

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:

Kocman, L., 2013. Analiza in dimenzioniranje nosilne konstrukcije večstanovanjske stavbe v Novem mestu. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Bratina, S.): 66 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:

Kocman, L., 2013. Analiza in dimenzioniranje nosilne konstrukcije večstanovanjske stavbe v Novem mestu. B.Sc. Thesis. Ljubljana, University of Ljubljana, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Bratina, S.): 66 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

PRVOSTOPENJSKI
ŠTUDIJSKI PROGRAM OPERATIVNO
GRADBENIŠTVO (VS)
KONSTRUKTIVA

Kandidat:

LUKA KOČMAN

**ANALIZA IN DIMENZIONIRANJE NOSILNE KONSTRUKCIJE
VEČSTANOVANJSKE STAVBE V NOVEM MESTU**

Diplomska naloga št.: 36/OG-MK

**ANALYSIS AND DESIGN OF LOAD-BEARING STRUCTURE
OF A MULTI-RESIDENTIAL BUILDING IN NOVO MESTO**

Graduation thesis No.: 36/OG-MK

Mentor:

doc. dr. Sebastjan Bratina

Predsednik komisije:

doc. dr. Tomo Cerovšek

Ljubljana 25. 09. 2013

POPRAVKI

Stran z napako

Vrstica z napako

Namesto

Naj bo

IZJAVA O AVTORSTVU

Podpisani **Luka Kocman** izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom »**Analiza in dimenzioniranje nosilne konstrukcije večstanovanjske stavbe v Novem mestu**«.

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

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

Ljubljana, 13. 9. 2013

(Podpis kandidata)

IZJAVE O PREGLEDU NALOGE

Nalogo so si ogledali:

BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK:	624.012.45:728.2(497.4Novo mesto)(043.2)
Avtor:	Luka Kocman
Mentor:	doc. dr. Sebastjan Bratina
Naslov:	Analiza in dimenzioniranje nosilne konstrukcije večstanovanjske stavbe v Novem mestu
Tip dokumenta:	Diplomska naloga – visokošolski strokovni študij
Obseg in oprema:	66 str., 43 pregl., 7 graf., 40 sl.
Ključne besede:	Nosilna konstrukcija, večstanovanjska stavba, armirani beton, plošče, stene, standard Evrokod, dimenzioniranje

Izveček:

V diplomski nalogi je predstavljena analiza in dimenzioniranje nosilnih elementov armirano-betonske nosilne konstrukcije večstanovanjske stavbe v naselju Podbreznik v Novem mestu. Nosilno konstrukcijo stavbe predstavljajo polne medetažne plošče, strešna plošča ter nepovezane in povezane stene brez oziroma z odprtinami. Podrobneje sta analizirana in dimenzionirana dva nosilna elementa, in sicer stropna plošča v I. nadstropju ter stena z odprtinami na obodu stavbe. Analiza nosilne konstrukcije stavbe je izvedena s pomočjo dveh računskih modelov. Prvi model, ki služi za analizo stropne plošče, je ravninski in je izdelan s pomočjo programa SAP2000. Drugi model, ki služi za oceno lastnega nihanja konstrukcije ter analizo vertikalnih nosilnih elementov stavbe, je prostorski in je izdelan v programu ETABS. Pri analizi stropne plošče so upoštevani stalni in koristni vplivi, ki učinkujejo pravokotno na ravnino plošče. Pri analizi vertikalnih nosilnih elementov pa so poleg stalnih in spremenljivih vplivov, ki učinkujejo v navpični smeri, upoštevani tudi vplivi, ki učinkujejo v vodoravni smeri – vplivi vetra in potresa. V računskih modelih so upoštevane ustrezne projektne vrednosti vplivov in lastnosti materialov. Rezultati analize in preverjanj izbranih nosilnih elementov so prikazani v obliki besedila, preglednic in načrtov armature.

BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION

UDC: 624.012.45:728.2(497.4Novo mesto)(043.2)
Author: Luka Kocman
Supervisor: assist. prof. Sebastjan Bratina, Ph. D.
Title: Analysis and design of load-bearing structure of a multi-residential building in Novo mesto
Document type: Graduation Thesis – Higher professional studies
Notes: 66 p., 43 tab., 7 graph., 40 fig.
Key words: Supporting structure, multi-residential building, reinforced concrete, plates, walls, standard Eurocode, design

Abstract:

This thesis presents the analysis and design of load-bearing elements of reinforced concrete supporting structure of the multi-residential building in the village Podbreznik in Novo mesto. The supporting structure is made of full interfloor plates, roof plate and the unconnected and connected walls with or without openings. Two dimensioned supporting elements, namely the ceiling panel in the 1st floor and the wall with openings on the circumference of building, are analyzed in detail. The analysis of the load-bearing structure of the building is carried out by using two computational models. The first model, which serves for the analysis of the ceiling plates, is planar and is constructed by using the program SAP2000. Another model, used to estimate oscillation of the structure and to analyze the vertical load-bearing elements of the building, is spatial and is made in the program ETABS. When analyzing the ceiling plates, the permanent and variable impact that affect perpendicular to the plane of the plate, are considered. The analysis of the vertical load-bearing elements, in addition to permanent and variable impacts that affect in vertical direction, also includes the impacts that affect the horizontal direction - the impacts of wind and earthquake. The computational models take into account the relevant design values of impacts and properties of the materials. The results of the analysis and dimensioning of the selected load-bearing elements are shown in the form of the text, tables, and the plans of the fixture.

ZAHVALA

Iskreno se zahvaljujem svojemu mentorju doc. dr. Sebastjanu Bratini za vso strokovno pomoč ter čas, ki mi ga je nudil pri nastajanju diplomske naloge.

Rad bi se zahvalil tudi podjetju IMOS d. d., za pridobljene arhitekturne podloge analizirane stavbe.

Lepo se zahvaljujem tudi svoji družini, puncu, prijateljem, da so mi na poti skozi celoten študij stali ob strani in me podpirali.

KAZALO VSEBINE

1	UVOD.....	1
2	OSNOVNI PODATKI O KONSTRUKCIJI.....	2
2.1	Opis konstrukcije.....	2
2.2	Arhitekturne podloge stavbe	3
2.3	Uporabljeni materiali.....	5
2.3.1	Beton	5
2.3.2	Jeklo za armiranje.....	5
2.4	Krovni sloj betona	5
3	VPLIVI NA KONSTRUKCIJO.....	7
3.1	Stalna obtežba	7
3.1.1	Strešna in medetažna konstrukcija	7
3.1.2	Stopnice in podest	8
3.1.3	Nosilne stene	9
3.1.4	Balkon in ograja balkona.....	9
3.1.5	Predelne stene.....	10
3.2	Koristna obtežba.....	10
3.3	Obtežba snega	11
3.4	Obtežba vetra	14
3.4.1	Osnovni podatki o obtežbi vetra.....	14
3.4.1.1	Osnovna hitrost vetra v_b	14
3.4.1.2	Osnovni tlak vetra q_b	15
3.4.1.3	Faktor izpostavljenosti c_e	15
3.4.1.4	Tlak pri največji hitrosti ob sunkih vetra q_p	16
3.4.2	Tlak vetra na zunanje površine.....	16
3.4.2.1	Tlak vetra w_e v primeru delovanja vetra v X smeri	17
3.4.2.2	Tlak vetra w_e v primeru delovanja vetra v Y smeri	21
3.4.3	Tlak vetra na notranje površine.....	23
3.4.4	Neto tlak na površine stavbe	24
3.4.4.1	Neto tlak na površine v primeru delovanja vetra v X smeri.....	24
3.4.4.2	Neto tlak na ovoj stavbe v primeru delovanja vetra v Y smeri	25

3.4.5	Učinek trenja vetra	26
3.4.5.1	Vpliv trenja v primeru delovanja vetra v X smeri	27
3.4.5.2	Vpliv trenja v primeru delovanja vetra v Y smeri	27
3.4.6	Sile vetra v horizontalni smeri.....	27
3.5	Potresni vpliv	29
3.5.1	Projektni pospešek tal.....	29
3.5.2	Tip tal	30
3.5.3	Faktor obnašanja	30
3.5.4	Projektni spekter odziva za vodoravni komponenti potresnega vpliva	31
3.5.5	Masa konstrukcije po etažah	32
4	RAČUNSKI MODELI KONSTRUKCIJE	35
4.1	Računski model za analizo tipične medetažne nosilne konstrukcije.....	35
4.2	Računski model za analizo vertikalnih nosilnih elementov konstrukcije.....	36
4.2.1	Analiza lastnega nihanja.....	38
4.2.2	Kontrola mase računskega modela.....	39
4.2.3	Naključna ekscentričnost.....	40
5	MEJNA STANJA PRI PROJEKTIRANJU KONSTRUKCIJE	41
5.1	Mejna stanja nosilnosti (MSN)	41
5.1.1	Kombinacije vplivov za stalna projektna stanja.....	41
5.1.2	Kombinacije vplivov za potresna projektna stanja.....	42
5.2	Mejno stanje uporabnosti (MSU)	43
6	DIMENZIONIRANJE NOSILNIH ELEMENTOV KONSTRUKCIJE	44
6.1	Dimenzioniranje medetažne konstrukcije nad I. nadstropjem	44
6.1.1	Projektne obremenitve v plošči	44
6.1.2	Dimenzioniranje vzdolžne armature	47
6.1.3	Kontrola povesov	49
6.2	Dimenzioniranje stene na obodu stavbe	50
6.2.1	Povezane oziroma posamične stene	51
6.2.2	Geometrijske zahteve za steno	52
6.2.2.1	Debelina stene in dolžina robnega elementa	52
6.2.2.2	Višina kritičnega področja.....	53
6.2.3	Projektne obremenitve v steni	54

6.2.3.1	Projektna osna sila.....	54
6.2.3.2	Projektna prečna sila	55
6.2.3.3	Projektni upogibni moment	56
6.2.4	Dimenzioniranje vertikalne in prečne armature v steni.....	57
6.2.4.1	Zahteve za minimalno armaturo v steni	57
6.2.4.2	Dimenzioniranje navpične armature v kritičnem področju na osno-upogibno obremenitev	58
6.2.4.3	Dimenzioniranje prečne armature v kritičnem področju na strižno obremenitev	59
6.2.4.4	Prečna armatura robnega elementa za zagotovitev lokalne duktilnosti.....	61
6.2.4.5	Določitev navpične in prečne armature nad kritičnim območjem.....	62
7	ZAKLJUČEK.....	63
8	VIRI.....	65

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Teža nosilne konstrukcije kritine	7
Preglednica 2: Teža strešne konstrukcije	7
Preglednica 3: Teža medetažne konstrukcije	8
Preglednica 4: Teža stopnic.....	8
Preglednica 5: Teža stopnišnega podesta na sredini etaž	8
Preglednica 6: Teža zunanje stene	9
Preglednica 7: Teža notranje stene.....	9
Preglednica 8: Teža balkona	9
Preglednica 9: Teža ograje balkona	9
Preglednica 10: Lastna teža predelne stene višine 2,56 m	10
Preglednica 11: Karakteristične vrednosti koristnih obtežb posameznih površin.....	10
Preglednica 12: Nadomestna koristna obtežba za lahke predelne stene.....	11
Preglednica 13: Oblikovna koeficienta obtežbe snega (SIST EN 1991-1-3:2004, str. 15).....	12
Preglednica 14: Koeficienti zunanjih tlakov za področji D in E (veter v smeri X).....	18
Preglednica 15: Koeficienti zunanjih tlakov za področja A, B in C (veter v smeri X)	19
Preglednica 16: Tlaki vetra w_e na zunanje navpične stene (veter v smeri X).....	19
Preglednica 17: Koeficienti zunanjih tlakov za področja od F do I (veter v smeri X).....	20
Preglednica 18: Tlaki vetra w_e na ravno streho (veter v smeri X).....	20
Preglednica 19: Koeficienti zunanjih tlakov za področji D in E (veter v smeri Y).....	21
Preglednica 20: Koeficienti zunanjih tlakov za področji A in B (veter v smeri Y)	22
Preglednica 21: Tlaki vetra w_e na zunanje navpične stene (veter v smeri Y).....	22
Preglednica 22: Koeficienti zunanjih tlakov za področja od F do I (veter v smeri Y).....	23
Preglednica 23: Tlaki vetra w_e na ravno streho (veter v smeri Y).....	23
Preglednica 24: Mejni vrednosti tlakov vetra w_i na notranje površine.....	24
Preglednica 25: Neto tlaki vetra na ovoj stavbe z upoštevanjem notranjih tlakov (veter v smeri X) ...	25
Preglednica 26: Neto tlaki vetra na ovoj stavbe z upoštevanjem notranjih srkov (veter v smeri X).....	25
Preglednica 27: Neto tlaki vetra na ovoj stavbe z upoštevanjem notranjih tlakov (veter v smeri Y) ...	26
Preglednica 28: Neto tlaki vetra na ovoj stavbe z upoštevanjem notranjih srkov (veter v smeri Y).....	26
Preglednica 29: Sile trenja na enoto površine stene in strehe (veter v smeri X)	27
Preglednica 30: Sile vetra v horizontalni smeri po etažah (veter v smeri X)	28
Preglednica 31: Sile vetra v horizontalni smeri po etažah (veter v smeri Y)	28
Preglednica 32: Vrednosti koeficienta Ψ_{2i} in φ za različne vrste spremenljivih vplivov	33
Preglednica 33: Masa na nivoju strešne konstrukcije na koti + 11,47 m	33

Preglednica 34: Masa na nivoju stropne plošče nad II. in I. nadstropjem na koti + 8,61 m in + 5,75 m	33
Preglednica 35: Masa na nivoju stropne plošče nad pritličjem na koti + 2,89 m.....	34
Preglednica 36: Nihajni časi konstrukcije in pripadajoče nihajne oblike.....	38
Preglednica 37: Primerjava mas iz računskega modela s »peš« izračunanimi masami	39
Preglednica 38: Dodatna obtežba v obliki torzijskih momentov zaradi naključne ekscentričnosti mas	40
Preglednica 39: Vrednosti delnih varnostnih faktorjev	41
Preglednica 40: Vrednosti faktorjev za kombinacijsko vrednost	42
Preglednica 41: Kombinacije vplivov za stalna projektna stanja za projektiranje medetažne konstrukcije	42
Preglednica 42: Kombinacije vplivov za stalna projektna stanja za projektiranje vertikalnih nosilnih elementov	42
Preglednica 43: Kombinacije vplivov za potresna projektna stanja za projektiranje vertikalnih nosilnih elementov	43

KAZALO GRAFIKONOV

Grafikon 1: Elastični in projektni spekter odziva za obravnavano večstanovanjsko stavbo.....	32
Grafikon 2: Elastični spekter ter prvotni oziroma korigiran projektni spekter za obravnavano stavbo	39
Grafikon 3: Potek projektne osne sile po višini stene	54
Grafikon 4: Potek projektne prečne sile po višini stene.....	55
Grafikon 5: Potek projektne prečne sile po višini stene.....	55
Grafikon 6: Potek projektnega upogibnega momenta po višini stene.....	56
Grafikon 7: Premaknjena ovojnica projektnih upogibnih momentov po višini stene	57

KAZALO SLIK

Slika 1: Pogled na severozahodno (levo) in jugozahodno (desno) fasado obravnavane stavbe.....	2
Slika 2: Pogled na jugovzhodno fasado obravnavane stavbe.....	3
Slika 3: Tloris pritličja obravnavane stavbe.....	3
Slika 4: Tloris I., II. in III. nadstropja obravnavane stavbe.....	4
Slika 5: Prečni prerez obravnavane stavbe.....	4
Slika 6: Vzдолžni prerez obravnavane stavbe.....	4
Slika 7: Največja snežna obtežba v obdobju 1951-2005 (Agencija Republike Slovenije za Okolje)...	11
Slika 8: Oblikovni koeficient obtežbe snega (Bratina, S. 2012. Študijsko gradivo pri predmetu masivni objekti, str. 9).....	12
Slika 9: Obtežba snega na tleh na n.v. $A = 0$ (Nacionalni dodatek SIST EN 1991-1-3:2004/A101, str. 4).....	13
Slika 10: Temeljna vrednost osnovne hitrosti vetra $v_{b,0}$ (SIST EN 1991-1-4:2005/oA101, str. 5).....	14
Slika 11: Razpored tlakov vetra na zunanje površine po višini stavbe (SIST EN 1991-1-4:2005, str. 29).....	17
Slika 12: Razdelitev navpičnih sten, pravokotnih na smer delovanja vetra, na področji D in E (veter v smeri osi X).....	18
Slika 13: Razdelitev navpičnih sten, vzporednih s smerjo delovanja vetra, na področja A, B in C (veter v smeri osi X).....	19
Slika 14: Razdelitev ravne strehe na področja od F do I (veter v smeri X).....	20
Slika 15: Razdelitev navpičnih sten, pravokotnih na smer delovanja vetra, na področji D in E (veter v smeri Y).....	21
Slika 16: Razdelitev navpičnih sten, vzporednih s smerjo delovanja vetra, na področji A in B (veter v smeri Y).....	22
Slika 17: Razdelitev ravne strehe na področja od F do I (veter v smeri Y).....	23
Slika 18: Pozitivni oziroma negativni notranji tlaki (SIST EN 1991-1-4:2005, slika 5.1).....	24
Slika 19: Razdelitev horizontalne sile vetra po etažah.....	28
Slika 20: Projektni pospešek tal v Sloveniji (Agencija Republike Slovenije za Okolje, 2001).....	29
Slika 21: Računski model medetažne plošče.....	35
Slika 22: Šahovska razporeditev koristne obtežbe po površini plošče.....	36
Slika 23: Prostorski računski model za analizo vertikalnih nosilnih elementov konstrukcije.....	37
Slika 24: Razporeditev vertikalnih nosilnih elementov v pritličju konstrukcije.....	37
Slika 25: Razporeditev vertikalnih nosilnih elementov v I., II., in III. nadstropju.....	38
Slika 26: Ovojnica projektnih upogibnih momentov $m_{xx} - \max$	45
Slika 27: Ovojnica projektnih upogibnih momentov $m_{xx} - \min$	45

Slika 28: Ovojnica projektnih upogibnih momentov m_{yy} - max.....	45
Slika 29: Ovojnica projektnih upogibnih momentov m_{yy} - min	46
Slika 30: Ovojnica projektnih torzijskih momentov m_{xy} - max	46
Slika 31: Ovojnica projektnih torzijskih momentov m_{xy} - min.....	46
Slika 32: Izpis mejnih vrednosti projektnih upogibnih momentov v stropni plošči (v kNm/m).....	47
Slika 33: Prečni prerez plošče s spodnjo armaturo v vzdolžni in prečni smeri	47
Slika 34: Potrebna količina vzdolžne armature v stropni plošči iz programa SAP2000 (vrednosti so v cm^2/m)	49
Slika 35: Lega obravnavane stene z odprtini v nosilni konstrukciji stavbe.....	51
Slika 36: Primer povezanih in nepovezanih sten.....	51
Slika 37: Geometrijski pogoji za stojino in robni element stene v skladu s SIST EN 1998-1:2004 za srednjo stopnjo duktilnosti	52
Slika 38: Interakcijski diagram mejne osno-upogibne nosilnosti prečnega prereza stene v kritičnem področju s pomočjo programa DIAS	59
Slika 39: Robni element, objekt z gostimi stremeni, in potek mejnih deformacij po prerezu stene	61
Slika 40: Prikaz razporeditve navpične in prečne armature v robnem elementu stene	62

1 UVOD

Armirani beton (v nadaljevanju AB) je kompozitni material, ki se v današnjih časih v gradbeništvu zelo pogosto uporablja tako v nizki kot visoki gradnji. Njegove prednosti so v enostavnosti priprave, vgradnje in oblikovanju raznolikih konstrukcijskih elementov. Predvsem pa ima dobre mehanske lastnosti, saj lahko hkrati prevzema velike tlačne in natezne obremenitve. Med njegove slabosti lahko prištevamo veliko lastno težo.

