3	14,66
8	22,1	8,58	6,98	9,06	8,16

floors

Preglednica 39: Armaturne mreže (spodnja in zgornja) v plošči v območju nosilcih Table 39: Reinforcement meshes (upper and lower) in the slab at the area of the beams

	mreža pri Y7	mreža pri Y4/11	As,mreža,Y7 [cm^2]	As,mreža,Y4/11 [cm^2]
zgornja	Q226	Q226	3,84	3,84
spodnja	Q226	Q226	3,84	3,84

Ko odštejemo armaturo plošče znotraj sodelujoče širine pasnice, za grede določimo potrebno količino armature iz preglednice 40.

Preglednica 40: Potrebna armatura v nosilcih, po odštevanju armaturih mrež iz ploščah Table 40: Computationally required reinforcement, after deduction of the mesh reinforcement from the slabs

		Odšteta armatura iz mrežah				
		As,potre	ona,Y7 [cm2]	As,potrebna,Y4/11 [cm2]		
etaža	h [m]	zgornja armatura	spodnja armatura	zgornja armatura	spodnja armatura	
1	2,55	8,27	13,47	16,02	14,64	
2	5,05	14,61	23,6	15,07	20,9	
3	7,93	18,23	26,94	15,71	24,08	
4	10,81	16,93	25,54	15,37	23,78	
5	13,69	12,19	20	10,59	19,48	
6	16,57	<mark>8,6</mark> 3	16,72	8,19	17,32	
7	19,45	6,57	15,68	5,25	14,66	
8	22,1	3,38	6,98	3,86	8,02	

Na podlagi rezultatov iz preglednice 40 smo na nosilce Y7 in Y4 izbrali armaturo, ki je povzeta v preglednicah 41 in 42.

Preglednica 41: Izbrana armatura v nosilcih Y7 v vseh etažah

Table 41: Selected reinforcement for the Y7 beams in each floor

				Nosilci Y7			
				zgornja	armatura	spodnja	armatura
etaža	Φ [mm] zg.	Φ [mm] sp.	h [m]	število palic	As, dej, skupaj	število palic	As,dej,skupaj
1	18	22	2,55	4	15,36	4	15,20
2	22	22	5,05	5	26,68	6	22,80
3	22	22	7,93	6	30,48	8	30,40
4	22	22	10,81	6	30,48	7	26,60
5	20	22	13,69	5	23,38	6	22,80
6	20	20	16,57	4	20,24	6	18,84
7	18	20	19,45	4	17,86	5	15,70
8	14	16	22,1	3	9,82	4	8,04

Preglednica 42: Izbrana armatura v nosilcih Y4 v vseh etažah

Table 42: Selected reinforcement for the Y4 beams in each floor

					Nosilci Y11 - Y4				
				zgornja	armatura	spodnja	armatura		
etaža	Φ [mm] zg.	Φ [mm] sp.	h [m]	število palic	As,dej	število palic	As,dej		
1	22	22	2,55	5	24,20	4	15,20		
2	22	24	5,05	5	26,68	5	22,61		
3	22	22	7,93	6	30,48	6	27,13		
4	22	22	10,81	5	26,68	7	26,60		
5	20	20	13,69	5	23,38	6	22,80		
6	18	18	16,57	5	20,54	6	18,84		
7	18	20	19,45	4	17,86	5	15,70		
8	20	16	22,10	3	9,82	5	10,05		

7.4.1.3 Dimenzioniranje stebra S-2-1

Stebri so najbolj obremenjeni pri vpetju. Obremenitve se po višini zmanjšujejo. Steber ima pravokotni prerez, ki se po višini zmanjšuje. V prvih dveh etaž je širina stebra 70 cm. V naslednje dve etaže se širina stebra zmanjša na 60 cm. Širina stebra se v peti etaži še enkrat zmanjša na širino 50 cm in nato poteka nespremenjeno do vrha stavbe. Steber najprej dimenzioniramo na osno-upogibne obremenitve. Potem na podlagi določene armature preverimo še pogoj za globalne duktilnosti.

V nadaljevanju je za prerez ob vpetju prikazan postopek določitve armature stebra. Armatura v ostalih prerezih je določena po istem postopku, zato so v preglednici 44 povzeti samo končni rezultati dimenzioniranja. Armatura stebra v posameznih etažah je določena na podlagi notranjih sil na dnu vsake etaže. Vrednosti projektnih vplivov v stebru odčitamo iz modela konstrukcije, izdelanega v Etabsu. Ovojnice osne sile in upogibnega momenta za prerez stebra ob vpetju stebra so naslednje.

