

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta
*za gradbeništvo
in geodezijo*



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

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

To je izvirna različica zaključnega dela.

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

Banovec, P. 2013. Analiza nosilne konstrukcije večetažne stavbe v Črnomlju. Diplomski naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Bratina, S., somentorica Isaković, T.): 89 str.

University
of Ljubljana

Faculty of
*Civil and Geodetic
Engineering*



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

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

This is original version of final thesis.

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

Banovec, P. 2013. Analiza nosilne konstrukcije večetažne stavbe v Črnomlju. B.Sc. Thesis. Ljubljana, University of Ljubljana, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Bratina, S., co-supervisor Isaković, T.): 89 pp.

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta za
*gradbeništvo in
geodezijo*



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

UNIVERZITETNI ŠTUDIJ
GRADBENIŠTVA
KONSTRUKCIJSKA SMER

Kandidat:

PETER BANOVEC

**ANALIZA NOSILNE KONSTRUKCIJE VEČETAŽNE
STAVBE V ČRNOMLJU**

Diplomska naloga št.: 3289/KS

**ANALYSIS OF A LOAD-BEARING MULTI-STOREY
STRUCTURE IN ČRNOMELJ**

Graduation thesis No.: 3289/KS

Mentor:

doc. dr. Sebastjan Bratina

Predsednik komisije:

izr. prof. dr. Janko Logar

Somentorica:

prof. dr. Tatjana Isaković

Ljubljana, 28. 03. 2013

POPRAVKI

Stran z napako

Vrstica z napako

Namesto

Naj bo

IZJAVE

Podpisani Peter Banovec izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom »Analiza nosilne konstrukcije večetažne stavbe v Črnomlju«

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

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

Ljubljana, 26.2.2013

Peter Banovec

IZJAVE O PREGLEDU NALOGE

Nalogo so si ogledali:

BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK:	006.77:624.072.1:624.073(043.2)
Avtor:	Peter Banovec
Mentor:	doc. dr. Sebastjan Bratina, univ. dipl. inž. gradb.
Somentor:	prof. dr. Tatjana Isaković, univ. dipl.inž. gradb.
Naslov:	Analiza nosilne konstrukcije večetažne stavbe v Črnomlju
Obseg in oprema:	89 str., 25 pregl., 108 sl., 85 en.
Ključne besede:	standard Evrokod, armiranobetonska stavba, plošča, T-prerez, stene, srednja stopnja duktilnosti, modalna analiza

Izveček

V diplomski nalogi obravnavamo stavbo namenjeno druženju in izobraževanju invalidov imenovano Dom invalidov v Črnomlju. Stavba stoji na opuščnem kamnolomu in je z daljšo stranico vzporedna s skalno brežino. Stavba ima poleg pritličja še dve etaži. Streha je ravna z ekstenzivno ozelenitvijo. Nosilna konstrukcija stavbe je v celoti iz armiranega betona. Stropovi so izvedeni kot polne armiranobetonske plošče, podpirajo jih samostojne in povezane armiranobetonske stene brez in z odprtinami ter prostorski armiranobetonski okvirji. Osredotočimo se na analizo in dimenzioniranje tipičnih horizontalnih in vertikalnih elementov. V prvem delu naloge analiziramo in dimenzioniramo AB v prvem nadstropju. Računski model plošče izdelamo v programu SAFE. Rezultate dimenzioniranja plošče prikažemo na preglednih armaturnih načrtih.

V drugem delu diplomske naloge za analizo vertikalnih nosilnih elementov stavbe izdelamo dva ločena prostorska računski modela nosilne konstrukcije stavbe. V prvem računskem modelu vertikalne nosilne elemente modeliramo na poenostavljen način z uporabo linijskih elementov v programu SAP2000, v drugem modelu pa z ploskovnimi elementi v programu ETABS. Med seboj primerjamo nihajne čase in oblike, efektivne mase ter obremenitve v izbranih vertikalnih nosilnih elementih. Ujemanje je kljub razliki v natančnosti med modeloma zadovoljivo. V nadaljevanju dimenzioniramo količino in razporeditev armature v steni prikažemo na preglednih armaturnih načrtih.

BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALIST INFORMATION

UDC:	006.77:624.072.1:624.073(043.2)
Author:	Peter Banovec
Supervisor:	Assist. Prof. Sebastjan Bratina, Ph. D.
Co- Supervisor:	Prof. Tatjana Isaković, Ph. D.
Title:	Analysis of a load-bearing multi-storey structure in Črnomelj
Notes:	89 p., 25 tab., 108 fig., 85 eq.
Key words:	Eurocode standards, concrete building, plate, T-beam, walls, ductility class medium, modal analysis

Abstract

The thesis discusses building for socializing and learning disabilities called Dom invalidov in Črnomelj. The construction is going to be set at abandoned quarry and with the longer side parallel to the rock slope. The building consists from the ground floor and two floors. The roof is flat with extensive vegetation. Ceilings are made in solid reinforced concrete slabs, supported by independent and associated reinforced concrete walls with and without openings and surround reinforced concrete frames. We focus on the analysis and design of typical horizontal and vertical elements of Eurocode standards. In the first part of the work we designe and analyze reinforced concrete plate of the first floor. Plate was modeled in the SAFE program, which is specialized for analysing plates. The results of designing are shown in the reinforcement drawing.

The second part of the thesis focuses on seismic structural analysis and design of the vertical load-bearing elements of the building. We created two separate spatial models and compared them with each other. In the first model of vertical load-bearing elements are modeled in a simplified manner using linear elements in the program SAP2000. In the second model, the shell elements are modeled in the program ETABS. Match, despite the difference in accuracy between the two models is satisfactory. In continuation we dimension quantity and distribution of reinforcement in the wall and display it in reinforcement drawings.

ZAHVALA

Iskreno se zahvaljujem mentorju doc. dr. Sebastjanu Bratini in somentorici prof. dr. Tatjani Isaković za ves naklonjen čas in strokovno pomoč tekom nastajanja diplomske naloge.

Hvala staršema za podporo skozi celotno obdobje šolanja.

KAZALO VSEBINE

1	UVOD	1
2	KONSTRUKCIJA.....	3
2.1	OPIS KONSTRUKCIJE.....	3
2.2	Arhitekturne podloge	4
2.3	Uporabljeni materiali.....	6
2.3.1	Beton.....	6
2.3.2	Jeklo za armiranje.....	6
2.4	Krovni sloj betona	6
3	VPLIVI NA KONSTRUKCIJO.....	8
3.1	Lastna in stalna obtežba.....	8
3.1.1	Plošča v prvem in drugem nadstropju nad stebri	8
3.1.2	Plošča v prvem in drugem nadstropju nad stenami	8
3.1.3	Streha nad stebri	9
3.1.4	Streha nad stenami.....	9
3.1.5	Stopnice	9
3.2	Koristna obtežba	10
3.3	Potresni vpliv	11
3.3.1	Značilnosti tal.....	11
3.3.2	Potresni vpliv	12
3.3.3	Faktor obnašanja	14
3.3.4	Projektni spekter odziva za elastično analizo z reduciranimi silami	14
4	ANALIZA IN DIMENZIONIRANJE MEDETAŽNE PLOŠČE.....	15
4.1	Računski model	16
4.2	Vplivi na AB ploščo	17
4.2.1	Lastna in stalna obtežba.....	17
4.2.2	Koristna obtežba	17
4.3	Mejno stanje nosilnosti - MSN.....	18
4.4	Projektiranje AB plošče	18
4.4.1	Krovni sloj betona	18
4.4.2	Obtežni primeri in obtežne kombinacije	19
4.4.3	Obremenitve plošče	20

4.4.4	Dimenzioniranje AB plošče.....	22
4.4.5	Mejno stanje uporabnosti – kontrola povosov plošče.....	25
4.4.6	Potrebna količina armature v AB plošči	27
4.5	Dimenzioniranje nosilca pod ploščo (T nosilec)	27
4.5.1	Krovni sloj za nosilec	28
4.5.2	Notranje statične količine.....	28
4.5.3	Dimenzioniranje T prereza v polju obravnavanega prereza	29
4.5.4	Mejno stanje uporabnosti - kontrola pomikov	32
5	ANALIZA IN DIMENZIONIRANJE VERTIKALNIH NOSILNIH ELEMENTOV	33
5.1	Računski model	33
5.1.1	Linijski model.....	34
5.1.2	Ploskovni model	47
5.2	Vplivi na konstrukcijo.....	48
5.2.1	Lastna in stalna obtežba ter koristna obtežba.....	48
5.2.2	Potresni vpliv	49
5.2.3	Masa konstrukcije	50
5.2.4	Potresna obtežna kombinacija	54
5.3	Nihajni časi in nihajne oblike.....	54
5.3.1	Linijski model.....	55
5.3.2	Ploskovni model	57
5.4	Primerjava momentov in prečnih sil	59
5.4.1	Stena S _{xy}	59
5.4.2	Stena S _{x8}	62
5.4.3	Stena S _{y6}	64
5.5	Projektiranje vertikalnih nosilnih elementov	66
5.5.1	Obtežne kombinacije.....	68
5.5.2	Krovni sloj pri stenah.....	68
5.6	Analiza in projektiranje stene S _{xy}	68
5.6.1	Kontrola geometrijskih zahtev	69
5.6.2	Določitev robnih elementov.....	70
5.6.3	Obremenitve v steni	70
5.6.4	Višina kritičnega področja.....	71
5.6.5	Minimalna armatura v steni	72
5.6.6	Zagotovitev lokalne duktilnosti v kritičnem območju stene	73
5.6.7	Navpična armatura v kritičnem območju	74

5.6.8	Navpična armatura v steni izven kritičnega območja.....	75
5.6.9	Prikaz izbrane armature v steni S_{xy}	76
5.7	Analiza in projektiranje stene S_{x8}	78
5.7.1	Kontrola geometrijskih zahtev	78
5.7.2	Določitev robnih elementov.....	79
5.7.3	Notranje sile zaradi stalnih, koristnih in potresnih vplivov na steno S_{x8}	79
5.7.4	Višina kritičnega področja.....	80
5.7.5	Minimalna armatura v steni	80
5.7.6	Zagotovitev lokalne duktilnosti v kritičnem območju stene	82
5.7.7	Navpična armatura v kritičnem območju stene	82
5.7.8	Navpična armatura v steni izven kritičnega območja.....	84
5.7.9	Prikaz izbrane armature v steni S_{x8}	85
5.8	Mejno stanje uporabnosti (omejitev poškodb)	86
5.8.1	Vpliv teorije drugega reda	88
6	ZAKLJUČEK.....	89
VIRI	90

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Kategorija uporabe.....	10
Preglednica 2: Koristne obtežbe na tleh pri različnih kategorijah površin.....	11
Preglednica 3: Prikaz nadomestne porazdeljene ploskovne obtežbe	11
Preglednica 4: Zveza med faktorjem pomembnosti in povratno dobo potresa za ozemlje Slovenije	12
Preglednica 5: Priporočene vrednosti faktorjev ψ za stavbe (po EC1, prirejeno za Slovenijo).....	13
Preglednica 6: Vrednosti φ za račun ψE_i	13
Preglednica 7: Referenčne vrednosti faktorjev obnašanja q za različne tipe konstrukcij.....	14
Preglednica 8: Lastna in stalna obtežba AB plošče	17
Preglednica 9: Koristna obtežba na plošči v prvem nadstropju.....	17
Preglednica 10: Upoštevani varnostni faktorji vplivov.....	18
Preglednica 11: Prikaz količine armature v polju plošče izračunane s programom in peš.....	25
Preglednica 12: Osnovna razmerja med razpetino in statično višino armiranobetonskih elementov brez tlačne osne sile.....	26
Preglednica 13: Prikaz količin armature pri različnih modelih	32
Preglednica 14: Vpliv pravilnosti konstrukcije na analizo in projektiranje na potresnih območjih	33
Preglednica 15: Rezultati odziva jaška, modelirnega s ploskovnimi oziroma linijskimi končnimi elementi.....	36
Preglednica 16: Lastna in stalna obtežba upoštevana v analizi	49
Preglednica 17: Koristna obtežba upoštevana v analizi	49
Preglednica 18: Masa in masni vztrajnostni moment ter masno središče izračunane peš.....	53
Preglednica 19: Mase etaž po »peš« računu in iz programa ETAB.....	53
Preglednica 20: Nihajni časi in efektivne mase	54
Preglednica 21: Nihajni časi in efektivne mase	55
Preglednica 22: Vrednosti faktorja α	87
Preglednica 23: Priporočene vrednosti redukcijskega faktorja ν	87
Preglednica 24: Kontrola etažnih pomikov za točko C pri potresni obtežni kombinaciji $X + 0,3Y$	87
Preglednica 25: Koeficient občutljivosti za etažne pomike.....	88

KAZALO SLIK:

Slika 1: Tloris pritličja	4
Slika 2: Tloris prvega nadstropja	4
Slika 3: Tloris drugega nadstropja	5
Slika 4: Nadetaža za strojnico dvigala	5
Slika 5: Prerez A-A.....	5
Slika 6: Karta potresne nevarnosti Slovenije (ARSO, 2001)	13
Slika 7: Prikaz zasnove AB plošče prve etaže iz arhitekturnih podlog.....	15
Slika 8: 3D Model AB plošče – prva etaža	16
Slika 9: Nosilni elementi plošče uporabljeni v analizi.....	16
Slika 10: Prerez nosilca B1	17
Slika 11: Prerez nosilca B2	17
Slika 12: Prerez stebra.....	17
Slika 13: Razporeditev obtežbe pri upoštevanih obtežnih primerih plošče.....	20
Slika 14: Momenti v spodnji coni plošče (izpis iz programa)	21
Slika 15: Momenti v zgornji coni plošče.....	22
Slika 16: Pregled momentov m_x in m_y [kNm/m]	22
Slika 17: Količina armature v spodnji coni AB plošče	23
Slika 18: Količina armature v spodnji coni AB plošče	24
Slika 19: Prikaz količine armature v AB plošči.....	27
Slika 20: Položaj obravnavanega nosilca	27
Slika 21: Potek momenta M_{Ed} [kNm], na nosilec pod ploščo	28
Slika 22: Potek natezne sile [kN] v nosilcu pod ploščo	28
Slika 23: Prikaz sile f_y v plošči[kN/m], ki je posledica sočasnega delovanja plošče in nosilca pod ploščo	29
Slika 24: Prikaz momenta in tlačne oziroma natezne sile za ploščo in nosilec	30
Slika 25: Prikaz momenta in sile v težišču T prereza	30
Slika 26: Računska modela, ki ju uporabimo pri kontroli vzdolžne armature v nosilcu.....	31
Slika 27: Žični linijski model	34
Slika 28: Linijski model, prikazan s prerezi	34
Slika 29: Prikaz modeliranja stene in preklade.....	35
Slika 30: Lega dvigalnega jaška S_{xy} v tlorisu obravnavane stavbe.....	35
Slika 31: Odpri prerez jaška	36
Slika 32: Zaprt prerez jaška	36
Slika 33: Ploskovni model jaška.....	36

Slika 34: Upoštevanje razpokanosti prečnih prerezov v programu SAP2000.....	37
Slika 35: Vertikalni nosilni elementi v pritličju, ki sodelujejo pri prevzemu potresne obtežbe v smeri osi X.....	37
Slika 36: Stene, ki smo jih upoštevali v smeri Y.....	38
Slika 37: Vertikalni nosilni elementi v pritličju, ki sodelujejo pri prevzemu potresne obtežbe v smeri osi Y.....	39
Slika 38: Stene, ki smo jih upoštevali v smeri Y.....	39
Slika 39: Vertikalni nosilni elementi v prvem nadstropju, ki sodelujejo pri prevzemu potresne obtežbe v smeri osi X.....	40
Slika 40: Prečni prerezi vertikalnih nosilnih elementov v prvem nadstropju (potresna obtežba v smeri osi X).....	40
Slika 41: Vertikalni nosilni elementi v prvem nadstropju, ki sodelujejo pri prevzemu potresne obtežbe v smeri osi Y.....	41
Slika 42: Prečni prerezi vertikalnih nosilnih elementov v pritličju (potresna obtežba v smeri osi Y).....	42
Slika 43: Vertikalni nosilni elementi v drugem nadstropju, ki sodelujejo pri prevzemu potresne obtežbe v smeri osi X.....	42
Slika 44: Prečni prerezi vertikalnih nosilnih elementov v drugem nadstropju (potresna obtežba v smeri osi X).....	43
Slika 44: Vertikalni nosilni elementi, ki sodelujejo pri prevzemu potresne obtežbe v smeri osi Y.....	44
Slika 45: Prečni prerezi vertikalnih nosilnih elementov v drugem nadstropju (potresna obtežba v smeri osi Y).....	45
Slika 47: Vertikalni nosilni elementi, ki sodelujejo pri prevzemu potresne obtežbe v smeri osi X in Y.....	45
Slika 48: Prečni prerezi vertikalnih nosilnih elementov v tretjem nadstropju (potresna obtežba v smeri osi Y).....	46
Slika 49: Prečni prerezi vertikalnih nosilnih elementov v tretjem nadstropju (potresna obtežba v smeri osi X).....	46
Slika 50: Prečni prerezi stebrov, nosilcev in prečk.....	47
Slika 51: Ploskovni model.....	47
Slika 52: Upoštevanje razpokanosti prečnih prerezov v končnem elementu tipa <i>Shell</i>	48
Slika 53: Delitev plošče v prvi etaži.....	48
Slika 54: Elastični in projektni spekter pospeškov za smer X in Y.....	50
Slika 55: Center mas za linijski model v prvem nadstropju.....	53
Slika 56: Prva nihajna oblika – SAP2000.....	56
Slika 57: Druga nihajna oblika – SAP2000.....	56
Slika 58: Tretja nihajna oblika - SAP2000.....	57

Slika 59: Prva nihajna oblika – ETABS.....	57
Slika 60: Druga nihajna oblik – ETABS.....	58
Slika 61: Tretja nihajna oblika – ETABS.....	58
Slika 62: Lega sten S_{xy} , S_{x8} in S_{y6}	59
Slika 63: Geometrija stene S_{xy} po višini	59
Slika 64: Prerez stene S_{xy} v tlorisu	59
Slika 65: Ploskovni model stene S_{xy}	60
Slika 66: Linijski model stene S_{xy}	60
Slika 67: Primerjava momentov in prečnih sil v steni S_{xy} za kombinacijo $X+ 0,3Y$	60
Slika 68: Primerjava momentov in prečnih sil v steni S_{xy} za kombinacijo $Y+ 0,3X$	61
Slika 69: Geometrija stene S_{x8} po višini	62
Slika 70: Prerez stene S_{x8}	62
Slika 71: Ploskovni model stene S_{x8}	62
Slika 72: Linijski model stene S_{x8}	63
Slika 73: Primerjava momentov in prečnih sil v steni S_{x8} za kombinacijo $Y+ 0,3X$ in $X + 0,3Y$	63
Slika 74: Geometrija stene S_{y6} po višini	64
Slika 75: Prerez stene S_{y6}	64
Slika 76: Linijski model stene S_{y6}	64
Slika 77: Ploskovni model stene S_{y6}	64
Slika 78: Primerjava momentov in prečnih sil v steni S_{y6} za kombinacijo $Y+ 0,3X$ in $X + 0,3Y$	65
Slika 79: Robni element stene	66
Slika 80: Primer stene z veliko prirobnico, kjer robni element ni potreben	67
Slika 81: Najmanjša debelina objetih robnih elementov	67
Slika 82: Stena S_{xy} prevzeta iz arhitekturnih podlog	69
Slika 83: Prikaz robnih elementov - stena S_{xy}	70
Slika 84: Projekne obremenitve po višini stene S_{xy}	71
Slika 85: Prikaz računskega modela v programu DIAS	74
Slika 86: Interakcijski diagram mejne nosilnosti prečnega prereza stene S_{xy} na koti vpetja	75
Slika 87: Prečni porerez stene izven kritičnega območja, prikazan v programu DIAS	75
Slika 88: Interakcijski diagram stene S_{xy} za osno upogibno obremenitev izven kritičnega območja...76	
Slika 89: Razporeditev armature v prečnem prerezu stene S_{xy} v kritičnem področju	76
Slika 90: Razporeditev armature v RE1	77
Slika 91: Razporeditev armatura v RE2.....	77
Slika 92: Razporeditev armatura v VE.....	77
Slika 93: Prikaz armature po višini stene S_{xy} v steni S1	77
Slika 94: Armatura v steni S_{xy} izven kritičnega področja	77

Slika 95: Geometrijski podatki za steno Sx8 iz arhitekturnih podlog.....	78
Slika 96: Prikaz novih dimenzij in robnega elementa v steni Sx8.....	79
Slika 97: Projektne obremenitve po višini stene Sxy.....	80
Slika 98: Objektje robnega elementa	82
Slika 99: Prečni prerez stene Sxy v kritičnem območju, prikazan v programu DIAS	83
Slika 100: Interakcijski diagram stene Sx8 za osno upogibno obremenitev	83
Slika 101: Prečni porerez stene izven kritičnega območja, prikazan v programu DIAS	84
Slika 102: Interakcijski diagram stene Sx8 za osno upogibno obremenitev	85
Slika 103: Razporeditev armature po višini stene Sx8.....	85
Slika 104: Razporeditev armature v prečnem prerezu stene Sxy v kritičnem področju.....	85
Slika 105: Razporeditev armature v prečnem prerezu stene Sxy izven kritičnega področja.....	85
Slika 106: Armatura v robnem elementu kritičnega področja.....	86
Slika 107: Armatura v robnem elementu izven kritičnega področja.....	86
Slika 108: Prikaz točke, kjer smo preverjali pomike	87

1 UVOD

V diplomski nalogi analiziramo značilne nosilne elemente večetažne stavbe Doma invalidov v Črnomlju, ki bo namenjena preživljanju prostega časa in izobraževanju invalidov. Stavba je predvidena na lokaciji opuščenega kamnoloma. Prvotna zasnova nosilne konstrukcije je bila s stališča potresnega inženirstva nepravilna. Nekatero notranje nosilne stene niso potekale neprekinjeno po celotni višini stavbe, zato smo zasnovo stavbe spremenili v takšni meri, da smo te stene nadomestili s predelnimi stenami. Nekoliko smo modificirali tudi zasnovo stropne plošče. V prvotni različici je bila plošča podprta z nosilci le v krajši smeri, zato smo dodali še nosilce v vzdolžni smeri ter tako zmanjšali razpone.

Nosilno konstrukcijo stavbe analiziramo in dimenzioniramo skladno z Evrokodi in pripadajočimi nacionalnimi dodatki, ki so po pravilniku o mehanski odpornosti in stabilnosti od 1.1.2008 naši uradni standardi. Pri tem preverjamo mejna stanja nosilnosti in uporabnosti.

Analizo armiranobetonske (v nadaljevanju AB) stropne konstrukcije prvega nadstropja opravimo s pomočjo računskega modela, ki ga izdelamo v programu SAFE (Computers in Structures, Inc.2009). Za analizo vertikalnih nosilnih elementov stavbe, to so samostojne in povezane AB stene brez in z odprtini ter prostorski AB okvirji, izdelamo dva ločena prostorska računski modela. V prvem modelu stene modeliramo z linijskimi elementi in pri tem uporabimo programa SAP2000 (Computers in Structures, Inc.2008), v drugem primeru pa stene modeliramo s ploskovnimi elementi v programu ETABS (Computers in Structures, Inc.2008).

Oba programa temeljita na metodi končnih elementov in omogočata modalno analizo konstrukcije s spektri odziva. Diplomski naloga ima poleg uvoda še pet poglavij. V drugem poglavju podrobneje predstavimo obravnavano konstrukcijo in nosilne elementa stavbe. V tretjem poglavju opišemo vplive, ki učinkujejo na obravnavano konstrukcijo. V četrtem poglavju predstavimo računski model AB plošče prvega nadstropja. Dimenzioniramo spodnjo in zgornjo armaturo plošče ter armaturo v nosilcih pod ploščo. Rezultate dimenzioniranja predstavimo na preglednih armaturnih načrtih kot priloga k diplomu.

V petem poglavju naloge analiziramo in dimenzioniramo vertikalne nosilne elemente stavbe. Najprej predstavimo oba prostorska modela nosilne konstrukcije. Med seboj primerjamo nihajne čase in oblike, efektivne mase konstrukcije ter obremenitve v izbranih AB stenah. Ujemanje je zadovoljivo kljub razliki v natančnosti med modeloma. V nadaljevanju dimenzioniramo navpično in prečno armaturo v steni oziroma jašku. Za določitev potrebne količine navpične armature uporabimo program

DIAS (« Program za analizo armiranobetonskih prerezov«, IKPIR, FAGG, 1999). Količino in razporeditev armature v steni prikažemo na preglednih armaturnih načrtih. Na koncu podajamo zaključke, kjer še enkrat opozorimo na neustrezne detajle nosilne konstrukcije obravnavane stavbe.

2 KONSTRUKCIJA

2.1 OPIS KONSTRUKCIJE

V diplomski nalogi obravnavamo stavbo doma invalidov, ki bo namenjena preživljanju prostega časa in izobraževanju invalidov, in se bo nahajala v Črnomlju.

Nosilna konstrukcija stavbe je konceptualno sestavljena iz dveh delov, in sicer iz dela, kjer so predvideni prostori uprave ter dela, ki je namenjen druženju in rehabilitaciji uporabnikov stavbe. V prvem delu stavbe so vertikalni nosilni elementi izvedeni kot nepovezane in povezane AB stene brez in z odprtini, v drugem delu pa je vertikalna nosilna konstrukcija izvedena kot prostorska AB okvirna konstrukcija. Med obema deloma stavbe dilatacija ni predvidena, torej moramo konstrukcijo obravnavati kot enovito. Stavba v celoti stoji v območju opuščene kamnoloma na skalnih tleh in je postavljena tik ob skalni brežini.

Dimenzije prvega dela stavbe, to je stenastega dela stavbe, so 10,9 m x 10,8 m, drugega, to je okvirnega, pa 19,8 m x 10,8 m. Vse stene so iz armiranega betona, debeline 20 cm, in so temeljene na pasovnih temeljih, stebri pa so kvadratnega prečnega prereza dimenzij 30x30 cm, temeljeni pa so na točkovnih temeljih. Stropna plošča je izvedena kot polna AB plošča in je v območju okvirne konstrukcije debela 16 cm, v stenastem delu stavbe pa 14 cm.

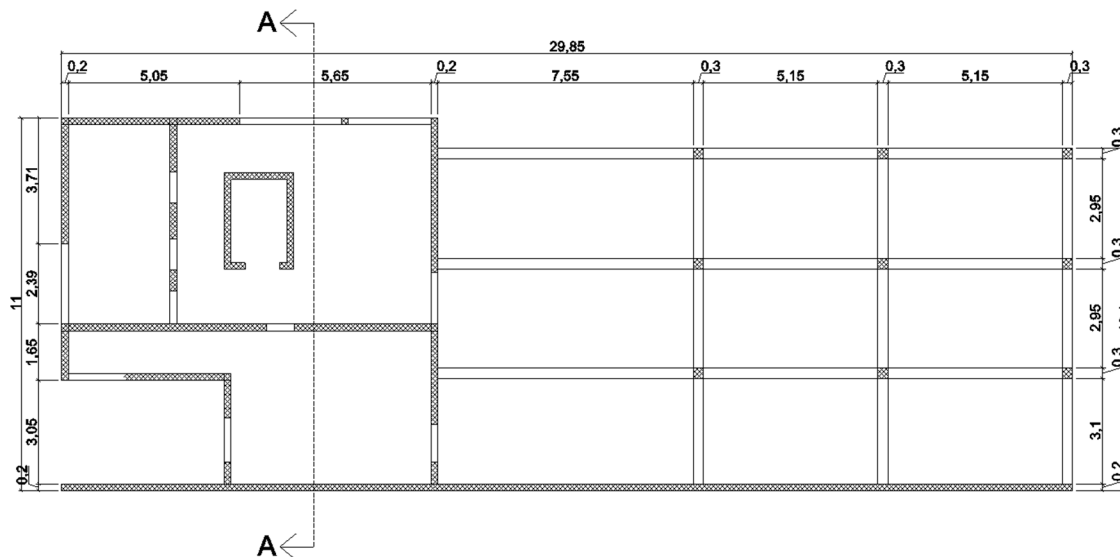
Predelne stene so lahke, sestavljene iz mavčnih plošč in sredice iz lahke toplotne in zvočne izolacije. Teža predelnih sten je manjša kot 2kN/m, zato lahko težo predelnih sten v analizi upoštevamo kot porazdeljeno obtežbo in jo prištejemo h koristni obtežbi.

Po vertikalnem gabaritu je objekt etažnosti P + N1 + N2. Etažna višina je 3,5 m. Objekt ni podkleten ter ni vkopan. Nad drugim nadstropjem je izvedena še nadetaža za strojnico dvigala. V pritličju je glavni vhod s skupno večnamensko dvorano. V prvem nadstropju so poslovni prostori društva in prostor za rehabilitacijo. Za potrebe skupnih srečanj in seminarjev so v drugem nadstropju predvidena prenočišča.

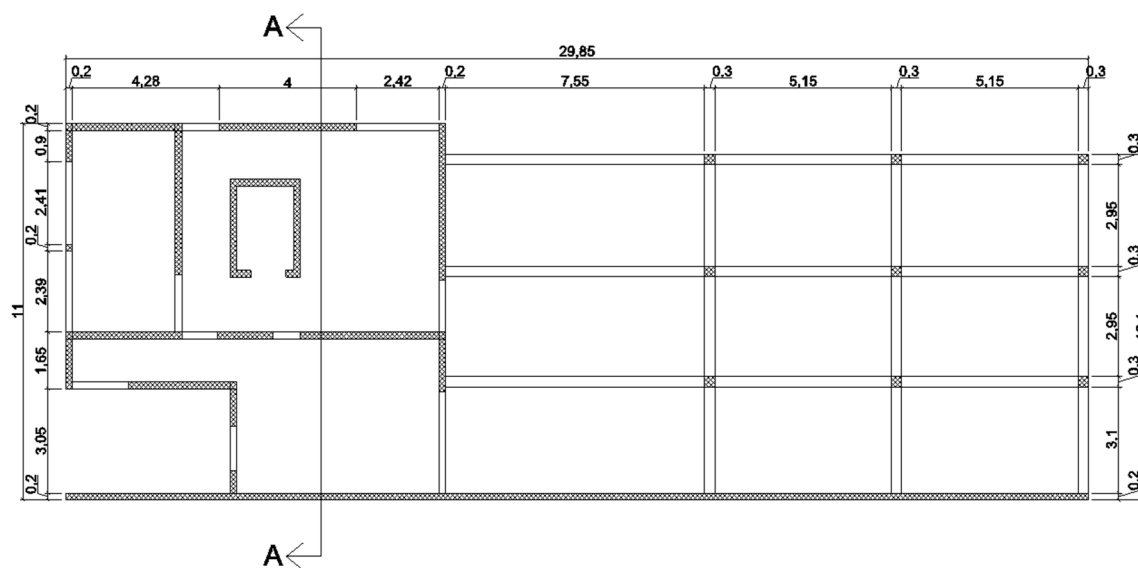
Streha je ravna in je ekstenzivno ozelenjena, kar pomeni da gre za lahko zeleno streho. Rastje je nezahtevno oziroma manj zahtevno.

2.2 Arhitekturne podloge

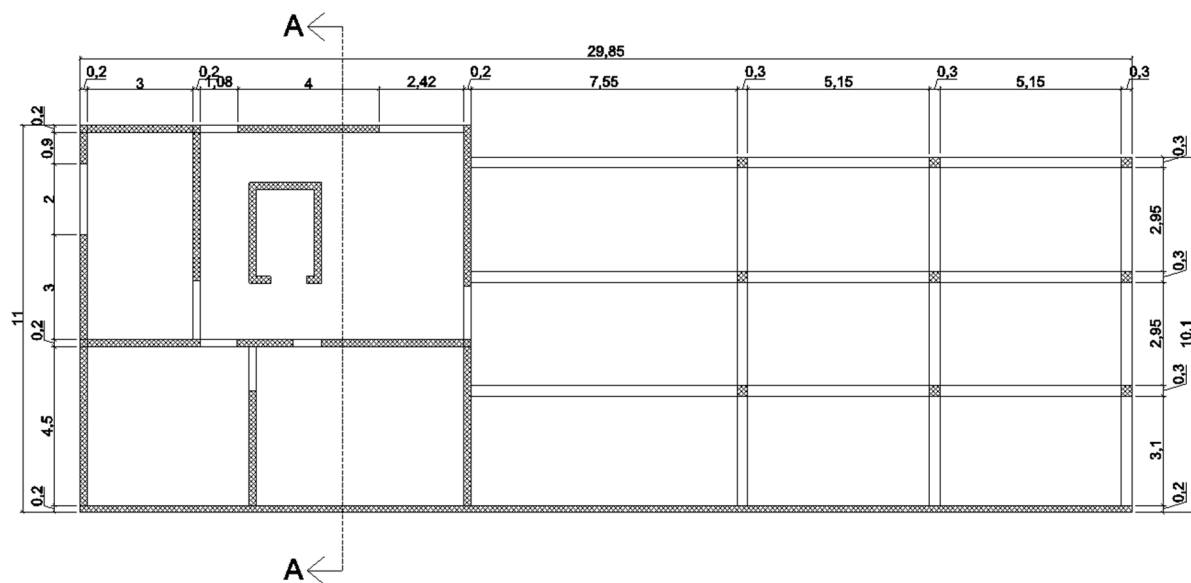
Dimenzije za arhitekturnih podlogah so podane v metrih.



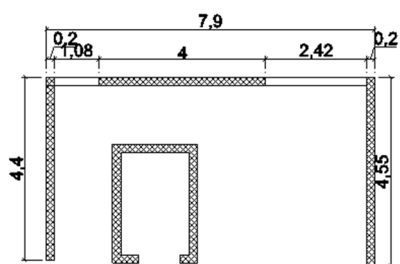
Slika 1: Tloris pritličja



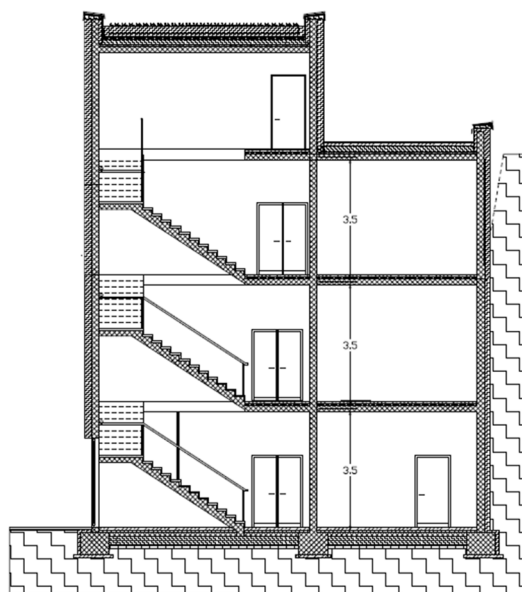
Slika 2: Tloris prvega nadstropja



Slika 3: Tloris drugega nadstropja



Slika 4: Nadetaža za strojnico dvigala



Slika 5: Prerez A-A

2.3 Uporabljeni materiali

2.3.1 Beton

Iz projektne dokumentacije ugotovimo, da je nosilna konstrukcija stavbe izvedena iz betona kvalitete C25/30, ki ima naslednje mehanske lastnosti (SIST EN 1992-1-1:2005):

- specifična gostota: $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$
- elastični modul 28 dni starega betona: $E_{cm} = 31 \text{ GPa}$
- poissonov količnik: $\nu = 0,2$
- karakteristična tlačna trdnost 28 dni starega betona določenega na valju: $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$
- karakteristična tlačna trdnost 28 dni starega betona določenega na kocki: $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
- srednja vrednost nazivne natezne trdnosti betona: $f_{ctm} = 2,6 \text{ MPa}$

2.3.2 Jeklo za armiranje

Iz projektne dokumentacije ugotovimo, da je za pri projektiranju uporabljeno jeklo za armiranje S500. V nadaljevanju še mehanske lastnosti jekla (SIST EN 1992-1-1:2005):

- specifična gostota: $\gamma_s = 78,5 \text{ kN/m}^3$
- elastični modul: $E_s = 20000 \text{ kN/cm}^2$
- karakteristična meja elastičnosti: $f_{yk} = 50 \text{ kN/cm}^2$

2.4 Krovni sloj betona

Krovni sloj betona določimo po priporočilih iz SIST EN 1992-1-1:2006 točke 4.4.1.

Določitev nazivnega krovnega sloja betona. Določi se z vsoto najmanjšega krovnega sloja c_{min} in dovoljenega projektnega odstopanja Δc_{dev} .

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad (2.1)$$

Δc_{dev} označuje odstopanje debeline krovnega sloja betona pri projektiranju. Upoštevamo ga tako, da najmanjšo zahtevano debelino krovnega sloja betona povečamo za absolutno vrednost dopustnega negativnega odstopanja. Priporočena vrednost je podana v nacionalnem dodatku in je 10 mm.

Za c_{\min} upoštevamo večjo izmed vrednosti, ki sta potrebni glede na zahteve sprijemnosti in glede pogojev okolja:

$$c_{\min} = \max\{c_{\min,b}; c_{\min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ mm}\} \quad (2.2)$$

Zahtevana najmanjša debelina krovnega sloja glede na zahteve sprijemnosti je $c_{\min,b}$, določimo jo v odvisnosti od premera armaturnih palic in sicer $c_{\min,b} = \phi_{palice}$. S $c_{\min,dur}$ označujemo najmanjšo debelina krovnega sloja glede na pogoje okolja, vrednost je odvisna od razreda izpostavljenosti in razreda konstrukcije. Pri tem je priporočen razred konstrukcije S4 (projektna življenjska doba 50 let), razred izpostavljenosti pa XC1, ki velja za beton v stavbah z nizko vlažnostjo zraka. Z $\Delta c_{dur,\gamma}$ označujemo dodatni varnostni sloj, vrednost pa je podana v nacionalnem dodatku in je v našem primeru enaka 0 mm, prav tako so vrednosti za $\Delta c_{dur,st}$ in $\Delta c_{dur,add}$, ki označujeta zmanjšanje najmanjše debeline krovne plasti zaradi uporabe nerjavnega jekla oziroma zaradi uporabe dodatne zaščite, po nacionalnem dodatku enake 0 mm.

Debelina krovnega sloja betona za ploščo je določena v poglavju 4.4.1, za nosilec v 4.5.1, za steno pa v poglavju 5.5.2.

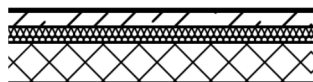
3 VPLIVI NA KONSTRUKCIJO

Vplive na konstrukcijo določimo v skladu s načeli in pravili Evrokoda 1 - SIST EN 1991-1-1:2004: Vplivi na konstrukcije: 1-1.del: Splošni vplivi – Prostorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb. Potresne vplive pa določimo po Evrokodu 8 – SIST EN 1998-1-1:2006: Projektiranje potresno odpornih konstrukcij: 1.del: Splošna pravila, potresni vplivi in vplivi na stavbe.