V diplomski nalogi predstavljamo analizo in dimenzioniranje AB nosilne konstrukcije večstanovanjske stavbe v novejšem naselju Podbreznik v Novem mestu.

Nosilno konstrukcijo stavbe moramo projektirati in dimenzionirati v skladu s pravili in načeli evropskih standardov – Evrokodov, ki so v Sloveniji v veljavi od 1.1.2008. Z uporabo tega pravilnika konstrukcijam zagotovimo ustrezno mehansko odpornost, stabilnost in varnost pri uporabi.

Analizo in preverjanje nosilne konstrukcije stavbe izvedemo na ustreznih računskih modelih. Pri konstruiranju modelov se opremo na podatke iz obstoječih arhitekturnih podlog. Ločeno analiziramo medetažne in vertikalne nosilne elemente. Pri analizi značilne medetažne plošče obravnavane stavbe upoštevamo le stalno in koristno obtežbo, ki učinkuje neposredno na ploščo. Pri analizi vertikalnih nosilnih elementov pa poleg stalnih in spremenljivih vplivov, ki učinkujejo v navpični smeri, upoštevamo tudi vpliv vetra in potresa kot horizontalna vpliva na objekt. Nosilne elemente projektiramo na mejna stanja. To pomeni, da v računskem modelu upoštevamo ustrezne projektne vrednosti vplivov in projektne vrednosti lastnosti materialov. Preverjamo, če je katero od mejnih stanj prekoračeno. V diplomski nalogi podrobneje analiziramo in dimenzioniramo le nekaj značilnih nosilnih elementov obravnavane stavbe, in sicer preverjamo medetažno ploščo v I. nadstropju ter steno z odprtinami na obodu stavbe.

Diplomska naloga ima poleg uvoda še šest poglavij. V drugem poglavju navajamo osnovne geometrijske podatke o stavbi ter podatke o uporabljenih materialih, v tretjem poglavju predstavimo vplive na konstrukcijo glede na časovno raznolikost delovanja, v četrtem poglavju pa podrobneje opišemo računski model za analizo tipične AB plošče, ki ga izdelamo v programu SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2011) ter računski model za analizo in preverjanje vertikalnih nosilnih elementov, ki ga izdelamo v programu ETABS (Computers and Structures, Inc., 2010). Nato v petem poglavju navajamo ustrezna mejna projektna stanja, v šestem poglavju pa prikažemo analizo in dimenzioniranje izbranih nosilnih elementov obravnavane stavbe. Na koncu podajamo zaključke.

2 OSNOVNI PODATKI O KONSTRUKCIJI

2.1 Opis konstrukcije

Obravnavana večstanovanjska stavba se nahaja v novem naselju Podbreznik v Novem mestu na nadmorski višini 185 m. Zgrajena je bila leta 2009. Sestavljena je iz petih etaž: kleti, pritličja in treh nadstropij (K+P+3N). V kleti se nahajajo parkirna mesta in shrambe stanovalcev. Višje etaže so razdeljene na krili A in B, ki imata v pritličju tudi vsaka svoj ločen vhod. V pritličju stavbe je predprostor, prostor za vozičke ter 11 stanovanjskih enot z atriji. Šest stanovanj je v krilu A, pet pa v krilu B. V vsakem izmed preostalih treh nadstropij pa se nahaja po 13 stanovanjskih enot, in sicer sedem v krilu A in šest v krilu B. Tako je v stavbi skupaj 50 stanovanj. V vsakem krilu je za zagotavljanje vertikalne komunikacije izvedeno stopnišče z dvigalom.

Tlorisno je stavba pravokotne oblike z dolžino 43,80 m, širino 21,15 m, najvišja kota nad zunanjim terenom pa je + 13,58 m. Pri tem je višina pritličja 2,89 m, višina ostalih treh nadstropij pa je 2,86 m. Vertikalno nosilno konstrukcijo obravnavane stavbe tvori sistem notranjih povezanih AB sten, zunanjih nepovezanih AB sten z in brez odprtinami ter posameznih AB stebrov. V višini etaž so stene in stebri med seboj povezani z AB polnimi ploščami. Nosilna konstrukcija strešne kritine je lesena. Sestavljajo jo lege, špirovci ter letve z naklonom 3°. Fasada stavbe je debeline 12 cm. Sestavljena je iz stiropora EPS in zaključnega ometa. Predelne stene so sestavljene iz kombinacije mavčnih plošč, steklene volne in aluminijastih nosilcev. Na slikah 1 in 2 prikazujemo obravnavano večstanovanjsko stavbo.



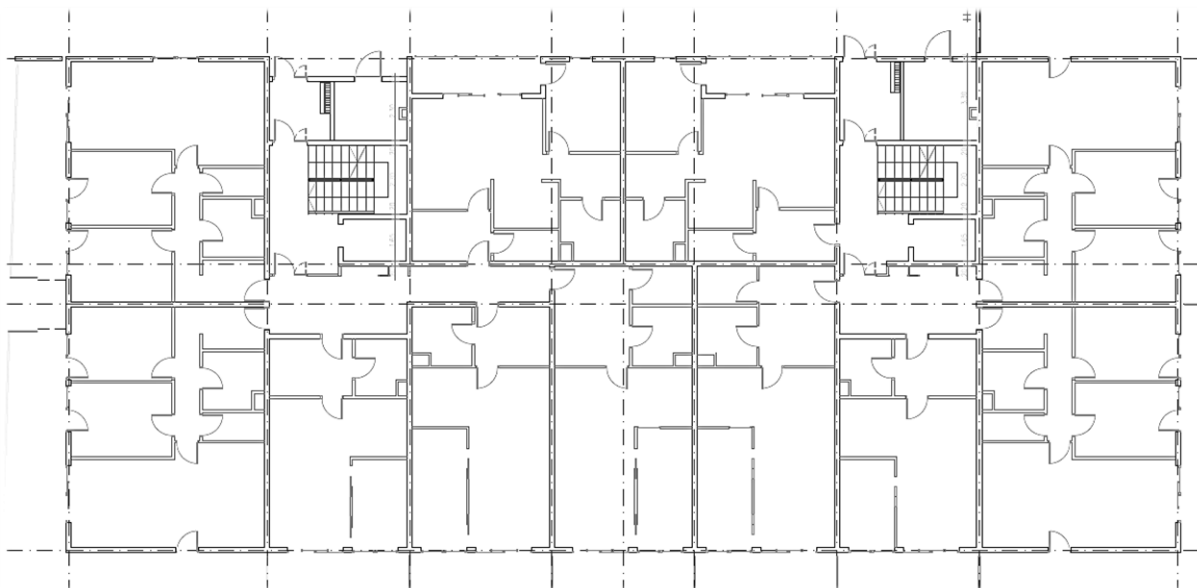
Slika 1: Pogled na severozahodno (levo) in jugozahodno (desno) fasado obravnavane stavbe



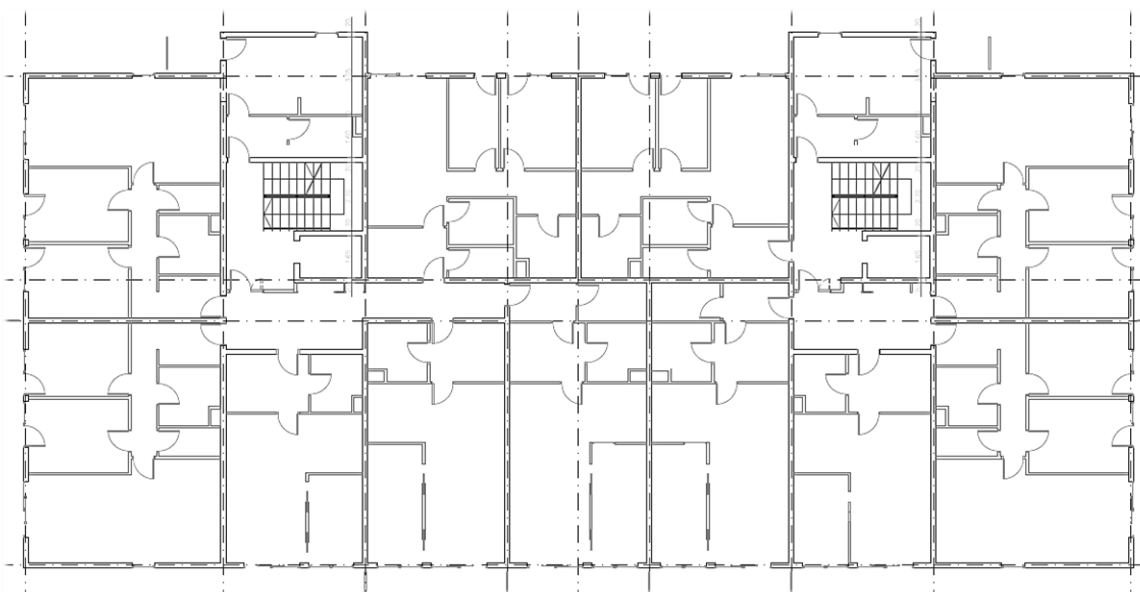
Slika 2: Pogled na jugovzhodno fasado obravnavane stavbe

2.2 Arhitekturne podloge stavbe

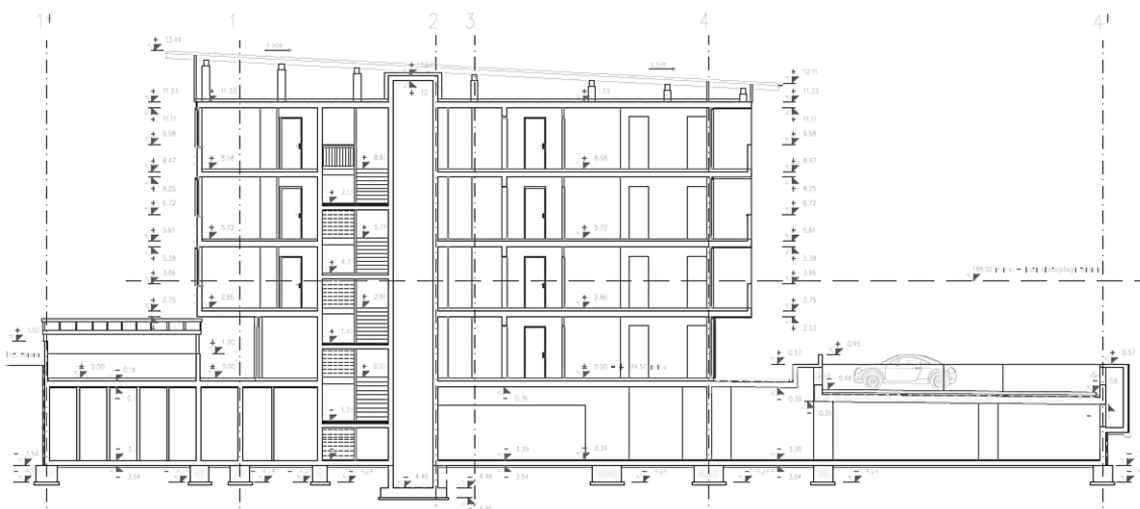
Na slikah od 3 do 6 prikazujemo tloris pritličja oziroma nadstropja ter prečni in vzdolžni prerez obravnavane stavbe.



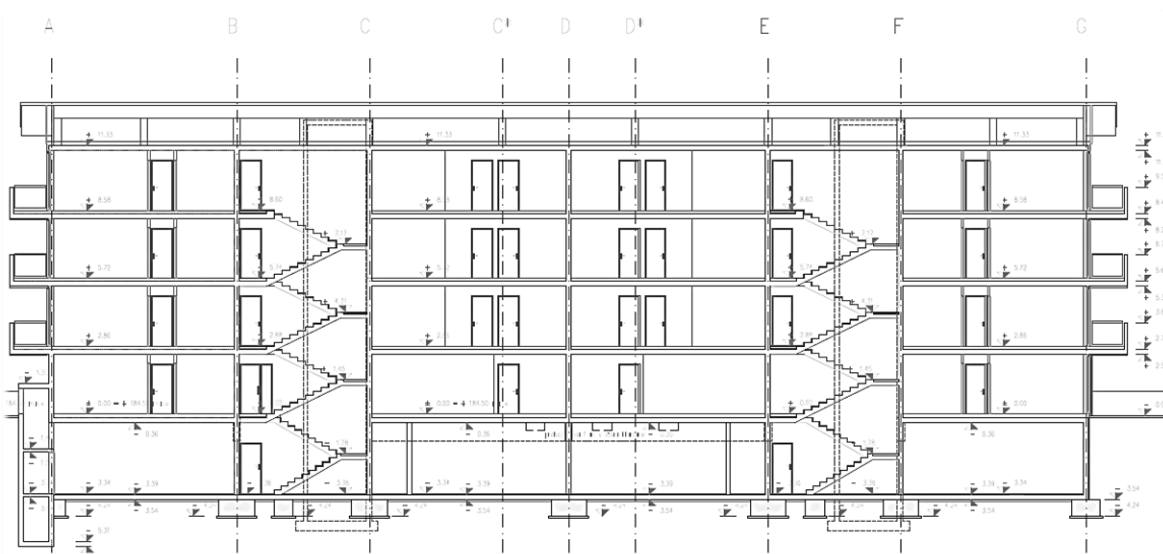
Slika 3: Tloris pritličja obravnavane stavbe



Slika 4: Tloris I., II. in III. nadstropja obravnavane stavbe



Slika 5: Prečni prerez obravnavane stavbe



Slika 6: Vzdolžni prerez obravnavane stavbe

2.3 Uporabljeni materiali

2.3.1 Beton

AB nosilna konstrukcija obravnavane stavbe je iz betona trdnostnega razreda C25/30. V nadaljevanju navajamo mehanske karakteristike omenjenega betona, ki jih povzamemo po standardu SIST EN 1992-1-1:2005:

- $f_{ck} = 2,5 \text{ kN/cm}^2$ karakteristična tlačna trdnost 28 dni starega betona določena na valju,
- $f_{ck,cube} = 3 \text{ kN/cm}^2$ karakteristična tlačna trdnost 28 dni starega betona določena na kocki,
- $f_{ctm} = 0,26 \text{ kN/cm}^2$ srednja vrednost osne natezne trdnosti betona,
- $E_{cm} = 3100 \text{ kN/cm}^2$ sekantni modul elastičnosti,
- $\nu = 0,2$ Poissonov količnik,
- $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$ (AB) prostorninska teža armiranega betona.

2.3.2 Jeklo za armiranje

Mrežna armatura in rebraste palice so iz jekla trdnostnega razreda S 500 B. Mehanske lastnosti povzamemo po standardu SIST EN 1992-1-1:2005 in so:

- $f_{yk} = 50 \text{ kN/cm}^2$ karakteristična meja elastičnosti jekla za armiranje,
- $f_t = f_{yk} = 50 \text{ kN/cm}^2$ natezna trdnost jekla za armiranje,
- $E_s = 20\,000 \text{ kN/cm}^2$ projektna vrednost modula elastičnosti jekla za armiranje,
- $\gamma_s = 78,5 \text{ kN/m}^3$ prostorninska teža jekla za armiranje.

2.4 Krovni sloj betona

Krovni sloj betona predstavlja del betona od zunanega roba elementa do vgrajene armature in je za AB elemente zelo pomemben, saj ščiti armaturo pred zunanjimi vplivi (sonce, voda, zmrzal, požar). Potrebna debelina krovnega sloja betona je odvisna predvsem od okolja, v katerem se konstrukcija nahaja in od predpostavljene življenjske dobe stavbe.

Skladno s standardom SIST EN 1992-1-1:2005, točka 4, moramo določiti nazivni krovni sloj c_{nom} , ki je enak vsoti najmanjšega krovnega sloja c_{min} in dovoljenega projektnega odstopanja Δc_{dev} , za katerega je priporočena vrednost 10 mm. Torej:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = c_{min} + 10 \text{ mm.} \quad (2.1)$$

Pri tem najmanjši krovni sloj c_{\min} določimo glede na zahteve sprijemnosti in pogojev okolja s pomočjo izraza:

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

V izrazu (2.2) je $c_{\min,b}$ najmanjša debelina krovnega sloja glede na zahteve sprijemnosti in je enaka debelini premera palice pri posamični razvrstitvi palic glede na preglednico 4.2 iz SIST EN 1992-1-1:2005. Pri analizi nosilne konstrukcije obravnavane stavbe predpostavimo, da znaša največji premer armaturne palice v vertikalnih nosilnih elementih 18 mm, v ploščah pa 11 mm. $c_{\min,dur}$ določa najmanjšo debelino krovnega sloja glede na pogoje okolja. Določena je na podlagi razreda izpostavljenosti, ki je za obravnavano stavbo XC1 (beton v stavbah z nizko vlažnostjo zraka) in na podlagi priporočenega razreda konstrukcije S4 za katerega velja, da je projektna življenjska doba stavbe 50 let. V preglednici 4.4N pod točko 4.4.1.2 v SIST EN 1992-1-1:2005 odčitamo $c_{\min,dur} = 15$ mm. $\Delta c_{dur,\gamma}$ je dodatni varnostni sloj, za katerega je priporočena vrednost 0 mm. $\Delta c_{dur,st}$ predstavlja zmanjšanje najmanjše debeline krovne plasti betona pri uporabi nerjavnega jekla. Upoštevamo priporočeno vrednost 0 mm. $\Delta c_{dur,add}$ pa predstavlja zmanjšanje najmanjše debeline krovne plasti pri uporabi dodatne zaščite. Tudi v tem primeru je priporočena vrednost enaka 0 mm.

V nadaljevanju izvednotimo nazivni krovni sloj betona c_{nom} , in sicer ločeno za vertikalne nosilne elemente in plošče.

- Vertikalni nosilni elementi:

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

$$c_{\min} = \max \{18; 15 + 0 - 0 - 0; 10\} = \{18; 15; 10\}$$

$$c_{\min} = 18 \text{ mm}$$

$$c_{nom} = c_{\min} + 10 = 18 + 10 = 28 \text{ mm}$$

- Plošče:

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

$$c_{\min} = \max \{11; 15 + 0 - 0 - 0; 10\} = \{11; 15; 10\}$$

$$c_{\min} = 15 \text{ mm}$$

$$c_{nom} = c_{\min} + 10 = 15 + 10 = 25 \text{ mm}$$

V nadaljnji analizi upoštevamo, da je za vertikalne nosilne elemente stavbe debelina krovnega sloja enaka 3 cm, za plošče pa 2,5 cm.