Obremenitve:

$$N_{Ed,max} = 1,0 \cdot N_G + 0,3 \cdot N_Q + 1,0 \cdot N_A = -125 \ kN$$
$$N_{Ed,min} = 1,0 \cdot N_G + 0,3 \cdot N_Q + 1,0 \cdot N_A = -2719 \ kN$$

Vsaka osna sila ima dva pripadajoča upogibna momenta v vsaki smeri:

 $M_{EdY,max} = 416 \ kNm \quad M_{EdY,min} = -433 \ kNm$ $M_{EdZ,max} = 578 \ kNm \quad M_{EdZ,min} = -555 \ kNm$

Za dimenzioniranje je merodajna maksimalna osna sila, ki glede na izbran predznak osnih sil povzroča najmanjši tlak. Kombinacije obremenitev za projektiranje preza stebra ob vpetju so prikazane v preglednici 43.

Preglednica 43: Kombinacije sil in momentov za dimenzioniranje stebra ob vpetju Table 43: The combination of forces and moments for the design of the section at the base of

Load cases 🛛 🛃							
Load	N [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]				
L1	-125	-433	-555				
L2	-125	-433	578				
L3	-125	416	-555				
L4	-125	416	578				

the column

Skladno s členom 5.4.3.2.1 v (SIST EN 1998-1:2006) je potrebno upogibno in strižno odpornost določiti v skladu s (SIST EN 1992-1.1:2004). Prav tako vrednost normirane tlačne osne sile v stebru ne sme preseči 0,65, sicer je potrebno povečati dimenzije stebra. Pogoj preverimo z izrazom, pri čemer upoštevamo absolutno vrednost minimalne osne sile (največji tlak):

$$v_d = \frac{Ned}{f_{cd} \cdot Ac} = \frac{2719}{2 \cdot 4900} = 0,277 \le 0,65$$

Ugotovimo, da je izbran prerez stebra ustrezen.

Vzdolžna armatura:

Skladno s (SIST EN 1998-1:2005) mora biti celotni delež vzdolžne armature med 0,01 in 0,04. V simetričnih stebrih, kot je tudi ta steber, se uporabi simetrična armatura (ρ=ρ'). Minimalna in maksimalna količina vzdolžne armature za obravnavan steber znaša:

$$As, \min = 0.01 \cdot 70 \cdot 70 = 49cm^{2}$$
$$As, \max = 0.04 \cdot 70 \cdot 70 = 196cm^{2}$$

S pomočjo programa Gala Reinforcement izračunamo osno-upogibno armaturo stebra ob vpetju, ki je prikazana na sliki 69.



Slika 69: Potrebna vzdolžna armatura v stebru ob vpetja (h = 0 m)

Figure 69: Computationally required longitudinal reinforcement at the support of the column (h =

0 m)

Kot je prikazano na zgornji sliki, za armaturo stebra izberemo 12 palic. Skupna računsko potrebna armatura ob vpetju stebra je 51,24 cm². Če prerez stebra armiramo z dvanajstimi palicami

premera 24 mm, bo dejanska armatura v stebru (54,26 cm²) večja od računsko potrebne armature.

Na podoben način določimo tudi vzdolžno armaturo stebra v ostalih etažah (preglednica 44), pri čemer armaturo stebra nad šesto etažo ne dodatno zmanjšujemo, saj bi bila merodajna minimalna armatura. Poudariti velja, da armature prikazana v preglednici 44 niso še končne, saj je potrebno armaturo stebra preveriti še z upoštevanje kotrole globalne duktilnosti.

Preglednica 44: Računsko potrebna in izbrana armatura stebra pri vsaki etaži Table 44: Computationally required and selected longitudinal reinforcement for the column in

h [m]	Etaža	h/b[cm]	As,rač [cm^2]	št. Palic	Φ [mm]	As,dej
0 - 2,55	1	70/70	41,04	12	22	45,59
2,55 - 5,05	2	70/70	43,32	12	22	45,59
5,05 - 7,93	3	60/60	49,68	12	24	54,26
7,93 - 10,81	4	60/60	40,56	12	22	45,59
10,81 - 13,69	5	50/50	30,84	12	20	37,68
13,69 - 16,57	6	50/50	25,44	12	18	30,52
16,57 - 19,45	7	50/50	25,44	12	18	30,52
19,45 - 22,1	8	50/50	25,44	12	18	30,52