3.1 Lastna in stalna obtežba

Lastno težo uvrščamo med stalne nepremične vplive. Skozi celotno življenjsko dobo se velikost lastne teže ne sme spreminjati. Težo nekonstrukcijskih elementov, kot so to toplotna izolacija, keramične ploščice, estrih in ostali, tudi upoštevamo kot lastno oziroma stalno obtežbo konstrukcije. Težo posameznih elementov določimo ob upoštevanju prostorninske teže. Za lastno težo nosilne konstrukcije upoštevamo specifično težo armiranega betona, ki je $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$.

3.1.1 Plošča v prvem in drugem nadstropju nad stebri



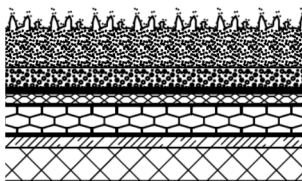
sestava:	debelina:	vrednost[kN/m ²]:
- keramične ploščice...	/	0,16 kN/m ²
- armiran cementni estrih...	6 cm	1,50 kN/m ²
- zaščitna PE folija...	/	0,05 kN/m ²
- STIROESTRIH T 33/30...	6 cm	0,01 kN/m ²
- nosilna AB konstrukcija...	16 cm	4,00 kN/m ²
Skupaj:		5,72 kN/m²

3.1.2 Plošča v prvem in drugem nadstropju nad stenami



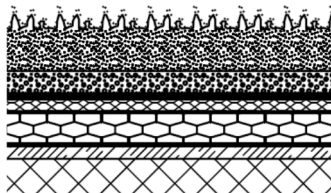
sestava:	debelina:	vrednost[kN/m ²]:
- keramične ploščice...	/	0,16 kN/m ²
- armiran cementni estrih...	6 cm	1,50 kN/m ²
- zaščitna PE folija...	/	0,05 kN/m ²
- STIROESTRIH T 33/30...	6 cm	0,01 kN/m ²
- nosilna AB konstrukcija...	14 cm	3,50 kN/m ²
Skupaj:		5,22 kN/m²

3.1.3 Streha nad stebri



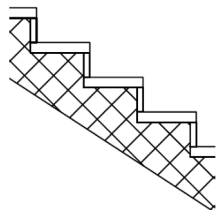
sestava:	debelina:	vrednost[kN/m ²]:
- substrat...	10 cm	1,50 kN/m ²
- drenažni in filtrski sloj...	/	0,05 kN/m ²
- termodur roof...	6 cm	0,021 kN/m ²
- izoelast P5 PLUS...	/	0,057 kN/m ²
- izoself P3...	/	0,03 kN/m ²
- fragmat EPS100...	10 cm	0,02 kN/m ²
- parna ovira...	/	/
- hladni bitumenski premaz...	/	0,022 kN/m ²
- nosilna AB konstrukcija...	16 cm	4,00 kN/m ²
Skupaj:		5,70 kN/m²

3.1.4 Streha nad stenami



sestava:	debelina:	Vrednost[kN/m ²]:
- substrat...	10 cm	1,50 kN/m ²
- drenažni in filtrski sloj...	/	0,05 kN/m ²
- termodur roof...	6 cm	0,021 kN/m ²
- izoelast P5 PLUS...	/	0,057 kN/m ²
- izoself P3...	/	0,03 kN/m ²
- fragmat EPS100...	10 cm	0,02 kN/m ²
- parna ovira...	/	/
- hladni bitumenski premaz...	/	0,022 kN/m ²
- nosilna AB konstrukcija...	14 cm	3,50 kN/m ²
Skupaj:		5,20 kN/m²

3.1.5 Stopnice



sestava:	Debelina:	Vrednost na tloris [kN/m ²]:
- keramične ploščice...	/	$0,45 * 0,007 * 23 * (1/0,26) = 0,28$
- stopnice...	/	$(0,26 * 0,17) / 2 * 25 * (1/0,26) = 2,13$
- nosilna AB konstrukcija...	16 cm	$0,16 * 25 * (1/\cos\varphi) = 4,77$
Skupaj:		7,18 kN/m²

3.2 Koristna obtežba

Koristna obtežba obsega vso pomično in spremenljivo obtežbo na konstrukciji. To so ljudje, predelne stene, razni stroji, nenosilne stene ipd. Koristno obtežbo moramo vedno razporediti tako, da povzroča v konstrukciji največje možne obremenitve. .

Karakteristične vrednosti koristne obtežbe določimo na osnovi standarda SIST EN 1991-1-1 glede na namembnost posameznih površin.

Iz opisa uporabe v preglednici 1 določimo kategorijo, nato pa v preglednici 2 na podlagi izbrane kategorije določimo vrednost koristne obtežbe.

Preglednica 1: Kategorija uporabe

kategorija	Opis uporabe	primeri
A	Bivalni prostori	Sobe v stanovanjih in hišah, spalnice in oddelki v bolnišnicah, spalnice v hotelih, kuhinje v gostilnah in sanitarije
B	Pisarne	
C	Površine, kjer se zbirajo ljudje (z izjemo površin v kategorijah A, B in D)	C1: Površine z mizami, npr.: v šolah, jedilnicah, čitalnicah C2: Površine s pritrjenimi sedeži, npr.: predavalnice, gledališča C3: Površine brez ovir za gibanje ljudi, npr: hoteli, muzeji, bolnišnice C4: Površine za telesnokulturne dejavnosti, npr: plesne dvorane, telovadnice C5: Površine na katerih lahko pride do gneče, npr.: koncertne dvorane, športne dvorane vključno s tribunami
D	trgovine	D1: Površine v trgovini na drobno D2: Površine v veleblagovnici

Preglednica 2: Koristne obtežbe na tleh pri različnih kategorijah površin

Kategorija površin		q_k [kN/m ³]	Q_k [kN]
A	- tla na splošno	2,0	2,0
	- stopnice	2,0	2,0
	- balkoni	2,5	2,0
B		3,0	4,5
C	- C1	3,0	4,0
	- C2	4,0	4,0
	- C3	5,0	4,0
	- C4	5,0	7,0
	- C5	5,0	4,5
D	- D1	4,0	4,0
	- D2	5,0	7,0

Skladno s standardom SIST EN 1991-1-1 točke 6.3.1.2 (8) lahko lastno težo lahkih predelnih sten upoštevamo kot porazdeljeno koristno obtežbo. Pri tem pa morajo tla omogočati enakomeren raznos obtežbe.

Velikost nadomestne obtežbe predelnih sten q_k je odvisna od lastne teže predelne stene na tekoči meter in jo določimo skladno s preglednico 3.

Preglednica 3: Prikaz nadomestne porazdeljene ploskovne obtežbe

Premične predelne stene z lastno težo na tekoči meter:	Velikost upoštevane porazdeljene ploskovne obtežbe – q_k
$\leq 1,0$ kN/m	0,5 kN/m ²
$\leq 2,0$ kN/m	0,8 kN/m ²
$\leq 3,0$ kN/m	1,2 kN/m ²

3.3 Potresni vpliv

3.3.1 Značilnosti tal

Skladno s standardom SIST EN 1998-1:2006, točka 3.1.2, ločimo 5 standardnih tipov tal in sicer A, B, C, D in E, ter dva nestandardna tipa, S₁ in S₂. Pri tleh standardnega tipa je velikost potresnega vpliva odvisna tudi od vrste tal.

Objekt se nahaja na območju opuščenega kamnoloma, zato predpostavimo, da so tla dobro nosilna in jih lahko uvrstimo med tla tip A. To so zelo nosilna skalnata tla.

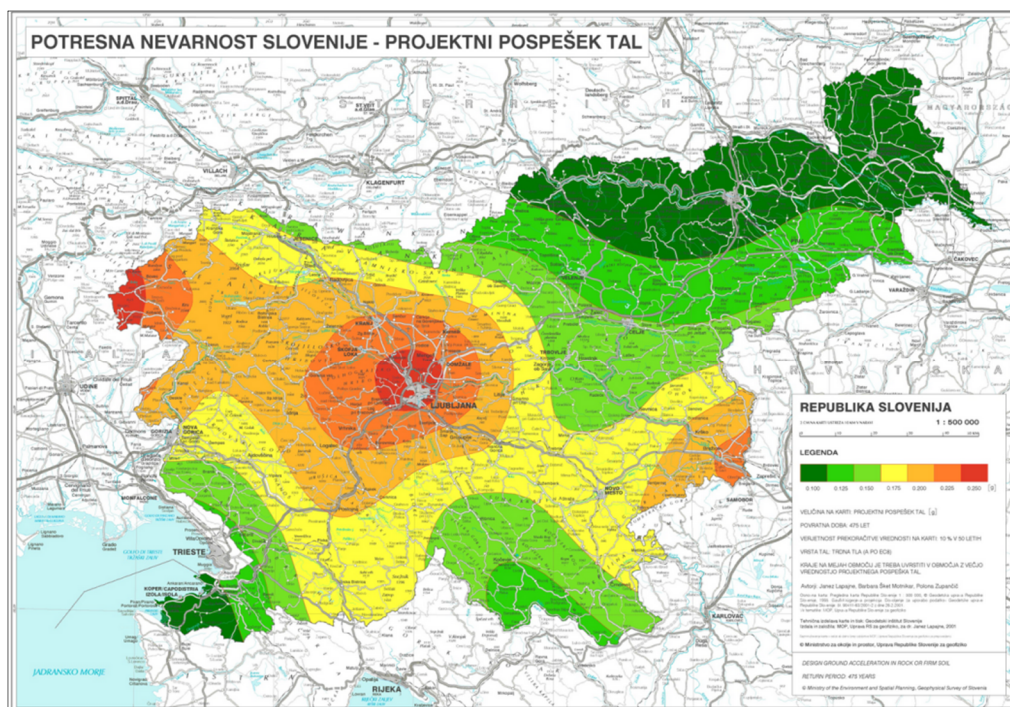
3.3.2 Potresni vpliv

Na sliki 6 je prikazujemo karto potresne nevarnosti tal oziroma projektnega pospeška tal, s katerim določimo potresni vpliv (potresno obtežbo). Karta podaja referenčne vrednosti maksimalnega pospeška na tleh tipa A (trdna tla), a_{gR} , za ozemlje Slovenije. Referenčnemu maksimalnemu pospešku na karti ustreza povratna doba 475 let oziroma 10 % verjetnosti prekoračitve v 50 letih. Tej povratni dobi ustreza faktor pomembnosti $\gamma_1 = 1$.

V obravnavanem primeru analiziramo stavbo, ki je pomembna glede na posledice porušitve, saj gre za stavbo, ki je namenjena srečevanju in bivanju ljudi, zato se odločimo za višjo vrednost faktorja pomembnosti in sicer $\gamma_1 = 1,2$, kar skladno s preglednico 4 ustreza potresu s povratno dobo 780 let.

Preglednica 4: Zveza med faktorjem pomembnosti in povratno dobo potresa za ozemlje Slovenije

Faktor pomembnosti	0,6	0,8	1,0	1,2	1,3	1,4
Povratna doba	100	230	475	780	1000	1250



Slika 6: Karta potresne nevarnosti Slovenije (ARSO, 2001)

Pri določitvi potresne obtežbe moramo upoštevati mase, povezane z vsemi težnostnimi silami iz kombinacije vplivov v SIST EN 1998-1:2005, ki je:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}, \quad (3.1)$$

kjer je $\psi_{E,i}$ koeficient za kombinacijo za i -ti spremenljivi vpliv, določimo ga s pomočjo enačbe:

$$\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2,i}, \quad (3.2)$$

kjer je $\psi_{2,i}$ kombinacijski faktor, φ pa določimo s pomočjo preglednice 5.

Preglednica 5: Priporočene vrednosti faktorjev ψ za stavbe (po EC1, prirejeno za Slovenijo)

Vpliv	ψ_2
Koristna obtežba: kategorija A (stanovanja)	0,3
Koristna obtežba: kategorija B (pisarne)	0,3
Koristna obtežba: kategorija C (stavbe, kjer se zbirajo ljudje)	0,6

Preglednica 6: Vrednosti φ za račun ψ_{Ei}

Vrsta spremenljivega vpliva	Etaža	φ
Kategorije A-C	Vrhnja etaža (streha)	1,0
	Zasedba nekaterih etaž je povezana	0,8
	Etaže so zasedene neodvisno	0,5

3.3.3 Faktor obnašanja

Faktor obnašanja predstavlja razmerje med potresnimi silami z upoštevanim 5 % viskoznim dušenjem F_{el} , ki bi jih morali uporabiti pri projektiranju konstrukcij, za katere bi zahtevali elastično obnašanje med potresi, in računskimi (projektnimi) silami $F_{rač}$:

$$q = F_{el}/F_{rač}, \quad (3.3)$$

kjer je q faktor obnašanja (redukcijski faktor).

Velikost dovoljene redukcije je za vsako konstrukcijo drugačna in je odvisna predvsem od sposobnosti konstrukcije, da disipira potresno energijo. Lahko je drugačna v različnih smereh konstrukcije, na

redukcijski faktor pa vpliva vrsta konstrukcijskega sistema, uporabljeni materiali, izbrana stopnja duktilnosti in pomembnost objekta.

Preglednica 7: Referenčne vrednosti faktorjev obnašanja q za različne tipe konstrukcij

TIP KONSTRUKCIJE	DCM	DCH
Okvirni sistem, mešani sistem, sistem povezanih sten (sten z odprtinami)	$3,0 \cdot \alpha_u / \alpha_1$	$4,5 \cdot \alpha_u / \alpha_1$
Sistem nepovezanih (konzolnih) sten	3,0	$4,0 \cdot \alpha_u / \alpha_1$
Torzijsko podajen sistem	2,0	3,0
Sistem obrnjenega nihala	1,5	2,0

3.3.4 Projektni spekter odziva za elastično analizo z reduciranimi silami

Projektni spekter po EC8 izhaja iz elastičnega spektra pospeškov. Iz enačbe 3.6 lahko opazimo, da je spektralni pospešek navzdol omejen z $0,2 \cdot a_g$.

Za dimenzioniranje konstrukcij uporabljamo projektni spekter, saj je v njem upoštevana redukcija potresnih sil zaradi sposobnosti konstrukcije, da sipa energijo. Potresne sile, ki jih dobimo pri projektnem spektru so manjše za faktor q v primerjavi s tistimi, ki bi jih dobili pri elastičnem spektru.

Projektni spekter za elastično analizo je določen z naslednjimi izrazi:

$$0 \leq T \leq T_B \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (3.4)$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (3.5)$$

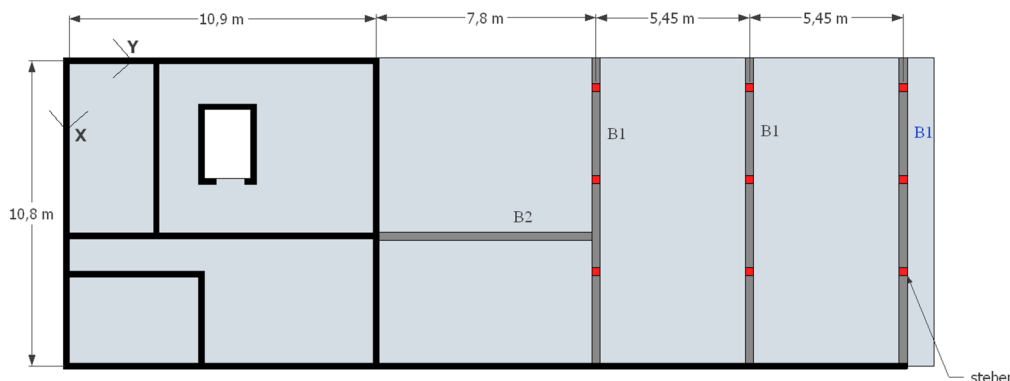
$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \left[\frac{T_C}{T} \right] \geq \beta \cdot a_g, \beta = 0,2 \quad (3.6)$$

$$T \geq T_D \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \geq \beta \cdot a_g \quad (3.7)$$

V izrazih (3.4)-(3.7) je $S_d(T)$ projektni spekter, q je faktor obnašanja, β je faktor, ki določa spodnjo mejo pri vodoravnem projektnem spektru (vrednost je podana v nacionalnem dodatku), T je nihajni čas linearnega sistema z eno prostostno stopnjo, a_g je projektni pospešek tal za tla tipa A, T_B je spodnja meja nihajnega časa na območju, kjer ima spektralni pospešek konstantno vrednost, T_C je zgornja meja nihajnega časa na območju, kjer ima spektralni pospešek konstantno vrednost, T_D je vrednost nihajnega časa pri kateri se začne območje konstantne vrednosti projektnega pomika, S pa je faktor tal.

4 ANALIZA IN DIMENZIONIRANJE MEDETAŽNE PLOŠČE

Na sliki 7 prikazujemo tloris plošče obravnavane stavbe, ki ga povzamemo po arhitekturnih podlogah.

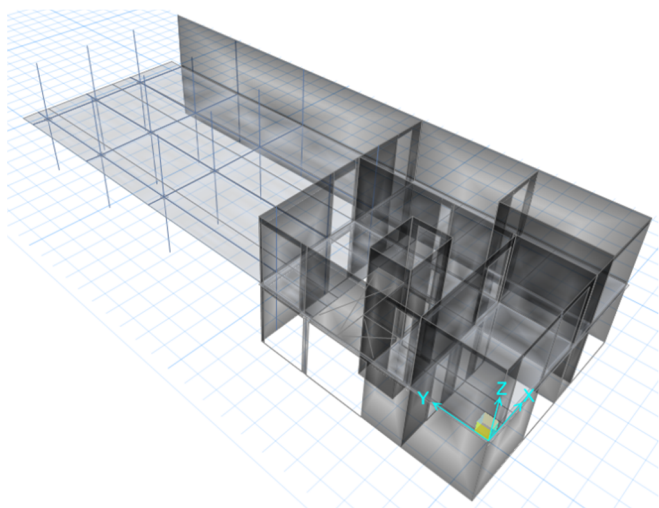


Slika 7: Prikaz zasnove AB plošče prve etaže iz arhitekturnih podlog

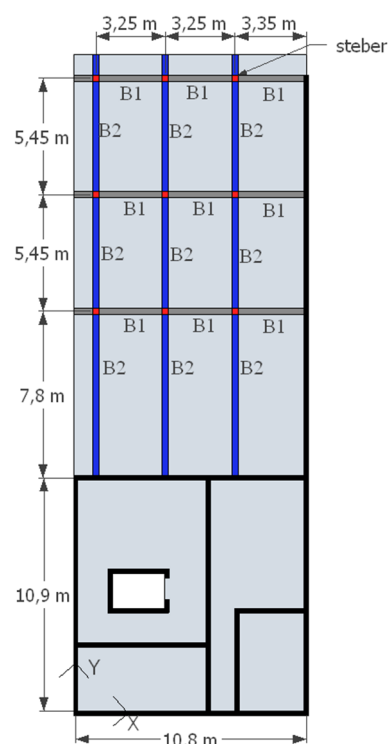
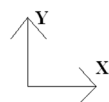
V nadaljevanju zasnovo AB plošče delno korigiramo, in sicer o že obstoječim nosilec v prečni smeri dodamo še nosilce v vzdolžni smeri (daljša smer med stebri). Dodatno zmanjšamo debelino plošče nad stebri iz prvotnih 20 cm na 16 cm. Spremembe glede na prvotno stanje prikazujemo na sliki 9. Z dodanimi nosilci in manjšo debelino predvsem zmanjšamo razpone plošče in ploščo bolj izkoristimo. S spremenjeno zasnovo tudi povečamo togost stavbe v smeri osi Y.

4.1 Računski model

V nadaljevanju se posvetimo analizi in dimenzioniranju AB plošče v prvem nadstropju. Na sliki 8 prikazujemo računski model plošče ter dela vertikalnih nosilnih elementov, ki podpirajo obravnavano ploščo. Računski model izdelamo v programu SAFE (Computers in Structures, Inc.2009). SAFE je program, ki je namenjen analizi ploskovnih konstrukcij. Program nam omogoča, da vključimo delno vpetost plošč v stene. Kot je razvidno iz modela, to naredimo tako, da poleg plošče v model vključimo tudi stene z odprtini in stebre.

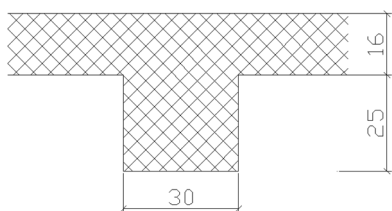


Slika 8: 3D Model AB plošče – prva etaža

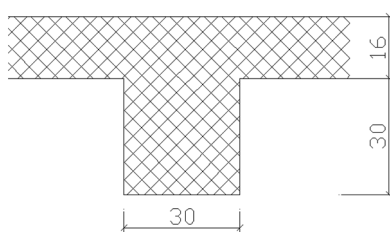
Slika 9: Nosilni elementi plošče
uporabljeni v analizi

Plošča je konceptualno razdeljena na dva dela, in sicer je v enem delu podprta s stenami, v drugem delu pa s stebri in nosilci. Nosilce, ki podpirajo ploščo, v programu definiramo kot nosilce s prečnim prerezom T oblike, kjer pasnica prereza predstavlja sodelujoča širina plošče, ki jo določimo skladno s pravili iz standarda SIST EN 1992-1-1:2004.

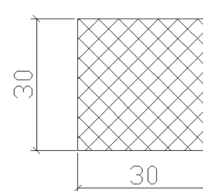
Na sliki 9 prikazujemo nosilne elemente obravnavane plošče. S sivo barvo oziroma z oznako B1 so označeni obstoječi nosilci, z modro barvo oziroma z oznako B2 pa so označeni dodani nosilci. Z rdečo barvo označimo stebre, s črno pa stene.



Slika 10: Prerez nosilca B1



Slika 11: Prerez nosilca B2

Slika 12: Prerez
stebra

4.2 Vplivi na AB ploščo

4.2.1 Lastna in stalna obtežba

Konstrukcijske sklope plošče smo predstavili že v točki 3.1.

Preglednica 8: Lastna in stalna obtežba AB plošče

Lastna in stalna obtežba	g_k - plošča nad stebri [kN/m ²]	g_k - plošča nad stenami [kN/m ²]
prva etaža	5,72	5,22

4.2.2 Koristna obtežba

Koristno obtežbo določimo s pomočjo preglednice 1 in 2. Koristno obtežbo na plošči določimo glede na izbrano kategorijo površine, ki je odvisna od namembnosti. Del plošče, ki je nad stebri, je namenjen predvsem razgibavanju in izvajanju fizioterapije, zato ga uvrstimo v kategorijo uporabe C4, drugi del, kjer so predvidene pisarne, pa v kategorijo B. Koristni obtežbi dodamo še porazdeljeno obtežbo q_k zaradi lahkih predelnih sten.

Preglednica 9: Koristna obtežba na plošči v prvem nadstropju

Koristna obtežba	q_k - plošča nad stebri [kN/m ²]			q_k - plošča nad stenami [kN/m ²]		
	glede na namembnost	predelne stene	skupaj	glede na namembnost	predelne stene	skupaj
prva etaža	5,0	0,8	5,8	3,0	0,8	3,8

4.3 Mejno stanje nosilnosti - MSN

V skladu s točko 6.4.3.2 standarda EN 1990 za stalna projektna stanja upoštevamo osnovno kombinacijo vplivov:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P(P) + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (4.1)$$

V diplomski nalogi upoštevamo naslednje varnostne faktorje:

Preglednica 10: Upoštevani varnostni faktorji vplivov

stalni vplivi	spremenljivi vplivi
neugoden vpliv	prevladujoči - neugoden
$\gamma_{G,j}=1,35$	$\gamma_{Q,1}=1,50$

4.4 Projektiranje AB plošče

4.4.1 Krovni sloj betona

Prevzamemo razred konstrukcije S4 (projektna življenjska doba 50 let) in razred izpostavljenosti XC1 (beton v stavbah z nizko vlažnostjo zraka).

V nadaljevanju predpostavimo premer palice. Ker plošče običajno armiramo z armaturnimi mrežami upoštevamo $\phi_{\max} = 8 \text{ mm} \rightarrow c_{\min,b} = 8 \text{ mm}$

Krovni sloj za ploščo 16 cm znaša:

$$c_{\min} = \max\{8 \text{ mm}; 15 \text{ mm}; 10 \text{ mm}\} \quad (4.2)$$

$$c_{\text{nom}} = c_{\min} + \Delta c_{\text{dev}} = 15 \text{ mm} + 10 \text{ mm} = 25 \text{ mm} \quad (4.3)$$

Razdalja do težišča vzdolžne armature:

$$a = c_{\text{nom}} + \frac{\phi_{\text{vzd}}}{2} = 25 \text{ mm} + 4 \text{ mm} = 29,0 \text{ mm} \quad (4.4)$$

Za ploščo 14 cm znaša:

$$c_{\min} = \max\{8 \text{ mm}; 15 \text{ mm}; 10 \text{ mm}\} \quad (4.5)$$

$$c_{\text{nom}} = c_{\min} + \Delta c_{\text{dev}} = 15 \text{ mm} + 10 \text{ mm} = 25 \text{ mm} \quad (4.6)$$

Razdalja do težišča vzdolžne armature:

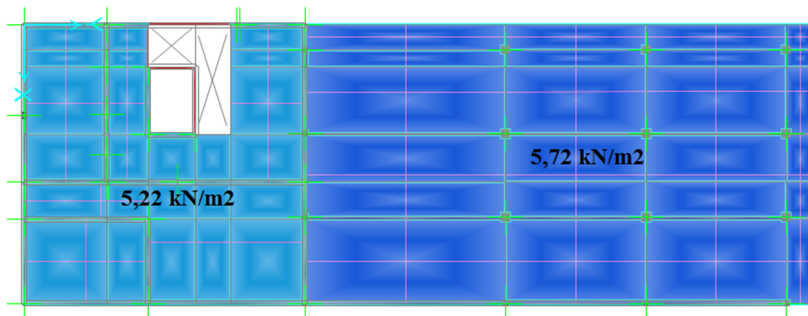
$$a = c_{\text{nom}} + \frac{\phi_{\text{vzd}}}{2} = 25 \text{ mm} + 4 \text{ mm} = 29,0 \text{ mm} \quad (4.7)$$

V nadaljevanji analizi upoštevamo razdaljo od roba plošče do težišča armature $a = 3,5 \text{ cm}$.

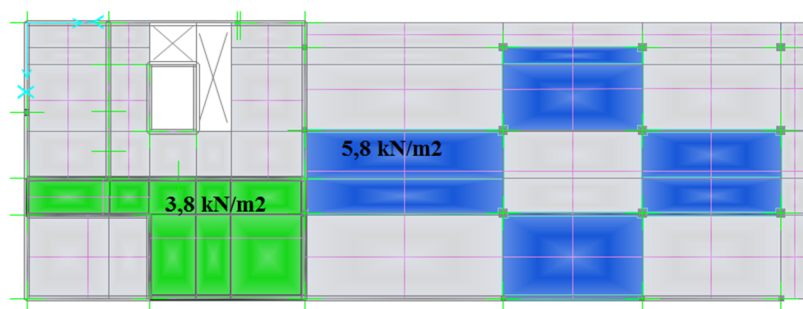
4.4.2 Obtežni primeri in obtežne kombinacije

V izračunu upoštevamo naslednje obtežne primere (OP):

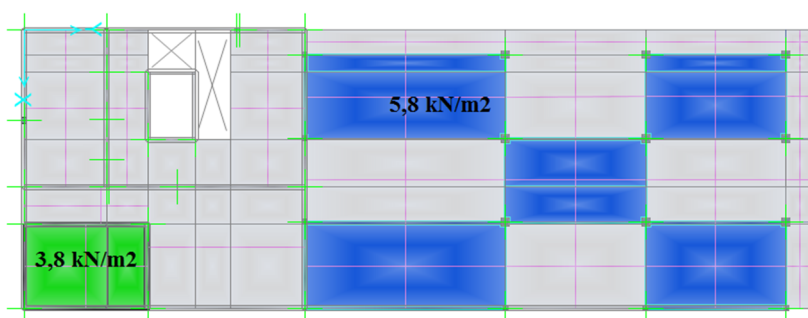
OP1: lastna in stalna obtežba



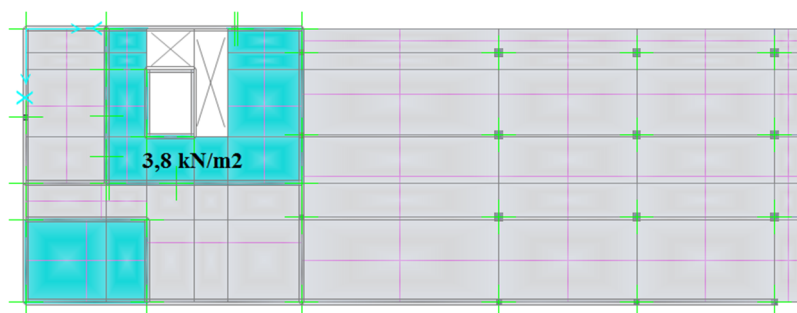
OP2: koristna obtežba 1



OP3: koristna obtežba 2



OP4: koristna obtežba 3



Slika 13: Razporeditev obtežbe pri upoštevanih obtežnih primerih plošče

Ekstremne vrednosti projektnih obremenitev v ploščo dobimo, če določimo ovojnice obremenitev za naslednje kombinacije obtežnih primerov iz slike 13:

$$1,35 \cdot OP1 + 1,50 \cdot OP2 \quad (4.8)$$

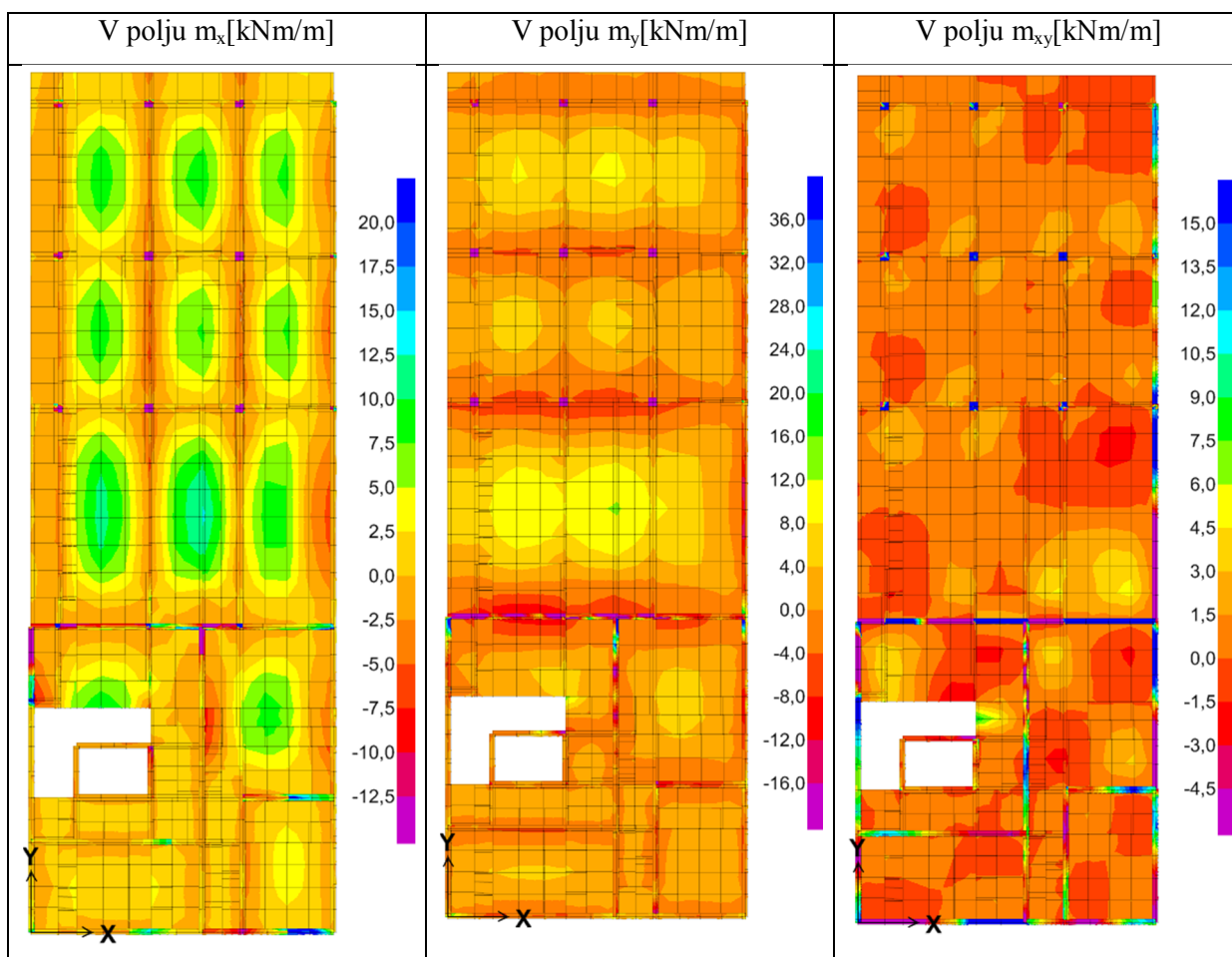
$$1,35 \cdot OP1 + 1,50 \cdot OP3 \quad (4.9)$$

$$1,35 \cdot OP1 + 1,50 \cdot OP4 \quad (4.10)$$

$$1,35 \cdot OP1 + 1,50 \cdot (OP2 + OP3 + OP4) \quad (4.11)$$

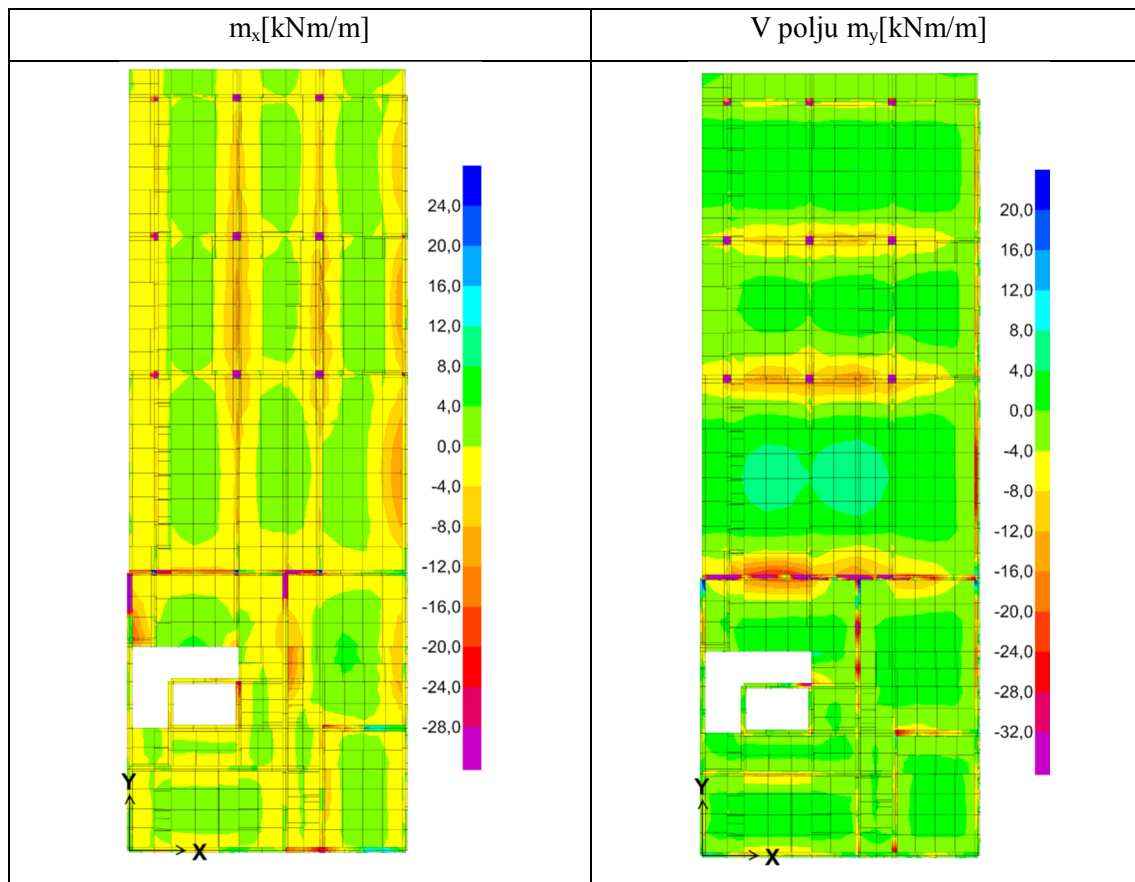
4.4.3 Obremenitve plošče

Upogibne in torzijske momente v poljih plošče prikazujemo na sliki 14.



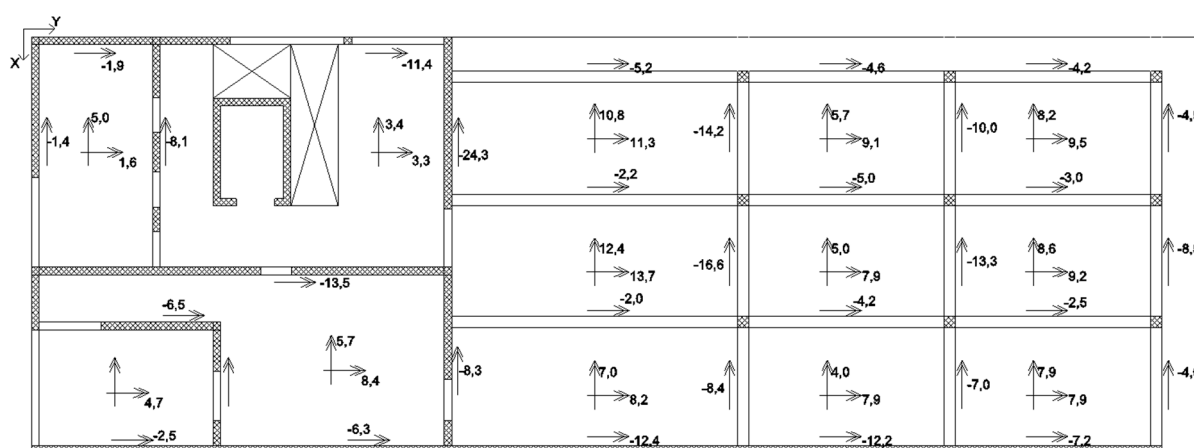
Slika 14: Momenti v spodnji coni plošče (izpis iz programa)

Upogibne momente ob podporah plošče pa prikazujemo na sliki 15.