3 VPLIVI NA KONSTRUKCIJO

Stavba je izpostavljena številnim vplivom, ki jih navsezadnje razvrstimo po časovni raznolikosti med stalne, spremenljive in potresne vplive. Med stalne sodi lastna teža konstrukcijskih in nekonstrukcijskih elementov ter druga stalna obtežba, med spremenljive pa koristna obtežba, obtežba snega in vetra. Potres uvrščamo v posebno skupino vplivov zaradi izjemne intenzitete ter časovne redkosti pojavljanja. V nadaljevanju podrobneje predstavimo omenjene vplive na konstrukcijo.

3.1 Stalna obtežba

Med stalno obtežbo objekta uvrščamo težo vseh delov stavbe. Stalno obtežbo objekta podajamo od strešne konstrukcije navzdol v obliki preglednic.

3.1.1 Strešna in medetažna konstrukcija

Nosilna konstrukcija kritine v naklonu 5,25 % oz. 3°

Preglednica 1: Teža nosilne konstrukcije kritine

Material	l _skupno [m]	z _skupno [m]	Prerez-A [m ²]	Prostorninska teža [kN/m ³]	Obtežba [kN/m ²]
Paneli (Trimo SNV 200; $e_{\max} = 3,95$)	/	/	/	/	0,35
Letve 4/5 cm-smreka ($e = 0,6$)	/	/	0,002	6	0,02
Špirovci 14/18 cm-smreka ($e = 0,93$)	/	/	0,025	6	0,16
Lege 20/24 cm-smreka ($e = 3,11$ do 4,82)	292,1	/	0,048	6	0,09
AB stebri 30/30 cm	/	61,2	0,090	25	0,14
Stransko zaprtje ostrešja: $h = 74$ do 194 cm; $d = 3$ cm	133,2	0,74 - 1,94	0,006	6	0,03
$\Sigma =$					0,80

Strešna konstrukcija

Preglednica 2: Teža strešne konstrukcije

Material	Debelina [m]	Prostorninska teža [kN/m ³]	Obtežba [kN/m ²]
Cementni estrih	0,03	24	0,72
Toplotna in zvočna izolacija-EPS	0,15	0,3	0,05
AB plošča	0,22	25	5,50
Omet-apneno mavčni	0,02	15	0,30
$\Sigma =$			6,57

Medetažna konstrukcija

Preglednica 3: Teža medetažne konstrukcije

Material	Debelina [m]	Prostorninska teža [kN/m ³]	Obtežba [kN/m ²]
Talna obloga-linolej	0,011	12	0,13
Cementni estrih	0,05	24	1,20
Toplotna in zvočna izolacija-EPS	0,04	0,3	0,01
AB plošča	0,22	25	5,50
Omet-apneno mavčni	0,02	15	0,30
		$\Sigma=$	7,14

3.1.2 Stopnice in podest

Stopnice

Preglednica 4: Teža stopnic

Material	Debelina [m]	Prostorninska teža [kN/m ³]	Obtežba [kN/m ²]
Obloga-linolej	0,011	12	0,20
Stopnice 32,5 · 16 cm	/	25	2,00
AB plošča	0,16	25	4,45
Omet-apneno mavčni	0,02	15	0,33
		$\Sigma=$	6,98

Stopniščni podest na sredini etaž

Preglednica 5: Teža stopniščnega podesta na sredini etaž

Material	Debelina [m]	Prostorninska teža [kN/m ³]	Obtežba [kN/m ²]
Obloga-linolej	0,011	12	0,13
Cementni estrih	0,06	24	1,44
Zvočna izolacija-EPS	0,02	0,3	0,01
AB plošča	0,16	25	4,00
Omet-apneno mavčni	0,02	15	0,30
		$\Sigma=$	5,88

3.1.3 Nosilne stene

Zunanja stena

Preglednica 6: Teža zunanje stene

Material	Debelina [m]	Prostorninska teža [kN/m ³]	Obtežba [kN/m ²]
Zaključni omet	0,02	18	0,36
Toplotna in zvočna izolacija-EPS	0,10	0,3	0,03
AB stena	0,20	25	5,00
Omet-apneno mavčni	0,02	15	0,30
		$\Sigma=$	5,69

Notranja stena

Preglednica 7: Teža notranje stene

Material	Debelina [m]	Prostorninska teža [kN/m ³]	Obtežba [kN/m ²]
Omet-apneno mavčni	0,02	15	0,30
AB stena	0,20	25	5,00
Omet-apneno mavčni	0,02	15	0,30
		$\Sigma=$	5,60

3.1.4 Balkon in ograja balkona

Balkon

Preglednica 8: Teža balkona

Material	Debelina [m]	Prostorninska teža [kN/m ³]	Obtežba [kN/m ²]
Talne keramične ploščice	0,01	23	0,23
Cementni estrih	0,05	24	1,20
Zvočna izolacija-EPS	0,03	0,3	0,01
HI-Bitumenski trak	0,003	10	0,03
AB plošča	0,22	25	5,50
Zaključni omet	0,02	18	0,36
		$\Sigma=$	7,33

Ograja balkona

Preglednica 9: Teža ograje balkona

Material	Debelina [m]	Prostorninska teža [kN/m ³]	Obtežba [kN/m ²]
AB ograja	0,15	25	3,75

3.1.5 Predelne stene

Preglednica 10: Lastna teža predelne stene višine 2,56 m

Material	Debelina [m]	Prostorninska teža [kN/m ³]	Obtežba [kN/ m ²]
Mavčne plošče	0,0125	14	0,18
Steklena volna	0,075	0,5	0,04
CW-Profil 75 / 50 / 06	/	/	0,04
Mavčne plošče	0,0125	14	0,18
Σ=	0,1		Σ= 0,43

3.2 Koristna obtežba

Koristna obtežba je en izmed prvih spremenljivih vplivov, ki se pojavi na stavbi. Pojavlja se na vseh talnih površinah (sobah, hodnikih, balkonih in stopnicah) in celo na strehah. Velikost koristne obtežbe določimo skladno s standardom SIST EN 1991-1-1:2004.

Površine stavbe najprej razvrstimo v kategorije glede na namen uporabe skladno s preglednico 6.1 oziroma 6.9 pod točko 6 v SIST EN 1991-1-1:2004. Površino pritličja ter ostalih etaž uvrstimo v kategorijo A (bivalni prostori), površino nepohodne strehe pa v kategorijo H (strehe, dostopne le za normalno vzdrževanje in popravila). Nato s pomočjo preglednice 6.2 oziroma 6.10 iz SIST EN 1991-1-1:2004 za posamezne površine določimo priporočljive karakteristične vrednosti koristne obtežbe na tleh. Vrednosti zberemo v preglednici 11.

Preglednica 11: Karakteristične vrednosti koristnih obtežb posameznih površin

Opis uporabe	Namen uporabe površine	q_k [kN/m ²]
Bivalni prostori-tla na splošno	A	2,0
Stopnice	A	2,0
Streha	H	0,4
Balkoni	A	2,5

Med koristno obtežbo lahko uvrstimo tudi lahke predelne stene. Pri tem težo predelnih sten upoštevamo kot enakomerno porazdeljeno ploskovno obtežbo, ki jo prištejemo h koristni obtežbi tal. Ta nadomestna obtežba pa je odvisna od lastne teže predelnih sten. V obravnavani stavbi znaša teža predelnih sten 0,43 kN/m² (glej razdelek 3.1.5), njihova svetla višina pa je 2,56 m. Tako je teža takšne stene 1,06 kN/m dolžine stene.

Ugotovimo, da za predelne stene z lastno težo med 1,0 in 2,0 kN/m dolžine stene znaša nadomestna koristna obtežba $q_k = 0,8$ kN/m² (točka 6.3.1.2(8) iz SIST EN 1991-11:2004).

Preglednica 12: Nadomestna koristna obtežba za lahke predelne stene

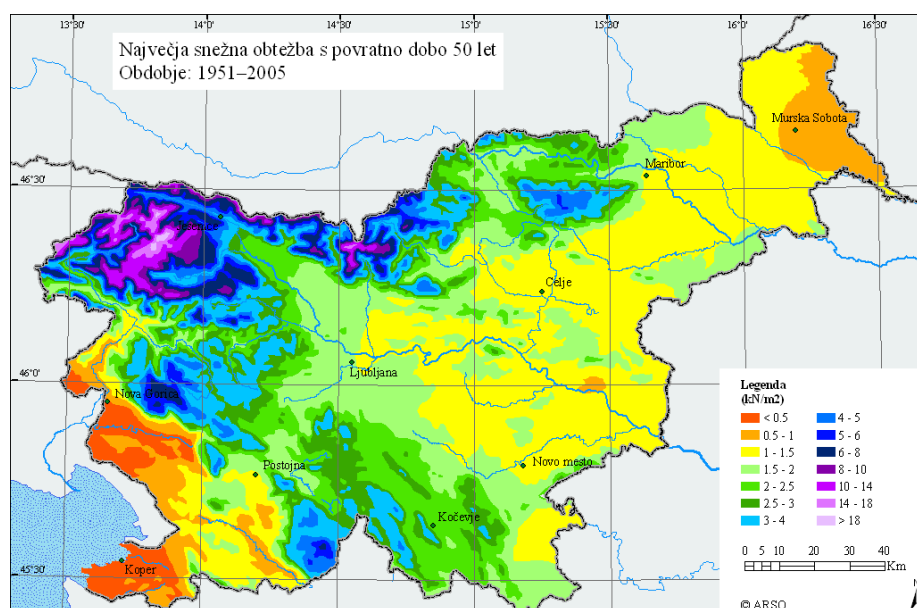
Opis uporabe	Kategorija površin	q_k [kN/m ²]
Premične predelne stene	A	0,8

3.3 Obtežba snega

Sneg spada med zunanje spremenljive nepomične vplive in na streho vedno deluje v navpični smeri. Projektiranje obtežbe snega izvedemo v skladu s standardom SIST EN 1991-1-3:2004 in s pripadajočim Nacionalnim dodatkom SIST EN 1991-1-3:2004/A101. Pri določanju obtežbe snega moramo upoštevati, da je na strehi možnih več porazdelitev snega. Sicer pa je velikost obtežbe snega na strehi odvisna predvsem od naslednjih dejavnikov:

- oblike strehe,
- toplotne lastnosti strehe,
- hrapavosti površine strehe,
- količine toplote, ki se zadržuje pod streho,
- položaja in velikosti sosednjih stavb,
- terena v okolici stavbe (relief),
- krajevnih podnebnih razmer, zlasti prevetrenosti, temperaturnih sprememb in verjetnosti padavin (tako dežja kot snega).

Pomemben dejavnik je tudi lega stavbe. Na sliki 7 prikazujemo največje izmerjene obtežbe snega na tleh v zadnjih 50-ih letih za območje Republike Slovenije.



Slika 7: Največja snežna obtežba v obdobju 1951-2005 (Agencija Republike Slovenije za Okolje)

Obtežbo snega na strehi določimo po enačbi za trajno/začasna projektna stanja (3.1):

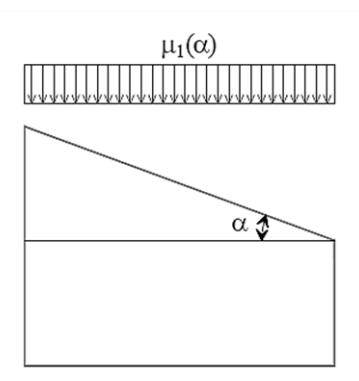
$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k \quad (3.1)$$

Pri tem je μ_i oblikovni koeficient obtežbe snega, ki je odvisen od geometrijske oblike in naklona strehe. Če so na strehi snegobrani ali druge ovire, oblikovni koeficient ne sme biti manjši od 0,8. Vrednosti oblikovnega koeficienta podajamo v preglednici 13.

Preglednica 13: Oblikovna koeficienta obtežbe snega (SIST EN 1991-1-3:2004, str. 15)

Nagib strehe α	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	0,8 (60 - α)/30	0
μ_2	0,8 + 0,8 α /30	1,6	/

Streha obravnavane stavbe je ravna oziroma ima minimalen naklon, ki znaša 3° . V tem primeru na strehi upoštevamo le obtežbo nenakopičenega snega v skladu s sliko 8. Vrednost oblikovnega koeficienta je $\mu_1 = 0,8$.



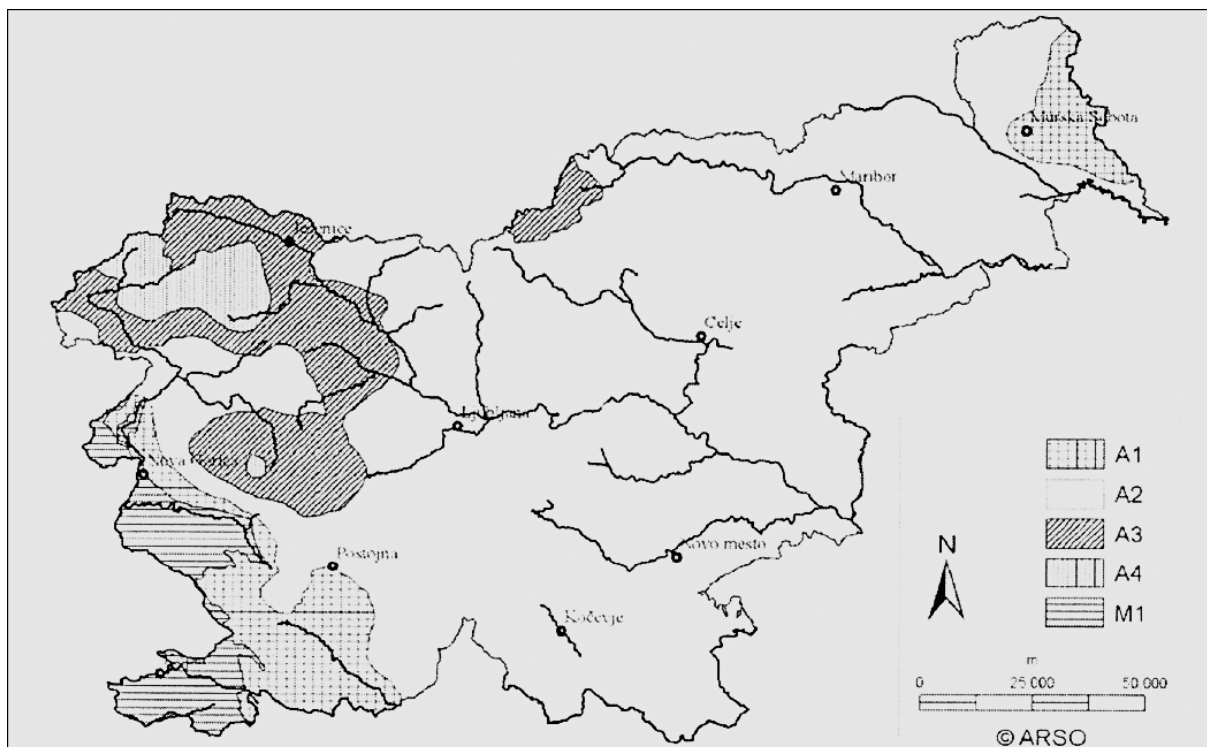
Slika 8: Oblikovni koeficient obtežbe snega

(Bratina, S. 2012. Študijsko gradivo pri predmetu masivni objekti, str. 9)

V enačbi (3.1) je C_e koeficient izpostavljenosti, s katerim upoštevamo prihodnje stanje v neposredni okolici stavbe. V obravnavanem primeru je $C_e = 1$, saj je okrog objekta predviden običajen teren (veter ne prinaša snega na objekte).

Toplotni koeficient C_t je namenjen zmanjšanju obtežbe snega pri strehah z veliko toplotno izgubo (izgube $> 1 \text{ W/m}^2\text{K}$, predvsem pri steklenih strehah), saj se sneg takrat topi. Za obravnavan primer predpostavimo, da so toplotne izgube strehe manjše, zato upoštevamo $C_t = 1$.

s_k je karakteristična obtežba snega na tleh in je odvisna od lokacije stavbe ter nadmorske višine. Površina Slovenije je razdeljena na pet con kot prikazuje slika 9 iz nacionalnega dodatka SIST EN 1991-1-3:2004/A101.



Slika 9: Obtežba snega na tleh na n.v. $A = 0$ (Nacionalni dodatek SIST EN 1991-1-3:2004/A101, str. 4)

Obravnavana stavba se nahaja v Novem mestu na nadmorski višini $A = 185$ m, kar pomeni da spada v cono A2. Karakteristična obtežba snega na tleh torej je:

$$s_k = 1,293 \left[1 + \left(\frac{A}{728} \right)^2 \right] = 1,293 \left[1 + \left(\frac{185}{728} \right)^2 \right] = 1,38 \text{ kN/m}^2. \quad (3.2)$$

V skladu z enačbo (3.1) je obtežba snega na strehi:

$$s = \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,38 = 1,10 \text{ kN/m}^2 .$$

3.4 Obtežba vetra

Učinek vetra na določen inženirski objekt je predvsem odvisen od velikosti, oblike in dinamičnih lastnosti konstrukcije. Veter deluje na zunanje površine objekta v obliki tlaka, srka ali celo trenja. Prav tako pa lahko učinkuje tudi na notranje površine v obliki srka ali tlaka. Velikost in razporeditev obtežbe vetra določimo v skladu s standardom SIST EN 1991-1-4:2005.

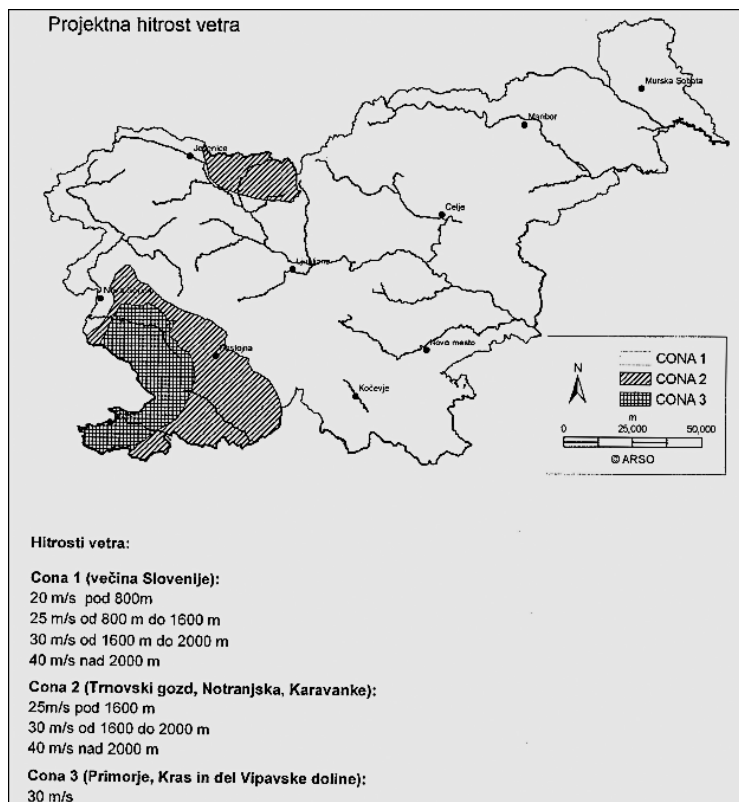
3.4.1 Osnovni podatki o obtežbi vetra

3.4.1.1 Osnovna hitrost vetra v_b

Osnovna hitrost vetra v_b je odvisna od smeri vetra, letnega časa ter seveda od lege objekta. Izračunamo jo z enačbo:

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} \quad (3.3)$$

Za vrednost smernega faktorja c_{dir} in faktorja letnega časa c_{season} upoštevamo priporočeno vrednost, ki je enaka 1. Temeljno vrednost osnovne hitrosti vetra $v_{b,0}$ pa odčitamo iz karte, ki je podana v Nacionalnem dodatku SIST EN 1991-1-4:2005/oA101 in jo prikazujemo na sliki 10.