each floor

Kontrola pogoja globalne duktilnosti

Sedaj ko imamo izračunano osno-upogibno armaturo po celotni višini stebra, moramo skladno s (SIST_EN 1998-1, člen 4.4.2.3.(4)), preveriti še pogoj načrtovanja upogibne nosilnosti stebrov:

$$\Sigma M_{RC} \ge 1.3 \Sigma M_{Rb} \tag{39}$$

kjer je ΣM_{RC} vsota projektnih upogibnih nosilnosti stebrov, ΣM_{Rb} pa je vsota projektnih upogibnih nosilnosti gred v obravnavanem vozlišču. Pri iskanja merodajnega stebra za dimenzioniranje je bilo ugotovljeno, da se steber stikuje z najbolj obremenjenimi nosilci, za katere smo izračunali potrebno armaturo v poglavjih 7.4.1.1 in 7.4.1.2. Na podlagi izbrane armature v nosilcih s programom Gala Reinforcement smo preverili upogibno nosilnost stebrov.

S prvotno izračunano armaturo pogoj iz enačbe (39) ni bil izpolnjen v nikjer z izjemo prve etaže. Očitno je, da je ta pogoj merodajen za dimenzioniranje stebra in da moramo povečati izračunano armaturo stebra. Z upoštevanjem pogoja načrtovanja nosilnosti za steber izberemo naslednjo armaturo: i) 12 palic premera 26 mm za steber v prvi etaži (b = h = 70cm) in steber v drugi in tretji etaži (b = h = 60cm), ii) 12 palic premera 24 mm za steber v četrti etaži (b = h = 60cm) in iii) 12 palic premera 22 mm za stebre v zgornjih etažah.

S tako izbrano vzdolžno armaturo v stebru se kontrola pogoja za globalne duktilnosti izide, kot prikazano v preglednici 45.

Preglednica 45: Kontrola pogoja za globalne duktilnosti po višini stebra - EN 1998-1, člen

4.4.2.3.(4)

Table 45: Capacity design for the column on every floor- EN 1998-1, člen 4.4.2.3.(4)

Nosilci Y7						
h [m]	[Mrd-]- Gala [kNm]	[Mrd+] - izračunano	1,3* ΣMrd,nosilci kNm	ΣMrd, stebri	1,3*Mrd,g < Mrd,s	
2,55	410	264,32	533	1744	OK	
5,05	475	396,47	617,5	1710	OK	
7,93	533	528,63	692,9	1672	ОК	
10,81	531	462,55	690,3	1344	ОК	
13,69	360	297,36	468	940	OK	
16,57	290	245,75	377	860	OK	
19,45	243	204,79	315,9	838	ОК	
22,1	137	104,85	178,1	410	ОК	
		Nosil	c i Y11 - Y4			
h [m]	[Mrd-]- Gala [kNm]	[Mrd+] - izračunano	1,3* ΣMrd,nosilci kNm	ΣMrd, stebri	1,3*Mrd,g < Mrd,s	
2,55	430,00	264,32	1092	1744	OK	
5,05	466,00	393,20	1223,3	1710	OK	
7,93	532,00	471,84	1384,5	1672	OK	
10,81	496,00	462,55	1335,1	1344	OK	
13,69	319,00	297,36	882,7	940	OK	
16,57	290,00	245,75	754	860	ОК	
19,45	243,00	204,79	631,8	838	ОК	
22,1	137,00	131,07	356,2	410	ОК	

Strižna armatura stebra v prvi etaži

Glede tega da je postopek računanja strižne armature isti, v tem poglavju prikažemo samo račun strižne armature stebra v pritličju (prva etažna višina).

Skladno s členom 5.4.2.3(1) moramo prečne sile v primarnih potresnih stebrih določiti v skladu s pravilom načrtovanja nosilnosti. Pri tem upoštevamo ravnotežje stebra pri delovanju momentov $M_{i,d}$ na krajiščih (*i* =1,2 označuje krajna prereza stebra), ki ustrezajo stanju, ko se formirajo plastični členki za pozitivno in negativno smer delovanja potresne obremenitve. Določimo jih z enačbo:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rc,i} min\left(1, \frac{\Sigma M_{Rb}}{\Sigma M_{Rc}}\right)$$
(40)

Pri tem je γ_{Rd} faktor, s katerim upoštevamo morebitno večjo nosilnost zaradi utrjevanja jekla.