Slika 15: Momenti v zgornji coni plošče

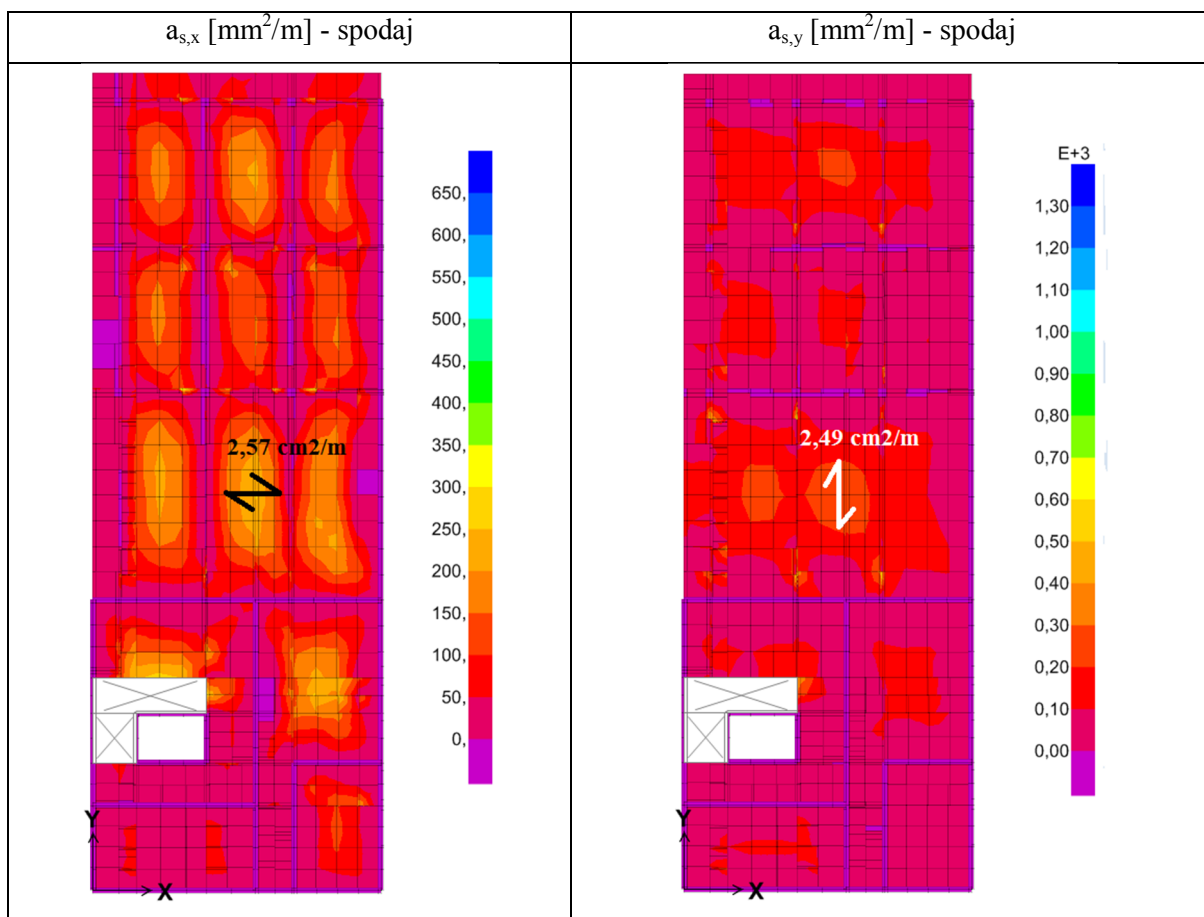
Na sliki 16 zberemo ekstremne vrednosti projektnih upogibnih momentov v obravnavani plošči.



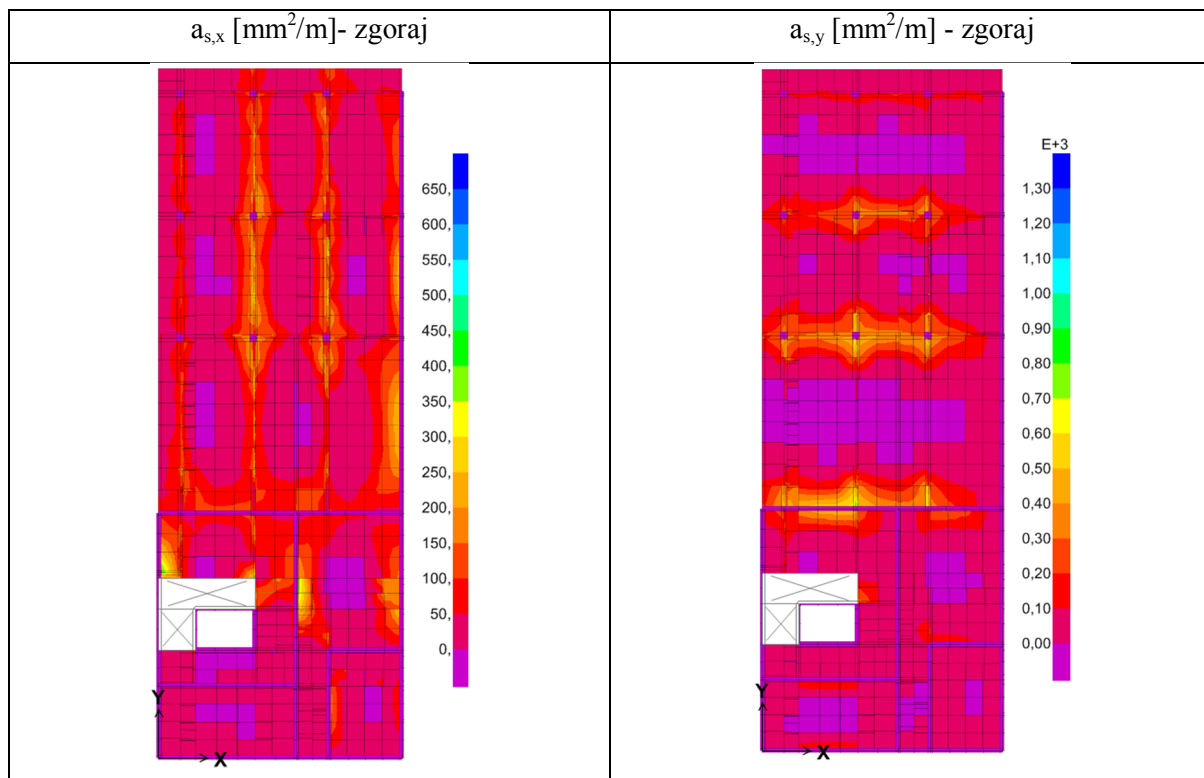
Slika 16: Pregled momentov m_x in m_y [kNm/m]

4.4.4 Dimenzioniranje AB plošče

S pomočjo računalniškega programa SAFE izračunamo potrebno količino armature v plošči. Na sliki 17 prikazujemo potrebno količino spodnje armature v smeri osi X in Y, na sliki 18 pa potrebno količino zgornje armature.



Slika 17: Količina armature v spodnji coni AB plošče



Slika 18: Količina armature v spodnji coni AB plošče

Količina armature na mestu največjih upogibnih obremenitev plošče v polju znaša v X smeri $a_{s,x} = 257 \text{ mm}^2/\text{m}$ ($2,57 \text{ cm}^2/\text{m}$), v Y smeri pa $a_{s,y} = 249 \text{ mm}^2/\text{m}$ ($2,49 \text{ cm}^2/\text{m}$). Vrednosti prikazujemo na sliki 18.

V nadaljevanju naredimo kontrolni izračun potrebne količine armature. V računu zanemarimo vpliv tlačnih sil, ki se pojavijo v plošči zaradi podpiranja plošče s podajnimi nosilci.

smer X:

$$m_{11,\text{plošča}} = 1371,0 \text{ kNcm} \quad (4.12)$$

$$k_d = \frac{m_{11,\text{plošča}}}{\alpha f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{1371}{1,67 \cdot 100 \cdot 0,12,5^2} = 0,053 \xrightarrow{\text{iz tabele izberemo}} k_d = 0,070 \quad (4.13)$$

$$a_{s,x} = k_s \frac{m_{Eds}}{d \cdot \sigma_s} = 1,049 \cdot \frac{1371}{12,5 \cdot 43,48} = 2,65 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (4.14)$$

smer Y:

$$m_{22,Eds} = m_{22,Ed,\text{plošča}} = 1243 \text{ kNcm/m} \quad (4.15)$$

$$k_d = \frac{m_{22,Eds}}{\alpha f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{1243}{1,67 \cdot 100 \cdot 12,5^2} = 0,048 \xrightarrow{\text{iz tabele izberemo}} k_d = 0,070 \quad (4.16)$$

$$a_{s,y} = k_s \frac{m_{22,Eds}}{d \cdot \sigma_s} = 1,049 \cdot \frac{1243}{12,5 \cdot 43,5} = 2,40 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (4.17)$$

V preglednici 11 prikazujemo primerjavo med potrebnimi količinami armature, določenih s programom SAFE oziroma s »peš« računom.

Preglednica 11: Prikaz količine armature v polju plošče izračunane s programom in peš

	Količina armature v x smeri ($a_{s,x}$)	Količina armature v y smeri ($a_{s,y}$)
Peš račun	2,65 cm ² /m	2,40 cm ² /m
SAFE	2,57 cm ² /m	2,49 cm ² /m
Razlika glede na peš izračun	+8%	– 3,8%

Ujemanje rezultatov je zadovoljivo. Delno so odstopanja posledica zanemaritve tlačne sile v polju plošče.

4.4.5 Mejno stanje uporabnosti – kontrola povosov plošče

Skladno s točko 7.4.1.(4) iz standarda SIST EN 1992-1-1 lahko mejno stanje povosov dokažemo z omejitvijo razmerja med razpetino in statično višino prereza plošče ali s primerjavo izračunanega povosa z mejno vrednostjo.

Za obravnavano stropno ploščo dokažemo mejno stanje povosov z omejitvijo razmerja med razpetino in statično višino prereza plošče.

Če so AB plošče stavb dimenzionirane tako, da ustrezajo razmerjem med razpetino in statično višino po enačbah 4.14 in 4.15 oziroma vrednostim iz preglednice 12, lahko smatramo, da povosi niso prekoračeni.

$$\max \frac{l}{d} = K \left[11 + 1,5 \sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2 \sqrt{f_{ck}} \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{\frac{3}{2}} \right], \text{ če je } \rho \leq \rho_0 \text{ (pri nizki napetosti betona)} \quad (4.18)$$

$$\max \frac{l}{d} = K \left[11 + 1,5 \sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho - \rho_0} + \frac{1}{12} \sqrt{f_{ck}} \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}} \right], \text{ če je } \rho > \rho_0 \text{ (pri visoki napetosti betona)} \quad (4.19)$$

Pri tem je l/d razmerje med razpetino in statično višino prereza, K je faktor, s katerim upoštevamo vpliv različnih statičnih sistemov, $\rho_0 = 10^{-3} \sqrt{f_{ck}}$ je referenčna stopnja armiranja, ρ zje ahtevana stopnja armiranja z natezno armaturo na mestu največjih obremenitev v polju plošče, ρ' je zahtevana stopnja armiranja s tlačno armaturo, f_{ck} pa je karakteristična tlačna trdnost betona v MPa. Za obravnavano ploščo so vrednosti omenjenih parametrov sledeče:

$$\rho = A_{s,req}/(b_w \cdot d) = 1,97 \text{ cm}^2 / (100 \text{ cm} \cdot 12,30 \text{ cm}) = 0,0016 \quad (4.20)$$

$$\rho = 0 \text{ (v srednjem prerezu tlačna armatura ni potrebna)} \quad (4.21)$$

$$\rho_0 = 10^{-3} \sqrt{f_{ck}} = 0,005 \quad (4.22)$$

$$K = 1,3 \quad (4.23)$$

Preglednica 12: Osnovna razmerja med razpetino in statično višino armiranobetonskih elementov brez tlačne osne sile

Statični sistem	K	Visoka napetost betona $\rho = 1,5 \%$	Nizka napetost betona $\rho = 0,5 \%$
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 dveh smereh nosilnih plošč	1,5	20	30

Ker je ρ večji od referenčnega razmerja armiranja ρ_0 , moramo za določitev mejnega razmerja uporabiti enačbo 4.19.

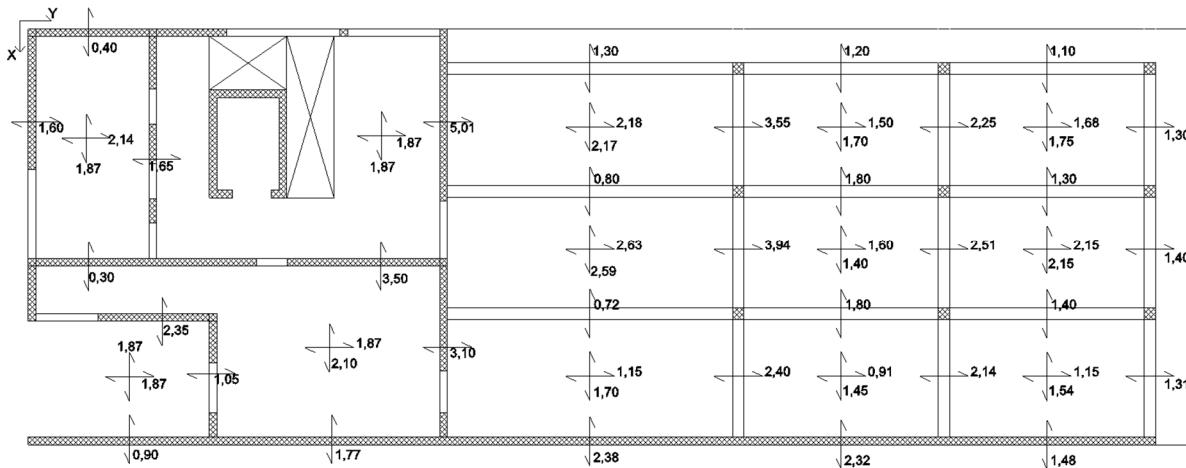
V kolikor je dejansko razmerje l/d manjše od razmerja $\max \frac{l}{d}$, račun povesov ni potreben, sicer je povesje treba računati!

$$l/d = 109,03 > l_{eff}/d = 63,42 \quad (4.24)$$

Ugotovimo, da račun povesov za obravnavano ploščo ni potreben.

4.4.6 Potrebna količina armature v AB plošči

Na sliki 19 prikazujemo potrebno količino armature v AB plošči [cm²/m].

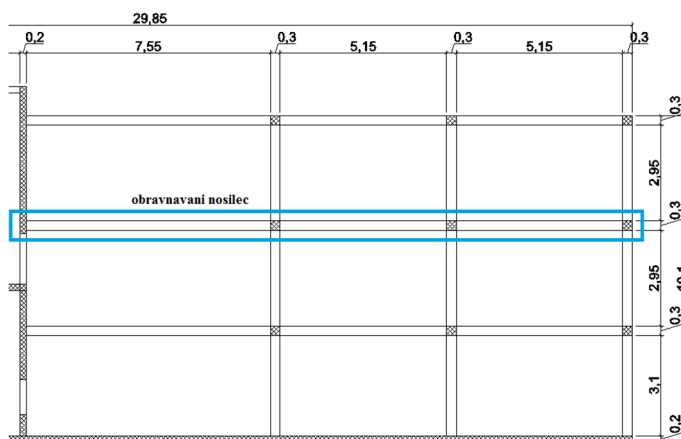


Slika 19: Prikaz količine armature v AB plošči

Na mestih, kjer je potrebna količina armature manjša od minimalne zahtevane, moramo zagotoviti vsaj minimalno količino armature, ki je:

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d = 0,26 \cdot \frac{0,26}{50} \cdot 100 \cdot 12,5 = 1,69 \text{ cm}^2/\text{m} \tag{4.25}$$

4.5 Dimenzioniranje nosilca pod ploščo (T nosilec)



Slika 20: Položaj obravnavanega nosilca

4.5.1 Krovni sloj za nosilec

Prevzamemo razred konstrukcije S4 (projektna življenska doba 50 let) in razred izpostavljenosti XC1 (Beton v stavbah z nizko vlažnostjo zraka).

Za nosilec T-prereza:

$$c_{\min} = \max\{19 \text{ mm}; 15 \text{ mm}; 10 \text{ mm}\} \quad (4.26)$$

$$c_{\text{nom}} = c_{\min} + \Delta c_{\text{dev}} = 19 + 10 = 29 \text{ mm} \quad (4.27)$$

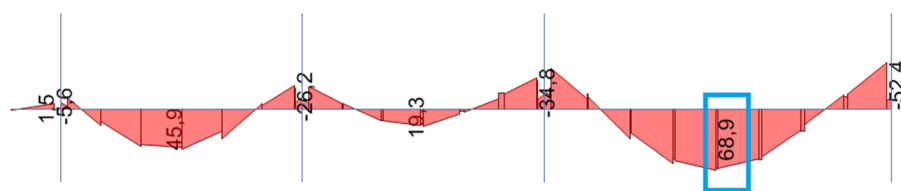
Razdalja do težišča vzdolžne armature:

$$a = c_{\text{nom}} + \frac{\phi_{\text{vzd}}}{2} = 29 + 9,5 = 38,5 \text{ mm} \quad (4.28)$$

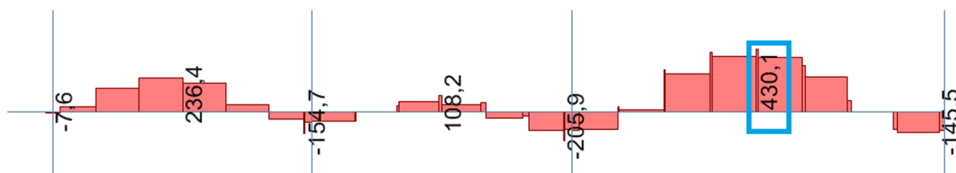
V nadaljevanju upoštevamo razdaljo do težišča armature $a = 4 \text{ cm}$.

4.5.2 Notranje statične količine

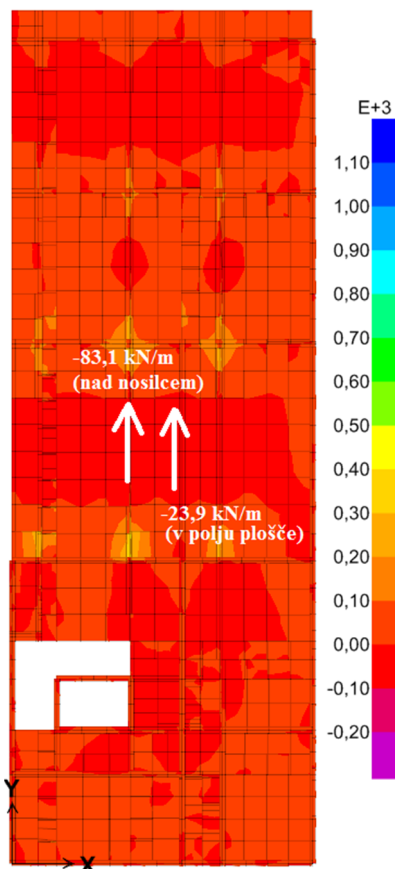
V programu SAFE ločeno izračunamo obremenitve v nosilcu pod ploščo ter v plošči. Na sliki 21 in 22 prikazujemo projektne obremenitve vzdolž obravnavanega nosilca pod ploščo.



Slika 21: Potek momenta M_{Ed} [kNm], na nosilec pod ploščo



Slika 22: Potek natezne sile [kN] v nosilcu pod ploščo



Slika 23: Prikaz sile f_y v plošči [kN/m], ki je posledica sočasnega delovanja plošče in nosilca pod ploščo

4.5.3 Dimenzioniranje T prereza v polju obravnavanega prereza

Izračun armature naredimo za prerez v polju obravnavanega prereza prikazanega na sliki 20.

Izračun sodelujoče širine b_{eff} v polju:

$$b_{\text{eff}} = b_w + \sum b_{\text{eff},i} \quad (4.29)$$

$$b_{\text{eff},i} = 0,2 \cdot b_i + 0,1 \cdot l_0; \quad (4.30)$$

$$b_{\text{eff},i} \leq 0,2 \cdot l_0 \text{ in} \quad (4.31)$$

$$b_{\text{eff},i} \leq b_i, \quad (4.32)$$

pri tem l_0 predstavlja razdaljo med ničelnimi točkami momentov:

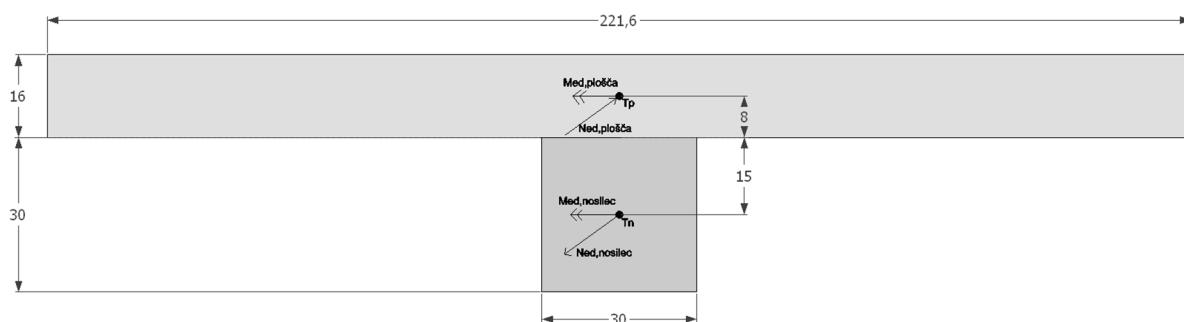
$$l_0 = 0,85l_1 = 0,85 \cdot 7,80 = 6,63 \text{ m} \quad (4.33)$$

V našem primeru je sodelujoča širina:

$$b_{\text{eff},i} = 0,2 \cdot 1,475 + 0,1 \cdot 6,630 = 0,958 \text{ m} \quad (4.34)$$

$$b_{\text{eff}} = 0,3 + 2 \cdot 0,958 = 2,216 \text{ m} \quad (4.35)$$

Pri analizi konstrukcije upoštevamo konstantno širino pasnice po celi dolžini razpetine. Pri tem se uporabi vrednost širine, ki je določena za prerez v polju. Program SAFE analizira T prereze tako, da razdeli prerez na dva dela, in sicer na pravokotni prerez pod ploščo in ploščo. Težiščna os nosilca je spuščena glede na os plošče, zato dobimo v nosilcu in plošči natezne oziroma tlačne sile in momente, ki jih moramo z integrirati na težiščno os T nosilca.



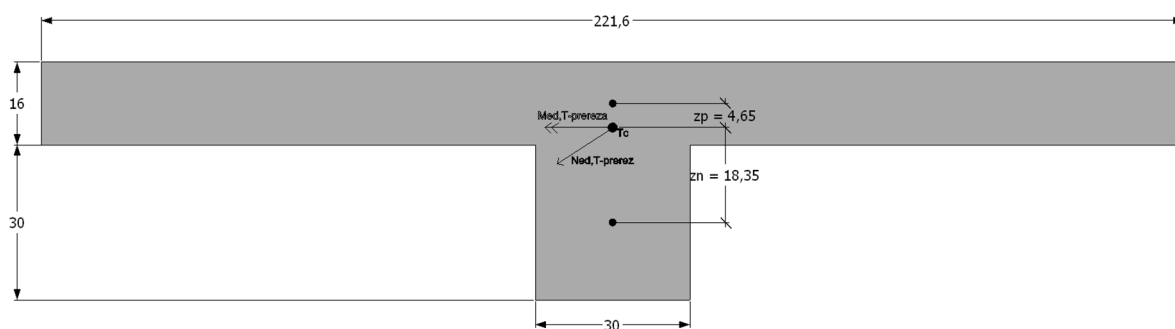
Slika 24: Prikaz momenta in tlačne oziroma natezne sile za ploščo in nosilec

Zato moramo določiti težišče prereza in skupne vplive v tej točki.

$$M_{Ed,T\text{-prerez}} = M_{Ed,plošča} + N_{Ed,plošča} \cdot z_p + M_{Ed,nosilec} + N_{Ed,nosilec} \cdot z_n =$$

$$= 2023,2 + 128,6 \cdot 4,65 + 6890 + 430,1 \cdot 18,35 = 17403,6 \text{ kNcm} \quad (4.36)$$

$$N_{Ed,T\text{-prerez}} = N_{Ed,nosilec} + N_{Ed,plošča} = 430,1 - 128,6 = 301,5 \text{ kN} \quad (4.37)$$



Slika 25: Prikaz momenta in sile v težišču T prereza

V nadaljevanju projektiramo vzdolžno armaturo nosilca.

$$M_{Eds} = M_{Ed,T\text{-prerez}} - N_{Ed,T\text{-prerez}} \cdot z_s = 17403,6 - 301,5 \cdot 28,7 = 8750,6 \text{ kNcm} \quad (4.38)$$

$$k_d = \frac{M_{Eds}}{\alpha f_{cd} b \cdot d^2} = \frac{8750,6}{1,67 \cdot 221,6 \cdot 41^2} = 0,014 \xrightarrow{\text{iz tabele izberemo}} k_d = 0,037 \quad (4.39)$$

$$x = k_x \cdot d = 0,091 \cdot 41,35 \text{ cm} = 3,763 \text{ cm} \quad (4.40)$$

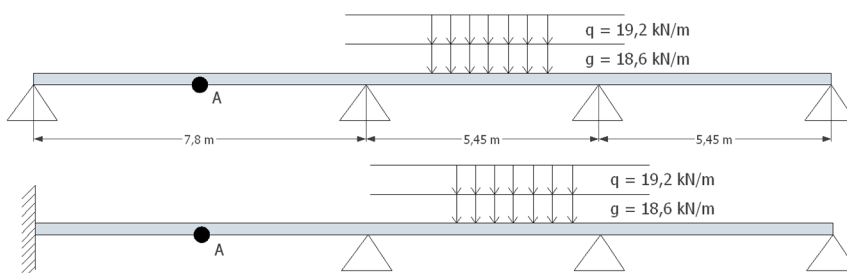
Z enačbo (4.40) dokažemo, da tlačna cona leži le v plošči, kar pomeni, da lahko pri računu vzdolžne armature uporabimo tabele za pravokotni prečni prerez.

$$A_s = k_s \frac{M_{Eds}}{d \cdot \sigma_s} + \frac{N_{Ed}}{\sigma_s} = 1,033 \cdot \frac{8750,6}{41 \cdot 43,48} + \frac{301,5}{43,48} = 12,0 \text{ cm}^2 \quad (4.41)$$

Izberemo spodnjo armaturo v nosilcu: $5\phi 19$ ($A_{s,dej} = 14,2 \text{ cm}^2$)

Za kontrolo smo naredili še peč izračun armature v polju nosilca.

Na sliki 26 prikazujemo dva računska modela obravnavanega nosilca, ki služita za kontrolo obremenitev in armature iz programa SAFE. Pri prvem modelu predpostavimo, da je nosilec na levem robu vpet v steno, pri drugem modelu pa je na mestu stikovanja s steno členkasto podprt. Kontrolni izračun vzdolžne armature izvedemo v točki A.



Slika 26: Računska modela, ki ju uporabimo pri kontroli vzdolžne armature v nosilcu

Pri računu obremenitev upoštevamo na nosilcu stalno obtežbo $5,72 \text{ kN/m}^2$ in koristno obtežbo $5,80 \text{ kN/m}^2$, ki ju pomnožimo z vplivno širino $3,25 \text{ m}$. Rezultate za potrebno količino vzdolžne armature prikazujemo v preglednici 13.

Preglednica 13: Prikaz količin armature pri različnih modelih

	Rezultat iz programa SAFE	Model s členkasto podporo	Model s togo podporo
Količina armature v točki A	12 cm ²	16,0 cm ²	9,5 cm ²

Glede na to, da v programu SAFE upoštevamo delno vpetost plošče v steno in stebre, so rezultati za potrebno količino armature v polju obravnavanega nosilca pričakovani.

4.5.4 Mejno stanje uporabnosti - kontrola pomikov

Skladno s točko 7.4.1.(4) iz standarda SIST EN 1992-1-1 lahko mejno stanje povesov dokažemo z omejitvijo razmerja med razpetino in statično višino prereza plošče ali s primerjavo izračunanega povesa z mejno vrednostjo.

Za obravnavano AB gredo dokažemo mejno stanje povesov z omejitvijo razmerja med razpetino in statično višino prereza plošče.

Če so AB grede dimenzionirane tako, da ustrezajo razmerjem med razpetino in statično višino po enačbah 4.18 in 4.19 oziroma vrednostim iz preglednice 12, lahko smatramo, da povesi niso prekoračeni.

$$\rho = A_{s,req}/(b_w \cdot d) = 11,20 \text{ cm}^2 / (30 \text{ cm} \cdot 41,35 \text{ cm}) = 0,009 \quad (4.42)$$

$$\rho = 0 \text{ (v srednjem prerezu tlačna armatura ni potrebna)} \quad (4.43)$$

$$\rho_0 = 10^{-3} \sqrt{f_{ck}} = 0,005 \quad (4.44)$$

$$K = 1,3 \quad (4.45)$$

V kolikor je dejansko razmerje l/d manjše od razmerja $\max \frac{l}{d}$, račun povesov ni potreben, sicer je poves treba računati!

$$l/d = 19,70 < l_{eff}/d = 18,86 \rightarrow \text{Račun pomikov ni potreben} \quad (4.46)$$

5 ANALIZA IN DIMENZIONIRANJE VERTIKALNIH NOSILNIH ELEMENTOV

5.1 Računski model

Za analizo in projektiranje vertikalnih nosilnih elementov obravnavane stavbe izdelamo dva prostorska linearno elastična modela. Za izdelavo modelov uporabimo komercialna programa SAP2000 in ETABS. Linijski model izdelamo v programu SAP2000, ploskovnega pa v programu ETABS, ki ima nekatere poenostavitve pri predstavitvi notranjih količin v steni. Načeloma bi lahko oba modela naredili v enem izmed omenjenih programov.

V področju stebrov in nosilcev zanemarimo toge odseke, saj so dimenzije teh elementov relativno majhne. Za vse vertikalne nosilne elemente upoštevamo reducirane upogibne in strižne togosti zaradi razpokanih prerezov in sicer skladno s členom 4.3.1(7) iz SIST EN 1998-1:2005.

V obeh modelih zaradi lažje primerjave rezultatov zanemarimo vpliv slučajne ekscentričnosti mase.

Pri določanju tlorisne pravilnosti in pravilnosti po višini, ugotovimo, da je obravnavana konstrukcija tlorisno nepravilna in nepravilna po višini, pri čemer upoštevamo merila in pogoje iz točke 4.2.3.2 in 4.2.3.3 iz standarda SIST EN 1998-1:2005. V tem primeru lahko analizo konstrukcije opravimo le na prostorskem modelu (glej preglednico 14).

Preglednica 14: Vpliv pravilnosti konstrukcije na analizo in projektiranje na potresnih območjih

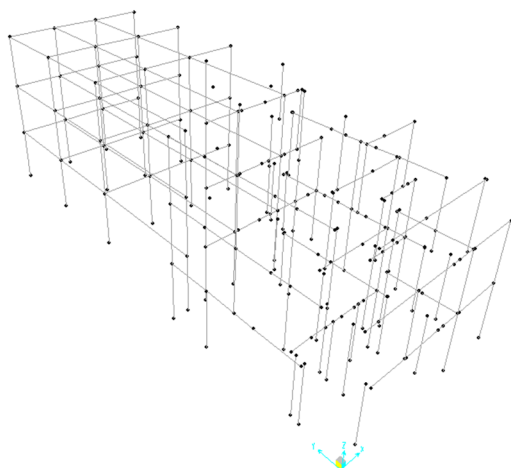
Pravilnost		Metoda analize		Faktor obnašanja
Tloris	Višina	Model	Linearno elastična analiza	(za linearno analizo)
da	da	ravninski	vodoravne sile	referenčni
da	ne	ravninski	modalna	zmanjššan za 20 %
ne	da	prostorski	vodoravne sile	referenčni
ne	ne	prostorski	modalna	zmanjššan za 20 %

Dokazovanje tlorisne nepravilnosti je relativno zapleteno. Pri obravnavani stavbi ugotovimo, da ne zadostimo kriteriju simetrične razporeditve togosti in mas glede na dve pravokotni osi, saj so na delu stavbe stropovi podprti s stenami, na drugem delu pa s prostorskimi okvirji. Pri dokazovanju nepravilnosti po višini, ne zadostimo že prvemu kriteriju, ki pravi da morajo biti vse stene neprekinjene od temeljev do vrha stavbe.

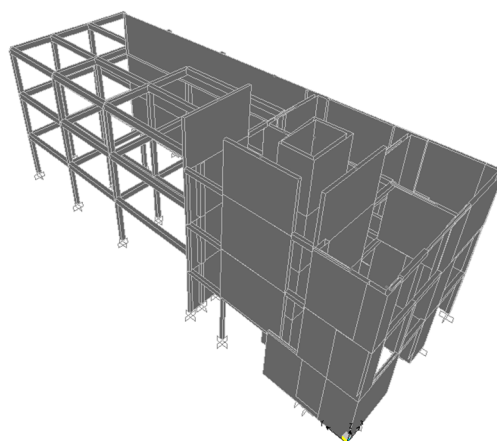
Glede na zasnovo konstrukcije in odločitve, da projektiramo na srednjo stopnjo duktilnosti (DCM), predpostavimo je konstrukcija glede na vse nepravilnosti torzijsko podajna, zato iz preglednice 7 odčitamo ustrežno vrednost faktorja obnašanja, ki je $q = 2$. Zaradi nepravilnosti konstrukcije po višini moramo faktor obnašanja še dodatno reducirati in sicer za 20 % (glej preglednico 14). Tako v analizi upoštevamo faktor obnašanja $q = 0,8 \cdot 2,0 = 1,6$.

5.1.1 Linijski model

Na sliki 28 in 29 prikazujemo prostorski računski model nosilne konstrukcije obravnavane stavbe, kjer vertikalne nosilne elemente modeliramo z linijskimi končnimi elementi. Model je izdelan v programu SAP 2000. V linijskem elementu je poleg osne in upogibne deformacije upoštevana tudi strižna deformacija.



Slika 27: Žični linijski model

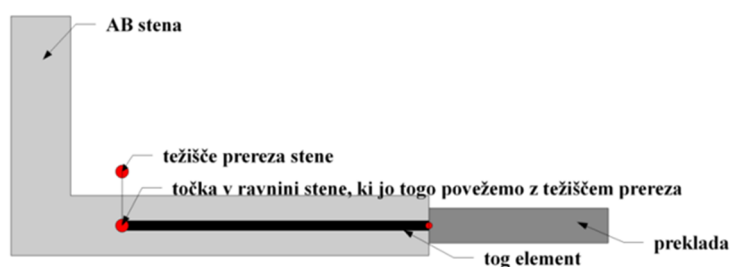


Slika 28: Linijski model, prikazan s prerezi

Modeliranje sestavljenih sten (prečni prerezi L, U, T, I in podobnih oblik) s pomočjo linijskih elementov je relativno zahtevno. Sestavljene prereze se upoštevamo kot celota. Pri tem del prereza, ki je vzporeden z delovanjem vodoravnega potresnega vpliva, imenujemo stojina stene, deli, ki so pravokotni na potresni vpliv, pa pasnice stene. Pri tem sodelujočo širino posamezne pasnice določimo v skladu s členom 5.4.3.4.1(4) iz standarda SIST EN 1998-1:2006, ki določa, da moramo pri računu upogibne nosilnosti stene upoštevati sodelujočo širino pasnice od lica stojine, kije enaka najmanjši od vrednosti:

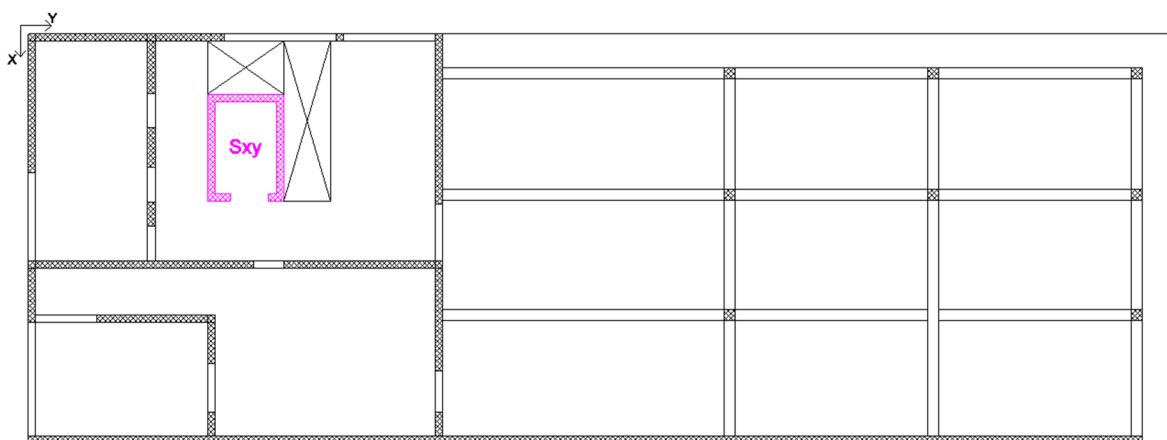
- dejanske širine pasnice
- polovične razdalje med sosednjima stojinama stene
- 25 % skupne višine stene nad obravnavanim nivojem

Dodatno pri stenah z odprtinami definiramo še toge odseke, ki segajo od težišča stene do začetka preklade. Tog element definiramo s programskim orodjem *Section Designer* kot prečko s 100-krat povečano osno in upogibno togostjo. Na sliki 30 prikazujemo primer togega elementa, ki steno poveže s prečko oziroma preklado. Ker težišče stene s sestavljenim prečnim prerezom leži izven ravnine stene, z uporabo orodja *Joint Constraints* togo povežemo težišče stene bodisi s togim elementom ali pa s težiščem stene nad oziroma pod obravnavano etažo, v kolikor se prerez sestavljene stene po višini spreminja.



Slika 29: Prikaz modeliranja stene in preklade

Primer sestavljene stene z odprtinami je tudi dvigalni jašek, ki je na sliki xy označen z oznako Sxy.



Slika 30: Lega dvigalnega jaška Sxy v tlorisu obravnavane stavbe

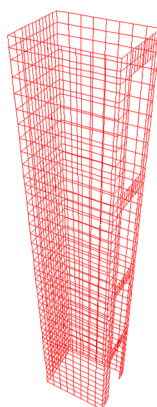
Pri dvigalnem jašku preklad ne moremo upoštevati, zato jašek modeliramo kot linijski element bodisi z odprtim ali zaprtim (škatlastim) prečnim prerezom (glej sliko 31 in 32). Za lažjo izbiro ustreznega prečnega prereza modeliramo jašek še z uporabo ploskovnih končnih elementov, kjer lahko v model vključimo tudi prečke (glej sliko 33).