Slika 10: Temeljna vrednost osnovne hitrosti vetra $v_{b,0}$ (SIST EN 1991-1-4:2005/oA101, str. 5)

Kot smo že omenili se obravnavana stavba nahaja v Novem mestu na nadmorski višini 185 m. Iz slike 10 odčitamo temeljno vrednost osnovne hitrosti vetra, ki je $v_{b,0} = 20$ m/s. Osnovna hitrost vetra torej je (glej enačbo (3.3)):

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 1 \cdot 1 \cdot 20 = 20 \text{ m/s.}$$

3.4.1.2 Osnovni tlak vetra q_b

Osnovni tlak vetra q_b , ki je odvisen od osnovne hitrosti vetra v_b in gostote zraka $\rho_z = 1,25 \text{ kg/m}^3$, je:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho_z \cdot v_b^2 = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 20^2 = 0,25 \text{ kN/m}^2. \quad (3.4)$$

3.4.1.3 Faktor izpostavljenosti c_e

Faktor izpostavljenosti c_e izračunamo s pomočjo naslednjega izraza:

$$c_e = \left[1 + 7 \cdot \frac{k_I \cdot k_r}{c_0 \cdot c_r} \right] \cdot c_0^2 \cdot c_r^2. \quad (3.5)$$

Za faktor turbulence k_I upoštevamo priporočeno vrednost 1. Z faktorjem oblike terena c_0 upoštevamo spremembo lokalne topografije. V neposredni bližini obravnavane stavbe ni vzpetin, zato za faktor oblike terena c_0 upoštevamo vrednost 1.

Faktor terena k_r , ki tudi nastopa v izrazu (3.5), je odvisen od hrapavostne dolžine z_0 , ki jo dobimo na podlagi določitve kategorije terena. Lokacijo, na kateri se nahaja obravnavana stavba, uvrstimo v III. kategorijo terena. Sem spadajo področja z običajnim rastlinjem, stavbami ali s posameznimi ovirami, ki so na razdalji največ dvajset višin ovire. S pomočjo preglednice 4.1 v SIST EN 1991-1-4:2005 določimo terenske parametre, in sicer: $z_0 = 0,3$ m, $z_{min} = 5$ m in $z_{0,II} = 0,05$ m. Faktor terena k_r nato izračunamo z enačbo:

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0,07} = 0,19 \cdot \left(\frac{0,3}{0,05} \right)^{0,07} = 0,215. \quad (3.6)$$

C_r je faktor hrapavosti. Določimo ga na sledeč način:

$$c_r = \begin{cases} k_r \ln\left(\frac{z}{z_0}\right), & z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \\ k_r \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right), & z < z_{\min} \end{cases}, \quad (3.7)$$

pri čemer je z višina obravnavane stavbe nad tlemi in je enaka 13,58 m, z_{\max} pa je največja višina in je v standardu določena kot $z_{\max} = 200$ m. Torej vrednost faktorja hrapavosti je:

$$z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \Rightarrow c_r = k_r \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0,215 \cdot \ln\left(\frac{13,58}{0,3}\right) = 0,821.$$

Sedaj poznamo vrednosti vseh spremenljivk iz enačbe (3.5). Sledi račun vrednosti faktorja izpostavljenosti c_e , ki je:

$$c_e = \left[1 + 7 \cdot \frac{k_r \cdot k_r}{c_0 \cdot c_r}\right] \cdot c_0^2 \cdot c_r^2 = \left[1 + 7 \cdot \frac{1 \cdot 0,215}{1 \cdot 0,821}\right] \cdot 1^2 \cdot 0,821^2 = 1,912.$$

3.4.1.4 Tlak pri največji hitrosti ob sunkih vetra q_p

Tlak vetra pri največji hitrosti ob sunkih vetra q_p na višini stavbe $z = 13,58$ m izračunamo kot produkt faktorja izpostavljenosti $c_e(z)$, ki je funkcija višine nad terenom in kategorije terena, ter osnovnega tlaka vetra q_b , in sicer:

$$q_p(z = 13,58) = c_e(z) \cdot q_b = 1,912 \cdot 0,25 = 0,48 \text{ kN/m}^2. \quad (3.8)$$

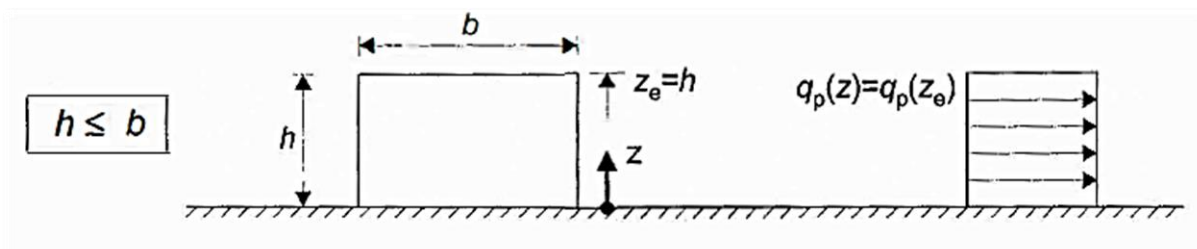
3.4.2 Tlak vetra na zunanje površine

Učinek vetra na ovoj stavbe določimo s tlakom vetra na zunanje površine w_e , ki je odvisen od velikosti in geometrijskih lastnosti objekta. Določimo ga z enačbo:

$$w_e = q_p(z) \cdot c_{pe}. \quad (3.9)$$

Pri tem je q_p tlak vetra pri največji hitrosti ob sunkih vetra (glej razdelek 3.4.1.4), c_{pe} pa so koeficienti zunanjih tlakov, ki jih določimo ločeno za navpične stene ter streho objekta, in sicer za vsako smer delovanja vetra posebej.

Najprej pa določimo razporeditev tlakov po višini ovoja obravnavane stavbe. Ker je širina stavbe pravokotno na smer delovanja vetra b večja od višine stavbe h , in sicer tako v primeru delovanja vetra v smeri osi X kot v smeri osi Y, so tlaki vetra na zunanje površine enakomerno porazdeljeni po celotni višini stavbe (glej sliko 11).



Slika 11: Razpored tlakov vetra na zunanje površine po višini stavbe (SIST EN 1991-1-4:2005, str. 29)

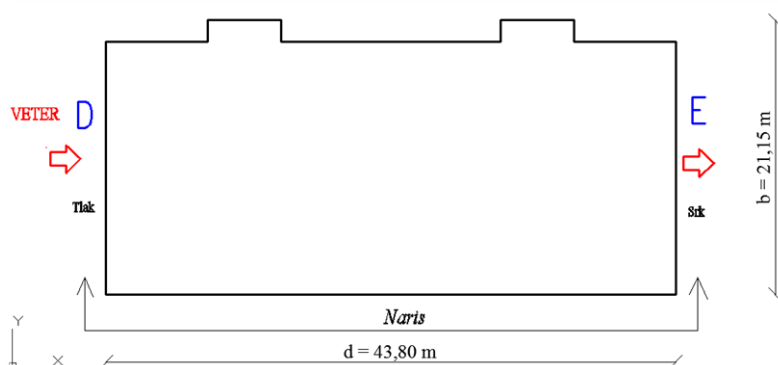
Računski dokaz sledi v nadaljevanju:

- Veter v smeri osi X:
širina stavbe pravokotno na smer vetra $b = 21,15$ m
 $h \leq b$
 $13,58$ m $\leq 21,15$ m
- Veter v smeri osi Y :
širina stavbe pravokotno na smer vetra $b = 43,80$ m
 $h \leq b$
 $13,58$ m $\leq 43,80$ m

3.4.2.1 Tlak vetra w_e v primeru delovanja vetra v X smeri

Zunanje navpične stene

Površine navpičnih sten razdelimo na področja od A do E. Vrednosti koeficientov zunanjega tlaka za posamezna področja so podane v preglednici 7.1 v SIST EN 1991-1-4:2005. Stena na privetni strani spada v področje D, na zavetni strani pa v področje E (glej sliko 12).



Slika 12: Razdelitev navpičnih sten, pravokotnih na smer delovanja vetra, na področji D in E (veter v smeri osi X)

Za področji D in E so vrednosti koeficientov zunanje tlaka c_{pe} odvisne od razmerja h/d , kjer je h višina stavbe, d pa je širina stavbe vzporedna z vetrom. Pri tem pozitivna vrednost koeficienta pomeni tlak, negativna pa srk. Za primer delovanja vetra v smeri osi X vrednosti koeficientov zunanje tlaka za področji D in E prikazujemo v preglednici 14.

Preglednica 14: Koeficienti zunanjih tlakov za področji D in E (veter v smeri X)

$$h/d = 13,58 / 43,80 = 0,310$$

h/d	$c_{pe,D}$	$c_{pe,E} (-)$
5	0,8	-0,7
1	0,8	-0,5
< 0,25	0,7	-0,3

Interpolacija:

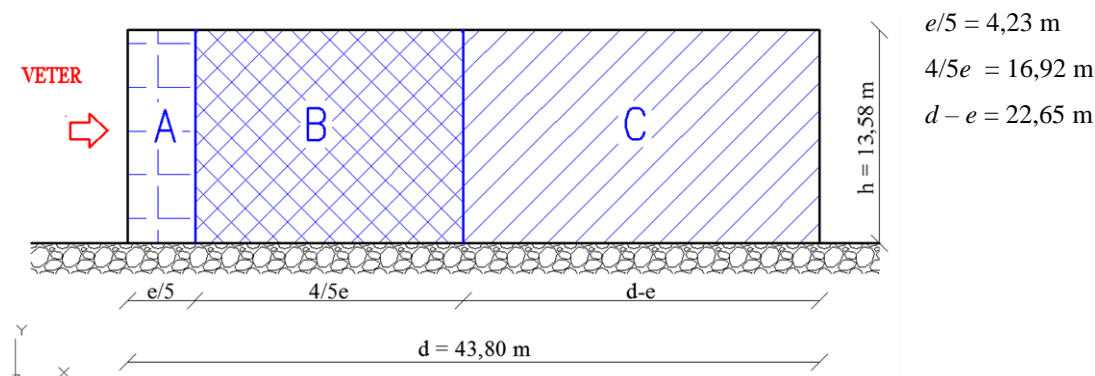
$c_{pe,D} =$	0,708
$c_{pe,E} =$	-0,316

Navpične stene, ki so vzporedne z vetrom, pa razdelimo na področja A, B in C. V teh področjih so vrednosti koeficientov neodvisne od geometrijskih karakteristik objekta, medtem ko je razdelitev površine na področja odvisna od velikosti geometrijskega parametra e , ki je:

$$e = \min (b = 21,15; 2h = 27,16) = 21,15 \text{ m.} \quad (3.10)$$

Pri tem je b širina stavbe pravokotno na smer delovanja vetra.

Ker velja $e = 21,15 < d = 43,80$ m, površino navpične stene razdelimo na področja A, B in C kot prikazujemo na sliki 13.



Slika 13: Razdelitev navpičnih sten, vzporednih s smerjo delovanja vetra, na področja A, B in C (veter v smeri osi X)

Vrednosti koeficientov zunanje tlaka za področja A, B in C prikazujemo v preglednici 15.

Preglednica 15: Koeficienti zunanjih tlakov za področja A, B in C (veter v smeri X)

$c_{pe,A} =$	-1,2
$c_{pe,B} =$	-0,8
$c_{pe,C} =$	-0,5

V preglednici 16 prikazujemo tlake vetra w_e na zunanje navpične stene v primeru delovanja vetra v smeri osi X (glej enačbo (3.9)).

Preglednica 16: Tlaci vetra w_e na zunanje navpične stene (veter v smeri X)

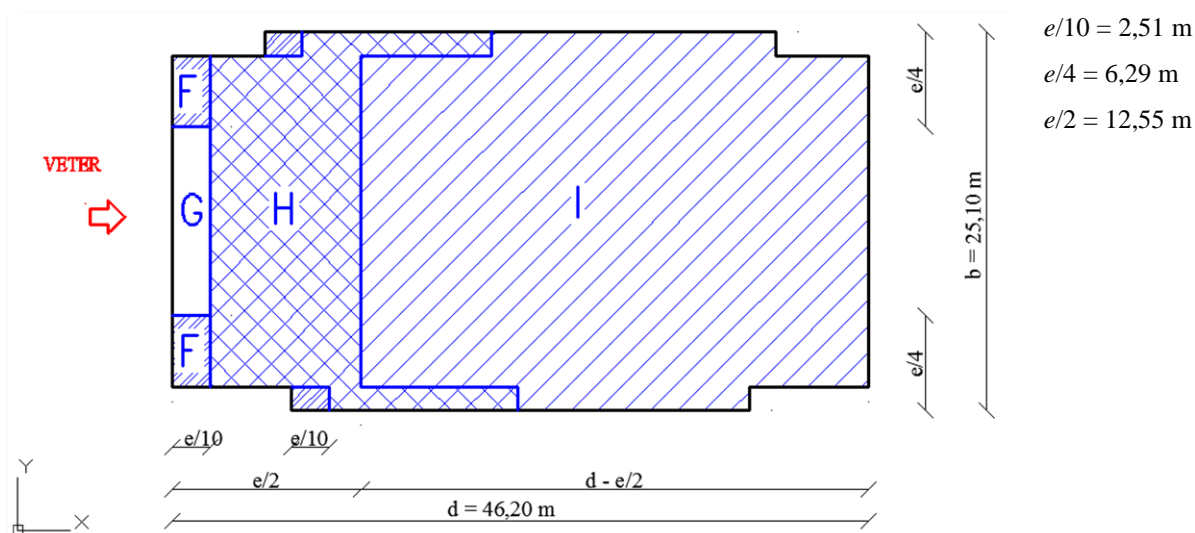
Področje	$q_p(z)$ [kN/m ²]	c_{pe}	w_e [kN/m ²]
A	0,48	-1,20	-0,57
B	0,48	-0,80	-0,38
C	0,48	-0,50	-0,24
D	0,48	0,71	0,34
E	0,48	-0,32	-0,15

Ravna streha

Površino ravne strehe razdelimo v področja od F do I. Pri tem so koeficienti zunanje tlaka odvisni le od oblike kapnega roba strehe (tabela 7.2 v SIST EN 1991-1-4:2005). Razdelitev površine ravne strehe na področja je odvisna od geometrijskega parametra e , ki je:

$$e = \min(b = 25,10; 2h = 27,16) = 25,10 \text{ m.}$$

Na sliki 14 prikazujemo razdelitev ravne strehe na področja v primeru delovanja vetra v smeri osi X.



Slika 14: Razdelitev ravne strehe na področja od F do I (veter v smeri X)

Vrednosti koeficientov zunanjih tlakov za ravno streho z ostrim kapnim robom pa prikazujemo v preglednici 17.

Preglednica 17: Koeficienti zunanjih tlakov za področja od F do I (veter v smeri X)

$c_{pe,F} =$	-1,8
$c_{pe,G} =$	-1,2
$c_{pe,H} =$	-0,7
$c_{pe,I} =$	-0,2

V preglednici 18 prikazujemo še tlake vetra w_e za ravno streho v primeru delovanja vetra v smeri osi X.

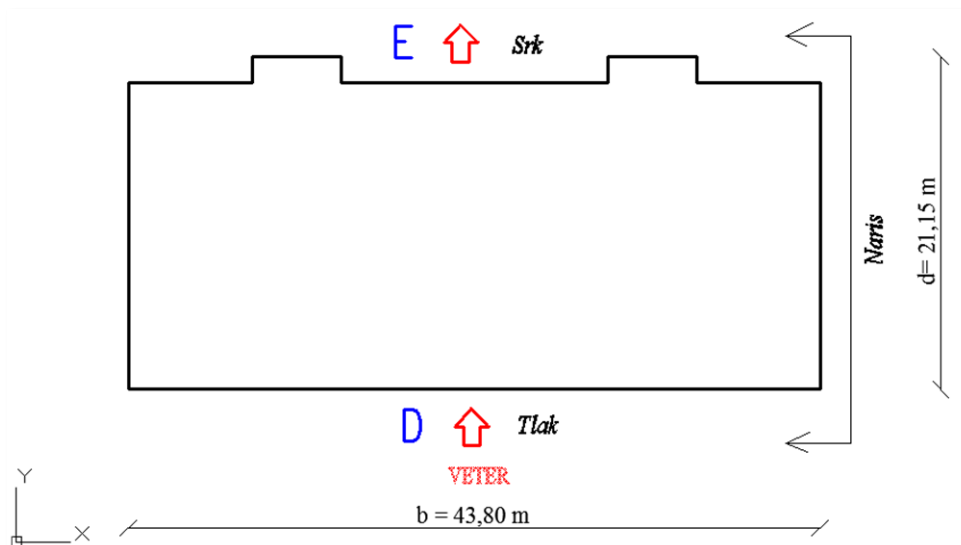
Preglednica 18: Tlaci vetra w_e na ravno streho (veter v smeri X)

Področje	$q_p(z) [\text{kN/m}^2]$	c_{pe}	$w_e [\text{kN/m}^2]$
F	0,48	-1,80	-0,86
G	0,48	-1,20	-0,57
H	0,48	-0,70	-0,33
I	0,48	-0,20	-0,10

3.4.2.2 Tlak vetra w_e v primeru delovanja vetra v Y smeri

Zunanje navpične stene

Tudi v primeru delovanja vetra v smeri osi Y površine navpičnih sten razdelimo na področja od A do E. Steno na privetrni strani uvrstimo v področje D, na zavetrni strani pa v področje E (glej sliko 15).



Slika 15: Razdelitev navpičnih sten, pravokotnih na smer delovanja vetra, na področji D in E (veter v smeri Y)

Vrednosti koeficientov zunanje tlaka za področji D in E pa prikazujemo v preglednici 19.