Za srednjo stopnjo duktilnosti (DCM) znaša γ_{Rd} =1,1. $M_{Rc,i}$ je projektna vrednost upogibne odpornosti stebra v *i*-tem krajišču v smeri upogibnega momenta zaradi potresa pri upoštevani smeri potresnega vpliva. $\sum M_{Rc}$ in $\sum M_{Rb}$ pa sta opredeljena v tem poglavju (Preglednica 45) pri kontroli zaradi globalne duktilnosti pri določitvi upogibne armature stebra. Projektna prečna sila po metodi načrtovanja nosilnosti se izračuna po enačbi:

$$V_{steber\pm} = \frac{M_{id,spodaj,\pm} + M_{,idzgoraj,\pm}}{l_{cr}}$$
(41)

Projektne prečne sile v stebru po metodi načrtovanja nosilnosti so prikazane v preglednici 46. Za dimenzioniranje so merodajne vrednosti določene z upoštevanjem minimalne vrednosti osnih sil stebrov ($V_{cd, potres}$), ki glede na izbran predznak osnih sil predstavljajo večji tlak.

Preglednica 46: Projektna prečna sila v stebru po metodi načrtovanja nosilnosti v pritličju in v prvem nadstropju

Table 46: Shear force in the column with the capacity design method for the first two levels of the building

Prva etažna višina (0 do 2,55 m)		Druga etažna viši	na (2,55 do 5,05 m)
Mid,sp,+	953,70	Mid,sp,+	292,75
Mid,sp,-	1465,20	Mid,sp,-	434,62
Mid,zg,+	288,75	Mid,zg,+	414,13
Mid,zg,-	443,97	Mid,zg,-	614,81
Vcd,+potres=	606,07	Vcd,+potres=	353,44
Vcd,-potres=	931,30	Vcd,-potres=	524,72

Merodajna projektna sila je maksimalna, tako da v pritličju imamo V_{Ed} = 931,3 kN, v prvem nadstropju pa 524,44 kN.

Projektna sila je v prvi etaži veliko večja kot v drugi, vendar sta prerez in osno-upogibna armatura isti. To se zgodi zaradi tega ker v pritličju spodaj ni nosilcev, in pri računu $M_{id,spod}$, moramo v enačbi 40 uporabiti faktor 1, med tem ko je na vrhu pritličja in v zgornjih etažah faktor manjši.

Projektno vrednost strižne odpornosti prečnega prereza brez strižne armature določimo skladno s standardom, kot opisano v poglavju 7.1.5.

Izračunamo spremenljivke ki nastopajo v enačbah in smo dobimo:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{650}} = 1,55 \le 2$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = 0,013 \le 0,02$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{Ac} = \frac{2719}{4900} = 0,55 < 0,2 * fcd = 0,4$$

$$C_{Rd,c} = 0,12 ; k_1 = 0,15$$

$$\nu_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot fck^{1/2} = 0,414$$

Pri tem je A_{sl} ploščina prereza natezne armature, N_{ed} je projektna minimalna vrednost osne sile (največji tlak), A_c je ploščina prereza betona, b_w je najmanjša širina prečnega prereza v območju natezne cone, d pa statična višina.

S pomočjo enačb 17 in 18 določimo projektno vrednost strižne odpornosti in njena minimalna vrednost:

$$V_{Rd,c} = \left[0,12 \cdot 1,55 \cdot (100 \cdot 0,013 \cdot 30)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot 0,4\right] \cdot 700 \cdot 650 = 314,32kN$$
$$V_{Rd,c,min} = (0,414 + 0,15 \cdot 0,4) \cdot 700 \cdot 650 = 215,67kN$$

Za stebra ugotovimo, da je strižna odpornost prereza brez strižne armature ($V_{Rd,c}$) manjša od strižne obremenitve (V_{Ed}). Celotno prečno silo moramo tako prevzeti s strižno armaturo. Po celotni dolžini stebra izberemo štiristrižna zaprta stremena premera 10 mm. Predpostavimo, da bo kot med tlačno diagonalo in vzdolžno osjo stebra enak 45°.

Skladno s členom 6.2.3(3) v standardu (SIST EN 1992-1-1:2005) izračunamo strižno odpornost prereza s strižno armaturo, ki je navzgor omejena z nosilnostjo tlačne diagonale, in sicer:

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} b_w 0.9 dv_1 f_{cd}}{(cot\theta + tan\theta)} = 2162, 2kN > V_{Ed} = 931, 3kN > V_{Rd,c}$$

S štiristrižno streme v obe smeri, je tudi zadoščen pogoj za maksimalne oddaljenosti med podprtimi vzdolžnimi palicami (kar ne sme presegati 20 cm), kot prikazano na sliki 70.