Slika 31: Odrpti prerez jaška



Slika 32: Zaprt prerez jaška



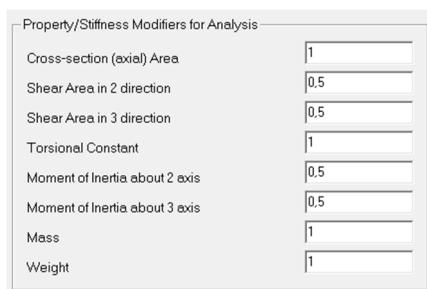
Slika 33: Ploskovni model jaška

Oba modela obremenimo z elastičnim spektrom pospeškov, ki je neodvisen od spektra, ki ga uporabimo za potresno analizo konstrukcije. Izkaže se, da je linijski model jaška z zaprtim prečnim prerezom bližje obnašanju jaška, modeliranega s ploskovnimi končnimi elementi. Rezultate primerjalne analize prikazujemo v preglednici 15. Za prvih pet nihajnih oblik navedemo tudi efektivne mase.

Preglednica 15: Rezultati odziva jaška, modelirnega s ploskovnimi oziroma linijskimi končnimi elementi

Nihajna oblika	Ploskovni model				Zaprt škatlasti prerez				Odrpti škatlasti prez			
	Nihajni čas [s]	ux [t]	uy [t]	rz [t]	Nihajni čas	ux [t]	uy [t]	rz [t]	Nihajni čas	ux [t]	uy [t]	rz [t]
1	0,157	0,0	72,1	3,3	0,188	0,0	76,1	0,0	0,374	0,0	0,0	90,1
2	0,110	70,3	0,0	0,0	0,145	76,4	0,0	0,0	0,167	71,1	0,0	0,0
3	0,049	0,0	1,0	60,6	0,040	0,0	0,0	91,4	0,139	0,0	70,2	0,0
4	0,038	0,0	19,4	18,1	0,034	0,0	18,3	0,0	0,131	0,0	0,0	8,1
5	0,022	23,0	0,0	0,0	0,027	18,3	0,0	0,0	0,088	0,0	0,0	1,7

Razpokanost prerezov upoštevamo tako, da vsem vertikalnim nosilnim elementom za polovico zmanjšamo upogibno in strižno togost prečnih prerezov (glej sliko 34).



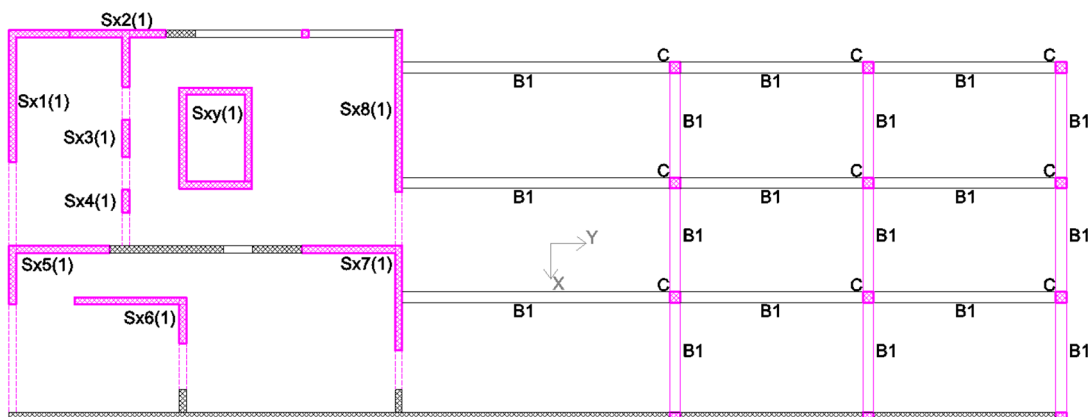
Slika 34: Upoštevanje razpokanosti prečnih prerezov v programu SAP2000

Maso in masni vztrajnostni moment izračunamo na podlagi velikosti in razporeditve stalne in koristne obtežbe ter s pomočjo dimenzij tlorisa stavbe. Učinkujejo v masnem središču za vsako etažo posebej. Masno središče povežemo z ostalimi vozlišči vertikalnih nosilnih elementov in sicer v nivoju vsake etaže posebej s funkcijo *Rigid diaphragm* in tako tvorimo togo diafragmo. Toga diafragma ima neskončno togost v svoji ravnini ter minimalno togost pravokotno na svojo ravnino. Obravnavani linijski model uporabimo le za potresno analizo nosilne konstrukcije stavbe.

Sestavljene prereze sten (L-, T, U in podobni prerezi) v programu SAP2000 konstruiramo s pomočjo orodja *Section Designer*. Pri modeliranju nosilcev pod ploščo zanemarimo vpliv sodelujoče širine stropne plošče.

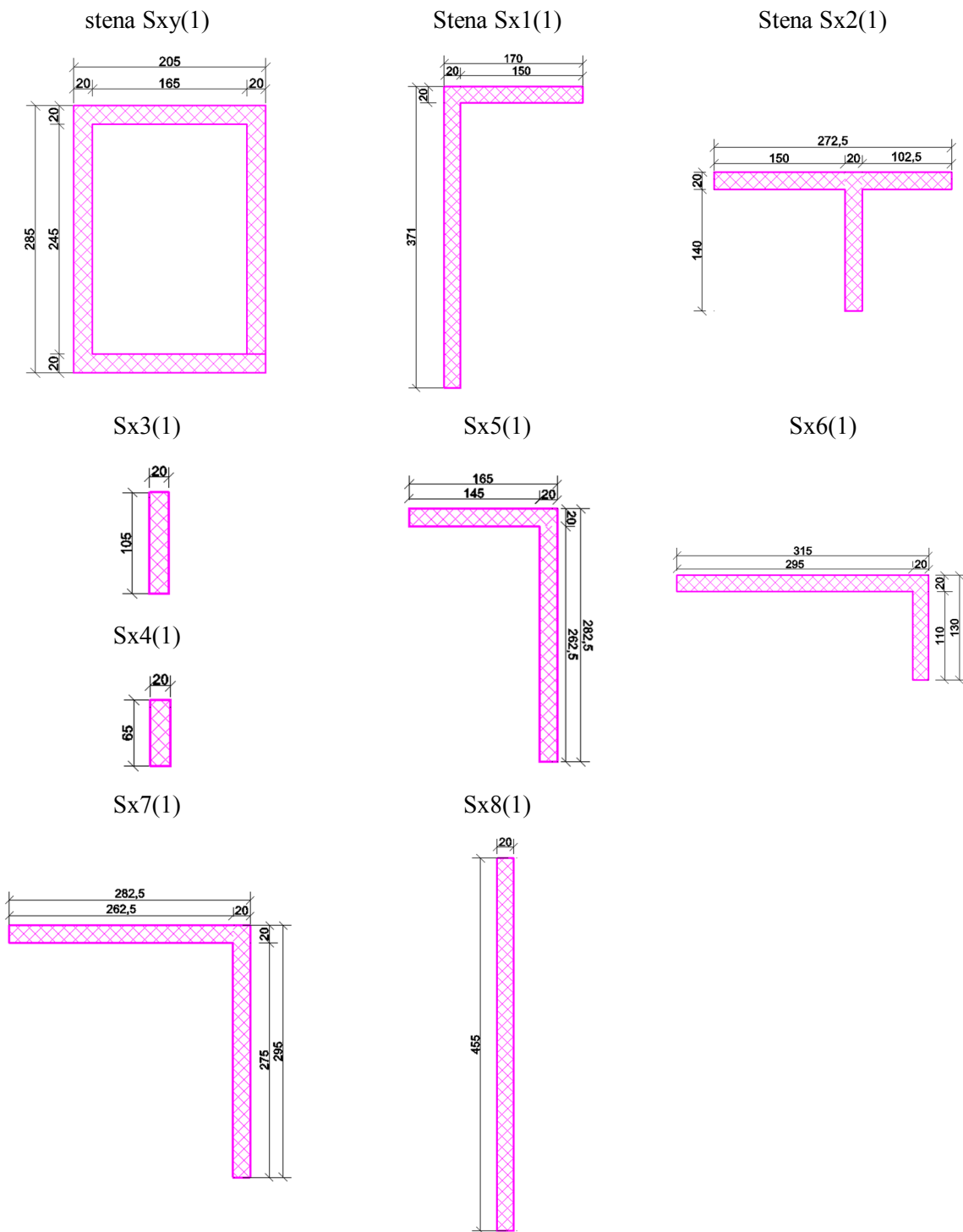
V nadaljevanju prikazujemo vertikalne nosilne elemente, ki jih upoštevamo v linijskem modelu in sicer za vsako etažo posebej, ločeno za smer X in smer Y.

Pritličje, smer X (prečna smer stavbe):



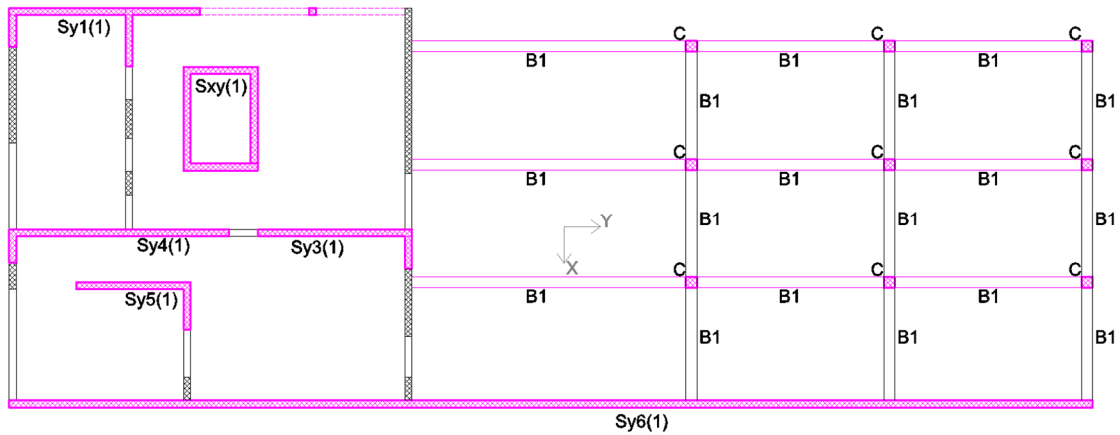
Slika 35: Vertikalni nosilni elementi v pritličju, ki sodelujejo pri prevzemu potresne obtežbe v smeri osi X

Geometrijske karakteristike prečnih prerezov upoštevanih elementov prikazujemo na sliki 36.



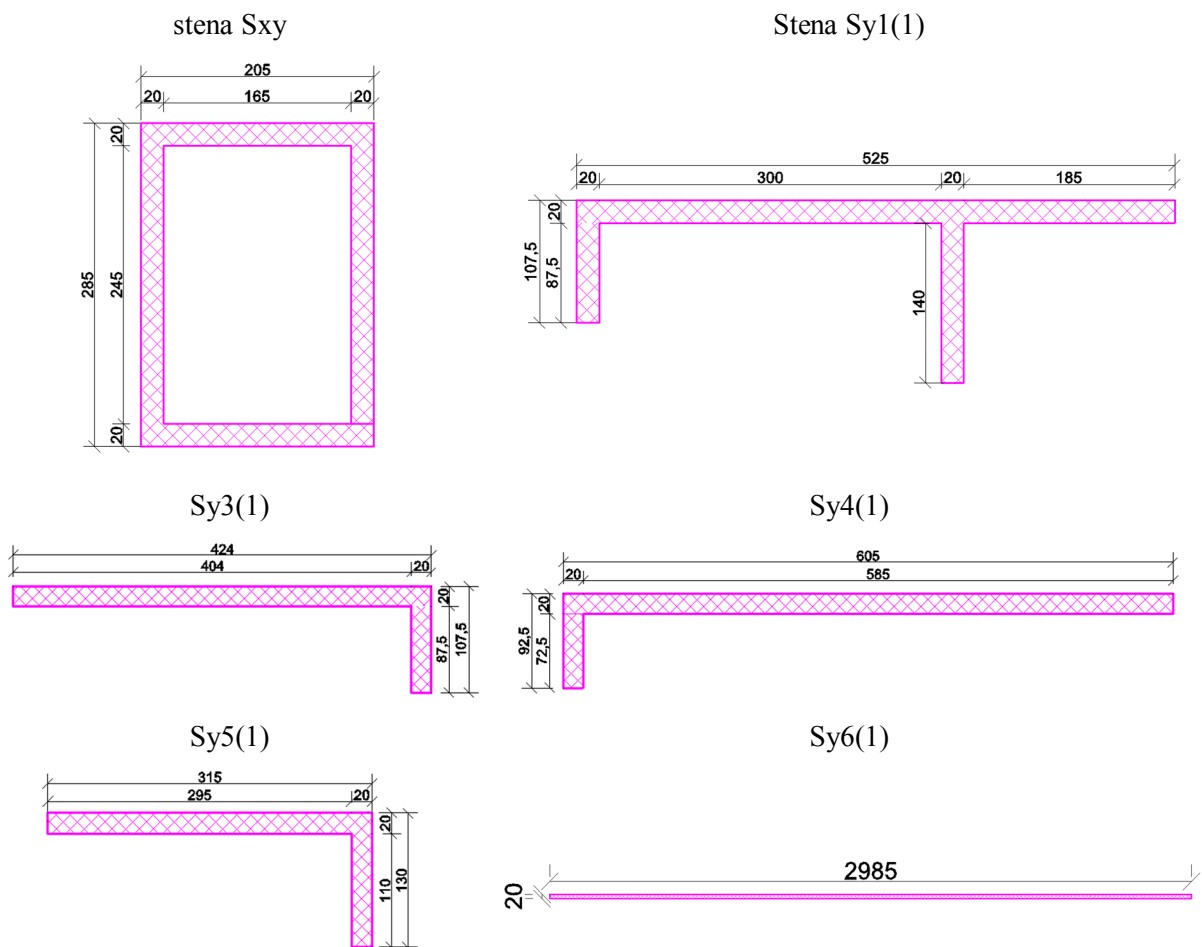
Slika 36: Stene, ki smo jih upoštevali v smeri Y

Pritličje, smer Y (vzdolžna smer stavbe):



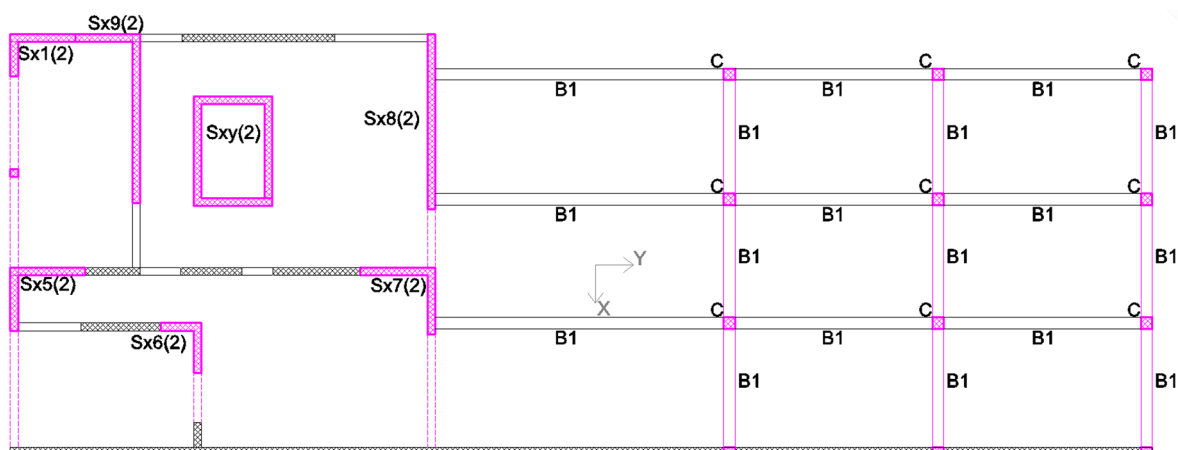
Slika 37: Vertikalni nosilni elementi v pritličju, ki sodelujejo pri prevzemu potresne obtežbe v smeri osi Y

Geometrijske karakteristike prečnih prezov upoštevanih elementov prikazujemo na sliki 38.



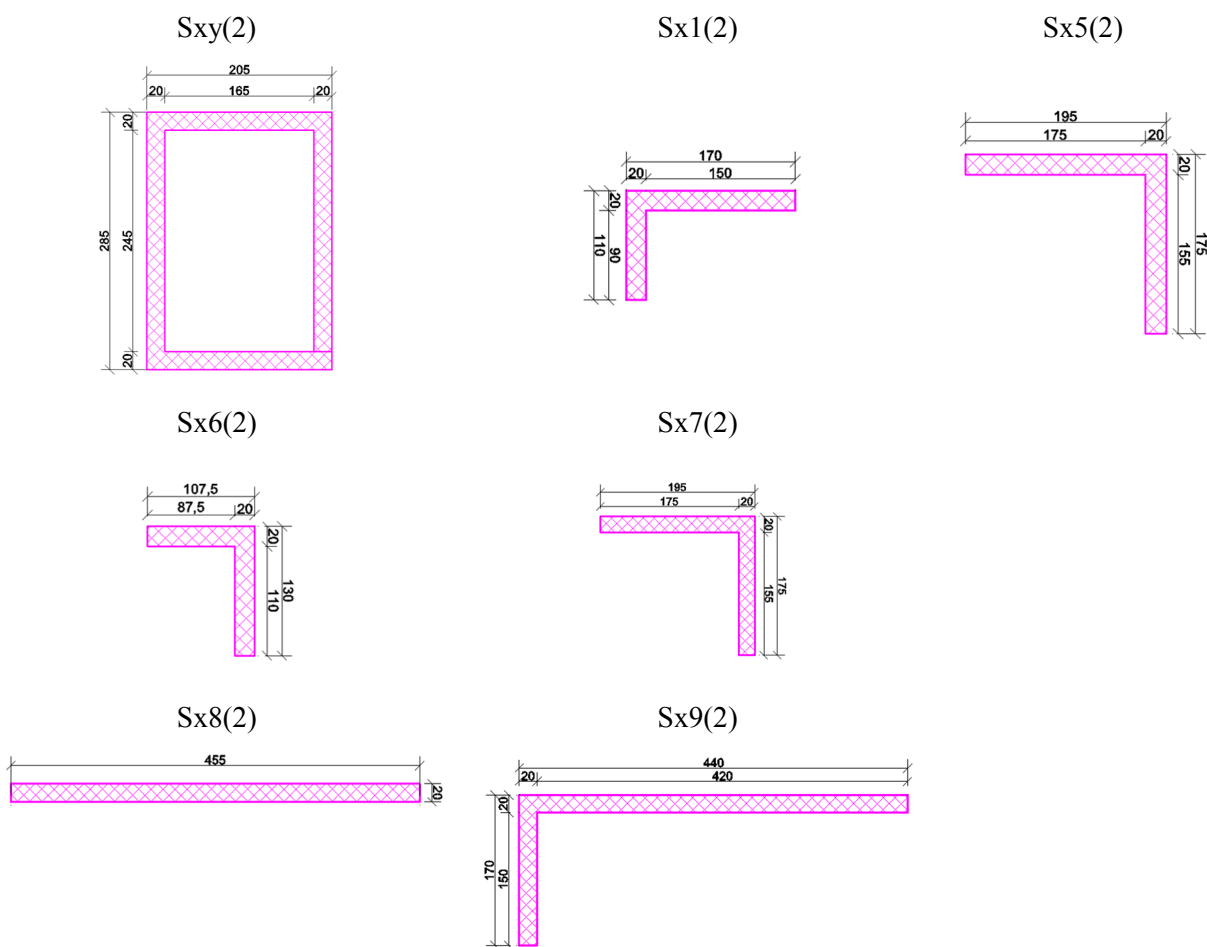
Slika 38: Stene, ki smo jih upoštevali v smeri Y

Prvo nadstropje, smer X (prečna smer stavbe):



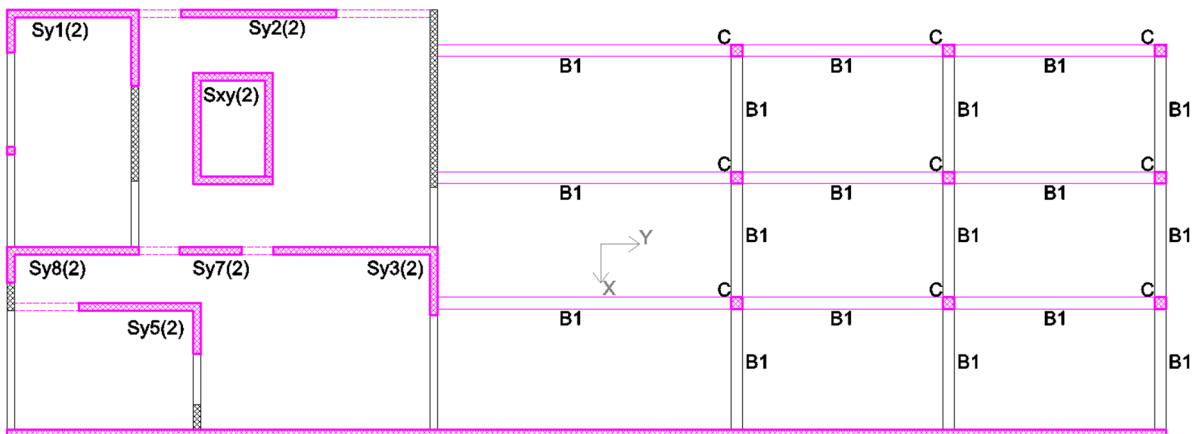
Slika 39: Vertikalni nosilni elementi v prvem nadstropju, ki sodelujejo pri prevzemu potresne obtežbe v smeri osi X

Geometrijske karakteristike prečnih prerezov upoštevanih elementov prikazujemo na sliki 40.



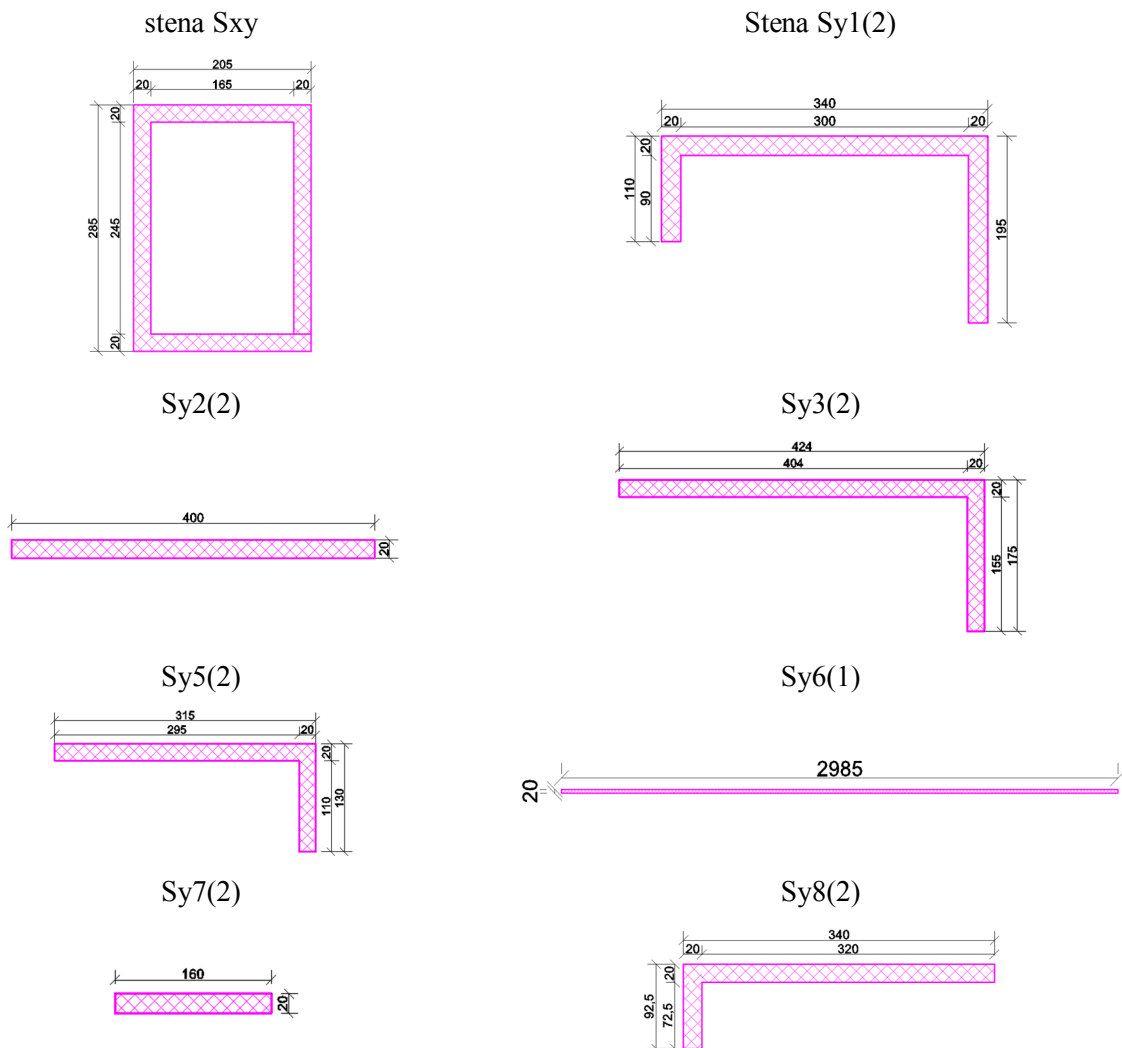
Slika 40: Prečni prerezi vertikalnih nosilnih elementov v prvem nadstropju (potresna obtežba v smeri osi X)

Prvo nadstropje, smer Y (vzdolžna smer stavbe):



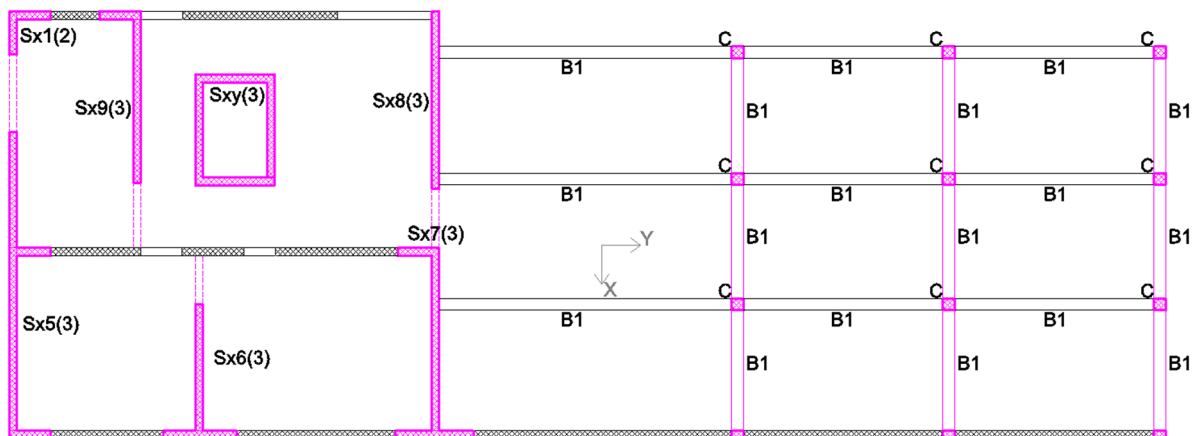
Slika 41: Vertikalni nosilni elementi v prvem nadstropju, ki sodelujejo pri prevzemu potresne obtežbe v smeri osi Y

Geometrijske karakteristike prečnih prerezov upoštevanih elementov prikazujemo na sliki 42.



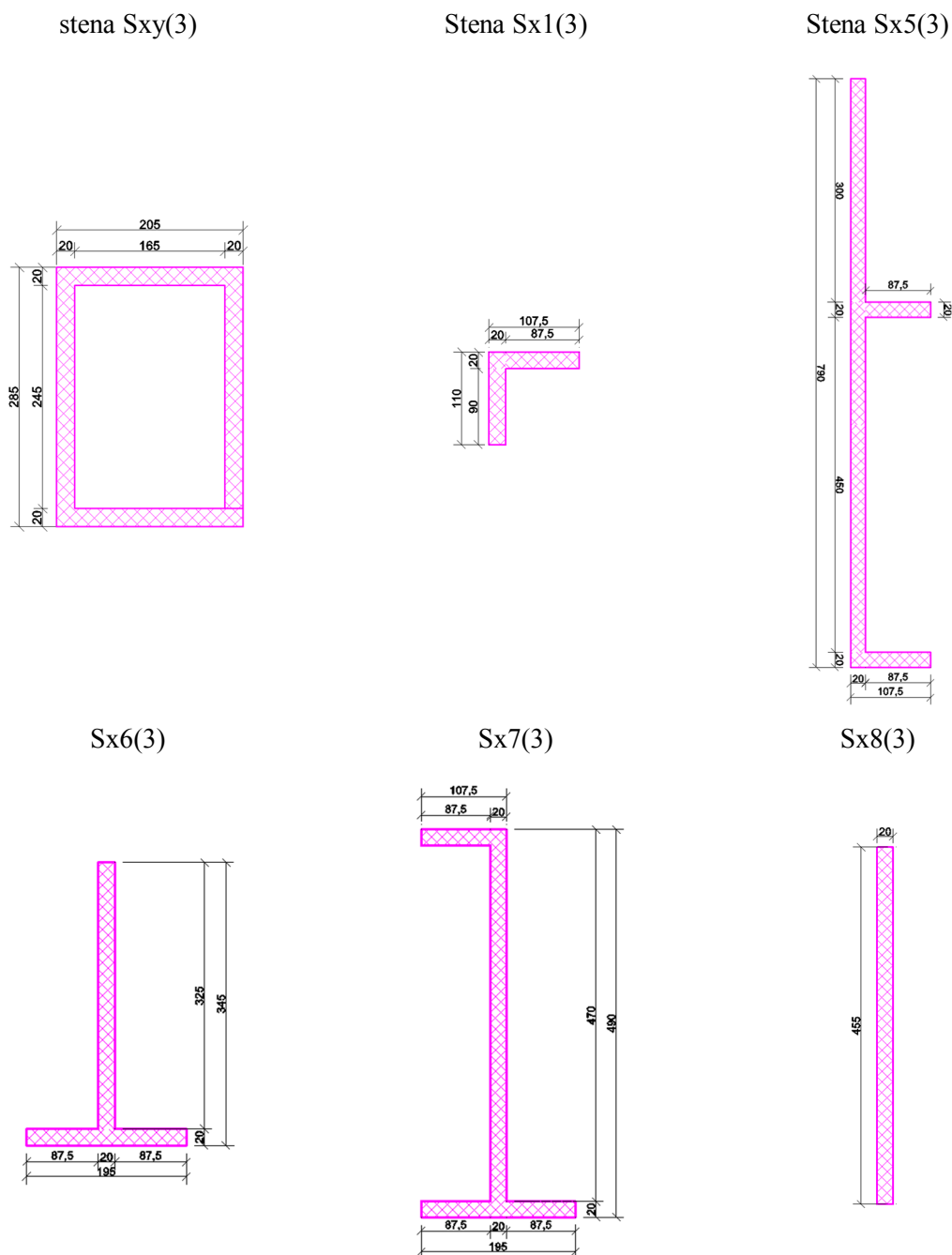
Slika 42: Prečni prerezi vertikalnih nosilnih elementov v pritličju (potresna obtežba v smeri osi Y)

Drugo nadstropje, smer X (prečna smer stavbe):



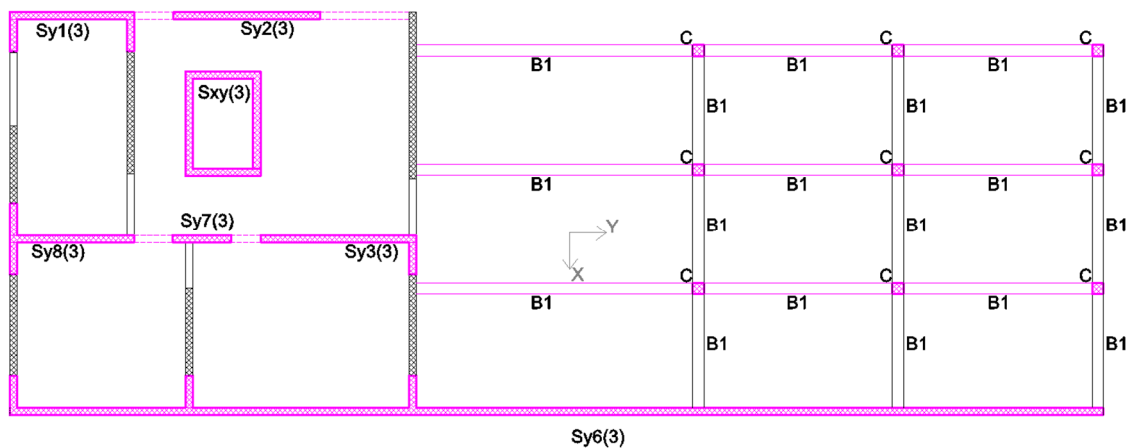
Slika 43: Vertikalni nosilni elementi v drugem nadstropju, ki sodelujejo pri prevzemu potresne obtežbe v smeri osi X

Geometrijske karakteristike prečnih prerezov upoštevanih elementov prikazujemo na sliki 44.



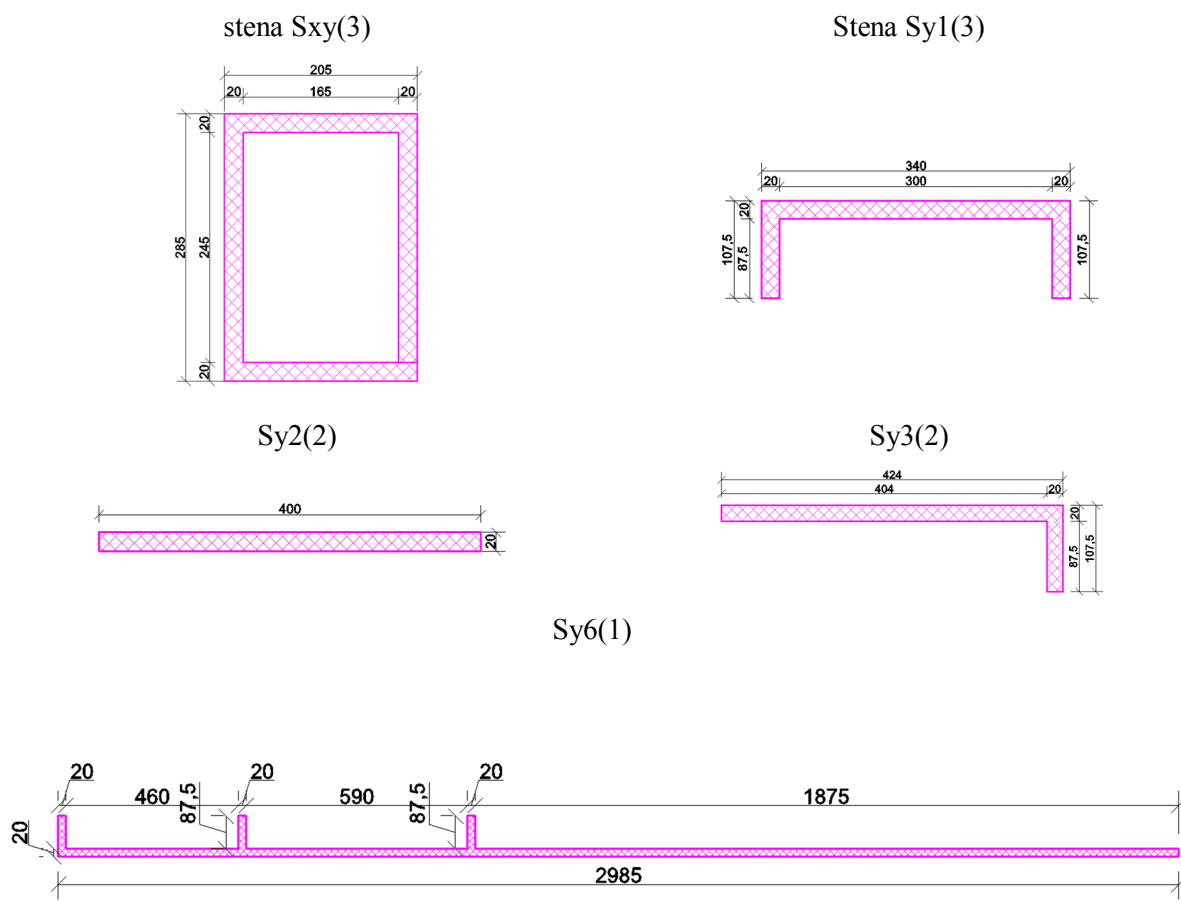
Slika 44: Prečni prerezi vertikalnih nosilnih elementov v drugem nadstropju (potresna obtežba v smeri osi X)

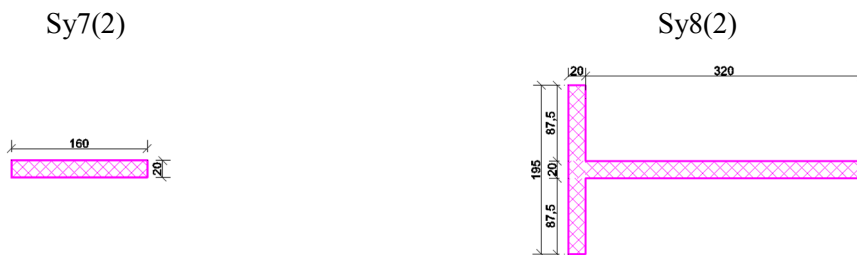
Drugo nadstropje, smer Y (vzdolžna smer stavbe):



Slika 45: Vertikalni nosilni elementi, ki sodelujejo pri prevzemu potresne obtežbe v smeri osi Y

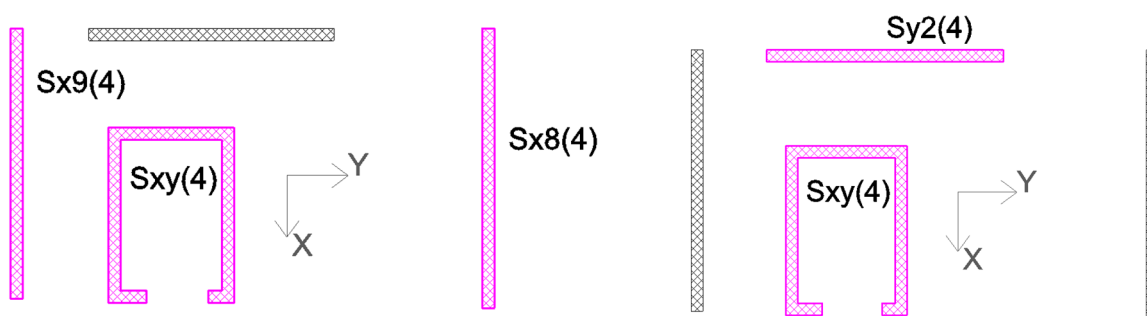
Geometrijske karakteristike prečnih prerezov upoštevanih elementov prikazujemo na sliki 45.