Preglednica 19: Koeficienti zunanjih tlakov za področji D in E (veter v smeri Y)

$$h/d = 13,58 / 21,15 = 0,642$$

h/d	$c_{pe,D}$	$c_{pe,E} (-)$
5	0,8	-0,7
1	0,8	-0,5
< 0,25	0,7	-0,3

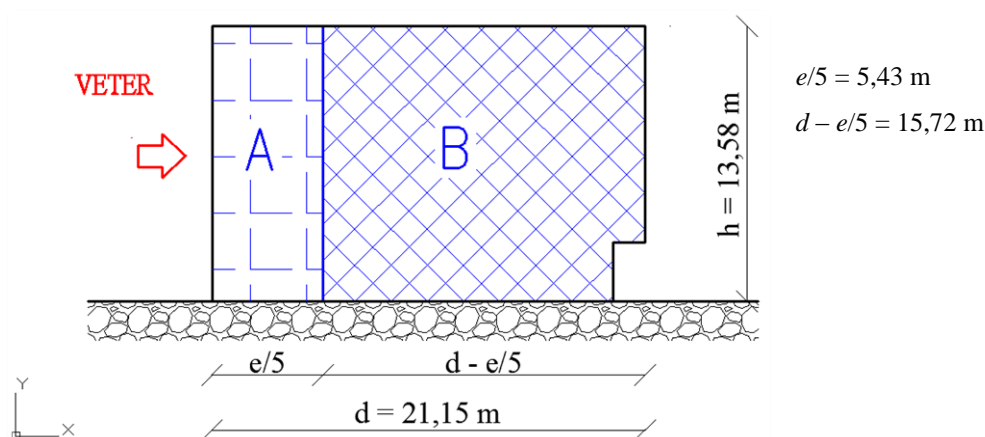
Interpolacija:

$c_{pe,d} =$	0,752
$c_{pe,e} =$	-0,405

Navpične stene, ki so vzporedne z vetrom razdelimo na področja A, B in C, pri čemer je razdelitev odvisna od geometrijskega parametra e , ki je:

$$e = \min (b = 43,80 ; 2h = 27,16) = 27,16 \text{ m}$$

Ker velja $e = 27,16 \geq d = 21,15$ m, površino navpične stene razdelimo le na področji A in B kot to prikazujemo na sliki 16.



Slika 16: Razdelitev navpičnih sten, vzporednih s smerjo delovanja vetra, na področji A in B (veter v smeri Y)

Vrednosti koeficientov zunanje tlaka za področji A in B pa prikazujemo v preglednici 20.

Preglednica 20: Koeficienti zunanjih tlakov za področji A in B (veter v smeri Y)

$c_{pe,A} =$	-1,2
$c_{pe,B} =$	-0,8

V preglednici 21 prikazujemo tlake vetra w_e na navpične stene še v primeru delovanja vetra v smeri osi Y.

Preglednica 21: Tlaci vetra w_e na zunanje navpične stene (veter v smeri Y)

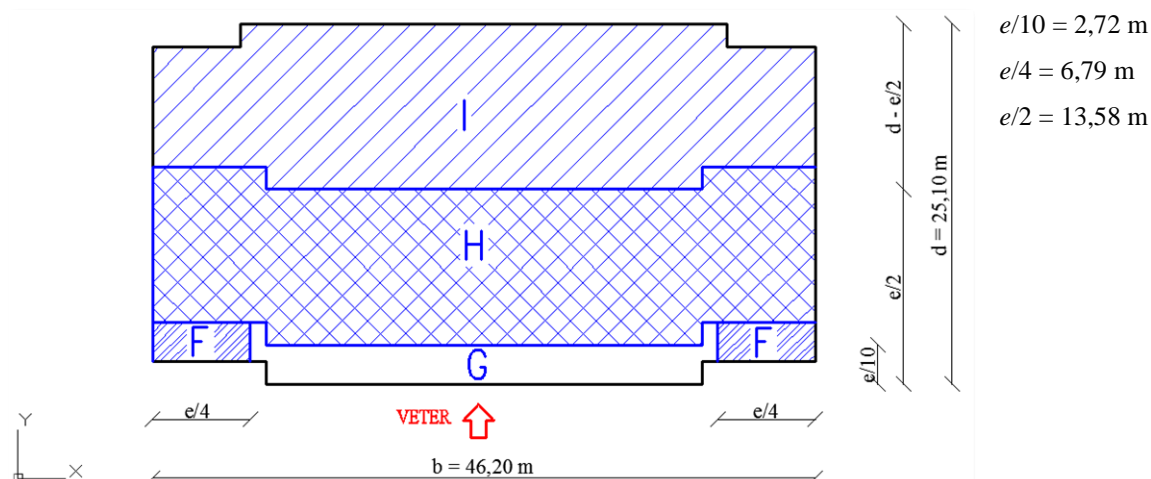
Področje	$q_p(z)$ [kN/m ²]	c_{pe}	w_e [kN/m ²]
A	0,48	-1,20	-0,57
B	0,48	-0,80	-0,38
D	0,48	0,75	0,36
E	0,48	-0,40	-0,19

Ravna streha

Tako kot pri delovanju obtežbe vetra v smeri osi X tudi v tem primeru površino ravne strehe razdelimo v področja od F do I, ki je odvisna od geometrijskega parametra e , ki je:

$$e = \min (b = 46,20 ; 2h = 27,16) = 27,16 \text{ m.}$$

Razdelitev ravne strehe na področja prikazujemo na sliki 17, vrednosti koeficientov zunanjih tlakov za ravno streho z ostrim kapnim robom pa v preglednici 22.



Slika 17: Razdelitev ravne strehe na področja od F do I (veter v smeri Y)

Preglednica 22: Koeficienti zunanjih tlakov za področja od F do I (veter v smeri Y)

$c_{pe,F}$	-1,8
$c_{pe,G}$	-1,2
$c_{pe,H}$	-0,7
$c_{pe,I}$	-0,2

Na koncu v preglednici 23 podamo še tlake vetra za ravno streho v primeru delovanja vetra v smeri osi Y.

Preglednica 23: Tlaki vetra w_e na ravno streho (veter v smeri Y)

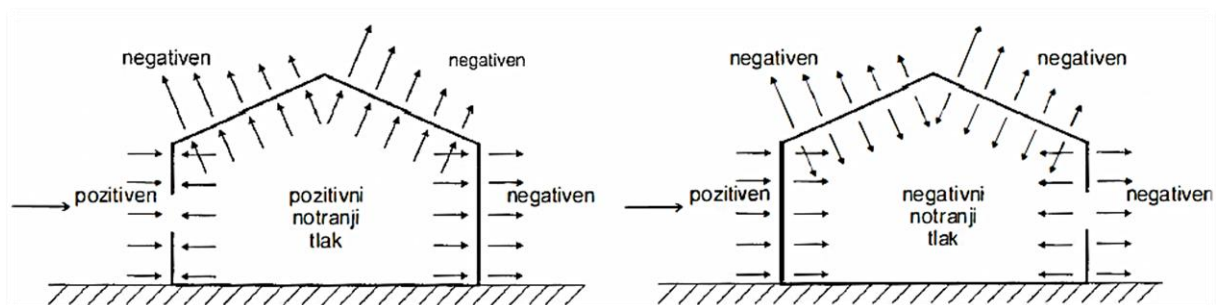
Področje	$q_p(z)$ [kN/m ²]	c_{pe}	w_e [kN/m ²]
F	0,48	-1,80	-0,86
G	0,48	-1,20	-0,57
H	0,48	-0,70	-0,33
I	0,48	-0,20	-0,10

3.4.3 Tlak vetra na notranje površine

Tlak vetra na notranje površine izračunamo s pomočjo izraza:

$$w_i = q_{p(z)} \cdot c_{pi} \quad (3.11)$$

kjer je q_p tlak vetra pri največji hitrosti ob sunkih vetra (razdelek 3.4.1.4), c_{pi} pa je koeficient notranjega tlaka, ki je odvisen od velikosti in razporeditve odprtin po ovoju objekta. Tudi v tem primeru pozitivna vrednost koeficienta pomeni tlak, negativna pa srk vetra na ploskev. Primer pozitivnih oziroma negativnih notranjih tlakov prikazujemo na sliki 18.



Slika 18: Pozitivni oziroma negativni notranji tlaki (SIST EN 1991-1-4:2005, slika 5.1)

Koeficient notranjega tlaka c_{pi} določimo v odvisnosti od razmerja višine stavbe in dolžine stavbe, vzporedno s smerjo vetra ter deleža odprtin za vsako smer vetra posebej. V kolikor deleža odprtin ne poznamo, lahko za koeficient tlaka upoštevamo najneugodnejšo vrednost med $+0.2$ in -0.3 (glej SIST EN 1991-1-4:2005, točka 7.2.9(6), opomba 2). V preglednici 24 prikazujemo mejni vrednosti tlakov vetra w_i na notranje površine.

Preglednica 24: Mejni vrednosti tlakov vetra w_i na notranje površine

Možnost delovanja	$q_p(z)$ [kN/m ²]	c_{pi}	w_i [kN/m ²]
TLAK	0,48	0,20	0,10
SRK	0,48	-0,30	-0,14

3.4.4 Neto tlak na površine stavbe

Neto tlak na navpično steno, streho ali drug element določimo, tako da sočasno upoštevamo delovanje zunanjega in notranjega tlaka, ki učinkujeta na nasprotnih ploskvah obravnavanega elementa. V nadaljevanju ločeno prikazujemo neto tlake vetra v primeru delovanja vetra v smeri osi X oziroma Y.

3.4.4.1 Neto tlak na površine v primeru delovanja vetra v X smeri

Neto tlake na ovoj obravnavane stavbe izračunamo tako za primer tlakov na notranje površine (preglednica 25) kot za primer srkov na notranje površine (preglednica 26).

Preglednica 25: Neto tlaki vetra na ovoj stavbe z upoštevanjem notranjih tlakov (veter v smeri X)

STENE

Cona	w_e [kN/m ²]	w_i [kN/m ²]	w [kN/m ²]
A	-0,57	0,10	-0,67
B	-0,38	0,10	-0,48
C	-0,24	0,10	-0,33
D	0,34	0,10	0,24
E	-0,15	0,10	-0,25

STREHA

Cona	w_e [kN/m ²]	w_i [kN/m ²]	w [kN/m ²]
F	-0,86	0,10	-0,96
G	-0,57	0,10	-0,67
H	-0,33	0,10	-0,43
I	-0,10	0,10	-0,19

Preglednica 26: Neto tlaki vetra na ovoj stavbe z upoštevanjem notranjih srkov (veter v smeri X)

STENE

Cona	w_e [kN/m ²]	w_i [kN/m ²]	w [kN/m ²]
A	-0,57	-0,14	-0,43
B	-0,38	-0,14	-0,24
C	-0,24	-0,14	-0,10
D	0,34	-0,14	0,48
E	-0,15	-0,14	-0,01

STREHA

Cona	w_e [kN/m ²]	w_i [kN/m ²]	w [kN/m ²]
F	-0,86	-0,14	-0,72
G	-0,57	-0,14	-0,43
H	-0,33	-0,14	-0,19
I	-0,10	-0,14	0,05

3.4.4.2 Neto tlak na ovoj stavbe v primeru delovanja vetra v Y smeri

Neto tlake na ovoj stavbe tudi v primeru delovanja vetra v Y smeri izračunamo tako za primer tlakov na notranje površine (preglednica 27) kot za primer srkov (preglednica 28).

Preglednica 27: Neto tlaki vetra na ovoj stavbe z upoštevanjem notranjih tlakov (veter v smeri Y)

STENE

Cona	w_e [kN/m ²]	w_i [kN/m ²]	w [kN/m ²]
A	-0,57	0,10	-0,67
B	-0,38	0,10	-0,48
D	0,36	0,10	0,26
E	-0,19	0,10	-0,29

STREHA

Cona	w_e [kN/m ²]	w_i [kN/m ²]	w [kN/m ²]
F	-0,86	0,10	-0,96
G	-0,57	0,10	-0,67
H	-0,33	0,10	-0,43
I	-0,10	0,10	-0,19

Preglednica 28: Neto tlaki vetra na ovoj stavbe z upoštevanjem notranjih srkov (veter v smeri Y)

STENE

Cona	w_e [kN/m ²]	w_i [kN/m ²]	w [kN/m ²]
A	-0,57	-0,14	-0,43
B	-0,38	-0,14	-0,24
D	0,36	-0,14	0,50
E	-0,19	-0,14	-0,05

STREHA

Cona	w_e [kN/m ²]	w_i [kN/m ²]	w [kN/m ²]
F	-0,86	-0,14	-0,72
G	-0,57	-0,14	-0,43
H	-0,33	-0,14	-0,19
I	-0,10	-0,14	0,05

3.4.5 Učinek trenja vetra

Učinek trenja vetra deluje na ploskev, ki je vzporedna s smerjo vetra. Silo trenja na enoto površine ploskve določimo s pomočjo izraza:

$$w_{tr} = q_{p(z)} \cdot c_{tr}, \quad (3.12)$$

kjer je q_p tlak vetra pri največji hitrosti ob sunkih vetra (glej razdelek 3.4.1.4), c_{tr} pa je koeficient trenja. Standard SIST EN 1991-1-4:2005 podaja koeficiente trenja za stene in strehe, in sicer glede na hrapavost ploskve. Učinek trenja pa lahko v skladu z določilom iz standarda SIST EN 1991-1-4:2005, člen 5.3(4), tudi zanemarimo, če je celotna površina vseh ploskev, vzporednih z vetrom, enaka ali manjša od štirikratne površine zunanjih privetnih in zavetnih ploskev, pravokotnih na veter. V nadaljevanju preverimo pogoj ločeno za smer vetra v X in Y smeri.

3.4.5.1 Vpliv trenja v primeru delovanja vetra v X smeri

$$\begin{array}{rcl}
 \text{površine ploskev vzporednih z} & & 4 \cdot \text{površina privetnih in zavetnih} \\
 \text{vetrom} & \leq & \text{ploskev ovoja stavbe} \\
 A_{\parallel} = 2 \cdot 13,58 \text{ m} \cdot 43,80 \text{ m} & \leq & A_{\perp} = 4 \cdot (2 \cdot 13,58 \text{ m} \cdot 21,15 \text{ m}) \\
 2305 \text{ m}^2 & \text{pogoj ni} & 2298 \text{ m}^2 \\
 & \text{izpolnjen!} &
 \end{array}$$

Ugotovimo, da moramo v primeru delovanja vetra v X smeri upoštevati tudi učinek trenja vetra na ploskve, ki so vzporedne s smerjo vetra. V preglednici 29 prikazujemo sile trenja na enoto površine stene in strehe glede na različno stopnjo hrapavosti ploskve.

Preglednica 29: Sile trenja na enoto površine stene in strehe (veter v smeri X)

Ploskev	$q_{p(z)}$ [kN/m ²]	c_{tr}	w_{tr} [kN/m ²]
Gladka (npr. jeklo, gladek beton)	0,48	0,01	0,005
Hrapava (npr. hrapav beton, bituminizirane površine)	0,48	0,02	0,01
Zelo hrapava (npr. gube, rebra, pregibi)	0,48	0,04	0,02

3.4.5.2 Vpliv trenja v primeru delovanja vetra v Y smeri

$$\begin{array}{rcl}
 \text{površine ploskev vzporednih z} & & 4 \cdot \text{površina privetnih in zavetnih} \\
 \text{vetrom} & \leq & \text{ploskev ovoja stavbe} \\
 A_{\parallel} = 2 \cdot 13,58 \text{ m} \cdot 21,15 \text{ m} & \leq & A_{\perp} = 4 \cdot (2 \cdot 13,58 \text{ m} \cdot 43,80 \text{ m}) \\
 1689 \text{ m}^2 & \text{pogoj je} & 4758 \text{ m}^2 \\
 & \text{izpolnjen} &
 \end{array}$$

Učinek trenja na površine sten in strehe stavbe lahko v primeru delovanja vetra v Y smeri zanemarimo.

3.4.6 Sile vetra v horizontalni smeri

Sile vetra, ki delujejo na konstrukcijo, določimo z vektorskim seštevanjem zunanjih sil $F_{w,e}$, notranjih sil $F_{w,i}$ in sil trenja F_{tr} , ki jih izračunamo iz zunanjih in notranjih tlakov w_e in w_i , oziroma iz sil trenja na enoto površine w_{tr} :

$$F_{w,e} = c_s c_d \cdot \sum w_e \cdot A_{ref} \quad (3.13)$$

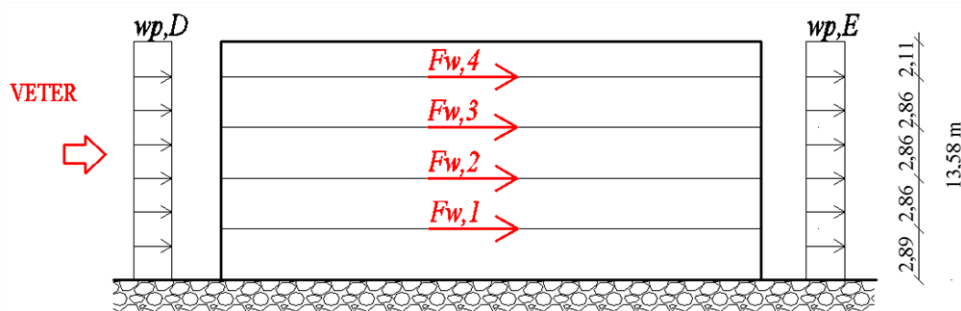
$$F_{w,i} = \sum w_i \cdot A_{ref} \quad (3.14)$$

$$F_{tr} = \sum w_{tr} \cdot A_{tr} \quad (3.15)$$

Pri tem je $c_s c_d$ konstrukcijski faktor, s katerim upoštevamo nihanje konstrukcije zaradi turbulence (c_d) in neenakomerno vplivanje maksimalnih tlakov vetra (c_s). Za stavbe, ki so nižje od 15 m, lahko v

skladu s SIST EN 1991-1-4:2005, člen 6.2(1), privzamemo vrednost konstrukcijskega faktorja 1,0. A_{ref} je referenčna površina posamezne ploskve, na katero učinkuje zunanji oziroma notranji tlak, A_{tr} pa je površina zunanje ploskve, vzporedna z vetrom, na katero učinkuje sila trenja vetra.

Silo vetra, ki je vektorska vsota zunanjih, notranjih sil ter sil trenja in deluje na konstrukcijo v horizontalni smeri, v nadaljevanju razdelimo na posamezne etaže kot to prikazujemo na sliki 19.



Slika 19: Razdelitev horizontalne sile vetra po etažah

Rezultate računa horizontalnih sil vetra po etažah stavbe pa prikazujemo v preglednici 30 in 31, ločeno za delovanje vetra v X in Y smeri.