Slika 70: Prereza in armature strebra v prvi etaži Figure 70: Cross-section and reinforcement of the column in the first floor

Z izbranim premerom stremena od 10 mm, potrebno razdaljo med stremeni izračunamo kot:

$$s = \frac{A_{sw} \cdot z \cdot f_{zwd}}{V_{Ed}} = \frac{(4 \cdot 0.785 cm^2 \cdot 0.9 \cdot 65 cm) \cdot 43.48 kN/cm^2}{931.3 kN} = 8.6 cm$$

Za steber izbremo štiristrižna stremena ϕ 10/8,5 cm.

Konstruiranje armature izvedemo v skladu s členom 5.4.3.2.2 iz standarda (SIST EN 1998-1:2006). S temi ukrepi zagotovimo ustrezno lokalno duktilnost stebra. Območja primarnih potresnih stebrov na razdalji *l*_{cr} od obeh krajišč stebra je potrebno obravnavati kot kritična območja, katerih dolžina je definirana kot:

$$l_{cr} = max\left\{h_c; \frac{l_{cl}}{6}; 0, 45\right\} = max\left\{0, 7; \frac{2, 05}{6}; 0, 45\right\} = 0, 7m$$

pri tem je h_c večja dimenzija prečnega prereza stebra in I_{cr} svetla višina stebra.

Če je razmerje med svetlo višini in največjo dimenzijo prečnega prereza stebra manjše od 3 (I_c/h_c < 3), je treba primarni potresni steber po celi višini upoštevati kot kritično območje in ustrezno tudi armirati. V našem primeru znaša to razmerje 2,93, kar pomeni, da steber po celotni višini obravnavamo kot kritično območje.

Da zadostimo zahtevam za lokalno duktilnost v kritičnih območjih, mora biti vrednost faktorja duktilnosti za ukrivljenost μ_{ϕ} vsaj enaka vrednosti:
$$\mu_{\varphi} = 2 \cdot 2 - 1 = 3$$

Če je za zahtevano vrednost μ_{φ} kjerkoli v prerezu potrebna deformacija večja od ε_{cu2} =0,0035, je treba izgubo nosilnosti zaradi odluščenja betonskega kritja nadomestiti z ustreznim objetjem betonskega jedra s stremeni. Upoštevamo, da sta zgoraj zahtevana pogoja izpolnjena, če:

$$\alpha \omega_{wd} \ge 30\mu_{\varphi} \cdot \nu_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035$$
(42)

»pri tem je α faktor učinkovitosti objetja betonskega prereza, ω_{wd} je mehanski volumenski delež (zaprtih) stremen, ki objemajo betonsko jedro kritičnega območja, μ_{φ} je zahtevana vrednost faktorja duktilnosti za ukrivljenost, v_d je normirana projektna osna sila ($v_d = N_{Ed}/(Ac^*fcd)$), $\varepsilon_{sy,d}$ je projektna vrednost deformacije na meji plastičnosti za natezno armaturo, b_c je širina celotnega betonskega prereza, b_0 pa širina objetega jedra« (SIST EN 1998-1:2006, člen 5.4.3.2.2(8)). Mehanski volumenski delež stremen ω_{wd} je definiran kot:

$$\omega_{wd} = \frac{prostornina\ stremen\ za\ objetje}{prostornina\ objetega\ betonskega\ prereza} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} > 0,08 \tag{43}$$

Faktor učinkovitosti betonskega prereza α , je definiran z:

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_S \tag{44}$$

Pri tem, za pravokotne prereze velja:

$$\alpha_n = 1 - \sum_n \frac{b_i^2}{6b_0 h_0} = 1 - \frac{8 \cdot 19^2}{6 \cdot 60 \cdot 60} = 0,853$$
$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2b_0}\right) \left(1 - \frac{s}{2h_0}\right) = \left(1 - \frac{8,5}{2 \cdot 60}\right) \left(1 - \frac{8,5}{2 \cdot 60}\right) = 0,863$$

»Pri tem je b_i razdalja med sosednimi podprtimi palicami, h_0 višina objetega jedra, b_0 širina objetega jedra, n pa skupno število vzdolžnih armaturnih palic, ki jih v prečni smeri podpirajo stremena ali prečne vezi.« (SIST EN 1998-1:2006, člen 5.4.3.2.2(8))