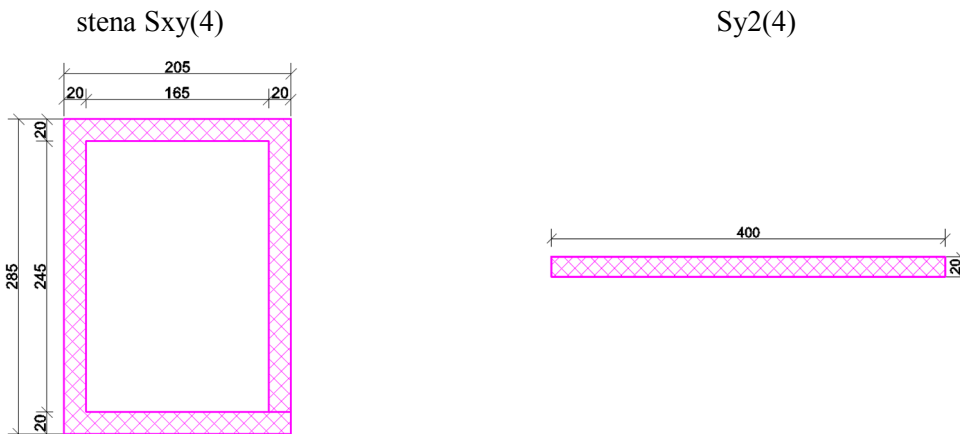
Slika 46: Prečni prerezi vertikalnih nosilnih elementov v drugem nadstropju (potresna obtežba v smeri osi Y)

Tretje nadstropje, smer X (prečna smer stavbe) in smer Y (vzdolžna smer stavbe)::

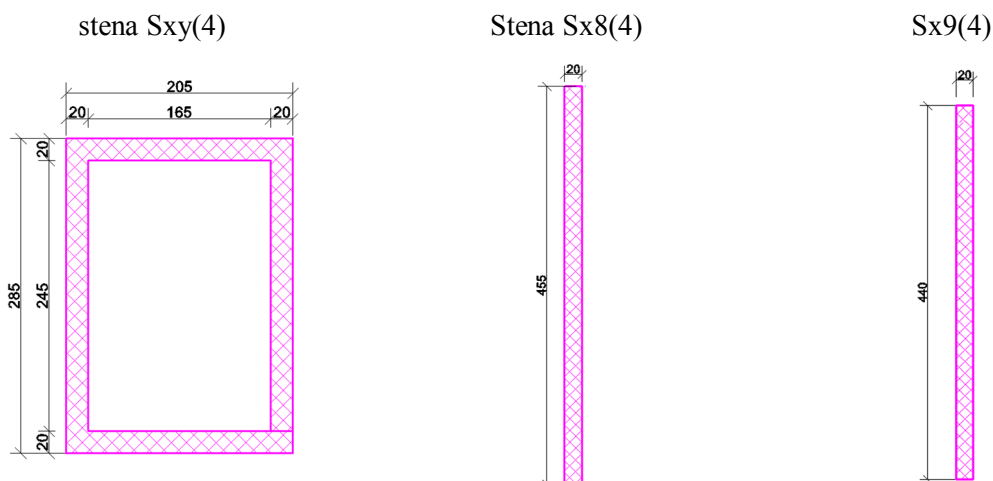


Slika 47: Vertikalni nosilni elementi, ki sodelujejo pri prevzemu potresne obtežbe v smeri osi X in Y

Geometrijske karakteristike prečnih prerezov upoštevanih elementov prikazujemo na sliki 48 in 49.

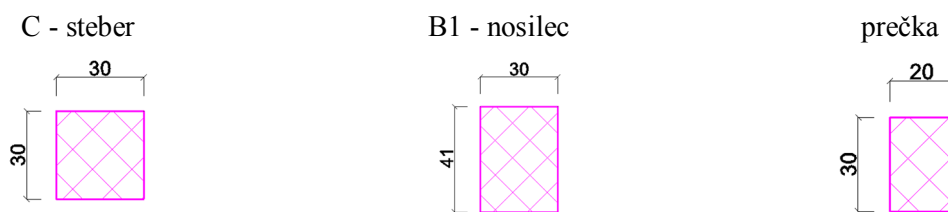


Slika 48: Prečni prerezi vertikalnih nosilnih elementov v tretjem nadstropju (potresna obtežba v smeri osi Y)



Slika 49: Prečni prerezi vertikalnih nosilnih elementov v tretjem nadstropju (potresna obtežba v smeri osi X)

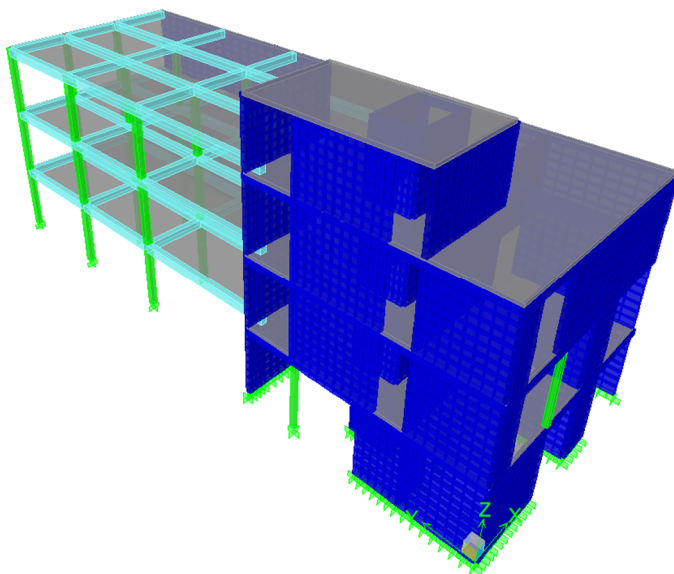
Na sliki 50 prikazujemo še prečne prereze stebrov, nosilcev in prečk. Prečni prerezi omenjenih elementov se po etažah ne spreminjajo.



Slika 50: Prečni prerezi stebrov, nosilcev in prečk

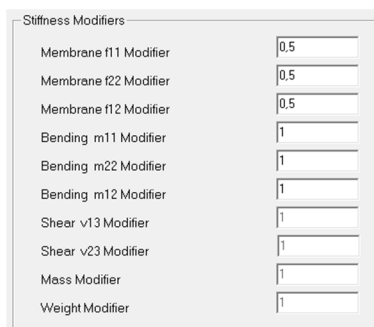
5.1.2 Ploskovni model

V drugem primeru posamezne in sestavljene stene brez in z odprtinami modeliramo s ploskovnimi končnimi elementi, prostorske okvirje pa z linijskimi elementi. Računski model nosilne konstrukcije izdelamo v programu ETABS in ga prikazujemo na sliki 51. Tudi stropne plošče modeliramo z ploskovnimi elementi tipa *Shell*.



Slika 51: Ploskovni model

Razpokanost vertikalnih nosilnih elementov 1998upoštevamo tako, da upogibno in strižno togost prerezov zmanjšamo za polovico (glej člen 4.3.1(7) iz SIST EN 1998-1:2006). Na sliki 52 prikazujemo način, kako v programu ETABS upoštevamo razpokanost prečnih prerezov za elemente tipa *Shell*. Pri tem f11, f22 in f12 označuje strižno, upogibno in osno togost prečnega prereza ploskovnega elementa.

Slika 52: Upoštevanje razpokanosti prečnih prerezov v končnem elementu tipa *Shell*

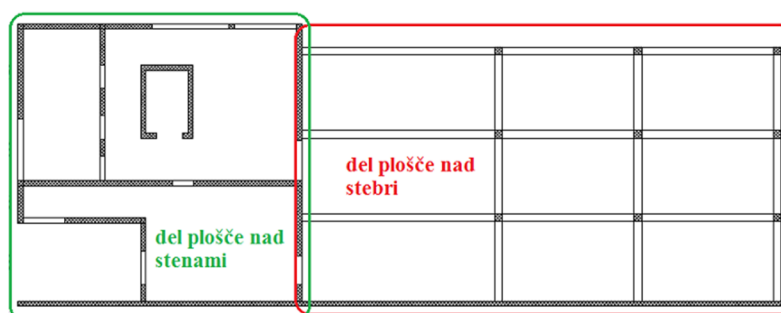
Notranje sile v konstrukcijah, ki jih modeliramo s ploskovnimi končnimi elementi, izračunamo s pomočjo ukazov *Pier* in *Sprandel*. S prvim ukazom integriramo napetosti v stenah, z drugim pa v prekladah.

5.2 Vplivi na konstrukcijo

5.2.1 Lastna in stalna obtežba ter koristna obtežba

Na kratko o smo lastno, stalno in koristno obtežbo predstavili že v točki 3.1 in 3.2.

Kot smo že omenili, tloris stavbe lahko razdelimo na del, kjer so stropovi podprti predvsem s stebri, ki skupaj s prečkami tvorijo prostorske okvirje, in del, kjer so stropovi podprti s samostojnimi in povezanimi stenami. Na sliki 53 prikazujemo delitev na primeru prve etaže.



Slika 53: Delitev plošče v prvi etaži

Lastno in stalno obtežbo, ki jo upoštevamo v analizi, podajamo v preglednici 16, koristno obtežbo pa v preglednici 17.

Preglednica 16: Lastna in stalna obtežba upoštevana v analizi

Lastna in stalna obtežba	g_k - plošča nad stebri [kN/m ²]	g_k - plošča nad stenami [kN/m ²]
prva etaža	5,72	5,22
druga etaža	5,72	5,22
streha	5,70	5,70

Preglednica 17: Koristna obtežba upoštevana v analizi

Spremenljiva obtežba	q_k - plošča nad stebri [kN/m ²]			q_k - plošča nad stenami [kN/m ²]		
	glede na namembnost	zaradi predelnih sten	skupaj	glede na namembnost	zaradi predelnih sten	skupaj
prva etaža	5,0	0,8	5,8	3,0	0,8	3,8
druga etaža	2,0	0,8	2,8	2,0	0,8	2,8
streha	0,0	0,0	0,0	0,0	0,8	0

Koristno obtežbo določimo skladno s preglednico 1 in 2. Prvo etažo nad stebri uvrstimo v kategorijo C4 s porazdeljeno obtežbo $q_k = 5,0 \text{ kN/m}^2$, drugo etažo pa v kategorijo A, kjer upoštevamo $q_k = 3,0 \text{ kN/m}^2$. K obtežbi prištejemo še porazdeljeno obtežbo zaradi lastne teže lahkih predelnih sten. Površino stropa, ki je podprt s stenami, uvrstimo v kategorijo A.

5.2.2 Potresni vpliv

Potresni vpliv oziroma obtežbo določimo iz projektne spektra pospeškov.

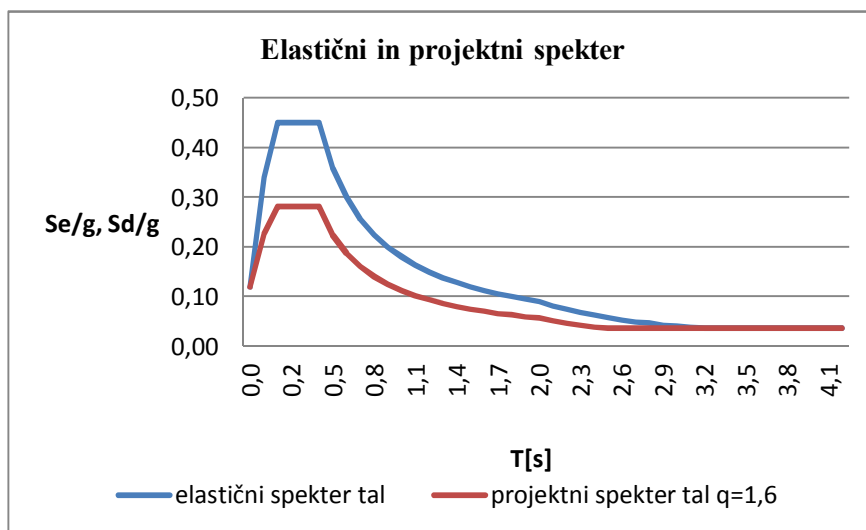
S pomočjo karte projektne pospeška tal, ki jo podajamo na sliki 6, odčitamo za območje Črnomlja referenčni projektni pospešek tal $a_{gR} = 0,15g$. Kot smo že omenili, je obravnavana stavba namenjena za zbiranje ljudi, tako da jo uvrstimo v III. kategorijo pomembnosti, za katero je $\gamma_1 = 1,2$.

$$a_g = 1,2 \cdot 0,15g = 0,18g \quad (5.1)$$

Objekt se nahaja na območju opuščene kamnoloma, zato predpostavimo, da so tla dobro nosilna in jih uvrstimo med tla tipa A.

Za konstrukcijo izberemo srednjo stopnjo duktilnosti (DCM). S predhodno analizo ugotovimo, da je konstrukcija torzijsko podajna ter tlorisno nepravilna in nepravilna po višini, tako da za faktor obnašanja upoštevamo vrednost $q = 1,6$.

Na sliki 54 prikazujemo elastični in projektni spekter za smer X in Y.



Slika 54: Elastični in projektni spekter pospeškov za smer X in Y

5.2.3 Masa konstrukcije

Maso izračunamo iz lastne in stalne obtežbe ter dela spremenljive obtežbe skladno s pravilom (5.2) (glej člen 3.2.4 iz SIST EN 1998-1:2006):

$$G + \varphi \cdot \psi_{2,i} \cdot Q, \quad (5.2)$$

kjer je $\psi_{2,i}$ kombinacijski faktor, φ pa je faktor, ki ga določimo s pomočjo preglednice 6.

Pri izbiri vrednosti kombinacijskega faktorja $\psi_{2,i}$ uporabimo preglednico 5.

Del stavbe, ki je namenjen druženju in preživljanju prostega časa invalidov, uvrstimo v kategorijo C, kjer je $\psi_{2,i} = 0,6$, drugi del stavbe, ki je namenjen upravi oziroma pisarnam, pa uvrstimo v kategorijo B, kjer je $\psi_{2,i} = 0,3$.

Dodatni predpostavimo, da so etaže zasedene neodvisno, zato v prvi in drugi etaži upoštevamo vrednost $\varphi = 0,5$ (glej preglednico 4). Tretja etaža predstavlja nepohodno streho. V tem primeru je $\psi_{2,i} = 0$.

V nadaljevanju prikazujemo kontrolni izračun mase prve etaže na koti 3,5m. Izračunane vrednosti mas uporabimo tudi pri linijskem modelu v programu SAP2000.

- Stropna plošča ($g_{sp1} = 5,72 \text{ kN/m}^2$, $g_{sp2} = 5,22 \text{ kN/m}^2$)
 $G_1 = (A_1 \cdot g_{sp1} + A_2 \cdot g_{sp2}) = (215,8 \cdot 5,72 + 105,9 \cdot 5,22) = 1787,2 \text{ kN}$
- Območje stopnic ($g_s = 7,18 \text{ kN/m}^2$)
 $G_2 = (A_3 \cdot g_s) = 6,9 \cdot 7,18 = 49,5 \text{ kN}$
- Stene v pritličju ($b = 0,2 \text{ m}$, $h_{et}^I = 3,50 \text{ m}$)
 $G_3 = L_{sten} \cdot b \cdot \gamma_c \cdot h_{et}^I / 2 = 73,0 \cdot 0,2 \cdot 25,0 \cdot 1,75 = 638,8 \text{ kN}$
- Stene v prvem nadstopju ($b = 0,2 \text{ m}$, $h_{et}^I = 3,50 \text{ m}$)
 $G_4 = L_{sten} \cdot b \cdot \gamma_c \cdot h_{et}^I / 2 = 71,4 \cdot 0,2 \cdot 25,0 \cdot 1,75 = 624,8 \text{ kN}$

- Nosilci ($b = 0,3 \text{ m}$, $d = 0,3 \text{ m}$)

$$G_5 = L_{\text{nosilec}} \cdot b \cdot d \cdot \gamma_c = 85,05 \cdot 0,3 \cdot 0,3 \cdot 25,0 = 261,6 \text{ kN}$$

- Stebri v pritličju ($b = 0,3 \text{ m}$, $d = 0,3 \text{ m}$, $h_{\text{et}}^{\text{I}} = 3,50 \text{ m}$, $n = 9$)

$$G_6 = h_{\text{et}}^{\text{I}}/2 \cdot b \cdot d \cdot \gamma_c \cdot n = 1,75 \cdot 0,3 \cdot 0,3 \cdot 25,0 \cdot 9 = 35,4 \text{ kN}$$

- Stebri v prvem nadstropju ($b = 0,3 \text{ m}$, $d = 0,3 \text{ m}$, $h_{\text{et}}^{\text{II}} = 3,50 \text{ m}$)

$$G_7 = h_{\text{et}}^{\text{II}}/2 \cdot b \cdot d \cdot \gamma_c \cdot n = 1,75 \cdot 0,3 \cdot 0,3 \cdot 25,0 \cdot 9 = 35,4 \text{ kN}$$

- Preklade ($b = 0,2 \text{ m}$, $d = 0,3 \text{ m}$)

$$G_8 = L_{\text{preklada}} \cdot b \cdot d \cdot \gamma_c = 20,1 \text{ m} \cdot 0,2 \text{ m} \cdot 0,3 \text{ m} \cdot 25,0 \text{ kN/m}^3 = 30,15 \text{ kN}$$

$$G_{\text{I}} = \sum_{i=1}^8 G_i = 3462,9 \text{ kN}$$

- Spremenljiva obtežba

- stropna plošča nad stebri ($g_{k1} = 5,8 \text{ kN/m}^2$)

$$Q_1 = (A_1 \cdot g_{k1}) = (215,8 \cdot 5,8) = 1251,7 \text{ kN}$$

- stropna plošča nad stenami ($g_{k2} = 3,8 \text{ kN/m}^2$)

$$Q_2 = (A_2 \cdot g_{k2}) = (105,9 \cdot 3,8) = 402,4 \text{ kN}$$

- območje stopnic

$$Q_3 = (A_3 \cdot g_{k3}) = (6,9 \cdot 3,0) = 20,7 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{I}} = Q_1 = 1251,7 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{II}} = \sum_{i=2}^3 Q_i = 423,1 \text{ kN}$$

- Skupna masa etaže:

$$W_1 = G_1 + 0,3 \cdot Q_1 + 0,15 \cdot Q_{\text{II}} = 3902 \text{ kN}$$

$$m_1 = \frac{3902 \cdot 10^3}{9,81} = 397757,4 \text{ kg} = 397,8 \text{ t}$$

V preglednici 18 prikazujemo mase, masne vztrajnostne momente ter koordinate masnega središča po etažah, ki jih izračunamo s peš postopkom in uporabimo v linijskem modelu nosilne konstrukcije obravnavane stavbe, ki ga izdelamo v programu SAP2000. Pri tem masni vztrajnostni moment izračunamo s pomočjo enačb:

$$MMI_{CM} = mr^2, \quad (5.3)$$

$$r^2 = \frac{I_x + I_y}{12} = \frac{\frac{L_y^3 L_x}{12} + \frac{L_x^3 L_y}{12}}{L_x L_y}, \quad (5.4)$$

kjer je L_x dolžina konstrukcije v smeri osi X, L_y pa v smeri osi Y.

Preglednica 18: Masa in masni vztrajnostni moment ter masno središče izračunane peš

»peš izračun«	masa[t]		masni vztrajnostni moment - MMI	masno središče - koordinate	
	smer x	smer y		x[m]	y[m]
Streha jaška	34,7	34,7	350,6	2,3	7,0
Etaža3	304,6	304,6	27620,6	5,4	14,1
Etaža2	373,0	373,0	33834,5	5,4	13,6
Etaža1	397,8	397,8	36078,0	5,4	14,4

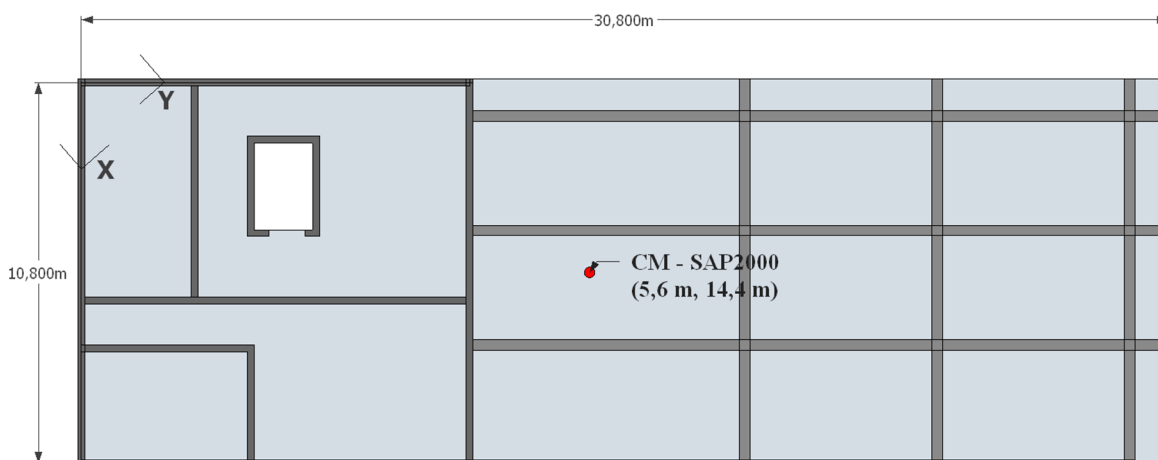
V preglednici 19 pa prikazujemo primerjamo med izračunanimi masami posameznih etaž, ter masami, odčitanimi iz ploskovnega modela konstrukcije iz ETABS-a.

Preglednica 19: Mase etaž po »peš« računu in iz programa ETAB

	linijski model SAP2000	ploskovni model ETABS
	Masa [t]	Masa [t]
Streha jaška	34,7	34,2
Etaža3	304,6	303,2
Etaža2	373,0	371,4
Etaža1	397,8	397,7

Ugotovimo, da so vrednosti izračunanih ter odčitanih mas med seboj zelo podobne.

Na sliki 55 prikazujemo masno središče prve etaže, ki ga upoštevamo pri linijskem modelu v programu SAP2000



Slika 55: Center mas za linijski model v prvem nadstropju

5.2.4 Potresna obtežna kombinacija

Kombinacijo potresne obtežbe z ostalimi obtežbami formalno zapišemo kot (členu 6.4.3.4 v SIST EN 1990:2004):

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} "+"P"+"A_{E,d} "+" \sum_{j \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}' \quad (5.5)$$

kjer "+" pomeni "kombinirano z"; \sum pomeni "kombiniran učinek". V enačbi (5.5) kjer je $G_{k,j}$ karakteristična vrednost j -te stalne obtežbe, P je reprezentativna vrednost vpliva prednapetja, $A_{E,d}$ je projektna potresna obtežba, $Q_{k,i}$ je karakteristična vrednost j -te spremenljive obtežbe, $\psi_{2,i}$ pa so pripadajoči kombinacijski faktorji, ki jih podajamo v preglednici 5.

5.3 Nihajni časi in nihajne oblike

Pogoja v členu 4.3.3.3.1(2)P in 4.3.3.3.1(3) iz standarda SIST EN 1998-1:2006 določata, da moramo v analizi upoštevati efektivno maso v vsaki smeri posebej v iznosu vsaj 90 % celotne mase ter da moramo upoštevati vse nihajne oblike z efektivnimi masami, ki so večje od 5 %. Ta pogoj je pri ploskovnem modelu izpolnjen, če upoštevamo prvih 9 nihajnih oblik, pri linijskem modelu pa, če v analizi upoštevamo prvih 10 nihajnih oblik.

V preglednici 20 prikazujemo nihajne čase in efektivno maso za ploskovni model konstrukcije, izdelanega v programu SAP2000, v preglednici 21 pa za linijski model iz programa ETABS.

Preglednica 20: Nihajni časi in efektivne mase

nihajna oblika	nihajni čas T [s]	$m_{\text{eff},X}$ [%]	$m_{\text{eff},Y}$ [%]	$m_{\text{eff},Rz}$ [%]	$\sum m_{\text{eff},X}$ [%]	$\sum m_{\text{eff},Y}$ [%]	$\sum m_{\text{eff},Rz}$ [%]
1	0,287	38,6	4,3	47,1	38,6	4,3	47,1
2	0,151	46,6	5,5	13,2	85,2	9,8	60,3
3	0,097	0,4	1,9	1,1	85,6	11,7	61,4
4	0,077	0,1	50,0	16,8	85,7	61,7	78,2
5	0,060	4,4	3,9	0,8	90,1	65,6	79,0
6	0,045	4,9	1,6	3,6	95,0	67,3	82,6
7	0,034	1,1	12,5	1,5	96,0	79,7	84,1
8	0,028	3,3	2,6	3,7	99,3	82,4	87,8
9	0,022	0,3	0,0	0,0	99,6	82,4	87,8
10	0,021	0,1	16,0	12,0	99,7	98,4	99,8
11	0,018	0,1	1,2	0,0	99,8	99,6	99,9
12	0,013	0,2	0,4	0,1	100,0	100,0	100,0

Preglednica 21: Nihajni časi in efektivne mase

nihajna oblika	nihajni čas T [s]	$m_{\text{eff},X}$ [%]	$m_{\text{eff},Y}$ [%]	$m_{\text{eff},Rz}$ [%]	$\sum m_{\text{eff},X}$ [%]	$\sum m_{\text{eff},Y}$ [%]	$\sum m_{\text{eff},Rz}$ [%]
1	0,291	44,9	5,3	35,2	44,9	5,3	35,2
2	0,142	39,9	13,1	19,4	84,7	18,4	54,6
3	0,129	1,0	0,9	18,9	85,8	19,3	73,4
4	0,100	0,9	0,2	0,1	86,7	19,5	73,5
5	0,077	1,9	55,9	16,3	88,5	75,4	89,8
6	0,054	1,4	13,1	0,1	89,9	88,6	89,9
7	0,048	6,2	0,4	4,5	96,1	88,9	94,4
8	0,045	0,9	0,7	0,2	97,0	89,6	94,6
9	0,038	0,1	0,9	0,1	97,1	90,5	94,8
10	0,034	1,0	0,4	2,0	98,1	90,9	96,7
11	0,032	0,0	4,6	0,0	98,1	95,5	96,8
12	0,028	0,9	1,3	1,1	99,0	96,8	97,9

V preglednici 20 in 21 r je $m_{\text{eff},X}$ efektivna masa v smeri osi X, $m_{\text{eff},Y}$ pa efektivna masa v smeri osi Y.

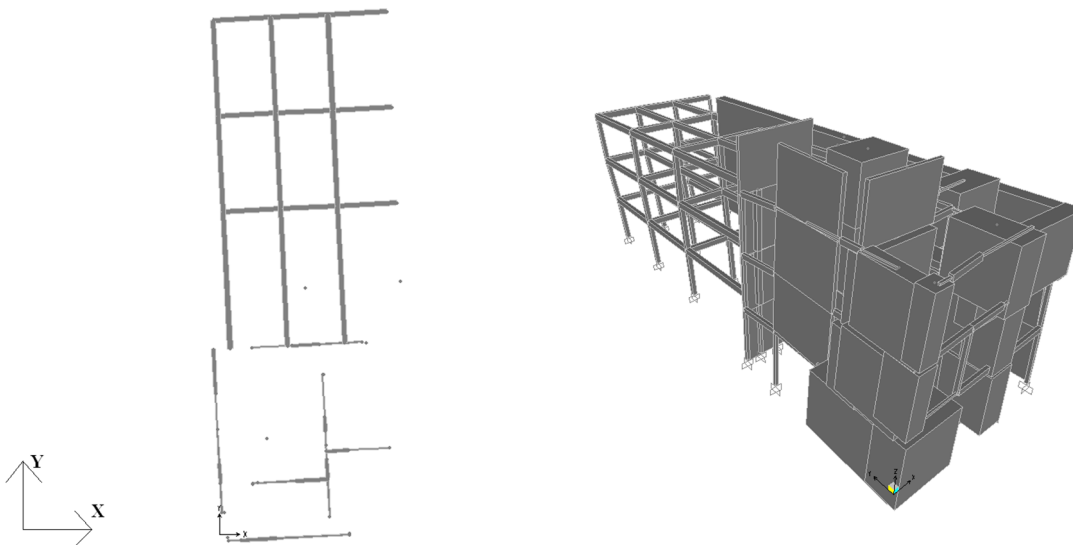
Iz preglednic lahko razberemo, da je nosilna konstrukcija stavbe res torzijsko podajna (glej predpostavko v točki 5.2.2), saj sta prva in druga nihajna oblika pretežno torzijski. Dodatno ugotovimo, da sta si prvi dve nihajni obliki med seboj podobni tako po nihajnih časih kot po

efektivnim masah. Pri ostalih nihajnih oblikah je odstopanje nekoliko večje, kar je tudi pričakovano, saj smo pri linijskem modelu na mestu stropov definirali togo diafragmo, medtem ko smo pri ploskovnem modelu ploščo modelirali s ploskovnimi elementi z dejansko osno in upogibno togostjo.

5.3.1 Linijski model

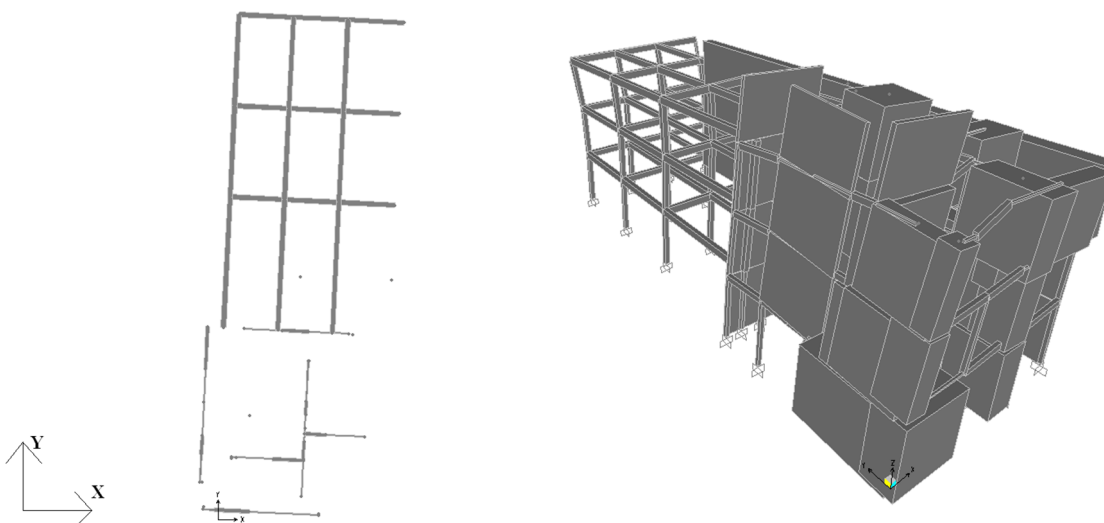
V nadaljevanju na slikah 56-58 prikazujemo prve tri nihajne oblike za linijski računski model nosilne konstrukcije obravnavane stavbe. Pri tlorisnem pogledu je nihajna oblika prikazana za prvo etažo.

1. nihajna oblika ($T_1 = 0,287$ s)



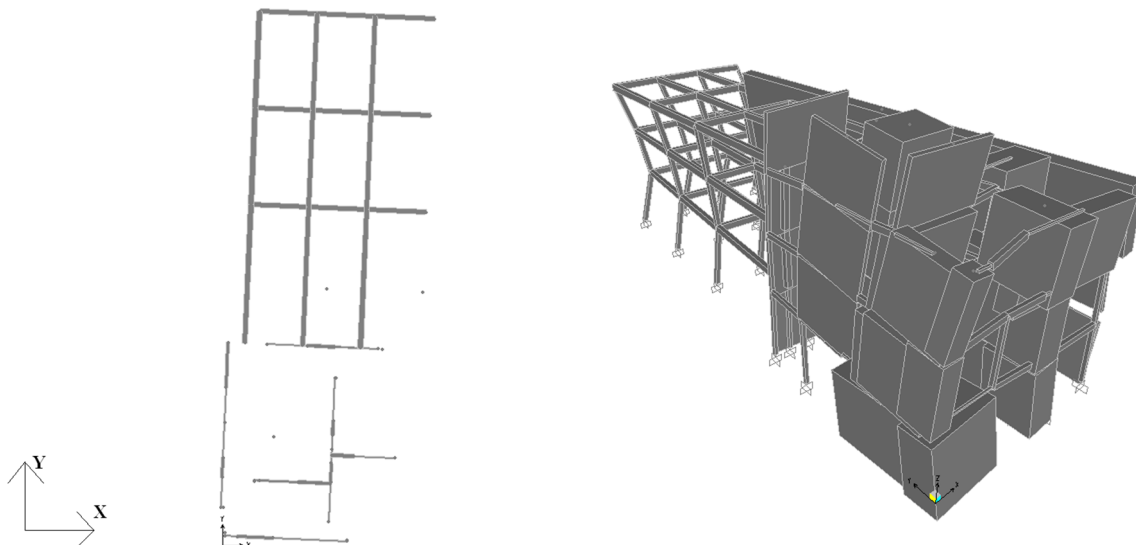
Slika 56: Prva nihajna oblika – SAP2000

2. nihajna oblika ($T_2 = 0,151$ s)



Slika 57: Druga nihajna oblika – SAP2000

3. nihajna oblika ($T_3 = 0,097$ s)

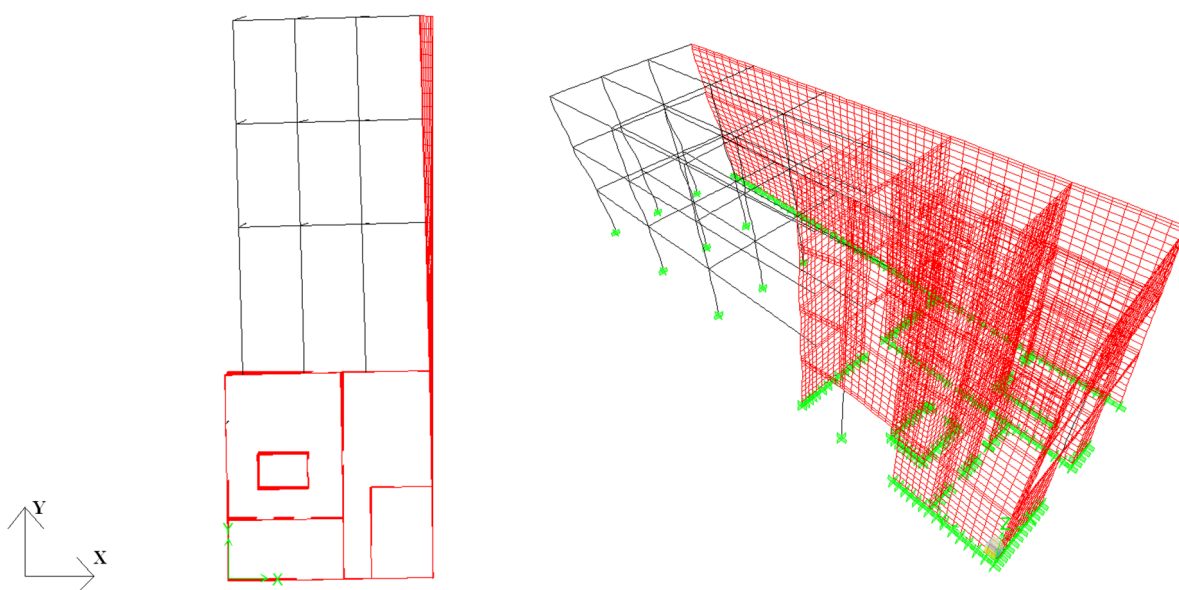


Slika 58: Tretja nihajna oblika - SAP2000

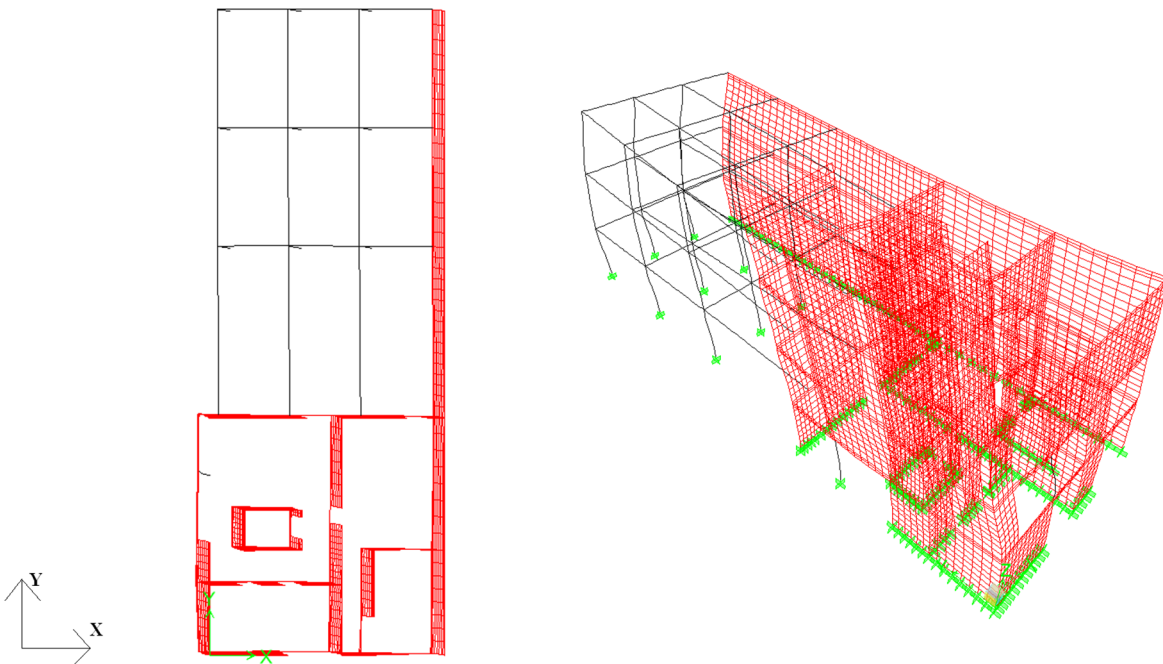
5.3.2 Ploskovni model

Na slikah 59-61 pa prikazujemo prve tri nihajne oblike za ploskovni računski model nosilne konstrukcije obravnavane stavbe. Tudi v tem primeru je pri tlorisnem pogledu nihajna oblika prikazana za prvo etažo.