Preglednica 30: Sile vetra v horizontalni smeri po etažah (veter v smeri X)

Etaža	Vetrni vpliv	A_{ref} ter A_{tr} [m ²]	w_{neto} ter w_{tr} [kN/m ²]	$F_{w,neto}$ ter F_{tr} [kN]	F_w [kN]
4	zunanji in notranji tlak	74,9	0,49	36,7	45,0
	trenje-streha	1114,9	0,005	5,3	
	trenje-stene	310,1	0,01	3,0	
3	zunanji in notranji tlak	60,5	0,49	29,6	32,0
	trenje-stene	250,5	0,01	2,4	
2	zunanji in notranji tlak	60,5	0,49	29,6	32,0
	trenje-stene	250,5	0,01	2,4	
1	zunanji in notranji tlak	60,8	0,49	29,8	32,2
	trenje-stene	251,9	0,01	2,4	

Preglednica 31: Sile vetra v horizontalni smeri po etažah (veter v smeri Y)

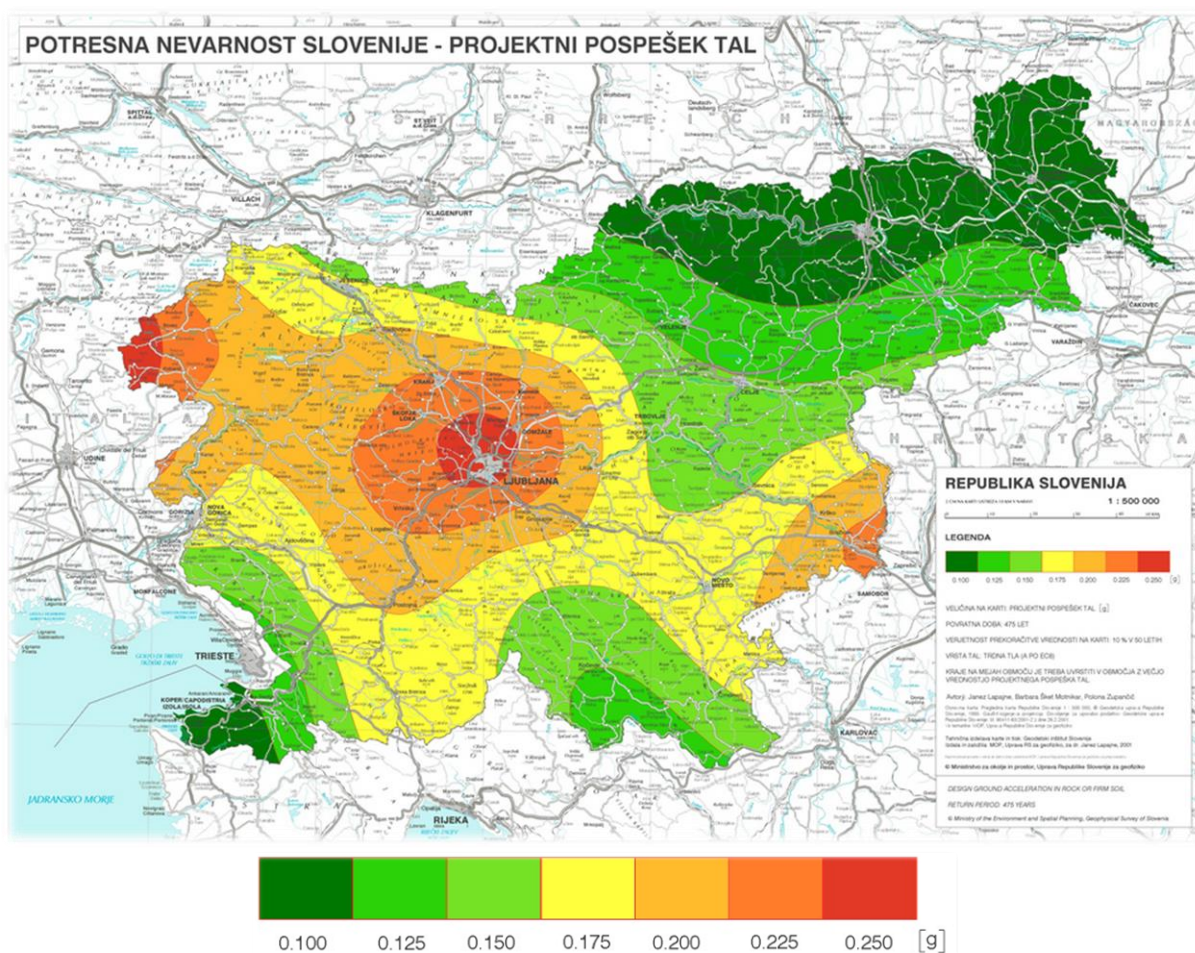
Etaža	A_{ref} [m ²]	w [kN/m ²]	F_w [kN]
4	155,1	0,55	85,8
3	125,3	0,55	69,3
2	125,3	0,55	69,3
1	125,9	0,55	69,6

3.5 Potresni vpliv

Potres pojmuje kot sunkovito nihanje tal, ki nastane zaradi premikanja tektonskih plošč. Njegov vpliv je opredeljen z elastičnim spektrom, skladno z lokalnimi pogoji tal in s projektnim pospeškom tal. Analizo potresnega vpliva na nosilno konstrukcijo obravnavane stavbe izvedemo z modalno analizo s spektri odziva, pri kateri uporabimo linearno elastični model nosilne konstrukcije in ustrezen projektni spekter. Modalna analiza je uporabna za vse tipe stavb. Pri analizi upoštevamo načela in določila standarda SIST EN 1998-1:2004.

3.5.1 Projektni pospešek tal

Obravnavano konstrukcijo projektiramo na projektni pospešek tal a_g , ki se nanaša na povratno dobo 475 let. Pospešek a_g razberemo iz karte potresne nevarnosti, ki jo podaja agencija ARSO (glej sliko 20), pri čemer pa obstaja 10 % verjetnost, da bodo v petdesetih letih vrednosti pospeškov prekoračene. Za lokacijo Podbreznik-Novo mesto iz karte odčitamo projektni pospešek tal $a_g = 0,175g$.



Slika 20: Projektni pospešek tal v Sloveniji (Agencija Republike Slovenije za Okolje, 2001)

3.5.2 Tip tal

Na intenziteto potresa vpliva tudi sestava tal. Tla pod obravnavano stavbo uvrstimo med tla tipa B, ki so v SIST EN 1998-1:2004 v preglednici 3.1 opisana kot zelo gost pesek, prod ali zelo toga glina, debeline vsaj nekaj deset metrov, pri katerih mehanske značilnosti z globino postopoma naraščajo.

3.5.3 Faktor obnašanja

Sposobnost konstrukcije, da med potresom sipa energijo z duktilnim obnašanjem njenih elementov, nam omogoča, da opravimo elastično analizo z zmanjšanim spektrom odziva, ki ga imenujemo projektni spekter in ga bomo podrobneje predstavili v naslednjem razdelku. To zmanjšanje izvedemo s t.i. faktorjem obnašanja q . Za vodoravne potresne vplive ga določimo s pomočjo izraza:

$$q = q_0 \cdot k_w \geq 1,5, \quad (3.16)$$

kjer je q_0 osnovna vrednost faktorja obnašanja in je odvisna od vrste konstrukcijskega sistema in njegove pravilnosti po višini ter od stopnje duktilnosti, k_w pa je faktor, s katerim upoštevamo prevladujoč način rušenja konstrukcijskega sistema s stenami. Nosilno konstrukcijo obravnavane stavbe sestavljajo predvsem nepovezane (konzolne) stene, ki so v višini etaž medsebojno povezane z monolitnimi AB polnimi ploščami. To pomeni, da lahko nosilno konstrukcijo obravnavane stavbe uvrstimo med stenaste sisteme, za katere je značilno, da tako navpično kot vodoravno obtežbo prenašajo predvsem z navpičnimi stenami. Iz arhitekturnih podlog ter zahtev iz SIST EN 1998-1:2004 dodatno ugotovimo, da je pravilnost konstrukcijskega sistema po višini zagotovljena. Tako znaša osnovna vrednost faktorja obnašanja za srednjo stopnjo duktilnosti (DCM) $q_0 = 3$ (glej preglednico 5.1 v SIST EN 1998-1:2004).

V nadaljevanju določimo še vrednost faktorja k_w , ki ga za stenaste konstrukcijske sisteme izračunamo s pomočjo izraza:

$$0,5 \leq k_w = \frac{(1 + \alpha_0)}{3} \leq 1. \quad (3.17)$$

Pri tem je α_0 prevladujoče razmerje med višino in dolžino sten v konstrukcijskem sistemu, ki ga določimo z izrazom:

$$\alpha_0 = \frac{\sum h_{wi}}{\sum l_{wi}}, \quad (3.18)$$

kjer je h_{wi} višina, l_{wi} pa dolžina i -te stene. Razmerje moramo izračunati ločeno za vzdolžno in prečno smer objekta:

v smeri osi X:

$$\alpha_0 = \frac{\sum h_{wi}}{\sum l_{wi}} = \frac{298,2 \text{ m}}{123,4 \text{ m}} = 2,42 \quad \Rightarrow \quad k_w = \frac{(1 + 2,42)}{3} = 1,14 > 1, \text{ zato } k_w = 1.$$

v smeri osi Y:

$$\alpha_0 = \frac{\sum h_{wi}}{\sum l_{wi}} = \frac{240,9 \text{ m}}{115,0 \text{ m}} = 2,09 \quad \Rightarrow \quad k_w = \frac{(1 + 2,09)}{3} = 1,03 > 1, \text{ zato } k_w = 1.$$

S pomočjo enačbe (3.16) izračunamo vrednost faktorja obnašanja $q = q_0 \cdot k_w = 3 \cdot 1 = 3$, ki je enak v obeh vodoravnih smereh konstrukcije.

3.5.4 Projektni spekter odziva za vodoravni komponenti potresnega vpliva

Projektni spekter $S_d(T)$ je za vodoravni komponenti potresnega vpliva določen z naslednjimi izrazi:

$$0 \leq T \leq T_B: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right], \quad (3.19)$$

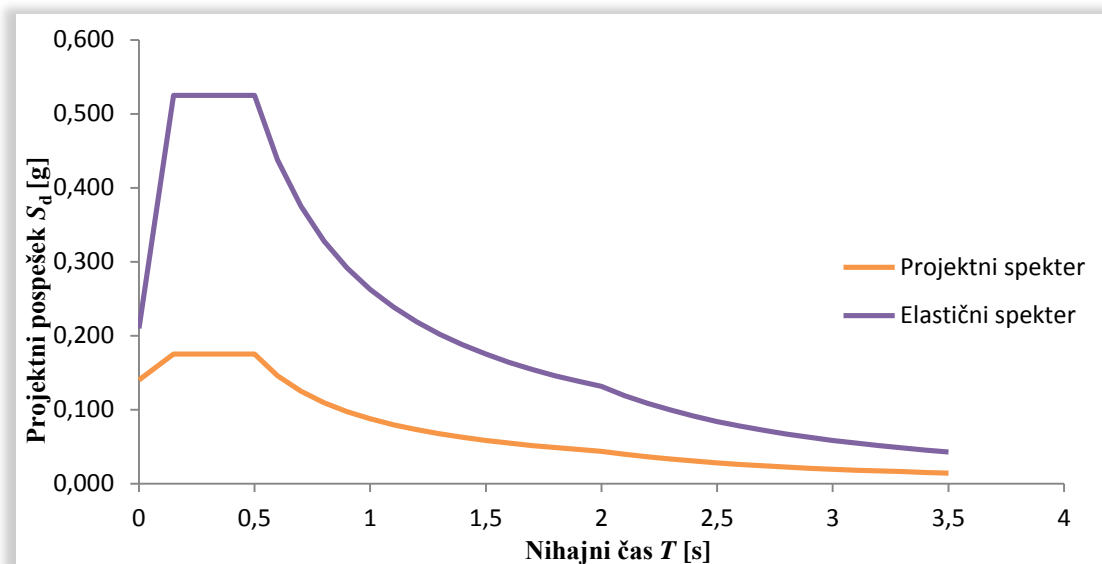
$$T_B \leq T \leq T_C: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q}, \quad (3.20)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right], \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (3.21)$$

$$T_D \leq T: S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right], \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (3.22)$$

V izrazih (3.19) - (3.22) so parametri T_B , T_C , T_D in S , ki opisujejo obliko elastičnega spektra, odvisni od tipa tal. Za tla tipa B so vrednosti parametrov sledeče (glej SIST EN 1998-1:2004, preglednica 3.2): $T_B = 0,15$, $T_C = 0,5$, $T_D = 2$ in $S = 1,2$. β je faktor, s katerim določamo spodnjo mejo pri vodoravnem projektnem spektru (priporočena vrednost je $\beta = 0,2$). Na sliki prikazujemo elastični spekter ter projektni spekter, ki ga uporabimo pri modalni analizi za obravnavano večstanovanjsko stavbo. V kolikor se pri analizi lastnega nihanja konstrukcije izkaže, da stavba nima zadostne torzijske togosti,

kar povzroči neenakomerno obremenitev nosilnih elementov konstrukcije, moramo vrednost osnovnega faktorja obnašanja ustrezno reducirati (za DCM je $q_0 = 2$).



Grafikon 1: Elastični in projektni spekter odziva za obravnavano večstanovanjsko stavbo

3.5.5 Masa konstrukcije po etažah

Pri določanju projektnega potresnega vpliva moramo upoštevati mase konstrukcije v skladu z naslednjo kombinacijo vplivov:

$$W = \sum G_{k,j} + \sum \Psi_{Ei} \cdot Q_{k,i} = \sum G_{k,j} + \sum_i \varphi \cdot \Psi_{2i} \cdot Q_{k,i}. \quad (3.23)$$

Pri tem je $G_{k,j}$ karakteristična vrednost j -tega stalnega vpliva, $Q_{k,i}$ pa je karakteristična vrednost i -tega spremenljivega vpliva. Ψ_{Ei} je koeficient za kombinacijo i -tega spremenljivega vpliva in ga izračunamo s pomočjo izraza: $\Psi_{Ei} = \varphi \cdot \Psi_{2i}$, kjer je Ψ_{2i} koeficient za kombinacijo navidezne stalne vrednosti i -tega spremenljivega vpliva, vrednost koeficienta φ pa je podana v preglednici 4.2 v SIST EN 1998-1:2004. Vrednosti obeh sta prikazani v naslednji preglednici.

Preglednica 32: Vrednosti koeficienta Ψ_{2i} in ϕ za različne vrste spremenljivih vplivov

Vrsta spremenljivega vpliva	Etaža	ϕ	Ψ_2
Kategorija A: bivalni prostori	Vrhna etaža	1	0,3
	Ostale etaže (neodvisno zasedene)	0,5	
Kategorija H: streha	Streha	/	0
Obtežba snega	Streha	/	0
Vpliv vetra	Zunanje stene in streha	/	0

Izračun mas po etažah prikazujemo v preglednicah od 33 do 35. Pri tem maso porazdelimo na nivoje etaž.

Preglednica 33: Masa na nivoju strešne konstrukcije na koti + 11,47 m

Masa na koti + 11,47 m						
Vrsta obtežbe		l [m]	z [m]	A [m ²]	g [kN/m ²]	Masa [kN]
Stalna	Obtežba ostrešja	/	/	/	0,80	762,1
	Stropna konstrukcija nad III. nadstropjem	/	/	954,3	6,57	6264,7
	Zunanje stene in stebri III. nadstropja	72,15	1,43	103,2	5,00	515,9
	Notranje stene III. nadstropja	165,1	1,43	236,1	5,00	1180,5
Spremenljiva ($\Psi_2 = 0$; $\phi = /$)	Obtežba snega (ne pride v poštev v kombinaciji s potresom)	/	/	1114,9	1,10	1227,7

$$W_4 = 8723,2 \text{ kN}$$

$$m_4 = 889,2 \text{ t}$$

Preglednica 34: Masa na nivoju stropne plošče nad II. in I. nadstropjem na koti + 8,61 m in + 5,75 m

Masa na koti + 8,61 m in + 5,75 m						
Vrsta obtežbe		l [m]	z [m]	A [m ²]	g [kN/m ²]	Masa [kN]
Stalna	Medetažna stropna konstrukcija	/	/	844,1	7,14	6030,3
	Zunanje stene in stebri nadstropij	72,15	2,86	206,3	5,00	1031,7
	Notranje stene nadstropij	165,1	2,86	472,2	5,00	2360,9
	Balkoni	/	/	138,1	7,33	1012,1
	Ograje na balkonih	83,7	1,11	92,9	3,75	348,4
	Stopniščna rama	/	/	7,0	6,98	49,0
	Podest	/	/	3,5	5,88	20,6
Spremenljiva ($\Psi_2 = 0,3$; $\phi = 0,5$)	Premične predelne stene	/	/	844,1	0,80	675,3
	Tla na splošno	/	/	844,1	2,00	1688,2
	Balkoni	/	/	138,1	2,50	345,3
	Stopniščna rama in podest	/	/	10,5	2,00	21,1

$$W_{2(3)} = 11262,6 \text{ kN}$$

$$m_{2(3)} = 1148,1 \text{ t}$$

Preglednica 35: Masa na nivoju stropne plošče nad pritličjem na koti + 2,89 m

Masa na koti + 2,89 m						
Vrsta obtežbe		l [m]	z [m]	A [m ²]	g [kN/m ²]	Masa [kN]
Stalna	Medetažna stropna konstrukcija	/	/	844,1	7,14	6030,3
	Zunanje stene in stebri I. nadstropja	72,15	1,43	103,2	5,00	515,9
	Notranje stene I. nadstropja	165,1	1,43	236,1	5,00	1180,5
	Zunanje stene in stebri Pritličja	67,65	1,45	97,8	5,00	488,8
	Notranje stene pritličja	162	1,45	234,1	5,00	1170,5
	Balkoni	/	/	138,1	7,33	1012,2
	Ograje na balkonih	83,7	1,11	92,9	3,75	348,4
	Stopniščna rama	/	/	7,0	6,98	49,0
Spremenljiva ($\psi_2 = 0,3$; $\varphi = 0,5$)	Podest	/	/	3,5	5,88	20,6
	Premične predelne stene	/	/	844,1	0,80	675,3
	Tla na splošno	/	/	844,1	2,00	1688,2
	Balkoni	/	/	138,1	2,50	345,3
	Stopniščna rama in podest	/	/	10,5	2,00	21,1

$$W_1 = 11225,5 \text{ kN}$$

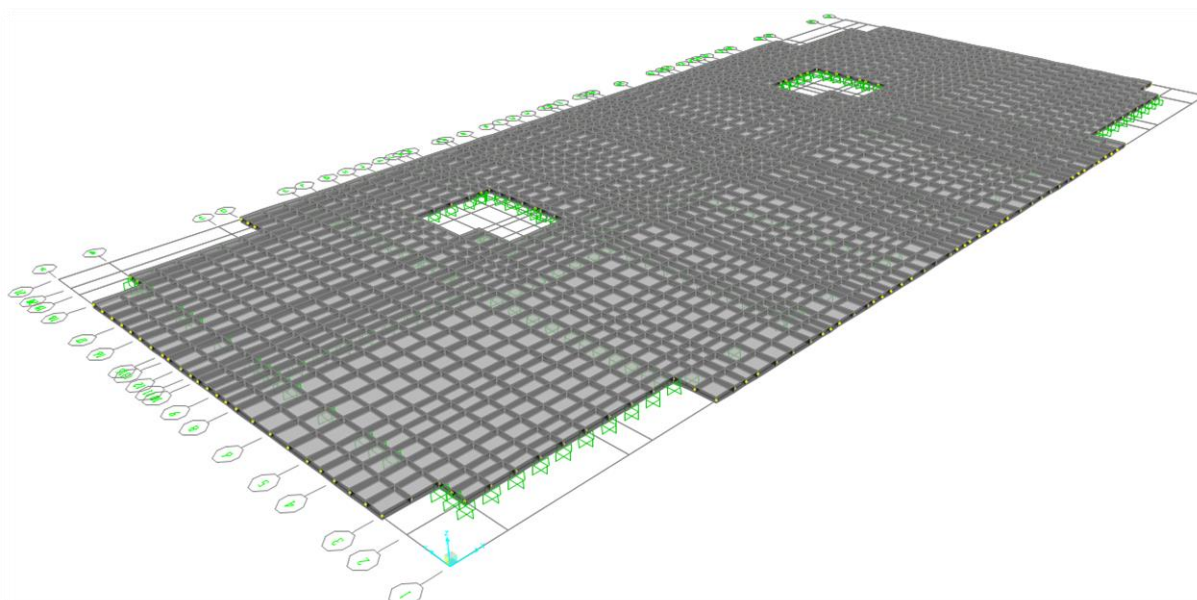
$$m_1 = 1144,3 \text{ t}$$

Izračunane mase konstrukcije nam v nadaljevanju služijo za preverbo računskega modela za določitev potresnega vpliva na nosilno konstrukcijo obravnavane stavbe.