Na podlagi enačbe 44, za naš primer določimo $\alpha = 0,736$. Z uporabo enačbe 43 izračunamo mehanski volumenski delež kot:

$$\omega_{wd} = \frac{(4 \cdot A_{sw} \cdot b_0 + 2 \cdot A_{sw} \cdot b_i)}{b_0 h_0 \cdot s} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$
$$= \frac{(4 \cdot 0.785cm^2 \cdot 60cm + 2 \cdot 0.785cm^2 \cdot 19cm)}{3600 \cdot 8.5} \cdot \frac{43.48kN/cm^2}{2} = 0.155 > 0.08$$

in preverimo še pogoj iz enačbi 42:

$$\alpha \omega_{wd} = 0.114 \ge 30 \cdot 3 \cdot \nu_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0.035 = 30 \cdot 3 \cdot 0.277 \cdot 0.00217 \cdot \frac{70}{60} - 0.035 = 0.0281$$

V skladu s standardom (SIST EN 1998-1:2006, člen 5.4.3.2.2(11)) moramo izpolniti tudi pogoj razmika stremen *s*, ki je definiran z:

$$s_{max} = min\left\{\frac{b_0}{2}; 175; 6 \cdot d_{bl}\right\} = min\{300mm; 175mm; 6 \cdot 22mm = 132mm\} > s = 85mm$$

»pri čemer je d_{bl} najmanjši premer vzdolžnih armaturnih palic. Ob tem je potrebno upoštevati, da v kritičnih območjih primarnih stebrov premer stremen ne sme biti manjši od 6 mm. S tem pogojem zagotovimo najmanjšo duktilnost in preprečimo lokalni uklon vzdolžnih armaturnih palic. Prav tako mora biti izpolnjen pogoj, da je razdalja med dvema vzdolžnima armaturnima palicama, ki ju podpirajo stremena ali prečne vezi ni večja od 200 mm« (SIST EN 1998-1:2006, člen 5.4.3.2.2(11)).

8 ZAKLJUČEK

V magistrski nalogi projektiramo nosilno konstrukcijo 8-etažne stanovanjske stavbe, ki se nahaja v mestu Bitola v Republiki Makedoniji. Geometrijo stavbe povzamemo po obstoječi zasnovi, ki je bila projektirana v skladu z Jugoslovanskim standardom, ki so veljavni v Republiki Makedoniji. Za primerjavo smo obstoječo zasnovo stavbe analizirali in projektirali v skladu s standardom Evrokod. Pri projektiranju se osredotočimo na potresno analizo in na dimenzioniranje tipičnega okvira ter glavnih nosilnih sten. Poleg tega izvedemo tudi analizo in dimenzioniranje najbolj obremenjene medetažne plošče. V študijah uporabimo programa Etabs in SAP2000 (Computers and Structures, 2018), ki temeljita na metodi končnih elementov. Za izbrane konstrukcijske elemente izdelamo tudi armaturne načrte.

Nosilna konstrukcija stavbe je zasnova kot armiranobetonski (AB) prostorski mešani sistem, sestavljen iz sten in okvirov, ki zaradi neustrezne zasnove nima s standardom predpisane minimalne torzijske togosti. Pomanjkljivost obstoječe zasnove je, da so glavne nosilne stene zgoščene blizu centra togosti stavbe, kar ne zagotavlja ustrezne torzijske togosti. Ta pomanjkljivost se v rezultatih analize lastnega nihanja pokaže tako, da torzijska nihajna oblika prevlada pred vsaj eno izmed translacijskih oblik (druga nihajna oblika stavbe je bila torzijska). Nosilna konstrukcija stavbe se tako uvršča med torzijsko podajne sisteme, za katere standard SIST EN 1998-1 pri projektiranju predpisuje znatno nižji faktor obnašanja za kot velja običajne AB mešane sisteme (q=2 namesto q=3,6). Upoštevanje manjšega faktorja obnašanja pri projektiranju ima za posledico večje projektne obremenitve konstrukcijskih elementov. Ta zahteva se je izkazala za zelo strogo, zato bo verjetno nekoliko omiljena v novi verziji Evrokoda.

Za obstoječo zasnovo je prav tako značilen nizek delež sten glede na tloris stavbe (0,2 % do 0,3 % tlorisa stavbe), kar privede do še dodatnega povečanja obremenitev glavnih nosilnih sten. V obstoječi zasnovi smo zaznali tudi slabo povezavo med jedrom in preostalimi deli stavbe.

Pri projektiranju v skladu z Evrokodom smo se odločili obstoječo zasnovo spremeniti samo do take mere, da spremembe dimenzij konstrukcijskih elementov ne vplivajo bistveno na obstoječo arhitekturno zasnovo. Tako na primer nismo spreminjali dolžine in lokacije glavnih nosilnih sten. Glede na začetno zasnovo smo pri projektiranju uvedli naslednje spremembe:

- prvotno dimenzijo stebrov 50x60 cm smo v prvih dveh etaž povečali na 70x70 cm, v tretji in četrti etaži pa na 60x60 cm;
- debeline sten smo iz prvotnih 15 cm do 20 cm povečali na 25 cm;
- dodali smo nekatere nosilce, ki so bili v prvotni zasnovi opuščeni.