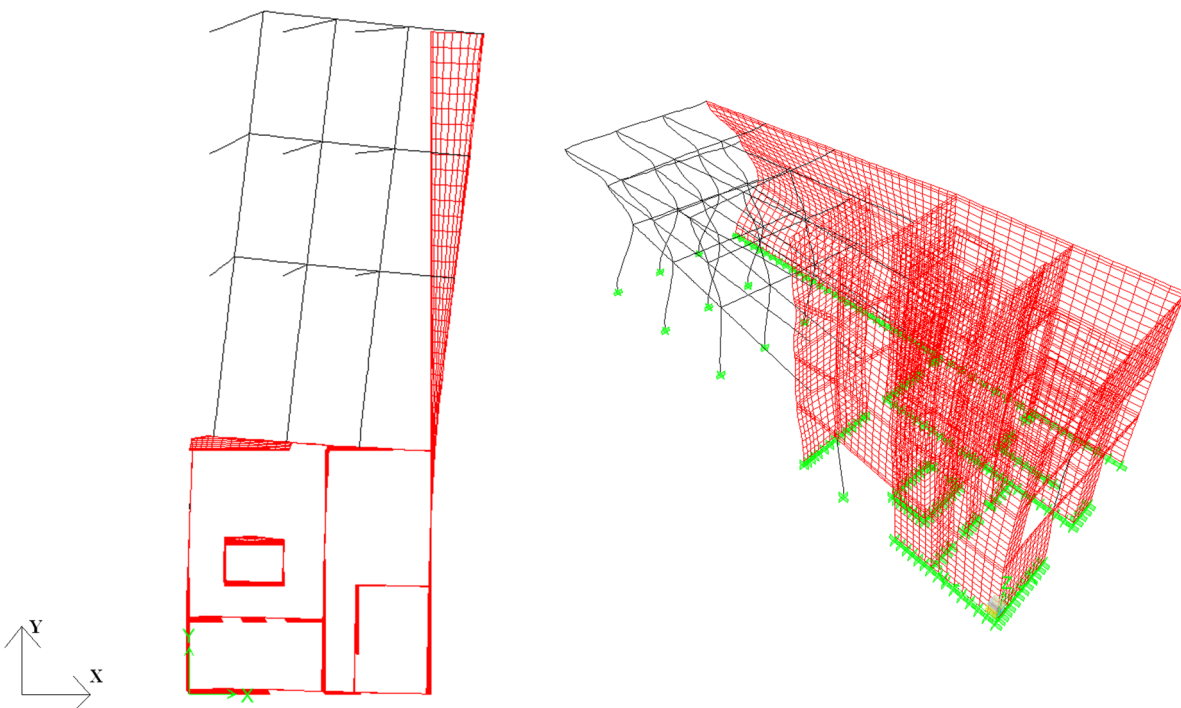
1. nihajna oblika ($T_1 = 0,291$ s)



Slika 59: Prva nihajna oblika – ETABS

2. nihajna oblika ($T_1 = 0,142$ s)

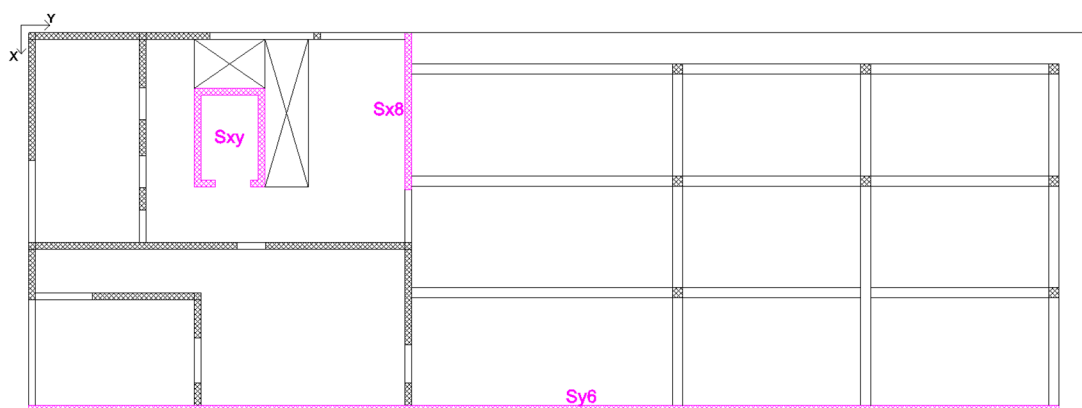
Slika 60: Druga nihajna oblik – ETABS

3. nihajna oblika ($T_1 = 0,129$ s)

Slika 61: Tretja nihajna oblika – ETABS

5.4 Primerjava momentov in prečnih sil

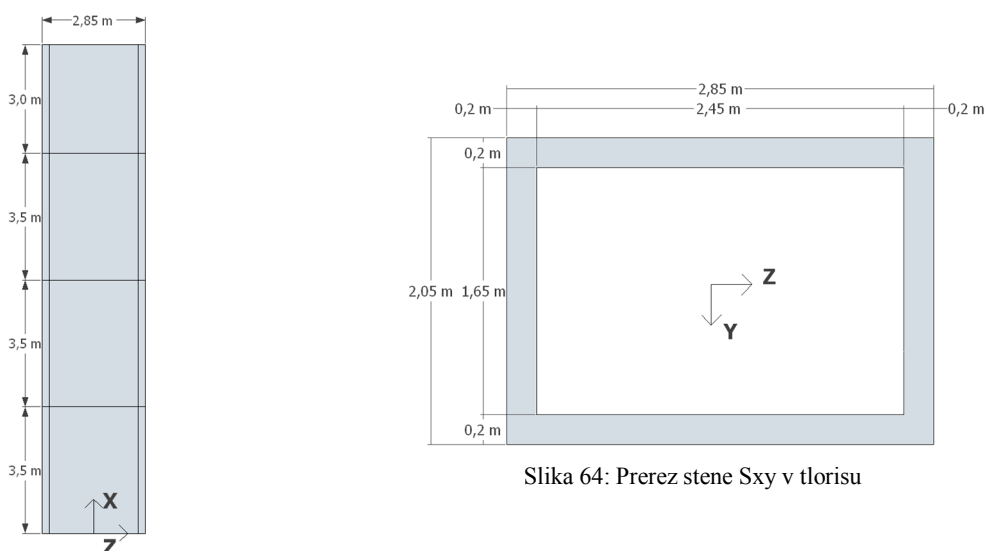
V stenah z oznakami S_{xy} , S_{x8} in S_{y6} primerjamo obremenitve, ki jih dobimo pri analizi z linijskim modelom iz programa SAP2000 oziroma s prostorskim modelom iz programa ETABS. Lega obravnavanih sten v tlorisu stavbe prikazujemo na sliki 62. V analizi upoštevamo dve obtežni kombinaciji in sicer v prvi upoštevamo 100 % obtežbe zaradi potresnih sil v smeri osi X in 30 % obtežbe zaradi potres v smeri osi Y ($X+0,3Y$), v drugi pa 30 % obtežbe zaradi potresnih sil v smeri osi X in 100 % zaradi potresa v smeri osi Y ($Y+0,3X$).



Slika 62: Lega sten S_{xy} , S_{x8} in S_{y6}

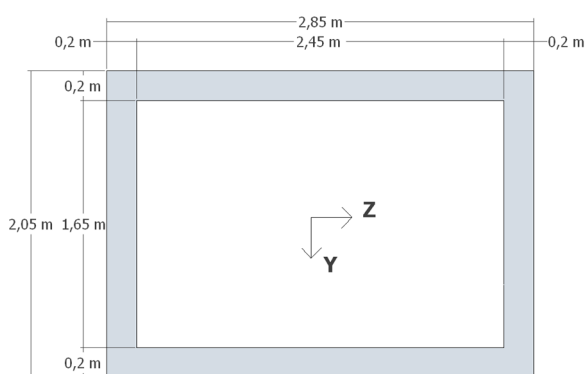
5.4.1 Stena S_{xy}

Računski model:

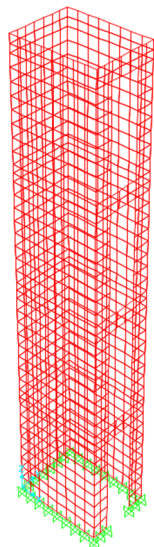


Slika 63: Geometrija stene

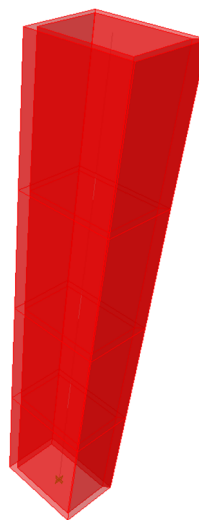
S_{xy} po višini



Slika 64: Prerez stene S_{xy} v tlorisu

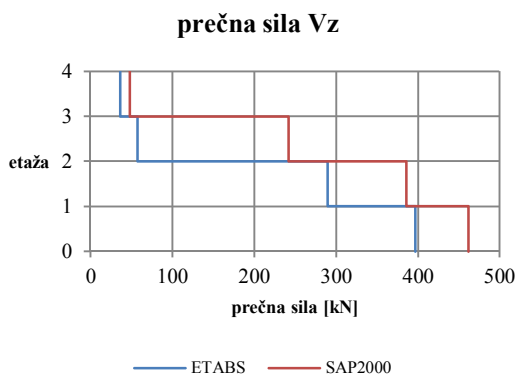
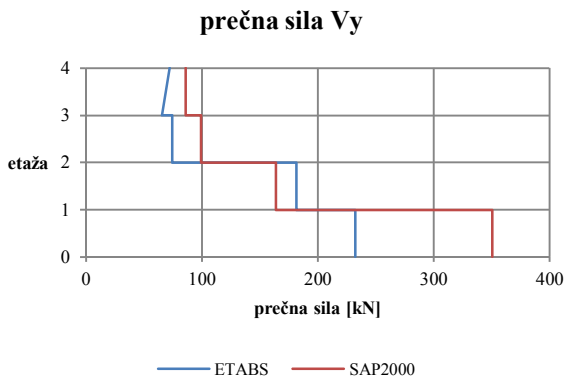
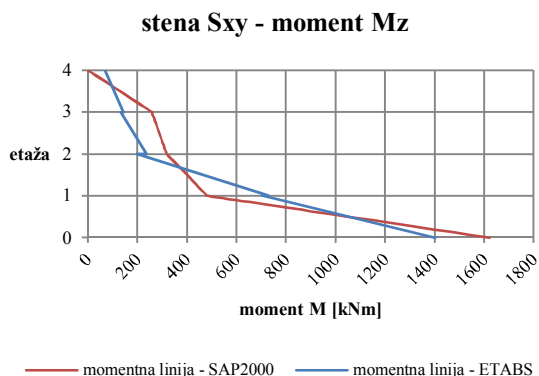
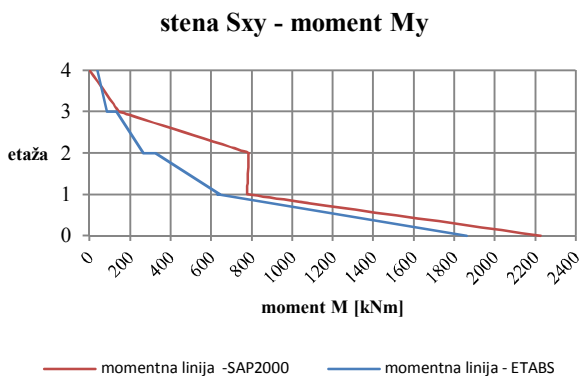


Slika 65: Ploskovni model stene Sxy



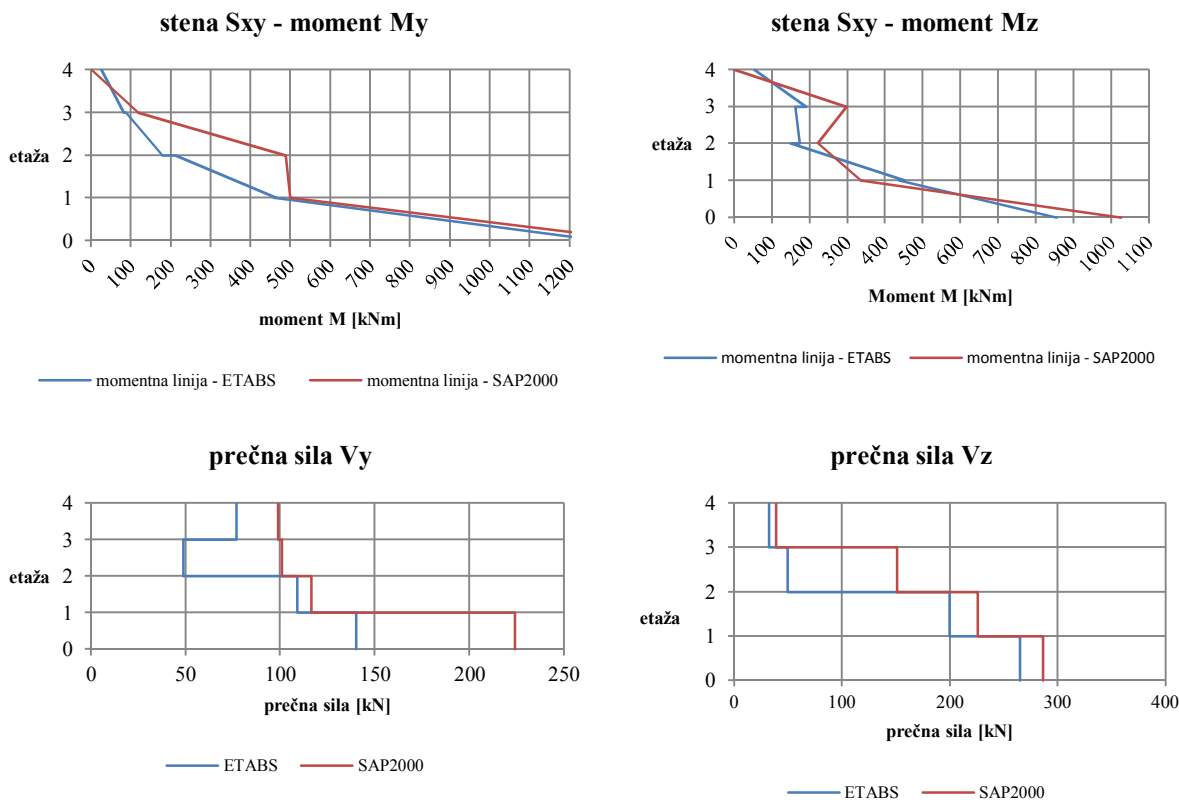
Slika 66: Linijski model stene Sxy

**Stena Sxy
 X+0,3Y**



Slika 67: Primerjava momentov in prečnih sil v steni Sxy za kombinacijo X+ 0,3Y

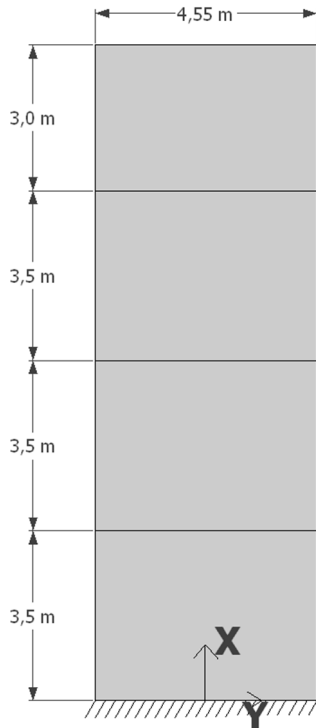
Y+0,3X



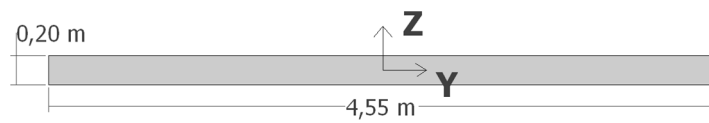
Slika 68: Primerjava momentov in prečnih sil v steni Sxy za kombinacijo Y+ 0,3X

5.4.2 Stena Sx8

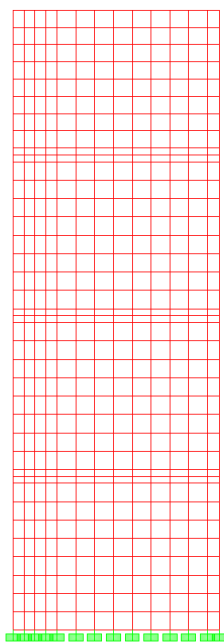
Geometrijski podatki in računski modeli za steno Sx8:



Slika 69: Geometrija stene Sx8 po višini



Slika 70: Prerez stene Sx8

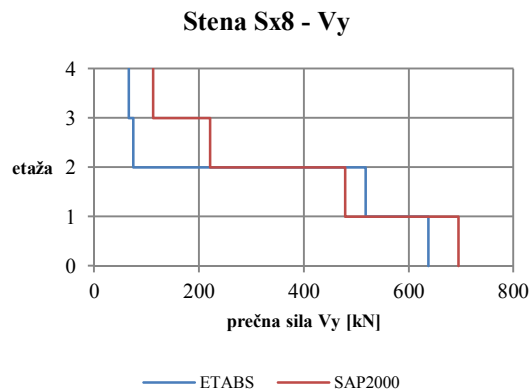
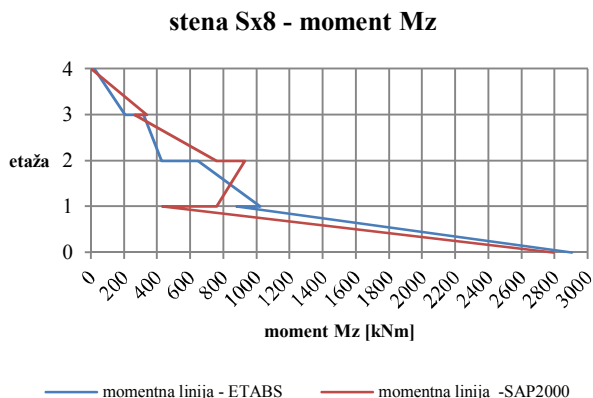


Slika 71: Ploskovni model stene Sx8

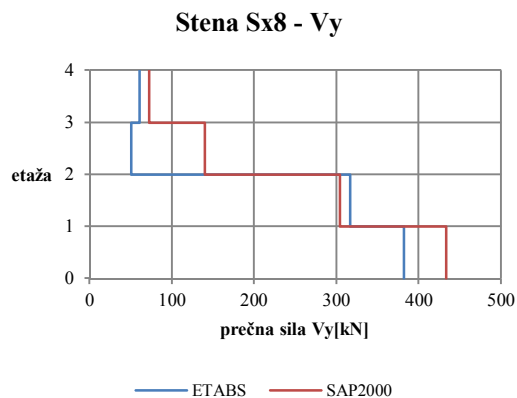
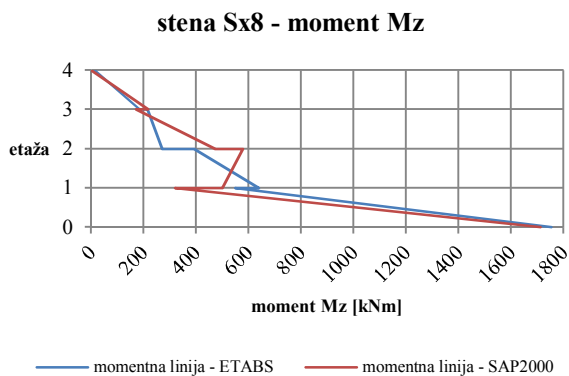


Slika 72: Linijski model stene Sx8

Stena Sy1 X+0,3Y



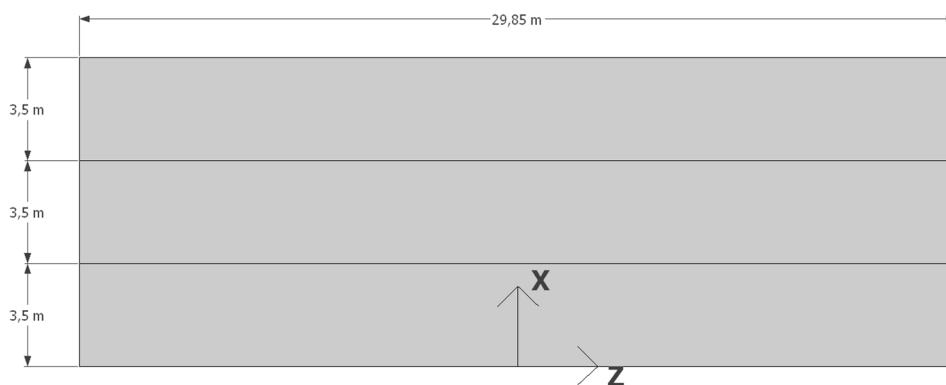
Y+0,3X



Slika 73: Primerjava momentov in prečnih sil v steni Sx8 za kombinacijo Y+ 0,3X in X + 0,3Y

5.4.3 Stena Sy6

Geometrijski podatki in računski modeli za steno Sy6:



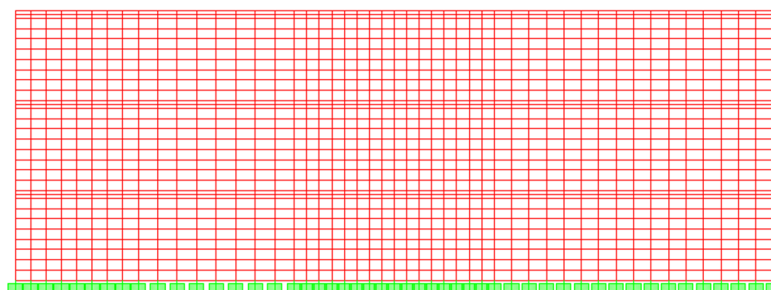
Slika 74: Geometrija stene Sy6 po višini



Slika 75: Prerez stene Sy6



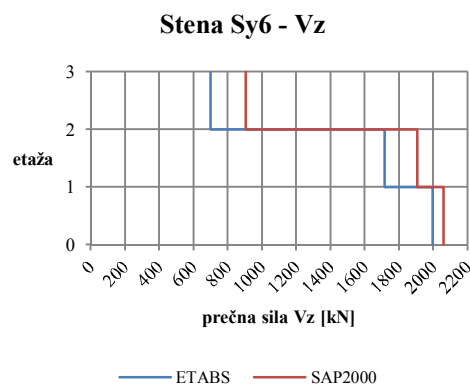
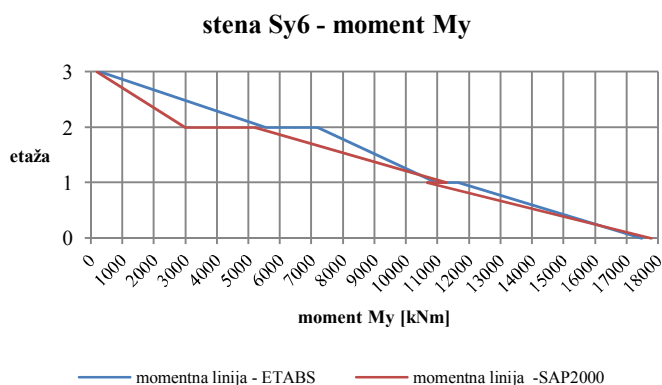
Slika 76: Linijski model stene Sy6



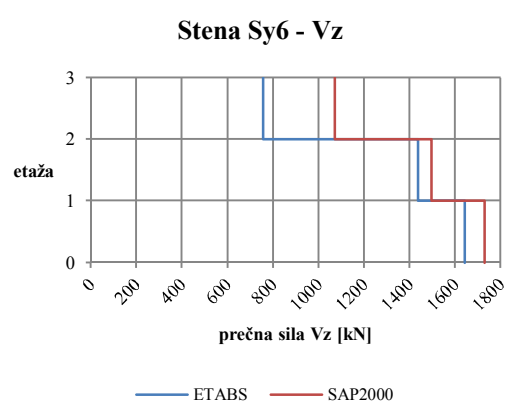
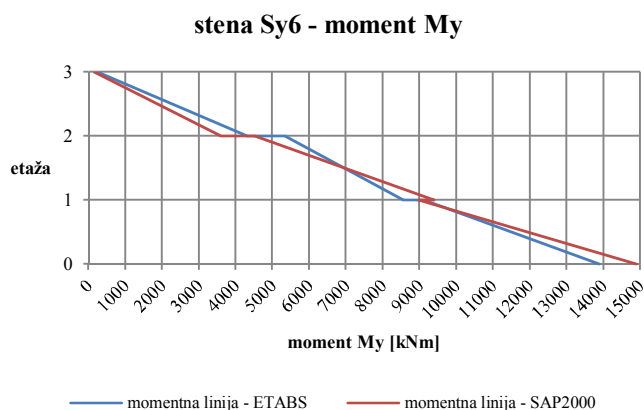
Slika 77: Ploskovni model stene Sy6

Stena Sy6

X+0,3Y



Y+0,3X



Slika 78: Primerjava momentov in prečnih sil v steni Sy6 za kombinacijo Y+ 0,3X in X + 0,3Y

Pri primerjavi momentov in prečnih sil za tri obravnavane stene ugotovimo relativno dobro ujemanje rezultatov. Pri steni Sy6 opazimo, da je upogibni moment M_y zaradi potrese obtežbe, ki deluje predvsem v smeri pravokotno na steno (v našem primeru Y+0,3X) večji od upogibnega momenta, ki ga povzroča potresna obtežba X+0,3Y. To je posledica torzijsko podajne konstrukcije in posledično velikega vpliva torzije.

Lahko zaključimo, da tudi s poenostavljenim linijskim modelom relativno kompleksne in zahtevne nosilne konstrukcije stavbe dobimo precej dobre rezultate analize.

5.5 Projektiranje vertikalnih nosilnih elementov

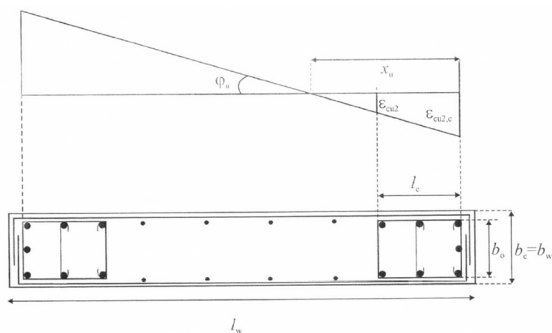
Pri dimenzioniranju vertikalnih elementov upoštevamo obremenitve iz ploskovnega modela iz programa ETABS. Projektiramo za srednjo stopnjo duktilnosti (DCM).

Dolžina robnega elementa l_c , je dolžina ki jo merimo od največjega tlačnega vlakna do mesta, kjer lahko zaradi velikih tlačnih deformacij beton še odpade.

V kritičnem območju moramo upoštevati robni element, katerega minimalna dolžina mora biti večja od vrednosti $0,15l_w$ ali $1,5b_w$. Ker na začetku analize ne poznamo dolžine robnega elementa, predpostavimo minimalno dolžino, ki jo kasneje povečamo, če je potrebno.

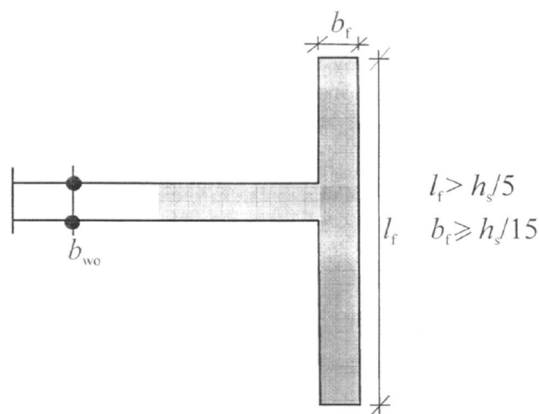
$$l_{c,\min} = \max \left\{ 0,15l_w, 1,5b_w \right\}, \quad (5.6)$$

kjer je l_w celotna dolžina stene, b_w pa širina stene.



Slika 79: Robni element stene

Veliko sten v konstrukciji je sestavljenih, to pomeni, da moramo v analizi poleg stojine stene upoštevati tudi pripadajoče prirobnice. Skladno s členom 5.4.3.4.2 (7) iz standarda SIST EN 1998-1:2006 objet robni element ni potreben vzdolž prirobnic stene, ki imajo debelino $b_f \geq h_s/15$ in širino $l_f \geq h_s/5$, kjer h_s označuje svetlo etažno višino.



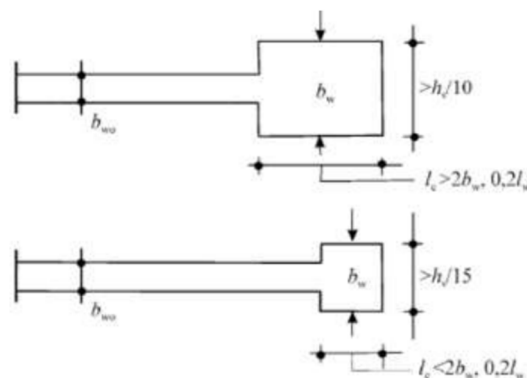
Slika 80: Primer stene z veliko prirobnico, kjer robni element ni potreben

Pri geometrijskih omejitvah za stene se sklicujemo na člena 5.4.1.2.3 in 5.4.1.2.4, ki določata, minimalno debelino za duktilne stene:

$$b_{w0} \geq \max\{0,15; h_s/20\}. \quad (5.7)$$

Pri tem je b_{w0} debelina stojine stene, h_s je pa svetla etažna višina.

Na sliki 81 prikazujemo zahteve za minimalno debelino robnih elementov, ki ne sme biti manjša od 200 mm, poleg tega ne sme biti manjša od $h_s/15$ (h_s je etažna višina), če dolžina objetega dela ni daljša od $0,2l_w$ ali b_w (upošteva se večja vrednost), v nasprotnem primeru b_w ne sme biti manjša od $h_s/10$.



Slika 81: Najmanjša debelina objetih robnih elementov

5.5.1 Obtežne kombinacije

Pri potresni obtežni kombinaciji moramo poleg vertikalne obtežbe upoštevati še kombinirani vpliv potresa iz obeh vodoravnih smeri. Pri tem upoštevamo 100 % učinka zaradi potresnih sil v eni smeri in 30 % učinka v drugi smeri.

Pri projektiranju uporabimo naslednje obtežne kombinacije:

$$1,0 \cdot G + 0,3 \cdot Q + 1,0 \cdot E_{a,x} + 0,3 \cdot E_{a,y}, \quad (5.8)$$

$$1,0 \cdot G + 0,3 \cdot Q + 0,3 \cdot E_{a,x} + 1,0 \cdot E_{a,y}, \quad (5.9)$$

kjer sta G in Q vpliva zaradi stalne in spremenljive obtežbe, $E_{a,x}$ in $E_{a,y}$ pa potresna vpliva v smeri osi X oziroma Y .

5.5.2 Krovni sloj pri stenah

Prevzamemo razred konstrukcije S4 (projektna življenska doba 50 let) in razred izpostavljenosti XC1 (beton v stavbah z nizko vlažnostjo zraka).

Najmanjša debelina krovnega sloja betona je:

$$c_{\min} = \max\{12 \text{ mm}; 15 \text{ mm}; 10 \text{ mm}\} \quad (5.10)$$

Nazivni krovni sloj betona:

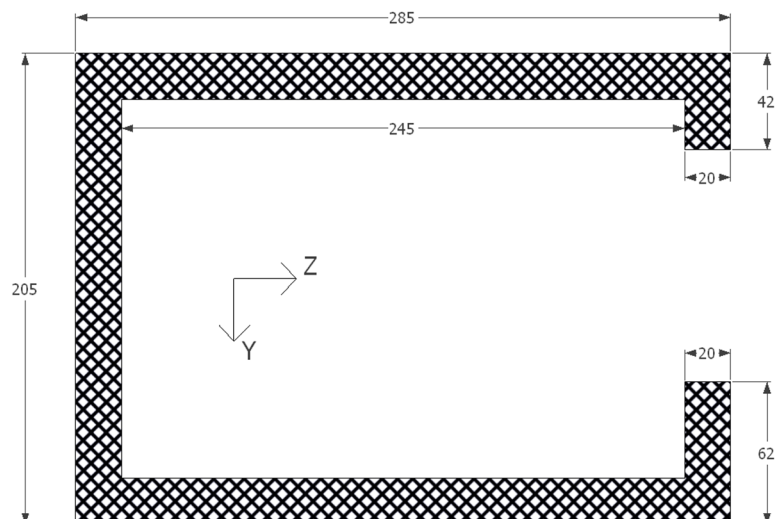
$$c_{\text{nom}} = c_{\min} + \Delta c_{\text{dev}} = 15 + 10 = 25 \text{ mm} \quad (5.11)$$

Razdalja do težišča vzdolžne armature:

$$a = c_{\text{nom}} + \frac{\phi_{\text{vzd}}}{2} = 25 + 6 = 32 \text{ mm} \quad (5.12)$$

5.6 Analiza in projektiranje stene Sxy

Z oznako Sxy označujemo jašek za dvigalo, ki poteka od temelja do vrha stavbe. Na sliki 82 prikazujemo prečni prerez obravnavanega jaška. Dimenzije povzamemo iz arhitekturnih podlog. Debelina stene jaška je 20 cm.



Slika 82: Stena Sxy prevzeta iz arhitekturnih podlog

5.6.1 Kontrola geometrijskih zahtev

Minimalna širina stojine $b_{w0} \geq \max\{0,15; h_s/20\} = \max\{0,150; 0,175\} = 0,175$

Minimalna predpisana debelina robnega elementa določimo kot največjo vrednost:

$b_w \geq \max\{0,20; h_s/15 = 0,24\}$, pri tem pa dolžina robnega elementa, l_c , ni daljša od vrednosti $0,2l_w = 57$ cm ali $2b_w = 50$ cm.

Pri kontroli dimenzij stene ugotovimo, da debelina stojine ustreza zahtevam iz pogoja (5.7), vendar pa moramo zaradi zahteve iz določila 5.4.3.4.2(10) povečati debelino robnega elementa stene na 25 cm. Odločimo se, da povečamo tudi debelino stojine stene na 25 cm.

Najprej preverimo velikost normirane projektne osne sile v jašku na koti vpetja. Osno silo odčitamo iz ploskovnega računskega modela iz programa ETABS.

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}} = \frac{1099,5}{19475 \cdot 1,67} = 0,034 < 0,15 < 0,40 \quad (5.13)$$

V enačbi je A_c ploščina celotnega prereza, f_{cd} pa je projektna vrednost tlačne trdnosti betona, ki je za beton trdnostnega razreda C25/30 1,67 kN/cm².

Normirana projektna osna sila v_d je manjša od 0,15, kar pomeni, da lahko prečno armaturo v robnih elementih, ki zagotavlja ustrezno togost in duktilnost objekta betona v robnem elementu pri velikih tlačnih obremenitvah, določimo po pravilih iz standarda SIST EN 1992-1-1:2004.

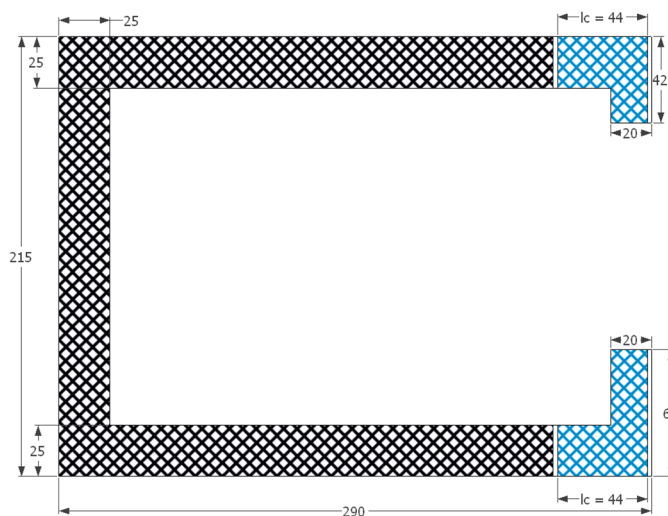
5.6.2 Določitev robnih elementov

Predpostavimo, da zadošča že minimalna dolžina robnega elementa v skladu s členom 5.4.3.4.2(6) iz standarda SIST EN 1998-1:2006, ki je določena z zahtevo:

$$l_{c,\min} = \min\{0,15l_w; 1,50b_w\} = \min\{43,5; 38\} = 43,5 \text{ cm} \quad (5.14)$$

Izberemo dolžino robnega elementa $l_c = 44 \text{ cm}$.

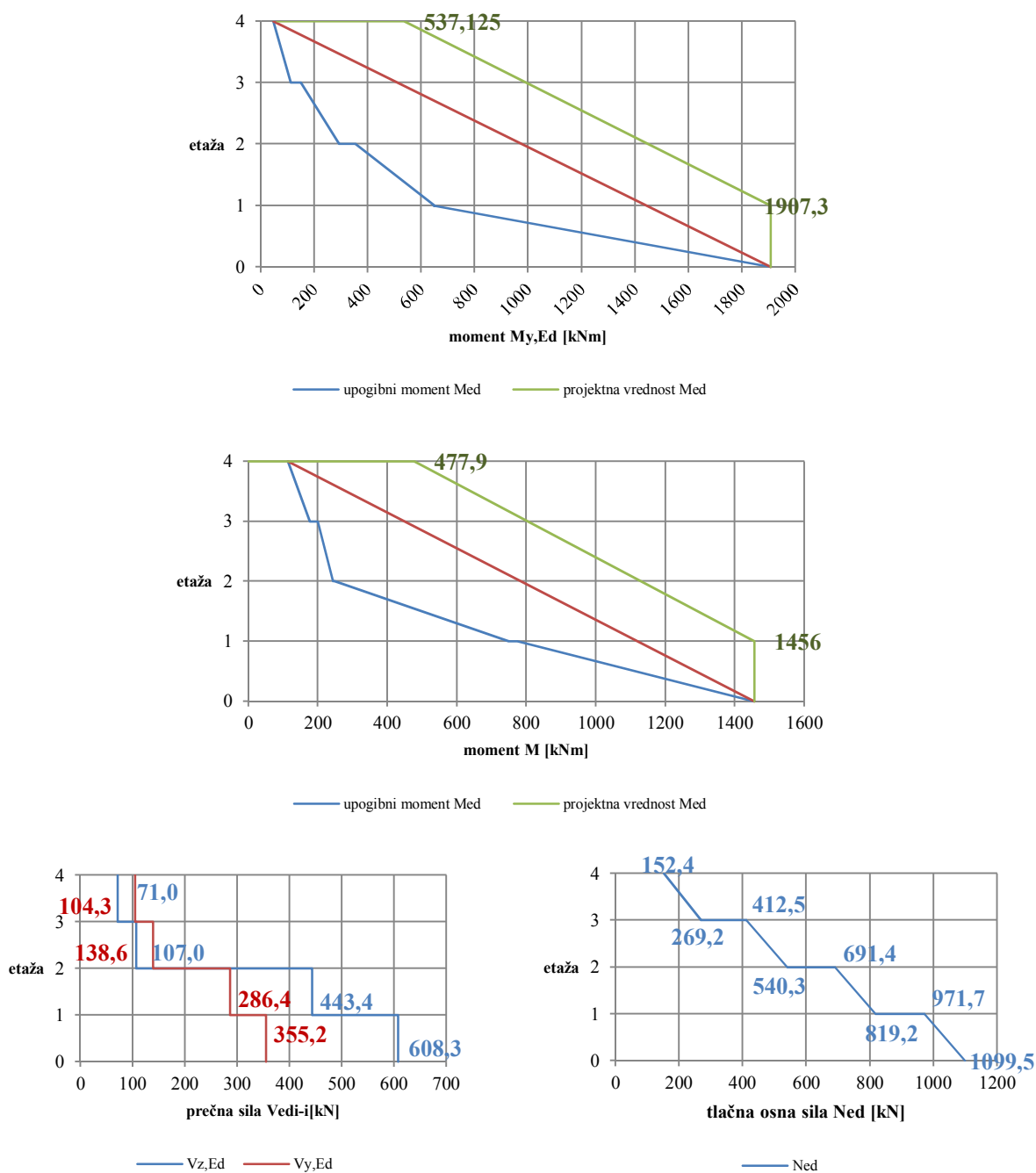
Na sliki 83 prikazujemo lego robnih elementov za obravnavano steno Sxy ter korigirano debelino.