4 RAČUNSKI MODELI KONSTRUKCIJE

4.1 Računski model za analizo tipične medetažne nosilne konstrukcije

Linearno elastično analizo tipične medetažne nosilne konstrukcije obravnavane stavbe opravimo neodvisno od analize vertikalnih nosilnih elementov. V ta namen izdelamo ravninski računski model plošče v programu SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2011). Pri snovanju mreže končnih elementov uporabimo štiri-vozljiščne končne elemente tipa »Shell« in poskrbimo, da so po površini plošče približno enake velikosti. Na mestu stebrov in sten ploščo ustrezno podpremo. Računski model plošče prikazujemo na sliki 21.



Slika 21: Računski model medetažne plošče

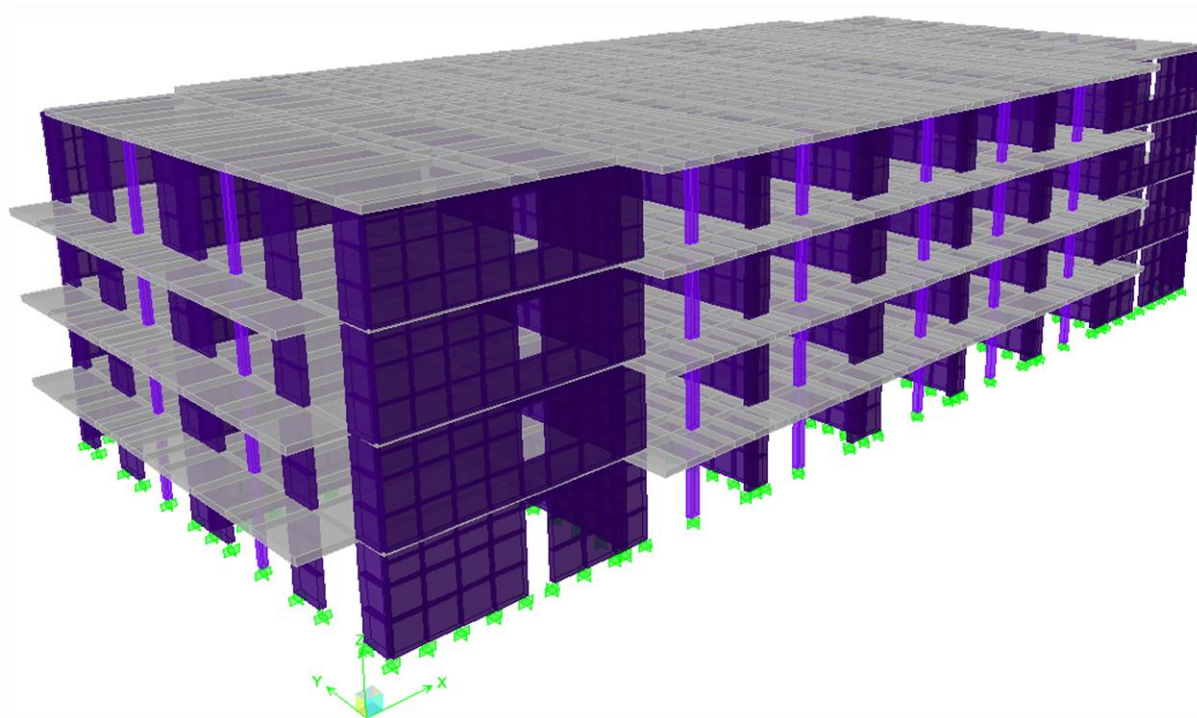
Izmed vplivov, predstavljenih v 3. poglavju, pri analizi medetažne plošče poleg stalne obtežbe upoštevamo še koristno obtežbo. Pri podajanju koristne obtežbe jo upoštevamo kot pomični vpliv, ki je razporejen na najbolj neugodnih delih vplivne površine glede na obravnavani učinek vpliva (glej SIST EN 1991-1-1:2004, člen 6.2.1 1(P)). V ta namen tvorimo dve različni razporeditvi koristne obtežbe po površini plošče kot to prikazujemo na sliki 22. Upoštevamo tudi koristno obtežbo, razporejeno po celotni površini plošče.



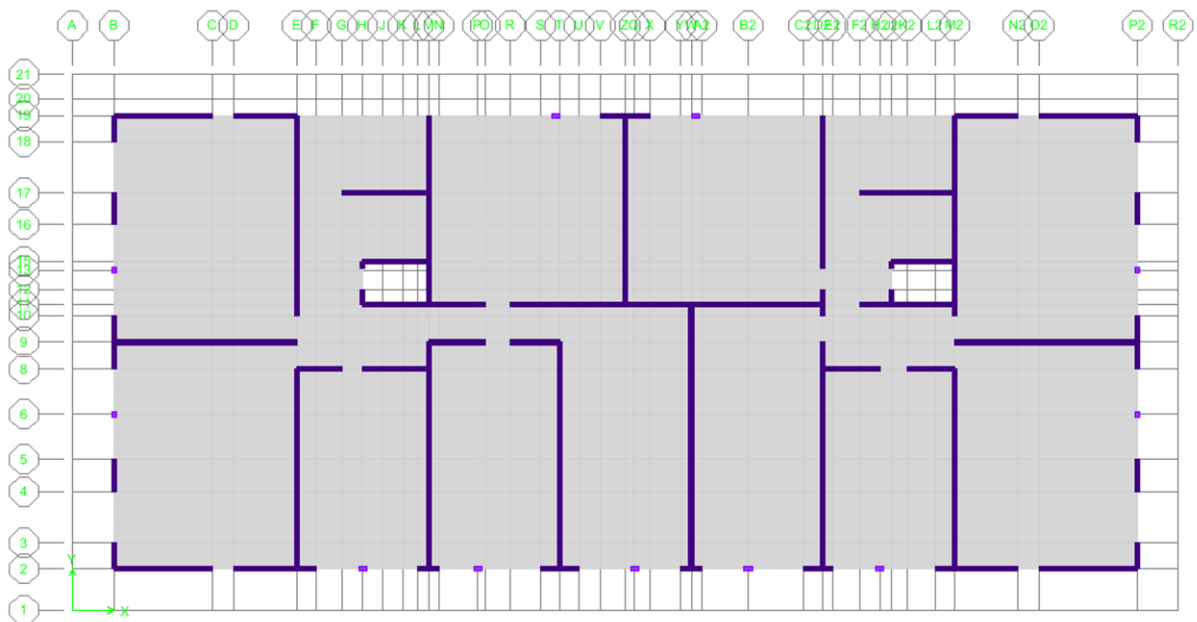
Slika 22: Šahovska razporeditev koristne obtežbe po površini plošče

4.2 Računski model za analizo vertikalnih nosilnih elementov konstrukcije

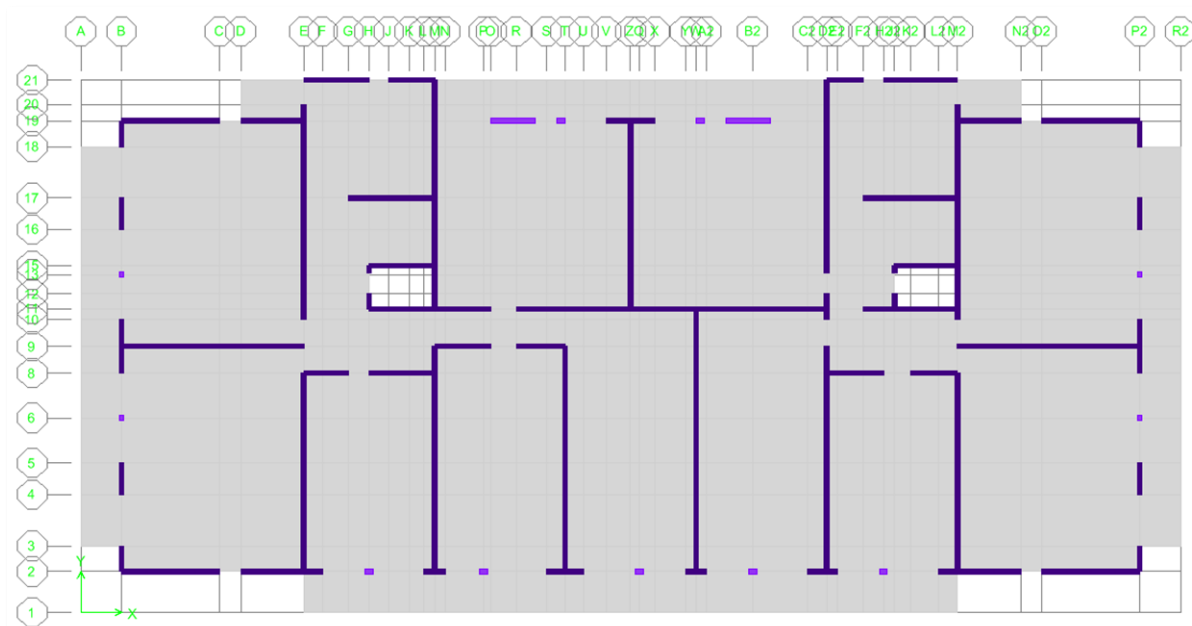
Prostorski računski model za analizo vertikalnih nosilnih elementov obravnavane stavbe pa izdelamo v programu ETABS (Computers and Structures, Inc., 2010). Medetažne plošče, streho in stene modeliramo s štiri-vozliščnimi ploskovnimi elementi tipa »Shell«, stebre pa z linijskimi elementi. V višini posamezne etaže so stene in stebri toga povezani s ploščo. Upoštevamo, da so vertikalni nosilni elementi vpeti v togo klet, ki jo sestavljajo toga plošča na nivoju stropa kleti, temeljna plošča ter zunanje in notranje stene kleti. V modelu poleg stalne in koristne obtežbe upoštevamo tudi vpliv vetra ter potresni vpliv. Računski model konstrukcije prikazujemo na sliki 23. Na sliki 24 prikazujemo razporeditev vertikalnih nosilnih elementov (sten in stebrov) v pritličju modela, na sliki 25 pa v višjih etažah.



Slika 23: Prostorski računski model za analizo vertikalnih nosilnih elementov konstrukcije



Slika 24: Razporeditev vertikalnih nosilnih elementov v pritličju konstrukcije



Slika 25: Razporeditev vertikalnih nosilnih elementov v I., II., in III. nadstropju

4.2.1 Analiza lastnega nihanja

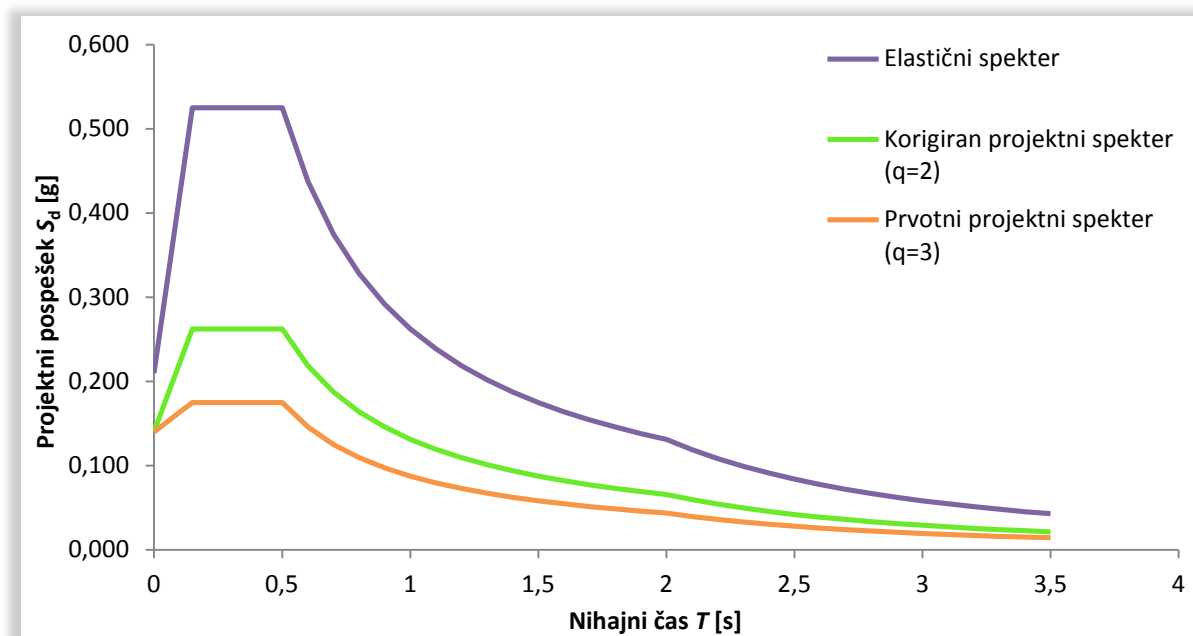
Predstavljen prostorski računski model uporabimo tudi za analizo lastnega nihanja ter za določitev potresnega vpliva na vertikalne nosilne elemente stavbe. V analizi upoštevamo razpokanost vertikalnih nosilnih elementov na poenostavljen način, in sicer prečnim prerezom sten in stebrom pripišemo polovično strižno ter upogibno togost. Ugotovimo, da je prva nihajna oblika konstrukcije torzijska z nihajnim časom 0,143 s (glej preglednico 36).

Preglednica 36: Nihajni časi konstrukcije in pripadajoče nihajne oblike

Zaporedna številka nihajne oblike	Nihajni čas [s]	Nihajna oblika
1	0,143	Torzijska
2	0,115	Translacijska X
3	0,109	Translacijska Y
4	0,052	Torzijska
5	0,050	Torzijska
6	0,043	Translacijska Y
7	0,042	Translacijska X
8	0,038	Torzijska
9	0,033	Torzijska
10	0,032	Translacijska X

To pomeni, da stavba nima zadostne torzijske togosti, zato moramo vrednost osnovnega faktorja obnašanja ustrezno reducirati. S srednjo stopnjo duktilnosti moramo za torzijsko podajne sisteme

upoštevati $q_0 = 2$. Tolikšna je vrednost tudi faktorja obnašanja (glej enačbo 3.16). Na grafikonu 2 prikazujemo elastični spekter ter prvotni oziroma korigiran projektni spekter.



Grafikon 2: Elastični spekter ter prvotni oziroma korigiran projektni spekter za obravnavano stavbo

4.2.2 Kontrola mase računskega modela

Pri snovanju računskega modela je smiselno preveriti tudi upoštevane mase konstrukcije. Mase iz modela preverimo z izračunanimi masami, podanimi v razdelku 3.5.5. Primerjavo prikazujemo v preglednici 37. Odstopanje mas, ki so posledica poenostavitve pri »peš« računu ter zaokroževanja, so znotraj inženirske natančnosti.

Preglednica 37: Primerjava mas iz računskega modela s »peš« izračunanimi masami

Etaža	Masa [t]		Razlike mas [t]
	Peš izračun	Izračun-Etabs	
4	889,2	891,2	2,0
3	1148,1	1161,3	13,2
2	1148,1	1161,3	13,2
1	1144,3	1151,0	6,7
Vse etaže	4329,6	4364,8	35,2

4.2.3 Naključna ekscentričnost

Skladno z določili iz standarda SIST EN 1998-1:2004 moramo v računskem modelu premakniti masno središče i -te etaže za naključno ekscentričnost $e_{a,i}$, s katero upoštevamo negotovosti, povezane s položajem mas in s prostorskim spreminjanjem potresnega gibanja. Naključna ekscentričnost znaša 5 % tlorisne dimenzije etaže L_i , pravokotno na smer potresnega vpliva. To zapišemo ločeno za smer X in Y, in sicer:

$$e_{ax,i} = \mp 0,05 \cdot L_{x,i}, \quad (4.1)$$

$$e_{ay,i} = \mp 0,05 \cdot L_{y,i}. \quad (4.2)$$

V analizi upoštevamo naključno ekscentričnost mas z dodatno obtežbo v obliki torzijskih momentov M_i okrog navpične osi v vsaki i -ti etaži, ki jih izračunamo ločeno za smer X in Y s pomočjo izrazov:

$$M_{x,i} = F_{bx,i} \cdot e_{ay,i} = F_{bx,i} \cdot 0,05 \cdot L_{y,i}, \quad (4.3)$$

$$M_{y,i} = F_{by,i} \cdot e_{ax,i} = F_{by,i} \cdot 0,05 \cdot L_{x,i}. \quad (4.4)$$

Pri tem je $F_{b,i}$ horizontalna potresna sila v i -ti etaži, ločeno za X oziroma Y smer. Rezultate računa prikazujemo v preglednici 38.

Preglednica 38: Dodatna obtežba v obliki torzijskih momentov zaradi naključne ekscentričnosti mas

Etaža	$L_{y,i}$ [m]	$L_{x,i}$ [m]	e_{ay} [m]	e_{ax} [m]	$F_{bx,i}$ [kN]	$F_{bv,i}$ [kN]	$M_{x,i}$ [kNm]	$M_{y,i}$ [kNm]
4	22,80	47,11	1,14	2,36	2681	2681	3056	6315
3					2763	2763	3150	6509
2					1901	1901	2167	4477
1					947	947	1079	2230

Dodatni torzijski momenti učinkujejo v masnem središču posamezne etaže.

5 MEJNA STANJA PRI PROJEKTIRANJU KONSTRUKCIJE

Nosilno konstrukcijo obravnavane stavbe projektiramo na mejna stanja nosilnosti (MSN) in mejna stanja uporabnosti (MSU) v skladu z Evrokodi. V mejnih stanjih nosilnosti preverjamo varnost konstrukcije ali njenega dela proti poružitvi, v mejnih stanjih uporabnosti pa zagotavljamo funkcionalnost, trajnost in primeren videz konstrukcije.