Za zasnovo projektirano po standardu Evrokod smo določili relativno visoke procente armiranja konstrukcijskih elementov (še zlasti glavnih nosilnih sten), kar je posledica zgoraj opisanih pomanjkljivost obstoječe zasnove stavbe (torzijska podajnost, majhen procent sten glede na tloris stavbe). Za bolj primerno zasnovo nosilne konstrukcije (manjša poraba materiala) bi bilo potrebno izvesti precej posegov v nosilno konstrukcijo tako, da stavba ne bi bila več torzijsko podajna. Na ta način bi potresno obnašanje stavbe bistveno izboljšali, kar bi dovoljevalo projektiranje na manjše potresne sile (povečanje faktorja obnašanja). S spreminjanjem dimenzij konstrukcijskih elementov potresnega obnašanja stavbe ni bilo mogoče bistveno izboljšati. Zaključimo, da zasnova stavbe ni najbolj primerna za gradnjo na potresnih območjih, zato je pomembno, da so vidiki potresne odpornosti stavb vključeni že v zgodnjih fazah zasnove stavb.

9 VIRI

Computers and Structures, Inc. 2018. SAP2000 v18.1.1.: računalniški program za analizo in dimenzioniranje armiranobetonskih sistemov pometodi končnih elementov. Berkley, CSI.

Computers and Structures, Inc. 2018. Etabs v18.1.1.: računalniški program za analizo in dimenzioniranje armiranobetonskih sistemov pometodi končnih elementov. Berkley, CSI.

Autodesk, Inc. 2017. AutoCAD: programski paket za računalniško podprto konstruiranje. California.

EFEHR. 2017. European Facilities for Earthquake Hazard and Risk. Hazard data web-platform. (Pridobljeno 14.5.2017: <u>http://www.efehr.org</u>).

Gala Reinforcement 4.1. 2002: računalniški program za dimenzioniranje AB elementov (stebri, nosilci) na osno silo, enoosni in dvoosni upogib. (Dostopno na: <u>http://www.alashki.com/software.htm</u>, 14.5.2017).

SHARE. 2012. Seismic Hazard Harmonization in Europe. Evropski projekt (1.7.2009 do 31.5.2012). (Več informacij dostopnih na: <u>http://www.share-eu.org/</u>, 14.5.2017).

SIST EN 1991-1-1:2004. Evrokod1: Vplivi na konstrukcije – 1-1.del: Splošni vplivi- Prostorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.

SIST EN 1991-1-1:2004/A101: 2005: Evrokod1: Vplivi na konstrukcije – 1-1.del: Splošni vplivi-Prostorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb – Nacionalni dodatek. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.

SIST EN 1992-1-1:2005: Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij – 1-1.del: Splošna pravila in pravila za stavbe. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.

SIST EN 1992-1-1:2005/A101:2006. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij – 1-1.del: Splošna pravila in pravila za stavbe – Nacionalni dodatek. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.

SIST EN 1998-1:2005. Evrokod 8: Projektiranje potresno odpornih konstrukcij-1.del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.

"Službeni list SFRJ". številka 31/81, 94.82, 29/83, 21/88 I 52/90: Pravilnik o tehničkim normativima za izgradnju objekata visokogradnje u seizmičkim područji.





PRILOGA A1 - Tloris tipične etaže





PRILOGA A2 - Vzdolžni prerez stavbe; Prerez 2-2

so s

NASLOV:		VSEBINA:	
Projektlra večstano	nje armiranobetonske konstrukcije vanjske stavbe v Bitoli v R. Makedoniji	Arhitekturni	načrt - VzdolžnI prerez stavbe
Mentor :	prof. dr. Matjaž Dolšek	Datum:	20.01.2018
omentor :	asist. dr. Mirko Kosič	Merilo:	1:140
Avtor :	uni. dipi. Inž. Filip Franc	Št. IIsta:	Priloga A2



A3



NASLOV: Projektira večstano	anje armiranobetonske konstrukcije vanjske stavbe v Bitoli v R. Makedoniji	vsebina: Arhitekturni stavbe	načrt - Prečni prerez prerez
Mentor :	prof. dr. Matiaž Dolšek	Datum:	20.01.2018
Somentor :	asist. dr. Mirko Kosič	Merilo:	1 : 100
Avtor :	uni. dipl. inž. Filip Franc	Št. lista:	Priloga A3