Slika 83: Prikaz robnih elementov - stena Sxy

5.6.3 Obremenitve v steni

Stena je obremenjena z upogibnima momentoma $M_{y,Ed}$ in $M_{z,Ed}$, prečnima silama $V_{y,Ed}$ in $V_{z,Ed}$ in tlačno osno silo N_{Ed} . Potek obremenitev po višini stene prikazujemo na sliki 84. Pri tem izvedemo premik momentne črte zaradi nezanesljivosti pri razporeditvi momentov po višine stene. Poleg tega projektne prečne sile iz analize povečamo za 50% zaradi možnega povečanja prečnih sil zaradi plastifikacije ob vpetju stene.



Slika 84: Projekne obremenitve po višini stene S_{xy}

5.6.4 Višina kritičnega področja

Višino kritičnega območja stene, kjer moramo zagotoviti ustrezno lokalno duktilnost, ocenimo s pomočjo izraza v členu 5.4.3.4.2(1) iz standarda SIST EN 1998-1:2006 in sicer:

$$h_{cr} = \max\{l_w = 290 \text{ cm}; h_w/6 = 1350/6 = 225 \text{ cm}\} = 290 \text{ cm}, \quad (5.15)$$

kjer je l_w dolžina stene, h_w pa višina stene. Pri tem upoštevamo omejitvev:

$$h_{cr} = \begin{cases} 2l_w = 2 \cdot 285 = 570 \text{ cm} \\ h_s = 350 \text{ cm} \quad n \leq 6 \end{cases} \quad (5.16)$$

Ugotovimo, da kritično območje sega od vpetja stene pa do nivoja prve etaže.

5.6.5 Minimalna armatura v steni

Minimalno količino navpične in vodoravne armature v kritičnem območju stene določimo na podlagi zahtev iz standarda SIST EN 1992-1-1:2005 in SIST EN 1998-1:2006. V robnem elementu je minimalni premer navpičnih armaturnih palic 12 mm, minimalna medsebojna oddaljenost pa je 20 cm. Pri tem mora znašati skupna površina navpične armature v robnem elementu vsaj 0,5 % ploščine robnega elementa (glej člen 5.4.3.4.2(8) iz SIST EN1998-1:2006). Za primer obravnavane stene postavimo v robni element z manjšo prirobnico 10 palic s premerom 12 mm, tako da je skupna površina armature 11,3 cm², v drugi robni element pa 12 palic $\phi 12$ s skupno površino 13,6 cm². Sedaj ločeno preverimo, če izbrana navpična armatura robnega elementa izpolnjuje zahteve glede minimalne količine:

$$\mu = \frac{A_s}{A_c} = \frac{11,3}{1440} = 0,0078, \quad (5.17)$$

$$\mu = \frac{A_s}{A_c} = \frac{13,6}{1840} = 0,0074, \quad (5.18)$$

kjer je A_s količina armature v robnem elementu, A_c pa ploščina robnega elementa.

Ugotovimo, da je v obeh robnih elementih površina navpične armature v robnem večja kot 0,005

Navpična in horizontalno armaturo v stojini stene določimo po EC2, in sicer mora biti vsaj 0,3 % oziroma 0,2 % ploščine stene. Steno armiramo z dvojno Q-335 mrežo.

V skladu z zahtevami iz standarda SIST EN 1992-1-1:2004 moramo v steni zagotoviti navpično armaturo s površino vsaj 0,3 % površine stene, ter vodoravno armaturo s površino vsaj 0,2 %. V območje stojine na vsako stran stene namestimo armaturno mrežo tipa Q-335. Najprej preverimo količino vodoravne armature. Dve mreži Q-335 predstavljata $2 \cdot 3,35 = 6,7$ cm² armature na tekoči meter višine stene. Površina vodoravne armature v steni znaša 0,27 % površine in je večja od minimalnih zahtev. Sedaj preverimo še skupno količino navpične armature.

Poleg mrežne armature upoštevamo še navpično armaturo v robnih elementih ter konstruktivno armaturo v vogalih stene: $11,3 + 13,6 + 2 \cdot 4,52 + 6,55 \cdot 6,7 = 77,8 \text{ cm}^2$. Skupna površina navpične armature predstavlja 0,42 % ploščine stene S_{xy} . S tem smo zadostili tudi pogoju za površino navpične armature, ki je 0,3 % ploščine stene.

Glede na to, da je nivo normirane projektne sile manjši od 0,15, lahko prečno armaturo v robnih elementih določimo kar po enostavnejših pravilih iz standarda SIST EN 1992-1-1:2004. Tako je najmanjši premer stremen $\phi_{\min} = 6 \text{ mm}$, največja medsebojna oddaljenost stremen pa ne sme prekoračiti vrednosti:

$$s_{cl,tmax} = \max\{12\phi_{v,\min}; 300 \text{ mm}; \min(b,h)\} = 14,4 \text{ cm} \quad (5.19)$$

kjer je b_0 širina tistega dela robnega elementa, ki je objet s stremeni (merjeno med srednjima črtama stremen, d_{bl} pa je premer navpičnih armaturnih palic.

V nadaljevanju moramo zagotoviti ustrezno strižno nosilnost obravnavane stavbe. Ob predpostavki, da je strižna odpornost prečnega prereza stene brez strižne armature $V_{Rd,c}$ manjša od projektne prečne sile V_{Ed} , moramo v skladu z zahtevami iz standarda SIST EN 1992-1-1:2004 celotno prečno silo prevzeti s strižno armaturo, t.j. vodoravno armaturo v stojini stene. Potrebno količino strižne armature izračunamo z enačbo:

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{V_{Ed}}{0,8l_w \cdot f_{yd}} = \frac{608,3}{0,8 \cdot 285 \cdot 43,5} = 0,0613 \text{ cm}^2/\text{cm} = 6,13 \text{ cm}^2/\text{m}, \quad (5.20)$$

kjer je A_{sw} površina strižne armature v steni, s je razdalja med dvema ravninami strižne armature, f_{yd} pa je projektna vrednost za mejo tečenja strižne (horizontalne) armature. Ugotovimo, da mrežna armatura Q-335, ki jo postavimo na vsako stran stene, ustreza pogoju (5.20).

5.6.6 Zagotovitev lokalne duktilnosti v kritičnem območju stene

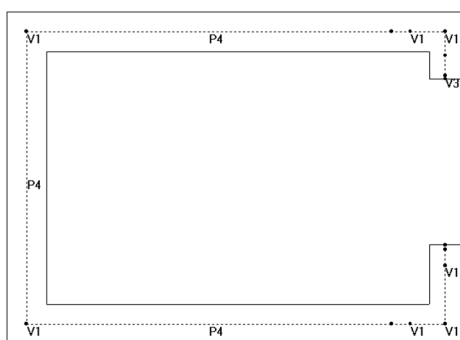
V kritičnem območju stene moramo v skladu z zahtevami iz standarda SIST EN 1998-1:2006 zagotoviti ustrezno lokalno duktilnost za ukrivljenost. Na poenostavljen način to dosežemo z ustrezno armaturo objekta v robnem elementu stene. V primeru, da je normirana projektna osna sila v_d v steni manjša od 0,15, pa lahko prečno armaturo robnega elementa določimo samo v skladu z SIST EN

1992-1-1:2004. V robnih elementih tako izberemo zaprta stremena s premerom 6 mm na medsebojni oddaljenosti 14,4 cm.

5.6.7 Navpična armatura v kritičnem območju

Predlagana količina navpične armature v steni mora zagotavljati tudi ustrezno osno-upogibno odpornost prečnega prereza stene. Nosilnost prečnega prereza stene z navpično armaturo določimo s pomočjo programa DIAS (« Program za analizo armiranobetonskih prerezov«, IKPIR, FAGG, 1999).

Na sliki 85 prikazujemo prečni prerez obravnavane stene v kritičnem območju.



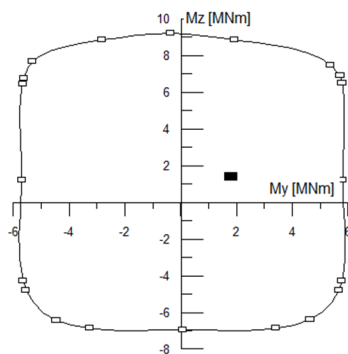
Legra armature	količina armature
V1	4 ϕ 12
V3	2 ϕ 12
P4	\pm Q335 (0,067 cm ² /cm)

$$\mu = 0,62 \%$$

Slika 85: Prečni prerez stene Sxy v kritičnem območju, prikazan v programu DIAS

Na sliki 86 prikazujemo interakcijski diagram mejne dvoosno upogibne nosilnosti prečnega prereza stene na mestu vpetja . pri izbranem nivoju tlačne osne sile. Ugotovimo, da točka obremenitve ($N_{Ed} = -1099,5$ kN, $M_{y,Ed} = 1907,3$ kNm, $M_{z,Ed} = 1456$ kNm) leži znotraj interakcijskega diagrama, kar pomeni, da predlagana količina in razporeditev navpične armature v steni Sxy zadošča za prevzem osno-upogibne obremenitve na koti vpetja.

$N_{Ed} = 1099,5$ kN (tlačna sila)

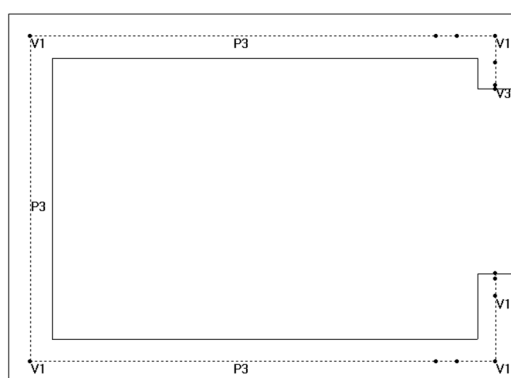


Slika 86: Interakcijski diagram mejne nosilnosti prečnega prereza stene Sxy na koti vpetja

5.6.8 Navpična armatura v steni izven kritičnega območja

V steni nad kritičnim območjem so zahteve glede količine navpične, vodoravne in prečne armature bistveno manj stroge. Upoštevati moramo le pravila iz standarda SIST EN 1992-1-1:2004. Dodatna zahteva velja le na tistih delih prereza stene, kjer je v potresnem projektnejem stanju tlačna deformacija betona ε_c večja od 0,002. Na teh mestih moramo zagotoviti delež navpične armature, ki ni manjši od 0,005 (glej člen 5.4.3.4.2 (11) iz SIST EN 1998-1:2006).

Količino navpične armature v prečnem prerezu izven kritičnega območja ustrezno zmanjšamo glede na količino v kritičnem območju. S programom DIAS (» Program za analizo armiranobetonskih prerezov«, IKPIR, FAGG, 1989) preverimo osno-upogibno odpornost prečnega prereza izven kritičnega območja. Na sliki 87 prikazujemo prečni prerez stene ter razporeditev navpične armature po prerezu.



Legra armature	količina armature
V1	4 ϕ 12
V3	2 ϕ 12
P3	\pm Q335 (0,067 cm ² /cm)

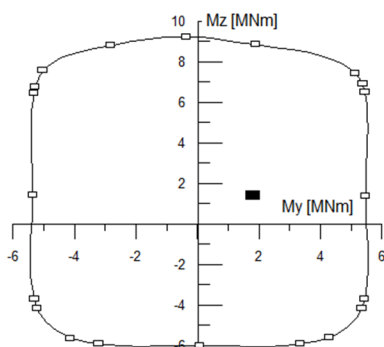
$\mu = 0,57 \%$

Slika 87: Prečni porerez stene izven kritičnega območja, prikazan v programu DIAS

Interakcijski diagram mejne nosilnosti prečnega prereza stene izven kritičnega območja pa prikazujemo na slika 88. Točka projektne obremenitve za prečni prerez stene na nivoju prve etaže ($N_{Ed} = -971,7$ kN, $M_{y,Ed} = 1907,3$ kNm, $M_{z,Ed} = 1456$ kNm) leži znotraj interakcijskega diagrama, kar pomeni, da reducirana količina navpične armature zadošča obremenitvam prereza.

V nadaljevanju preverimo, če je na delih prereza, kjer je tlačna deformacija betona ε_c v projektnejem potresnem stanju večja od 0,002, zagotovljena zadostna količina navpične armature. Ugotovimo, da po prečnem prerezu mejna tlačna deformacija $\varepsilon_c = 0,002$ ni prekoračena, kajti največja tlačna deformacija pri projektnej osno-upogibni obremenitvi znaša le 0,00068. Deformacijo smo določili pri dimenzioniranju prereza stene s programom DIAS.

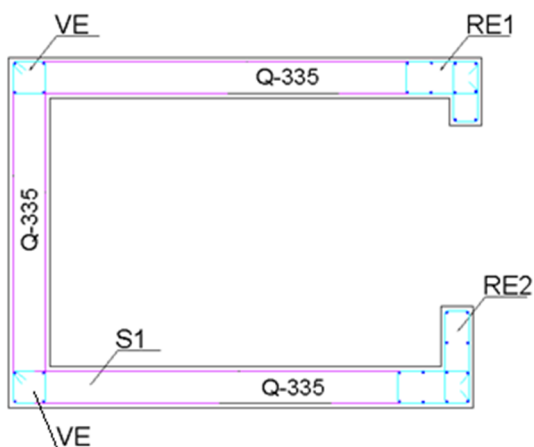
Interakcijski diagram pri tlačni sili $N_{Ed} = 971,7 \text{ kN}$



Slika 88: Interakcijski diagram stene Sxy za osno upogibno obremenitev izven kritičnega območja

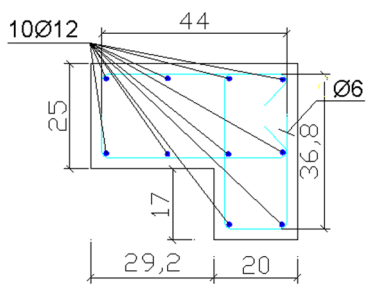
5.6.9 Prikaz izbrane armature v steni Sxy

Slika 89 prikazuje količino in položaj armature prereza Stene Sxy v kritičnem območju.

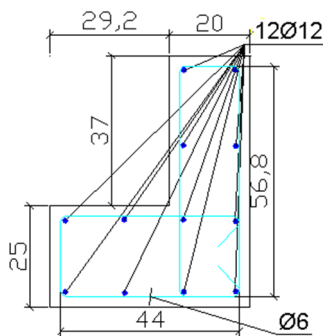


Slika 89: Razporeditev armature v prečnem prerezu stene Sxy v kritičnem področju

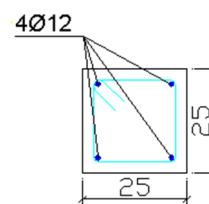
Na sliki 89 so označeni robni elementi z RE1 in RE2 ter vogalni elementi z VE. Na Slikah 90, 91 in 92 so ti elementi s pripadajočo armaturo prikazani. V vseh robnih in vogalnih elementih so stremena $\phi 6$. Armaturo v steni S1 je prikazana na sliki 93.



Slika 90: Razporeditev armature v RE1

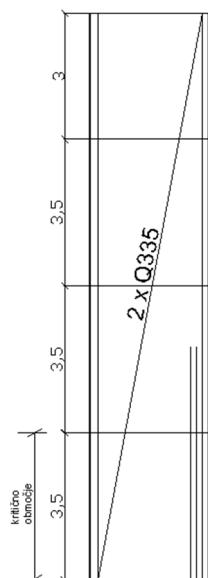


Slika 91: Razporeditev armatura v RE2

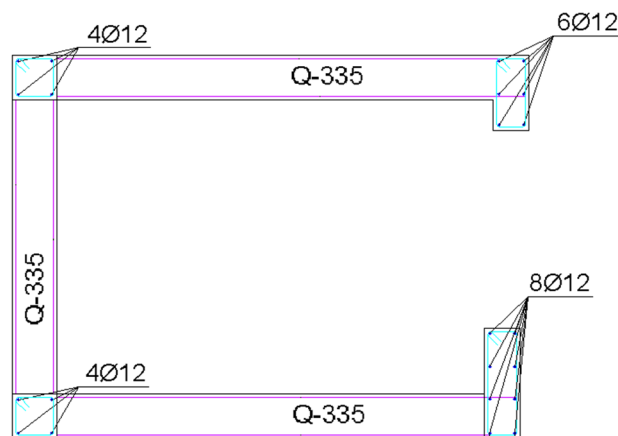


Slika 92: Razporeditev armatura v VE

Na sliki 93 prikazujemo še razporeditev armature po višini stene Sxy na delu S1, na sliki 94 pa razporeditev armature v prečnem prerezu stene Sxy izven kritičnega območja.



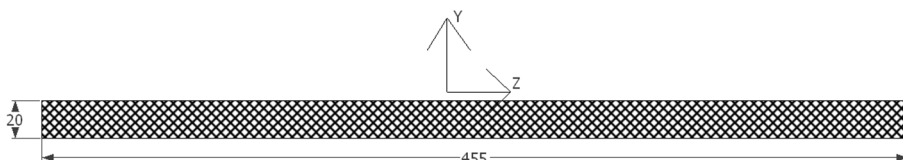
Slika 93: Prikaz armature po višini stene Sxy v steni S1



Slika 94: Armatura v steni Sxy izven kritičnega področja

5.7 Analiza in projektiranje stene Sx8

Z oznako Sx8 označujemo jašek za dvigalo, ki poteka od temelja do vrha stavbe. Na sliki 95 prikazujemo prečni prerez obravnavane stene. Dimenzije povzamemo iz arhitekturnih podlog. Debelina stene je 20 cm.



Slika 95: Geometrijski podatki za steno Sx8 iz arhitekturnih podlog

5.7.1 Kontrola geometrijskih zahtev

Minimalna širina stojine $b_{w0} \geq \max\{0,15; h_s/20\} = \max\{0,150; 0,175\} = 0,175$

Minimalna predpisana debelina robnega elementa določimo kot največjo vrednost:

$b_w \geq \max\{0,20; h_s/15 = 0,24\}$, pri tem pa dolžina robnega elementa, l_c , ni daljša od vrednosti $0,2l_w = 57$ cm ali $2b_w = 50$ cm.

Pri kontroli dimenzij stene ugotovimo, da debelina stojine ustreza zahtevam iz pogoja (5.7), vendar pa moramo zaradi zahteve iz določila 5.4.3.4.2(10) povečati debelino robnega elementa stene na 25 cm. Odločimo se, da povečamo tudi debelino stojine stene na 25 cm.

Najprej preverimo velikost normirane projektne osne sile v jašku na koti vpetja. Osno silo odčitamo iz ploskovnega računskega modela iz programa ETABS.

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{l_w b_w f_{cd}} = \frac{1240,4}{455 \cdot 25 \cdot 1,67} = 0,065 < 0,15 < 0,40 \quad (5.21)$$

V enačbi je l_w dolžina stene, b_w širina stene, f_{cd} pa je projektna vrednost tlačne trdnosti betona, ki je za beton trdnostnega razreda C25/30 1,67 kN/cm².

Normirana projektna osna sila v_d je manjša od 0,15, kar pomeni, da lahko prečno armaturo v robnih elementih, ki zagotavlja ustrezno togost in duktilnost objetega betona v robnem elementu pri velikih tlačnih obremenitvah, določimo po pravilih iz standarda SIST EN 1992-1-1:2004.

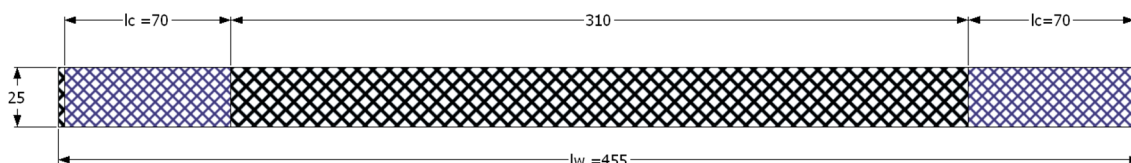
5.7.2 Določitev robnih elementov

Predpostavimo, da zadošča že minimalna dolžina robnega elementa v skladu s členom 5.4.3.4.2(6) iz standarda SIST EN 1998-1:2006, ki je določena z zahtevo:

$$l_{c,\min} = \max\{0,15l_w; 1,50b_w\} = \{68,3; 38\} = 68,3 \text{ cm} \quad (5.22)$$

Izberemo dolžino robnega elementa $l_c = 70 \text{ cm}$

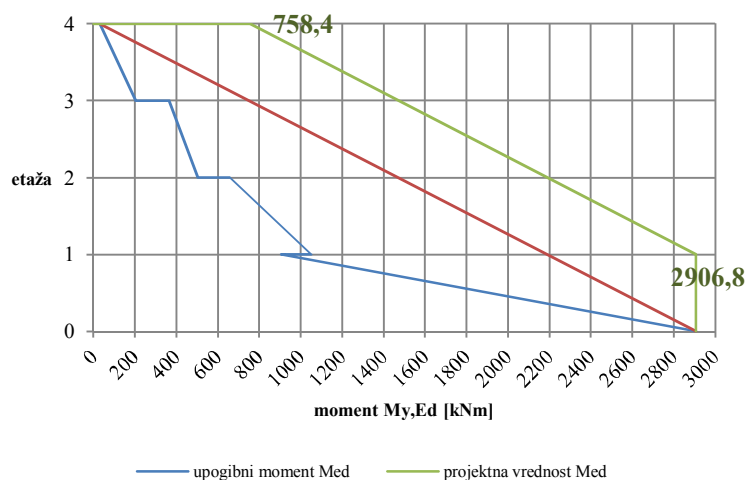
Na sliki 96 prikazujemo lego robnih elementov za obravnavano steno Sxy ter korigirano debelino.

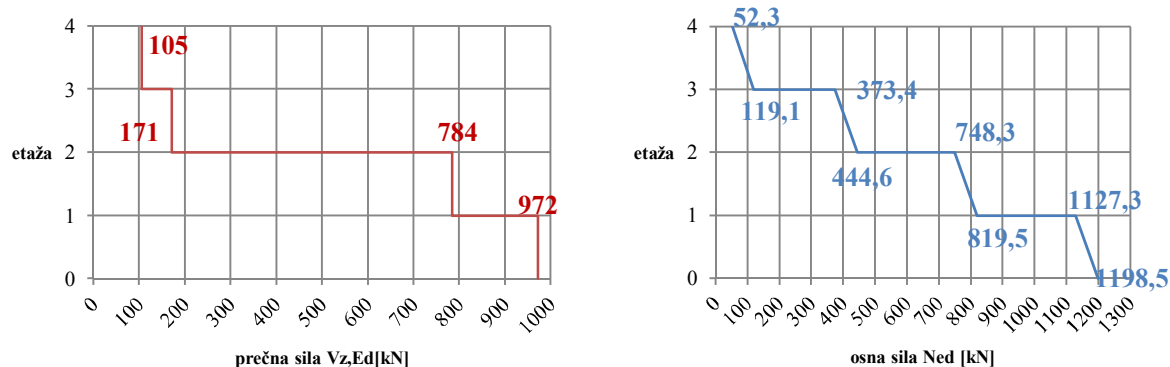


Slika 96: Prikaz novih dimenzij in robnega elementa v steni Sx8

5.7.3 Notranje sile zaradi stalnih, koristnih in potresnih vplivov na steno Sx8

Stena je obremenjena z upogibnim momentom $M_{y,Ed}$, prečno silo $V_{z,Ed}$ in tlačno osno silo N_{Ed} . Potek obremenitev po višini stene prikazujemo na sliki 97. Pri tem izvedemo premik momentne črte zaradi nezanesljivosti pri razporeditvi momentov po višini stene. Poleg tega projektne prečne sile iz analize povečamo za 50% zaradi možnega povečanja prečnih sil zaradi plastifikacije ob vpetju stene.





Slika 97: Projektne obremenitve po višini stene Sx8

5.7.4 Višina kritičnega področja

Višino kritičnega območja stene, kjer moramo zagotoviti ustrezno lokalno duktilnost, ocenimo s pomočjo izraza v členu 5.4.3.4.2(1) iz standarda SIST EN 1998-1:2006 in sicer:

$$h_{cr} = \max\{l_w = 455 \text{ cm}; h_w/6 = 1350/6 = 225 \text{ cm}\} = 455 \text{ cm}, \quad (5.23)$$

kjer je l_w dolžina stene, h_w pa višina stene. Pri tem upoštevamo omejitvev:

$$h_{cr} = \begin{cases} 2l_w = 2 \cdot 455 = 910 \text{ cm} \\ h_s = 350 \text{ cm} \quad n \leq 6 \end{cases} \quad (5.24)$$

Ugotovimo, da kritično območje sega od vpetja stene pa do nivoja prve etaže.

5.7.5 Minimalna armatura v steni

Minimalno količino navpične in vodoravne armature v kritičnem območju stene določimo na podlagi zahtev iz standarda SIST EN 1992-1-1:2005 in SIST EN 1998-1:2006. V robnem elementu je minimalni premer navpičnih armaturnih palic 12 mm, minimalna medsebojna oddaljenost pa je 20 cm. Pri tem mora znašati skupna površina navpične armature v robnem elementu vsaj 0,5 % ploščine robnega elementa (glej člen 5.4.3.4.2(8) iz SIST EN1998-1:2006). Za primer obravnavane stene postavimo v robni element 10 palic s premerom 12 mm, tako da je skupna površina armature 11,3 cm². Sedaj preverimo, če izbrana navpična armatura robnega elementa izpolnjuje zahteve glede minimalne količine:

$$\mu = \frac{A_s}{A_c} = \frac{11,3}{70 \cdot 20} = 0,0081, \quad (5.25)$$

Pri tem je A_s površina navpične armature v robnem elementu, A_c pa ploščina robnega elementa.

Ugotovimo, da je v obeh robnih elementih površina navpične armature v robnem večja kot 0,005.

V skladu z zahtevami iz standarda SIST EN 1992-1-1:2004 moramo v steni zagotoviti navpično armaturo s površino vsaj 0,3 % površine stene, ter vodoravno armaturo s površino vsaj 0,2 %. V območje stojine na vsako stran stene namestimo armaturno mrežo tipa Q-335. Najprej preverimo količino vodoravne armature. Dve mreži Q-335 predstavljata $2 \cdot 3,35 = 6,7 \text{ cm}^2$ armature na tekoči meter višine stene. Površina vodoravne armature v steni znaša 0,27 % površine in je večja od minimalnih zahtev. Sedaj preverimo še skupno količino navpične armature.

Poleg mrežne armature upoštevamo še navpično armaturo v robnih elementih ter konstruktivno armaturo v vogalih stene: $2 \cdot 11,3 + 3,1 \cdot 6,7 = 43,4 \text{ cm}^2$. Skupna površina navpične armature predstavlja 0,38 % ploščine stene S_{xy} . S tem smo zadostili tudi pogoju za površino navpične armature, ki je 0,3 % ploščine stene.

Glede na to, da je nivo normirane projektne sile manjši od 0,15, lahko prečno armaturo v robnih elementih določimo kar po enostavnejših pravilih iz standarda SIST EN 1992-1-1:2004. Tako je najmanjši premer stremen $\phi_{\min} = 6 \text{ mm}$, največja medsebojna oddaljenost stremen pa ne sme prekoračiti vrednosti:

$$s_{cl,tmax} = \max \{12\phi_{v,\min}; 300 \text{ mm}; \min(b,h)\} = 14,4 \text{ cm} \quad (5.26)$$

kjer je b_0 širina tistega dela robnega elementa, ki je objet s stremeni (merjeno med srednjima črtama stremen, d_{bl} pa je premer navpičnih armaturnih palic.

Najmanjši premer stremen je $\phi_{\min} = 6 \text{ mm}$.

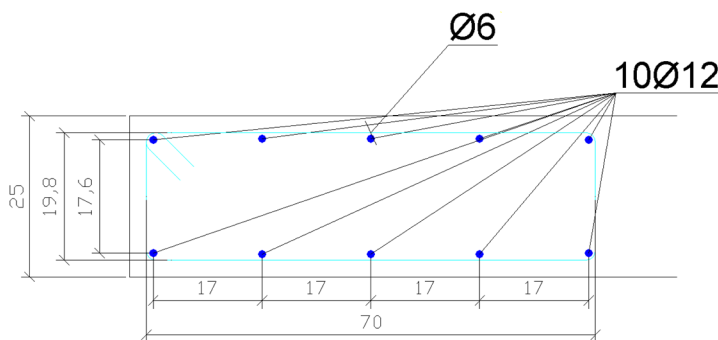
V nadaljevanju moramo zagotoviti ustrezno strižno nosilnost obravnavane stavbe. Ob predpostavki, da je strižna odpornost prečnega prereza stene brez strižne armature $V_{Rd,c}$ manjša od projektne prečne sile V_{Ed} , moramo v skladu z zahtevami iz standarda SIST EN 1992-1-1:2004 celotno prečno silo prevzeti s strižno armaturo, t.j. vodoravno armaturo v stojini stene. Potrebno količino strižne armature izračunamo z enačbo:

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{V_{Ed}}{0,8l_w f_{yd}} = \frac{971,7}{0,8 \cdot 455 \cdot 43,5} = 0,0614 \text{ cm}^2/\text{cm} = 6,14 \text{ cm}^2/\text{m}, \quad (5.27)$$

kjer je A_{sw} površina strižne armature v steni, s je razdalja med dvema ravninami strižne armature, f_{yd} pa je projektna vrednost za mejo tečenja strižne (horizontalne) armature. Ugotovimo, da mrežna armatura Q-335, ki jo postavimo na vsako stran stene, ustreza pogoju (5.27).

5.7.6 Zagotovitev lokalne duktilnosti v kritičnem območju stene

V kritičnem območju stene moramo v skladu z zahtevami iz standarda SIST EN 1998-1:2006 zagotoviti ustrezno lokalno duktilnost za ukrivljenost. Na poenostavljen način to dosežemo z ustrezno armaturo objetja v robnem elementu stene. V primeru, da je normirana projektna osna sila v_d v steni manjša od 0,15, pa lahko prečno armaturo robnega elementa določimo samo v skladu z SIST EN 1992-1-1:2004. V robnih elementih tako izberemo zaprta stremena s premerom 6 mm na medsebojni oddaljenosti 14,4 cm.

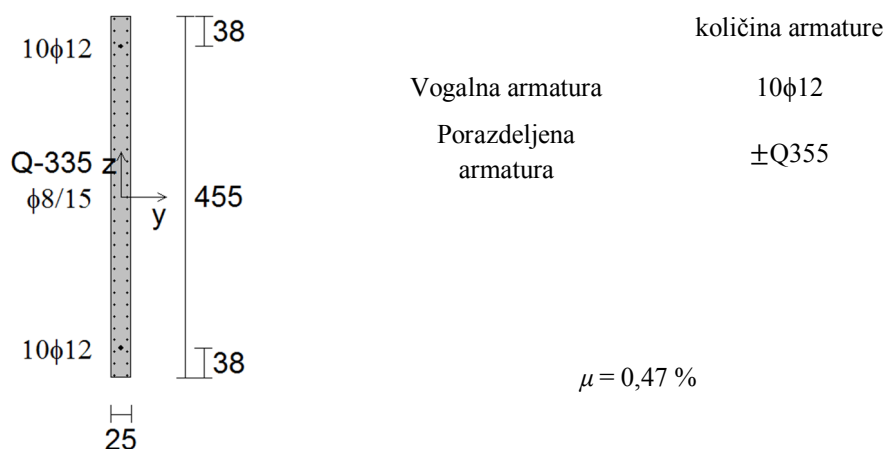


Slika 98: Objetje robnega elementa

5.7.7 Navpična armatura v kritičnem območju stene

Predlagana količina navpične armature v steni mora zagotavljati tudi ustrezno osno-upogibno odpornost prečnega prereza stene.. Nosilnost prečnega prereza stene z navpično armaturo določimo s pomočjo programa DIAS (» Program za analizo armiranobetonskih prerezov«, IKPIR, FAGG, 1999).

Na sliki 99 prikazujemo prečni prerez obravnavane stene v kritičnem območju.

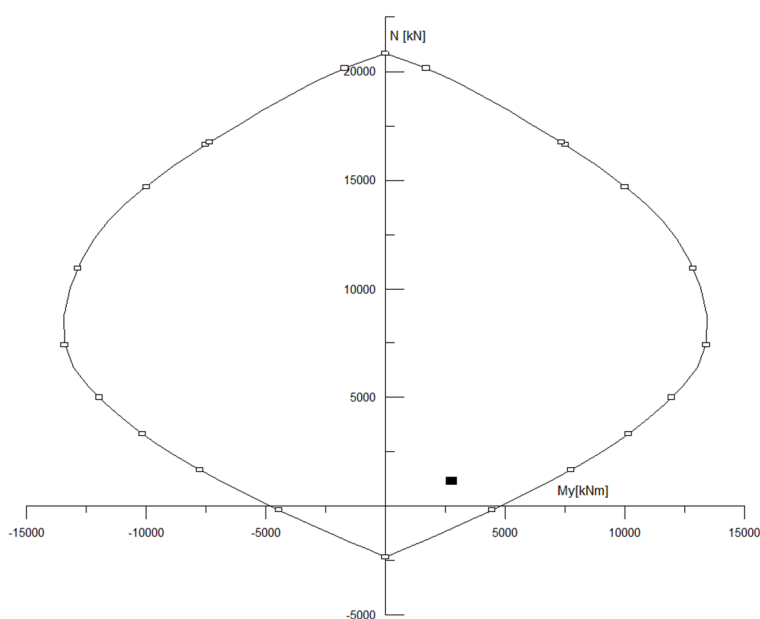


Slika 99: Prečni prerez stene Sxy v kritičnem območju, prikazan v programu DIAS

Na sliki 100 prikazujemo interakcijski diagram mejne dvoosno upogibne nosilnosti prečnega prereza stene na mestu vpetja . pri izbranem nivoju tlačne osne sile.

Ugotovimo, da točka obremenitve ($N_{Ed} = - 2906,8 \text{ kN}$, $M_{y,Ed} = 2906,8 \text{ kNm}$) leži znotraj interakcijskega diagrama, kar pomeni, da predlagana količina in razporeditev navpične armature v steni Sx8 zadošča za prevzem osno-upogibne obremenitve na koti vpetja.

Interakcijski diagram pri tlačni sili $N_{Ed} = 1198,5 \text{ kN}$

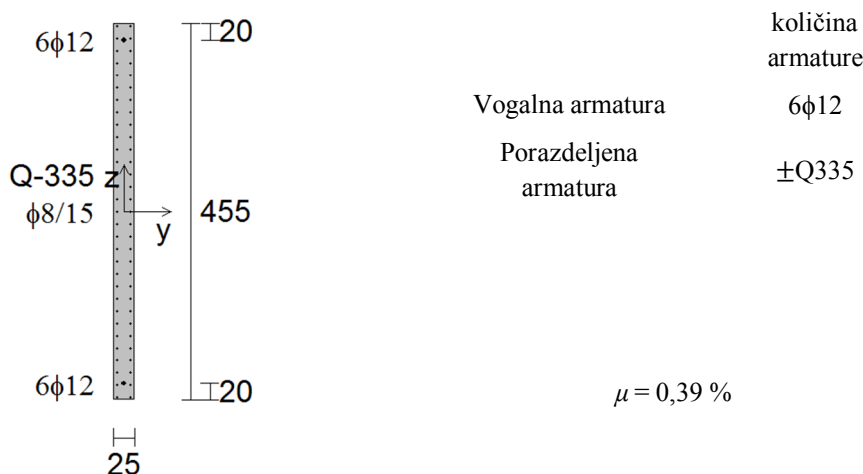


Slika 100: Interakcijski diagram stene Sx8 za osno upogibno obremenitev

5.7.8 Navpična armatura v steni izven kritičnega območja

V steni nad kritičnim območjem so zahteve glede količine navpične, vodoravne in prečne armature bistveno manj stroge. Upoštevati moramo le pravila iz standarda SIST EN 1992-1-1:2004. Dodatna zahteva velja le na tistih delih prereza stene, kjer je v potresnem projektnejem stanju tlačna deformacija betona ε_c večja od 0,002. Na teh mestih moramo zagotoviti delež navpične armature, ki ni manjši od 0,005 (glej člen 5.4.3.4.2 (11) iz SIST EN 1998-1:2006).

Količino navpične armature v prečnem prerezu izven kritičnega območja ustrezno zmanjšamo glede na količino v kritičnem območju. S programom DIAS (« Program za analizo armiranobetonskih prerezov», IKPIR, FAGG, 1989) preverimo osno-upogibno odpornost prečnega prereza izven kritičnega območja. Na sliki 101 prikazujemo prečni presek stene ter razporeditev navpične armature po prerezu.

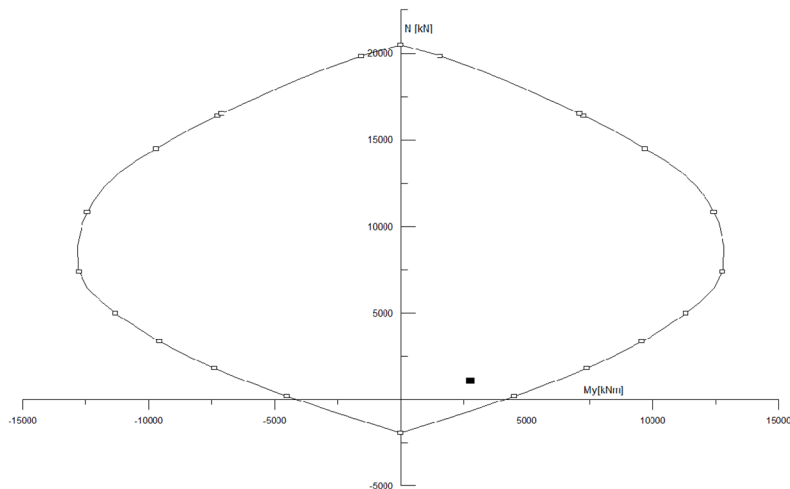


Slika 101: Prečni porerez stene izven kritičnega območja, prikazan v programu DIAS

Interakcijski diagram mejne nosilnosti prečnega prereza stene izven kritičnega območja pa prikazujemo na slika 102. Točka projektne obremenitve za prečni presek stene na nivoju prve etaže ($N_{Ed} = - 1127,3$ kN in $M_{y,Ed} = 2906,8$ kNm) leži znotraj interakcijskega diagrama, kar pomeni, da reducirana količina navpične armature zadošča obremenitvam prereza.

V nadaljevanju preverimo, če je na delih prereza, kjer je tlačna deformacija betona ε_c v projektnejem potresnem stanju večja od 0,002, zagotovljena zadostna količina navpične armature. Ugotovimo, da po prečnem prerezu mejna tlačna deformacija $\varepsilon_c = 0,002$ ni prekoračena, kajti največja tlačna deformacija pri projektnej osno-upogibni obremenitvi znaša le 0,00082. Deformacijo smo določili pri dimenzioniranju prereza stene s programom DIAS.

Interakcijski diagram pri tlačni osni sili $N_{Ed} = 1127,3 \text{ kN}$

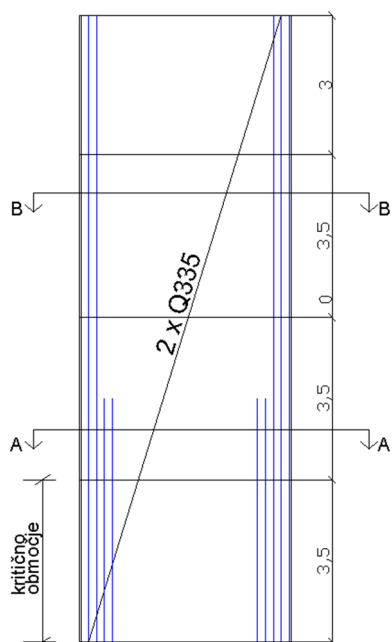


Slika 102: Interakcijski diagram stene Sx8 za osno upogibno obremenitev

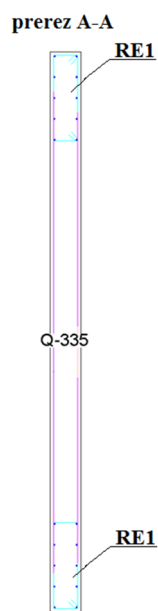
5.7.9 Prikaz izbrane armature v steni Sx8

Na sliki 104 robne elemente označimo z RE1 in RE2. Na slikah 106 in 107 podrobneje prikazujemo razporeditev armature v robnih oziroma vogalnih elementih. V vseh robnih in vogalnih elementih uporabimo stremena premera $\phi 6$.

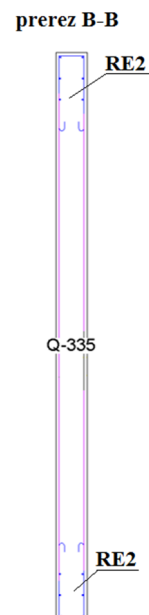
Na sliki 103 prikazujemo še razporeditev armature po višini stene Sx8.



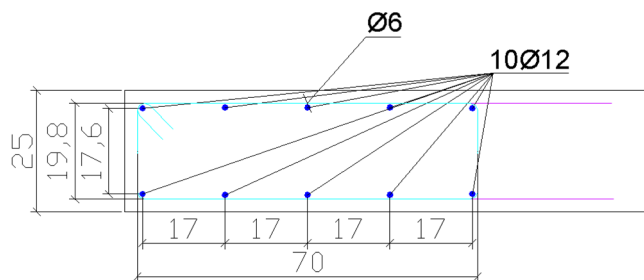
Slika 103: Razporeditev armature po višini stene Sx8



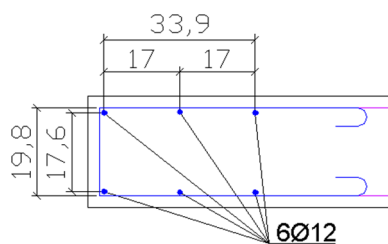
Slika 104: Razporeditev armature v prečnem prerezu stene Sxy v kritičnem področju



Slika 105: Razporeditev armature v prečnem prerezu stene Sxy izven kritičnega področja



Slika 106: Armatura v robnem elementu kritičnega področja



Slika 107: Armatura v robnem elementu izven kritičnega področja

5.8 Mejno stanje uporabnosti (omejitve poškodb)

Pri kontroli pomikov uporabimo rezultate iz analize s ploskovnim modelom konstrukcije iz programa ETABS. Zaradi linearno elastične analize moramo pomike zaradi delovanja potresne obtežbe izračunati na sledeč način:

$$d_s = q_d d_e, \quad (5.28)$$

pri tem je d_s pomik točke konstrukcijskega sistema zaradi delovanja projektnega potresnega vpliva, q_d je faktor obnašanja za pomike, d_e pa je pomik iste točke konstrukcijskega sistema, ki ga določimo z linearno analizo ob upoštevanju projektnega spektra pospeškov.

Etažne pomike konstrukcije preverimo ločeno za smer X in Y. Pri tem moramo izpolniti:

$$d_r v \leq \alpha h, \quad (5.29)$$

kjer je h višina etaže, α je faktor, ki je odvisen od vrste in načina vgradnje nekonstrukcijskih elementov, d_r je projektni etažni pomik, ki ga določimo kot razliko med povprečnima vodoravnima pomikoma d_s na vrhu in na dnu obravnavane etaže, v je pa redukcijski faktor, s katerim upoštevamo manjšo povratno dobo potresa, povezano z zahtevo po omejitvi poškodb. Vrednosti faktorja α podajamo v preglednici 22.

Preglednica 22: Vrednosti faktorja α

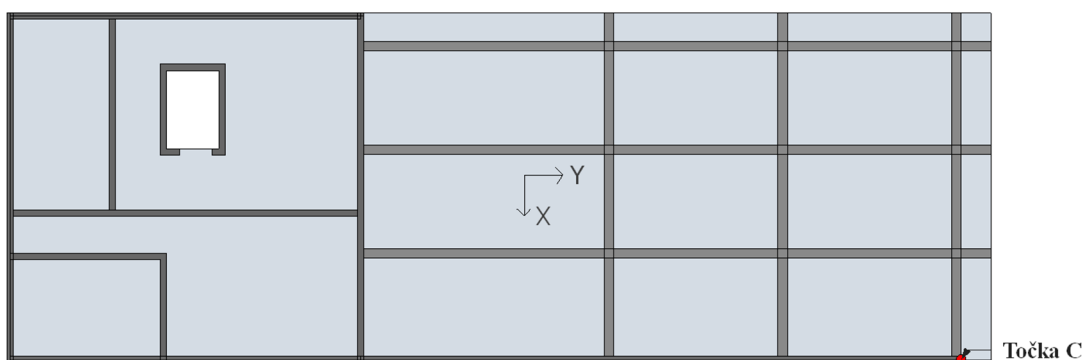
vrednost α :	vrsta nekonstrukcijskih elementov:
0,005	nekonstrukcijski elementi iz krhkih materialov
0,0075	duktilni nekonstrukcijski elementi
0,010	nekonstrukcijski elementi pritrjeni na konstrukcijo tako, da deformacije konstrukcije nanje ne vplivajo

V obravnavanem primeru za faktor α izberemo vrednost 0,005. Priporočene vrednosti redukcijskega faktorja ν povzamemo v skladu z nacionalnim dodatkom k standardu SIST EN 1998-1:2006 in jih navajamo v preglednici 23.

Preglednica 23: Priporočene vrednosti redukcijskega faktorja ν

ν	kategorija pomembnosti:
0,5	I in II
0,4	III in IV

Za kontrolo vodoravnih etažnih pomikov si izberemo točko C, ki leži na robu konstrukcije. Lego točke C v tlorisu obravnavane stavbe prikazujemo na sliki 108. Predvidevamo, da bodo na robu konstrukcije zaradi torzijskega vpliva vodoravni pomiki konstrukcije največji. Poleg tega je na tem mestu konstrukcija v neposredni bližini skalne brežine.



Slika 108: Prikaz točke, kjer smo preverjali pomike

V preglednici 24 so prikazani pomiki za potresno kombinacijo $X + 0,3Y$.

Preglednica 24: Kontrola etažnih pomikov za točko C pri potresni obtežni kombinaciji $X + 0,3Y$

etaža	točka	$d_{e,X}$ (cm)	$d_{e,Y}$ (cm)	$d_{s,X}$ (cm)	$d_{s,Y}$ (cm)	$d_{r,X}$ (cm)	$d_{r,Y}$ (cm)	$\nu d_{r,X}$ (cm)	$\nu d_{r,Y}$ (cm)	$0,005h$ (cm)
3	C	1,03	0,06	1,65	0,096	0,29	0,016	0,12	0,006	1,75
2	C	0,74	0,05	1,18	0,080	0,40	0,048	0,16	0,019	1,75
1	C	0,34	0,02	0,54	0,032	0,54	0,032	0,22	0,013	1,75

Ugotovimo, da so etažni pomiki manjši od dovoljenih, zato lahko uporabimo neduktilne nekonstrukcijske elemente. V nadaljevanju preverimo še vodoravni pomik konstrukcije v točki C (glej enačbo (5.22)). Ker je širina dilatacije med konstrukcijo in skalno brežino omejena in znaša 15 cm, skupni pomik v X smeri (smer v kateri je skalna brežina) ne sme prekoračiti te vrednosti. Izkaže se, da

je vodoravni pomik na vrhu konstrukcije v točki C 1,65 cm in je manjši od projektirane širine dilatacije.

5.8.1 Vpliv teorije drugega reda

Pomike smo izračunali brez upoštevanja vpliva teorije drugega reda, zato moramo v nadaljevanju dokazati upravičenost predpostavke.

Vpliva teorije drugega reda ni potrebno upoštevati, če je v vseh etažah izpolnjen pogoj:

$$\Theta = \frac{P_{\text{tot}} \cdot d_r}{V_{\text{tot}} \cdot h} \leq 0,10, \quad (5.30)$$

kjer je Θ koeficient občutljivosti, P_{tot} je celotna sila težnosti v obravnavani etaži (vključno s težo nad etažo), ki jo upoštevamo pri potresnem projektnem stanju, V_{tot} je celotna prečna sila v etaži zaradi potresne obtežbe, h pa je višina etaže. Rezultate računa predstavimo v preglednici 25.

Preglednica 25: Koeficient občutljivosti za etažne pomike

etaža	P_{tot}	$d_{r,X}$	$d_{r,Y}$	$V_{\text{tot},X}$	$V_{\text{tot},Y}$	$h[\text{cm}]$	Θ_x	Θ_y
3	4050,3	0,29	0,016	872,4	684,6	350	0,004	0,000
2	7773	0,40	0,048	1643,8	1079,7	350	0,004	0,001
1	11778	0,54	0,032	2083,6	1238,6	350	0,009	0,001

Ugotovimo, da teorije drugega reda ni potrebno upoštevati, saj je v vseh primerih koeficient občutljivosti bistveno manjši od 0,1.

6 ZAKLJUČEK

V diplomski nalogi smo analizirali nosilno konstrukcijo stavbe, namenjeno druženju in zbiranju invalidnih oseb, Dom invalidov v Črnomlju. Nosilna konstrukcija je monolitna in je iz armiranega betona. Konceptualno je sestavljena iz dveh delov. V delu, kjer so predvideni prostori uprave, polne medetažne plošče podpirajo nepovezane in povezane AB stene brez in z odprtini. Drugi del stavbe, ki je namenjen druženju in rehabilitaciji uporabnikov, pa medetažne plošče podpirajo predvsem prostorski AB okvirji. Med obema deloma stavbe dilatacija ni bila predvidena, zato smo konstrukcijo obravnavali kot enovito. Pri delovanju vodoravne potresne obtežbe je takšna zasnova nosilne konstrukcije stavbe seveda nezaželena, kajti ne moremo zagotoviti simetrične razporeditve togosti in mase glede na dve pravokotni osi. Govorimo o tlorisno nepravilni konstrukciji. Dodatno smo ugotovili, da nekatere stene ne potekajo neprekinjeno od temeljev do vrha stavbe. Zato je konstrukcija z vidika zagotavljanja potresne varnosti tudi nepravilna po višini. Poleg tega mora imeti nosilna konstrukcija tudi ustrezno torzijsko nosilnost in togost, da omejimo torzijsko nihanje, ki prispeva k neenakomerni obremenitvi nosilnih elementov konstrukcije. Žal smo v analizi ugotovili, da je osnovna nihajna oblika obravnavane konstrukcije pretežno torzijska, kar je pomenilo, da je konstrukcija torzijsko podajna. Zaradi vseh navedenih nepravilnosti ima obravnavan konstrukcijski sistem zelo majno sposobnost disipacije energije med delovanjem potresa, zato so potresne sile, na katere dimenzioniramo nosilne elemente, zelo velike, kar je neugodno tudi iz ekonomskega vidika.

Sicer smo se v diplomski nalogi osredotočili na analizo in dimenzioniranje AB stropne plošče ter dveh AB sten. Ploščo smo analizirali s pomočjo prostorskega računskega modela, ki smo ga izdelali v programu SAFE. Rezultate dimenzioniranja plošče smo prikazali na preglednih armaturnih načrtih.

V drugem delu diplomske naloge smo za analizo vertikalnih nosilnih elementov stavbe izdelali dva ločena prostorska računski modela nosilne konstrukcije. V prvem računskem modelu smo vertikalne nosilne elemente modelirali na poenostavljen način z uporabo linijskih elementov in sicer v programu SAP2000, v drugem modelu pa z ploskovnimi elementi v programu ETABS. Modela smo primerjali med seboj in kljub razliki v natančnosti je bilo ujemanje rezultatov zadovoljivo. V nadaljevanju smo dimenzionirali armaturo v dveh stenah. Rezultate dimenzioniranja smo prikazali na preglednih armaturnih načrtih.

VIRI

- Agencija republike Slovenije za okolje (ARSO). 2001. Karta potresne nevarnosti.
http://www.arso.gov.si/potresi/potresna%20nevarnost/projektني_pospesek_tal.html
(Pridobljeno 15. 10. 2012.)
- Ambiens d.o.o. Črnomelj. Dom invalidov. Št. pr.: 35/2010.
- Beg, D. (ur.), Pogačnik, A. (ur.) 2009. Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po standardih Evrokod. Ljubljana, Inženirska Zbornica Slovenije: 1077 str.
- Computers and Structures, Inc. 2008. ETABS 9.5.0: računalniški program za analizo in dimenzioniranje konstrukcijskih sistemov po metodi končnih elementov. Berkeley, CSI.
- Computers and Structures, Inc. 2009. SAP2000 14.0.0: računalniški program za analizo in dimenzioniranje konstrukcijskih sistemov po metodi končnih elementov. Berkeley, CSI.
- Computers and Structures, Inc. 2009. SAFE 12.1.1: računalniški program za analizo in dimenzioniranje armiranobetonskih sistemov plošč in temeljev. Berkeley, CSI.
- Fischinger, M., Isaković, T., Marolt, V., Sočan, S. 1999. DIAS: programski sistem za dimenzioniranje in analizo armiranobetonskih stavb. Ljubljana, UL FGG.
- Kovinar d.o.o. Jesenice. 2009. <http://www.kovinar.pittini.it/slo/> (Pridobljeno 15. 10. 2012.)
- Kosič, M. 2009. Potresna analiza šest-etažne nesimetrične stavbe. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo
(samozaložba M. Kosič): 154 str.
- Leonhardt, F. 1977. Vorlesungen über Massivbau. Berlin/Heidelberg, Springer-Verlag: 246 str.
- Pavlin, R. 2012. Projektiranje upravne stavbe CGP po evropskih standardih Evrokod. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo
(samozaložba R. Pavlin): 99 str.
- SIST EN 1990:2004. Evrokod – Osnove projektiranja konstrukcij. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.

SIST EN 1991-1-1:2004. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-1.del: Splošni vplivi – Prostorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.

SIST EN 1991-1-1:2005/A101:2006. Evrokod 1: 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 1998-1:2004. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 1. del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.

SIST EN 1998-1:2005/A101:2006. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 1. del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe – Nacionalni dodatek. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.

SEZNAM PRILOG

PRILOGA A: SPECIFIKACIJA ARMATURE

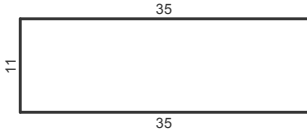
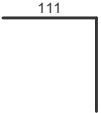


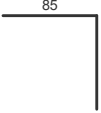
Priloga A.1: Specifikacija armature za AB medetažno ploščo

Priloga A.2: Specifikacija armature za AB steno Sx8

PRILOGA B: ARMATURNI NAČRTI

Priloga B.1: Armaturni načrt AB medetažne plošče

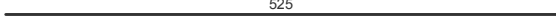



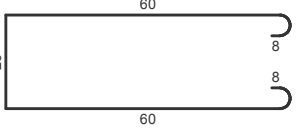
Priloga B.2: Armaturni načrt AB stene Sx8

Specifikacija armature					
Ozn.	oblika in mere (cm)	Ø (mm)	l (cm)	k (kom)	d (m)
1		8	81	271	219.51
2		8	222	10	22.20
3		8	200	183	366.00
4		8	140	62	86.80
5		8	170	214	363.80
		Izpis armaturnih palic in robnih stremen			
		Priloga:		A.1	

Specifikacija mrež						
Pozicija	Oznaka tipa	B (cm)	L (cm)	k (kom)	Masa (kg/m ²)	Skupna masa (kg)
I - 1	Q-335	126.00	325.00	1	5.26	21.54
I - 2	Q-335	220.00	325.00	1	5.26	37.61
I - 3	Q-335	201.00	325.00	1	5.26	34.36
I - 4	Q-335	67.00	145.00	1	5.26	5.11
I - 5	Q-335	220.00	145.00	2	5.26	33.56
I - 6	Q-335	220.00	470.00	3	5.26	163.17
I - 7	Q-335	107.00	470.00	1	5.26	26.45
I - 8	Q-335	209.00	318.00	1	5.26	34.96
I - 9	Q-335	220.00	318.00	2	5.26	73.60
I - 10	Q-335	49.00	318.00	1	5.26	8.20
I - 11	Q-335	220.00	283.00	1	5.26	32.75
I - 12	Q-335	220.00	431.00	1	5.26	49.88
I - 13	Q-335	115.00	431.00	1	5.26	26.07
I - 14	Q-335	143.00	283.00	1	5.26	21.29
I - 15	Q-335	102.00	176.00	1	5.26	9.44
I - 16	Q-335	174.00	176.00	1	5.26	16.11
I - 17	Q-335	184.00	213.00	2	5.26	41.23
I - 18	Q-335	184.00	600.00	2	5.26	116.14
I - 19	Q-335	172.00	600.00	3	5.26	162.85
I - 20	Q-335	172.00	213.00	3	5.26	57.81
I - 21	Q-335	194.00	600.00	1	5.26	61.23
I - 22	Q-335	194.00	213.00	1	5.26	21.74
I - 23	Q-335	194.00	545.00	2	5.26	111.23
I - 24	Q-335	172.00	545.00	6	5.26	295.84
I - 25	Q-335	184.00	545.00	4	5.26	210.99
I - 26	Q-335	220.00	160.00	2	5.26	37.03
I - 27	Q-335	194.00	160.00	1	5.26	16.33
I - 28	Q-335	64.00	160.00	1	5.26	5.39
I - 29	Q-335	101.00	600.00	2	5.26	63.75
I - 30	Q-335	101.00	547.00	1	5.26	29.06
I - 31	Q-335	101.00	328.00	1	5.26	17.43
I - 32	Q-335	111.00	600.00	1	5.26	35.03
I - 33	Q-335	111.00	451.00	1	5.26	26.33
II - 1	Q-257	210.00	216.00	2	4.08	37.01
II - 2	Q-257	130.00	235.00	2	4.08	24.93

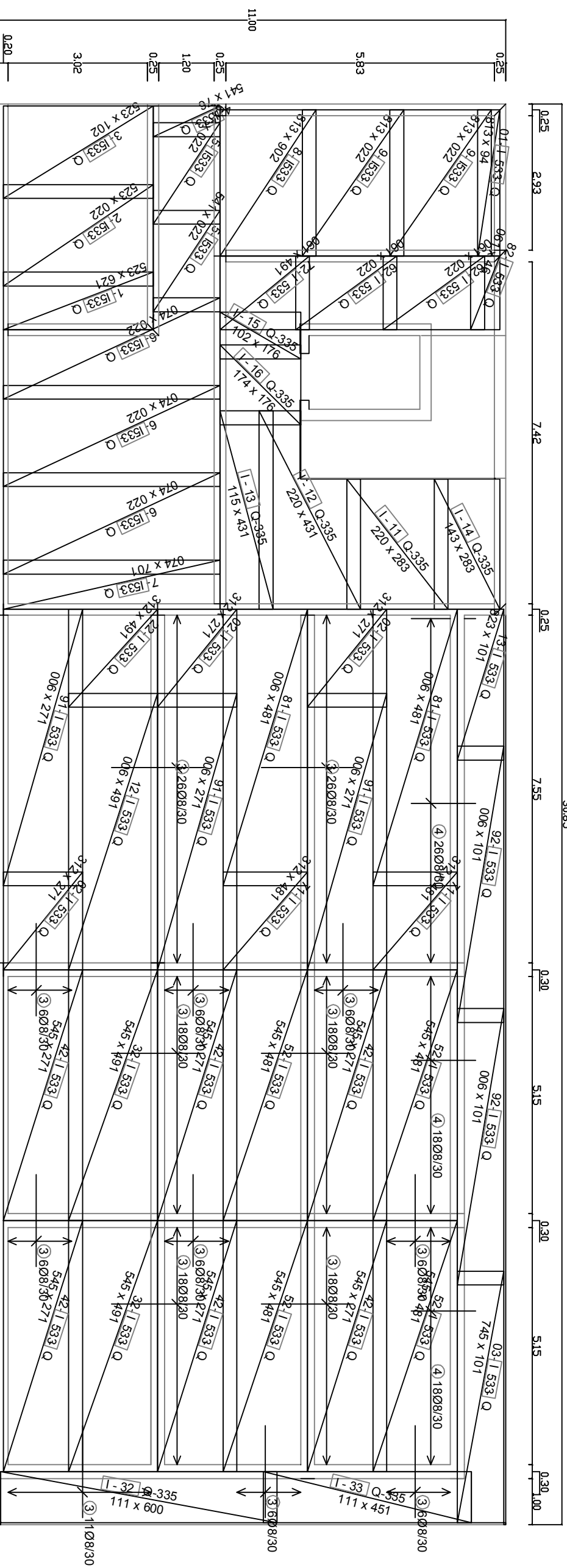
Specifikacija mrež						
Pozicija	Oznaka tipa	B (cm)	L (cm)	k (kom)	Masa (kg/m ²)	Skupna masa (kg)
II - 3	Q-257	151.00	240.00	2	4.08	29.57
II - 4	Q-257	130.00	241.00	1	4.08	12.78
III - 1	R-257	141.00	195.00	1	2.67	7.35
III - 2	R-257	220.00	195.00	8	2.67	91.74
III - 3	R-257	110.00	195.00	1	2.67	5.73
III - 4	R-257	220.00	200.00	4	2.67	47.04
III - 5	R-257	79.00	200.00	1	2.67	4.22
III - 6	R-257	172.00	200.00	1	2.67	9.20
III - 7	R-257	68.00	195.00	1	2.67	3.54
III - 8	R-257	183.00	195.00	1	2.67	9.54
III - 9	R-257	96.00	195.00	2	2.67	10.01
III - 10	R-257	120.00	195.00	2	2.67	12.51
III - 11	R-257	201.00	195.00	2	2.67	20.95
III - 12	R-257	93.00	200.00	1	2.67	4.97
III - 13	R-257	123.00	200.00	1	2.67	6.58
III - 14	R-257	16.00	200.00	1	2.67	0.86
III - 15	R-257	200.00	200.00	1	2.67	10.69
III - 16	R-257	220.00	130.00	3	2.67	22.93
III - 17	R-257	203.00	130.00	1	2.67	7.05
III - 18	R-257	63.00	151.00	1	2.67	2.54
III - 19	R-257	220.00	151.00	2	2.67	17.76
III - 20	R-257	175.00	151.00	1	2.67	7.06
III - 21	R-257	92.00	130.00	1	2.67	3.20
III - 22	R-257	89.00	130.00	1	2.67	3.09
III - 23	R-257	172.00	130.00	1	2.67	5.98
III - 24	R-257	201.00	130.00	1	2.67	6.98
III - 25	R-257	36.00	151.00	1	2.67	1.45
III - 26	R-257	164.00	151.00	1	2.67	6.62
IV - 1	Q-385	101.00	250.00	1	6.04	15.25
IV - 2	Q-385	220.00	250.00	1	6.04	33.22
IV - 3	Q-385	210.00	230.00	2	6.04	58.35
IV - 4	Q-385	220.00	230.00	2	6.04	61.12
IV - 5	Q-385	216.00	226.00	1	6.04	29.48
V - 1	Q-221	165.00	240.00	1	3.48	13.78
V - 2	Q-221	100.00	464.00	1	3.48	16.15

Specifikacija mrež						
Pozicija	Oznaka tipa	B (cm)	L (cm)	k (kom)	Masa (kg/m ²)	Skupna masa (kg)
V - 3	Q-221	134.00	443.00	1	3.48	20.66
VII - 1	R-385	185.00	190.00	3	3.64	38.38
VII - 2	R-385	150.00	240.00	1	3.64	13.10
VII - 3	R-385	151.00	185.00	1	3.64	10.17
VII - 4	R-385	220.00	185.00	1	3.64	14.81
VII - 5	R-385	138.00	185.00	1	3.64	9.29
VII - 6	R-385	185.00	206.00	2	3.64	27.74
VII - 9	R-385	172.00	190.00	2	3.64	23.79
VII - 10	R-385	172.00	181.00	1	3.64	11.33
VIII - 1	R-221	173.00	130.00	1	2.26	5.08
VIII - 2	R-221	158.00	220.00	1	2.26	7.86
VIII - 3	R-221	220.00	225.00	1	2.26	11.19
VIII - 4	R-221	193.00	225.00	1	2.26	9.81
VIII - 5	R-221	171.00	135.00	1	2.26	5.22
VIII - 6	R-221	160.00	135.00	1	2.26	4.88
VIII - 7	R-221	151.00	96.00	1	2.26	3.28
VIII - 8	R-221	220.00	96.00	1	2.26	4.77
VIII - 9	R-221	148.00	96.00	1	2.26	3.21
IX - 1	Q-524	165.00	305.00	1	7.91	39.81
IX - 2	Q-524	220.00	305.00	2	7.91	106.15
IX - 3	Q-524	85.00	305.00	1	7.91	20.51
IX - 4	Q-524	179.00	305.00	1	7.91	43.18
IX - 5	Q-524	83.00	305.00	1	7.91	20.02
X - 1	R-524	187.00	255.00	1	5.00	23.84
XI - 1	R-424	185.00	190.00	1	4.08	14.34
XII - 1	Q-424	210.00	230.00	2	6.73	65.01
				Skupaj		3122.20
				Izpis armaturnih palic in stremen		
				Priloga:		A.1

Specifikacija armature					
Ozn.	Oblika in mere (cm)	Ø (mm)	l (cm)	k (kom)	d (m)
1	525 	12	525	8	42.00
2	600 	12	600	24	144.00
3	374 	12	374	12	44.88
5		6	196	74	145.04
6		6	156	117	182.52
		Izpis armaturnih palic in stremen			
		Priloga:		A.2	

Specifikacija mrež						
Pozicija	Oznaka tipa	B (cm)	L (cm)	k (kom)	Masa (kg/m ²)	Skupna masa (kg)
I	Q-335	220.00	600.00	4	5.26	277.73
I - 1	Q-335	220.00	240.00	2	5.26	55.55
I - 2	Q-335	205.00	240.00	2	5.26	51.76
I - 3	Q-335	126.00	600.00	2	5.26	79.53
I - 4	Q-335	125.00	600.00	2	5.26	78.90
I - 5	Q-335	205.00	600.00	2	5.26	129.40
					Skupaj	672.86
					Izpis armaturnih palic in stremen	
					Priloga:	A.2

Armaturni načrt:
Armatura spodaj



Debelina plošče nad stebri: h =16 cm
Debelina plošče nad stenami: h =14 cm
Beton: C25/30
Armatura: S500
Krovni sloj betona je 2,5 cm

NASLOV:
Analiza značilnih elementov
večetažne stavbe

VSEBINA:
Armaturni načrt AB plošče
armatura spodaj

Mentor: doc.dr. Sebastijan Bratina

Datum: Februar 2013

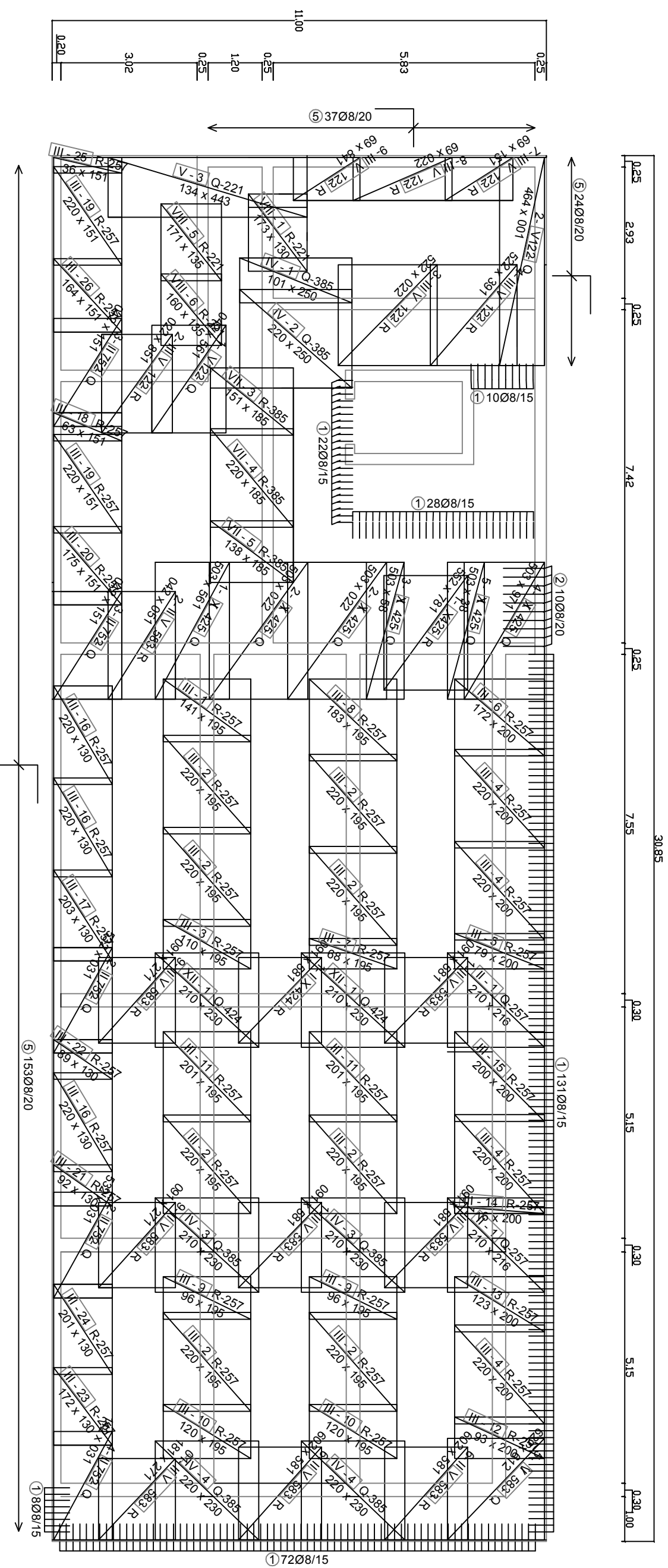
Somentor: prof.dr. Tatjana Isaković

Merilo: 1:100

Avtor: Peter Banovec

Št.lista: Priloga B.1

Armaturni načrt:
Armatura zgoraj



Debelina plošče nad stebri: h = 16 cm
Debelina plošče nad stenami: h = 14 cm
Beton: C25/30
Armatura: S500
Krovni sloj betona je 2,5 cm

NASLOV:
Analiza značilnih elementov
večetažne stavbe

VEŠBINA:
Armaturni načrt AB plošče
armatura zgoraj

Mentor: doc.dr. Sebastijan Bratina

Datum: Februar 2013

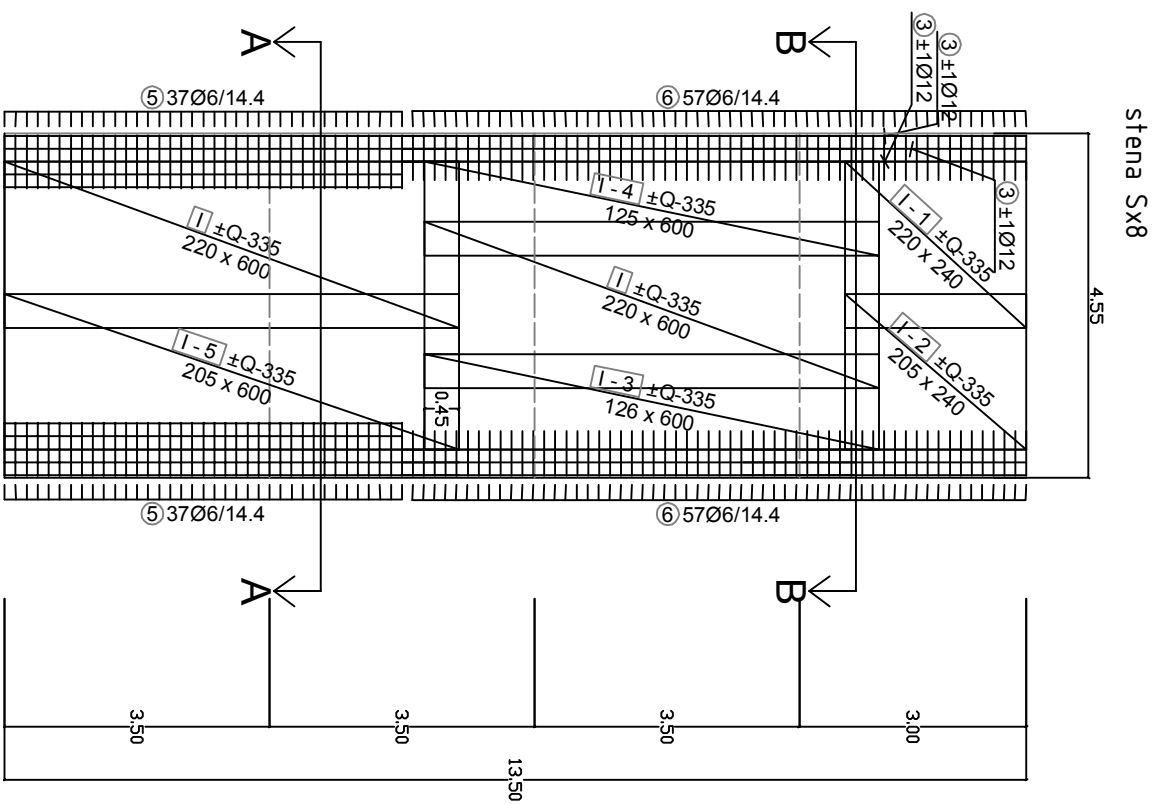
Somentor: prof.dr. Tatjana Isaković

Merilo: 1:100

Avtor: Peter Banoverc

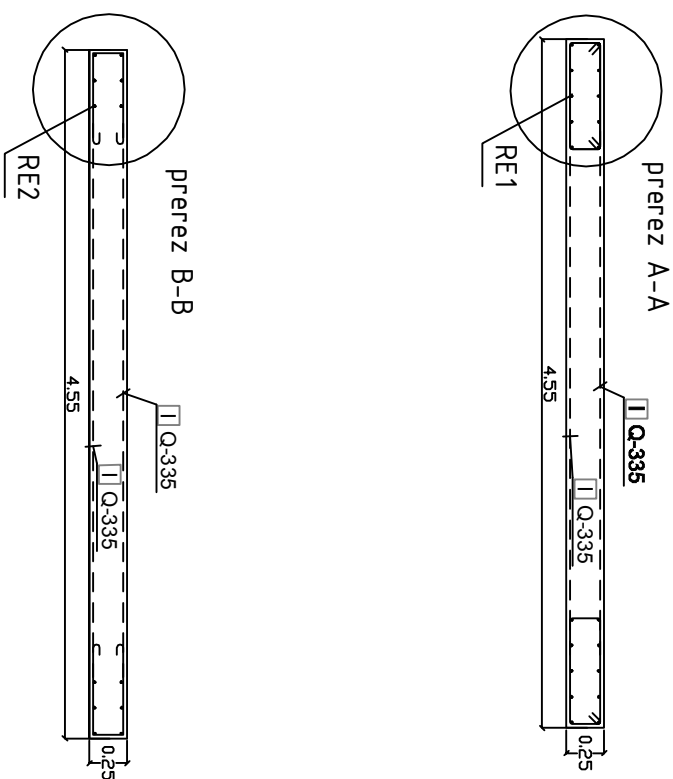
Št.lista: Priloga B.1

Merilo 1:100

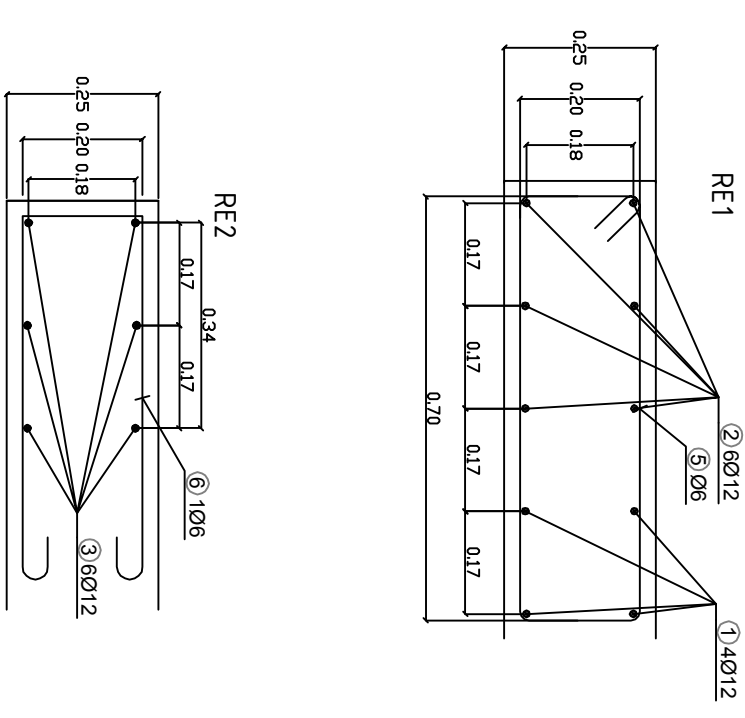


Višina stene: $h = 13,5$ m
 Debelina stene: $d = 25$ cm
 Beton: C25/30
 Armatura: S500
 Krovni sloj betona je 2,6 cm

Merilo 1:50



Merilo 1:25



NASLOV:
 Analiza značilnih elementov
 večetažne stavbe

VSEBINA:
 Armaturni načrt AB stene Sx8

Mentor:	doc.dr. Sebastijan Bratina	Datum:	Februar 2013
Somentor:	prof.dr. Tatjana Isaković	Merilo:	stena 1:100, prerez 1:50, detajl 1:25
Avtor:	Peter Banovec	Št.lista:	Priloga B.2