PRILOGA B1 - Armaturni načrt Stene X



3. Nadstropje (z= 5.05 m)



5. Nadstropje (z = 10.81 m)



NASLOV:		VSEBINA:	
Projektira večstano	anje armiranobetonske konstrukcije vanjske stavbe v Bitoli v R. Makedoniji	Armaturni n	ačrt stene X (3 prerezi)
Mentor :	prof. dr. Matjaž Dolšek	Datum :	20.01.2018
Somentor :	asist. dr. Mirko Kosič	Datum :	1 : 20
Avtor :	uni. dipl. inž. Filip Franc	Št. lista :	Priloga B1

uni. dipl. inž. Filip Fi	Avtor :
asist. dr. Mirko Kosi	Somentor :
prof. dr. Matjaž Dolš	Mentor :
anje armiranobetonske kons vanjske stavbe v Bitoli v R. l	Projektira večstano
	NASLOV:

12.2 15.2 20

palice 8s18









Vpetje (z = 0 m)

4. Nadstopje (z = 7.93 m)

7. Nadstopje (z = 16.54 m)

	VSEBINA:	
konstrukcije v R. Makedoniji	Armaturni n	ačrt stene Y (3 prerezi)
Dolšek	Datum :	20.01.2018
Kosič	Merilo :	1:20
llip Franc	Št. lista :	Priloga B2



Projektira večstanov	nje armiranobetonske konstrukcije vanjske stavbe v Bitoli v R. Makedoniji	Armaturni n pri vpetju (z	ačrt za jedru pri dvigala = 0 m)
Mentor :	prof. dr. Matjaž Dolšek	Datum :	20.01.2018
Somentor :	asist. dr. Mirko Kosič	Merilo :	1:20
Avtor :	uni. dipl. inž. Filip Franc	Št. lista :	Priloga B3

PRILOGA B3 - Armaturni načrt Jedru pri dvigala - vpetje (z=0)

Vpetje (z = 0 m)

B



Projektira večstano	inje armiranobetonske konstrukcije vanjske stavbe v Bitoli v R. Makedoniji	Armaturni n na dnu 4. eta	ačrt za jedru pri dvigala aže (z = 7.93 m)
Mentor :	prof. dr. Matjaž Dolšek	Datum :	20.01.2018
Somentor :	asist. dr. Mirko Kosič	Merilo :	1:20
Avtor :	uni. dipl. inž. Filip Franc	Št. lista :	Priloga B4

PRILOGA B4 - Armaturni načrt Jedru pri dvigala 4. Nadstropje (z=7,93 m)

3. Nadstopje (z = 7.93 m)

B4



NASLOV:		VSEBINA:	
Projektira večstano	inje armiranobetonske konstrukcije vanjske stavbe v Bitoli v R. Makedoniji	Armaturni n na dnu 7. et	ačrt za jedru pri dvigala aže (z = 16.54 m)
Mentor:	prof. dr. Matjaž Dolšek	Datum :	20.01.2018
Somentor :	asist. dr. Mirko Kosič	Merilo :	1 : 20
Avtor :	uni. dipl. inž. Filip Franc	Št. lista :	Priloga B5

PRILOGA B5 - Armaturni načrt Jedru pri dvigala 7. Nadstropje (z=16,54 m)

B2

PRILOGA B6 - Armaturni načrt stebra in nosilcev

B6



70 19.1 + 19.1 +

19.1

* 19.1 * 19.1 * 19.1 * 70

<u>+ 15.8 + 15.8 + 15.8 +</u> 60

+ 12.5 + 12.5 + 12.5 + 50

Ŧ

















Ireda Y7; 4. Nadstropije (z = 7,93 m) Ireda Y4; 4. Nadstropije (z = 7,93 m) <td< th=""><th></th><th></th><th></th><th></th><th>ୁ ବ ଲ</th></td<>					ୁ ବ ଲ
VSEBIAX Armaturni načrt stebra in nosilcev Št. lista : Priloga B6		uni. dipl. inž. Filip Franc	asist. dr. Mirko Kosič	prof. dr. Matjaž Dolšek	nje armiranobetonske konstrukcije ranjske stavbe v Bitoli v R. Makedoniji
ačrt stebra in nosilcev 20.01.2018 1 : 20 Priloga B6		Št. lista :	Merilo :	Datum :	vsebina: Armaturni n
		Priloga B6	1:20	20.01.2018	ačrt stebra in nosilcev