5.1 Mejna stanja nosilnosti (MSN)

Kadar obravnavamo mejno stanje porušitve moramo skladno z določili iz standarda SIST EN 1990:2004 preveriti, če velja:

$$E_d \leq R_d, \quad (5.1)$$

kjer je E_d projektna vrednost učinkov vplivov (običajno notranje sile), R_d pa je projektna vrednost pripadajoče odpornosti. Pri tem projektne vrednosti učinkov vplivov E_d določimo s kombiniranjem vrednosti vplivov, za katere ocenjujemo, da se bodo pojavili sočasno. V nadaljevanju predstavimo osnovno kombinacijo vplivov za stalna projektna stanja ter kombinacijo vplivov za potresna projektna stanja.

5.1.1 Kombinacije vplivov za stalna projektna stanja

Kombinacijo vplivov za stalna projektna stanja izrazimo kot:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}, \quad (5.2)$$

kjer so $\gamma_{G(Q)}$ delni varnostni faktorji za stalne (spremenljive) vplive, $G_{k,j}$ je karakteristična vrednost j -tega stalnega vpliva, $Q_{k,i}$ je karakteristična vrednost i -tega spremenljivega vpliva ($Q_{k,1}$ je prevladujoč spremenljivi vpliv), Ψ_0 pa je faktor za kombinacijsko vrednost spremenljivega vpliva. Vrednosti faktorjev γ in Ψ_0 za posamezne vplive podajamo v preglednici 38 in 39.

Preglednica 39: Vrednosti delnih varnostnih faktorjev

Vrsta vpliva	Simbol	Način delovanja	
		Ugodno	Neugodno
Stalni	γ_G	1,35	1
Spremenljivi	γ_Q	1,5	0

Preglednica 40: Vrednosti faktorjev za kombinacijsko vrednost

Vrsta spremenljivega vpliva	Ψ_0
Kategorija A: bivalni prostori	0,7
Kategorija H: streha	0
Sneg-kraji z nadmorsko višino pod 1000 m	0,5
Veter	0,6

V nadaljevanju tvorimo osnovne kombinacije vplivov za stalna projektna stanja, in sicer ločeno za analizo medetažne konstrukcije ter za analizo vertikalnih nosilnih elementov. Kombinacije prikazujemo v preglednici 41 in 42.

Preglednica 41: Kombinacije vplivov za stalna projektna stanja za projektiranje medetažne konstrukcije

Kombinacija vplivov	Vpliv (obtežba)			
	Stalna	Koristna		
	Celotna	Povsod	Šahovska razporeditev 1	Šahovska razporeditev 2
K1	1,35	1,5		
K2	1,35		1,5	
K3	1,35			1,5

Preglednica 42: Kombinacije vplivov za stalna projektna stanja za projektiranje vertikalnih nosilnih elementov

Kombinacija vplivov	Vpliv (obtežba)				
	Stalna	Koristna-povsod	Sneg	Veter-X smer	Veter-Y smer
K1	1,35	1,5			
K2	1,35	1,5	1,5 · 0,5		
K3	1,35	1,5		1,5 · 0,6	
K4	1,35	1,5 · 0,7		1,5	
K5	1,35	1,5			1,5 · 0,6
K6	1,35	1,5 · 0,7			1,5
K7	1			1,5	
K8	1				1,5

5.1.2 Kombinacije vplivov za potresna projektna stanja

Kombinacijo vplivov za potresna projektna stanja izrazimo kot:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}, \quad (5.3)$$

kjer predstavlja A_{Ed} projektno vrednost potresnega vpliva, ki jo določimo kot $A_{Ed} = \gamma \cdot A_{Ek}$. Pri tem je γ faktor pomembnosti (pri analizi obravnavane stavbe upoštevamo $\gamma = 1$, saj projektiramo na povratno dobo potresa 475 let), A_{Ek} pa je karakteristična vrednost potresnega vpliva. V izrazu (5.3) je

Ψ_2 faktor za navidezno stalno vrednost spremenljivega vpliva (glej preglednico 32). Pomen spremenljivk $G_{k,j}$ in $Q_{k,i}$ pa že poznamo iz razdelka 5.1.1 oziroma 3.5.5.

Potresna projektna stanja uporabljamo le pri analiziranju in preverjanju vertikalnih nosilnih elementov. Vodoravni potresni vpliv določimo v smeri osi X in Y. V skladu s standardom SIST EN 1998-1:2004 izračunamo učinek potresnega vpliva, zaradi kombinacije vodoravnih komponent potresnega vpliva z naslednjima kombinacijama:

$$E_{Edx} + 0,3 \cdot E_{Edy}, \quad (5.4)$$

$$0,3 \cdot E_{Edx} + E_{Edy}. \quad (5.5)$$

Pri tem sta E_{Edx} in E_{Edy} učinka potresnega vpliva, zaradi delovanja potresa v smeri osi X oziroma Y.

Kombinacije vplivov za potresna projektna stanja prikazujemo v preglednici 43.

Preglednica 43: Kombinacije vplivov za potresna projektna stanja za projektiranje vertikalnih nosilnih elementov

Kombinacija Vplivov	Vpliv (obtežba)			Koristna poves
	Stalna	Potres-X smer	Potres-Y smer	
K9	1	1	0,3	0,3
K10	1	0,3	1	0,3

5.2 Mejno stanje uporabnosti (MSU)

Kadar obravnavamo mejno stanje uporabnosti pa moramo v skladu s standardom SIST EN 1990:2004 preveriti, če velja:

$$E_d \leq C_d. \quad (5.6)$$

Pri tem je E_d projektna vrednost učinkov vplivov glede na kriterij uporabnosti (npr. poves), R_d pa je mejna projektna vrednost ustreznega kriterija uporabnosti. Tako kot v MSN tudi v MSU projektne vrednosti učinkov vplivov E_d določimo na podlagi ustrezne kombinacije.

6 DIMENZIONIRANJE NOSILNIH ELEMENTOV KONSTRUKCIJE

Dimenzioniranje vseh nosilnih elementov konstrukcije v okviru diplomske naloge bi bilo preobsežno, zato v nalogi preverjamo le dva najbolj značilna nosilna elementa obravnavane stavbe. Preverjamo in dimenzioniramo medetažno stropno konstrukcijo nad pritličjem ter steno na obodu stavbe. Vzdolžno armaturo v plošči dimenzioniramo in konstruiramo v skladu z določili iz standarda SIST EN 1992-1-1:2005, vzdolžno in prečno armaturo v steni pa dodatno še v skladu z določili iz SIST EN 1998-1:2004.

Pri dimenzioniranju armature uporabljamo projektne vrednosti lastnosti materialov, ki jih določimo iz karakterističnih vrednosti (glej razdelek 2.3) na sledeč način:

$$\text{projektna tlačna trdnost betona: } f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 1 \cdot \frac{2,5}{1,5} = 1,67 \text{ kN/cm}^2, \quad (6.1)$$

$$\text{projektna vrednost meje elastičnosti armature: } f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{50}{1,15} = 43,48 \text{ kN/cm}^2. \quad (6.2)$$

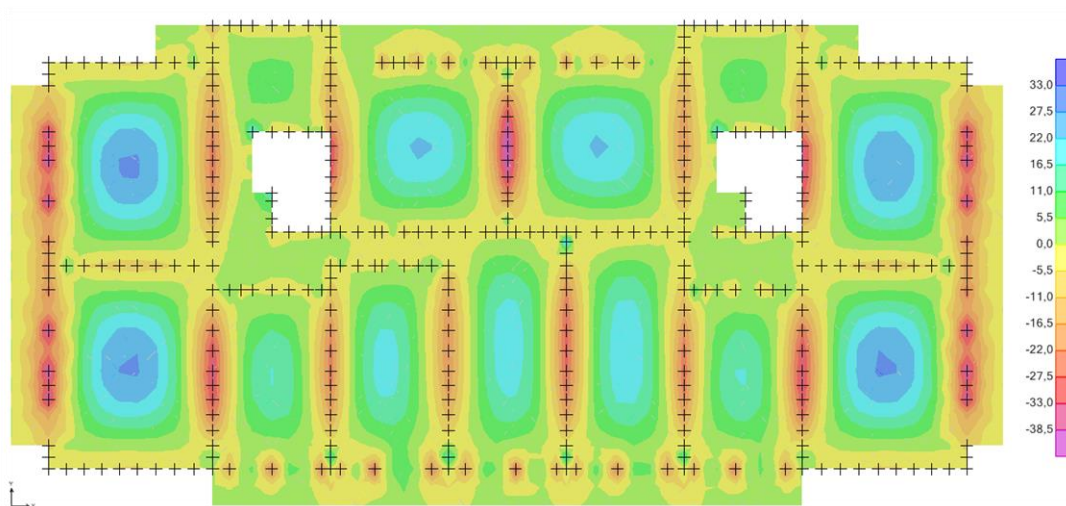
Pri tem je α_{cc} faktor, s katerim upoštevamo dolgotrajne učinke obtežbe in neugodne učinke načina nanosa obtežbe na tlačno trdnost (upoštevamo priporočeno vrednost 1,0), γ_c je delni varnostni faktor za beton, γ_s pa za jeklo za armiranje. Za primere stalnih in začasnih projektnih stanj ter tudi za potresna projektna stanja upoštevamo $\gamma_c = 1,5$ in $\gamma_s = 1,15$.

6.1 Dimenzioniranje medetažne konstrukcije nad I. nadstropjem

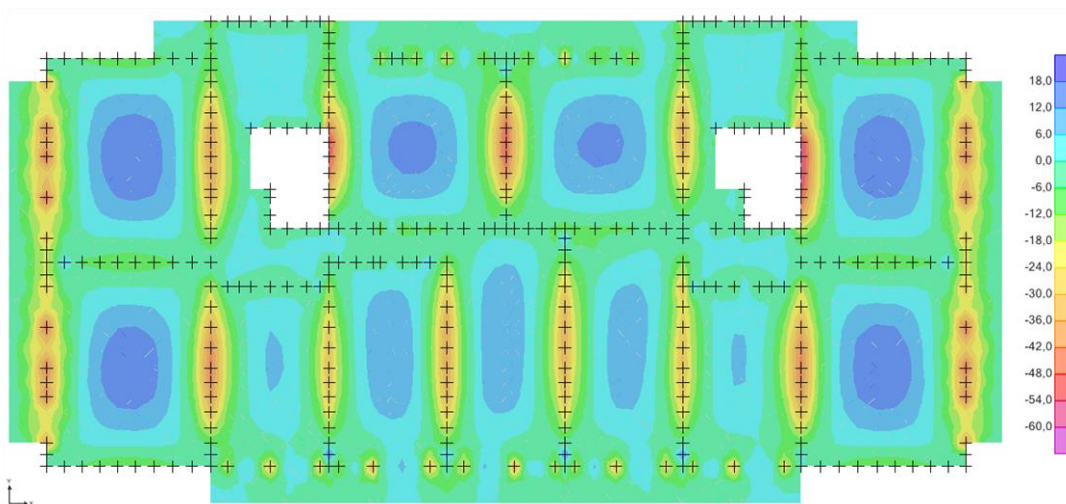
Plošča nad I. nadstropjem je izvedena kot polna AB plošča debeline $h = 22$ cm. Plošča poteka preko več polj. V večini polj, plošča obtežbo prenaša v dveh smereh, medtem ko je v območju balkonov nosilna le v eni smeri. Analizo plošče opravimo na ustreznem računskem modelu, ki smo ga podrobneje predstavili že v poglavju 4.1. Model izdelamo v programu SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2011).

6.1.1 Projektne obremenitve v plošči

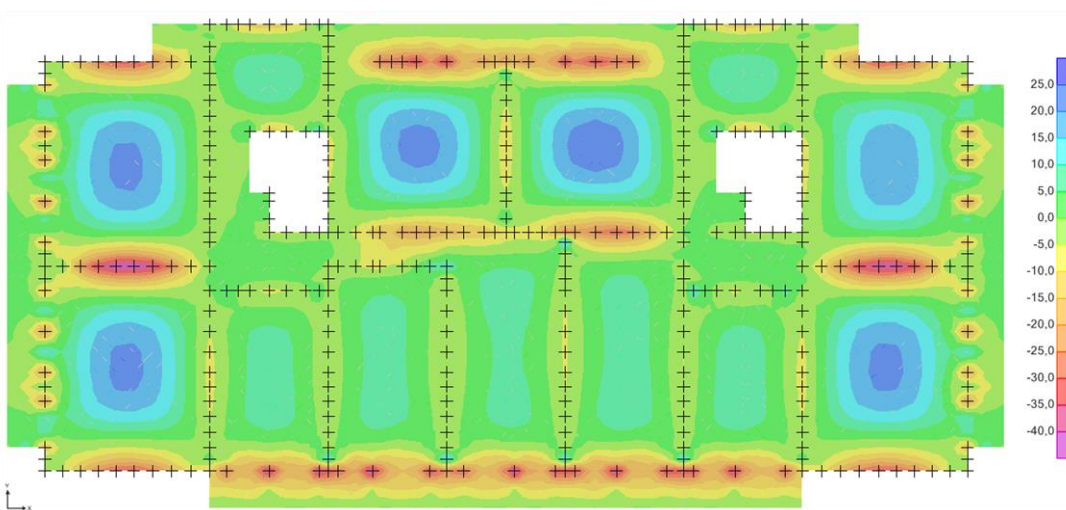
Projektne obremenitve v medetažni konstrukciji (upogibna momenta m_{xx} in m_{yy} ter torzijski moment m_{xy}) določimo v skladu s kombinacijo vplivov za stalna projektna stanja (glej preglednico 41 v razdelku 5.1.1). Na slikah od 26 do 31 prikazujemo ovojnice projektних obremenitev.



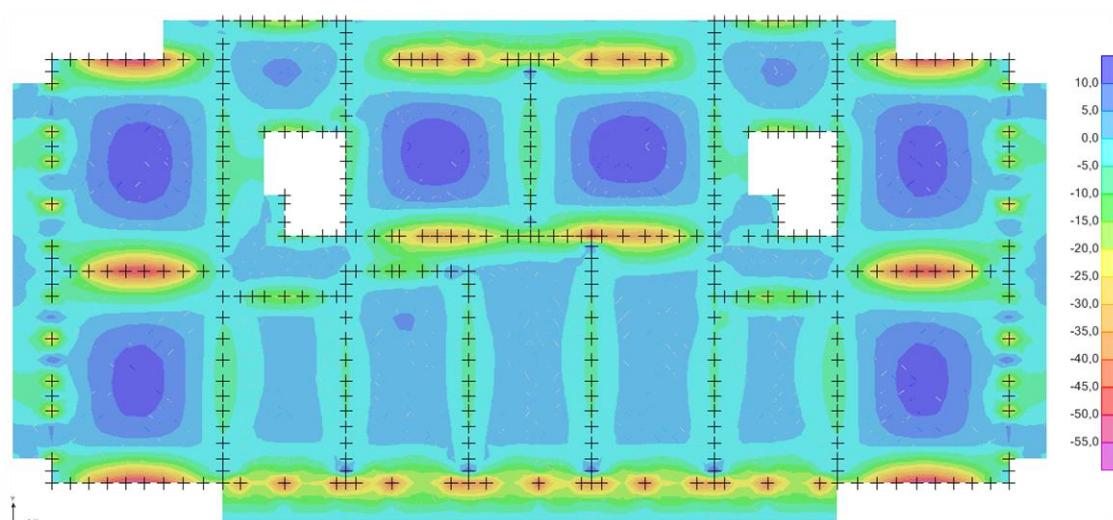
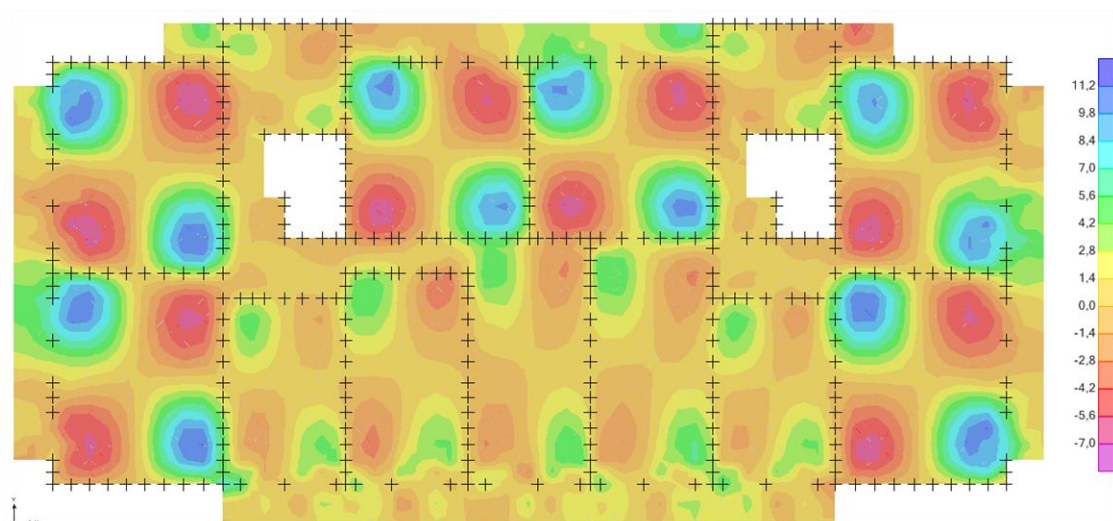
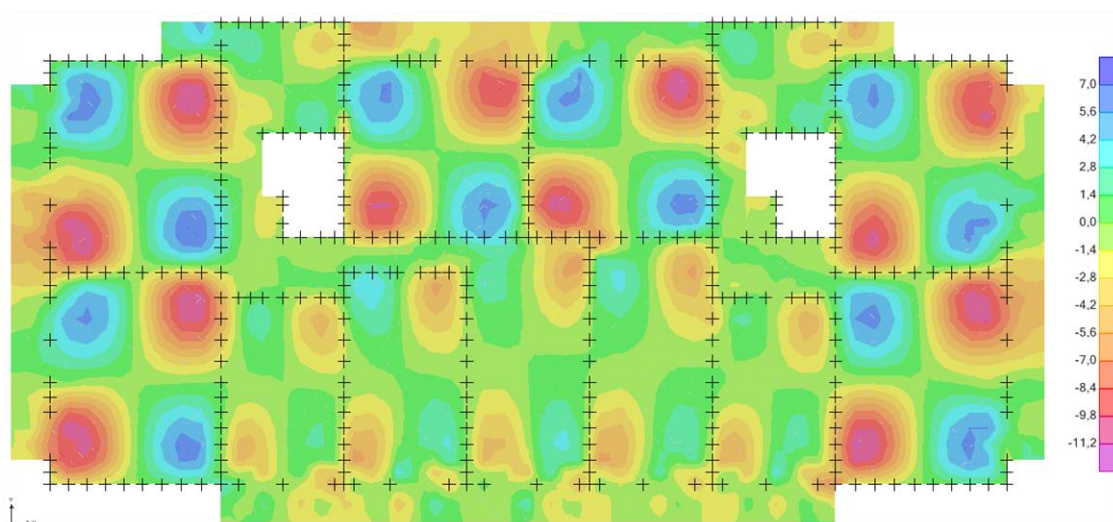
Slika 26: Ovojnica projektних upogibnih momentov m_{xx} - max



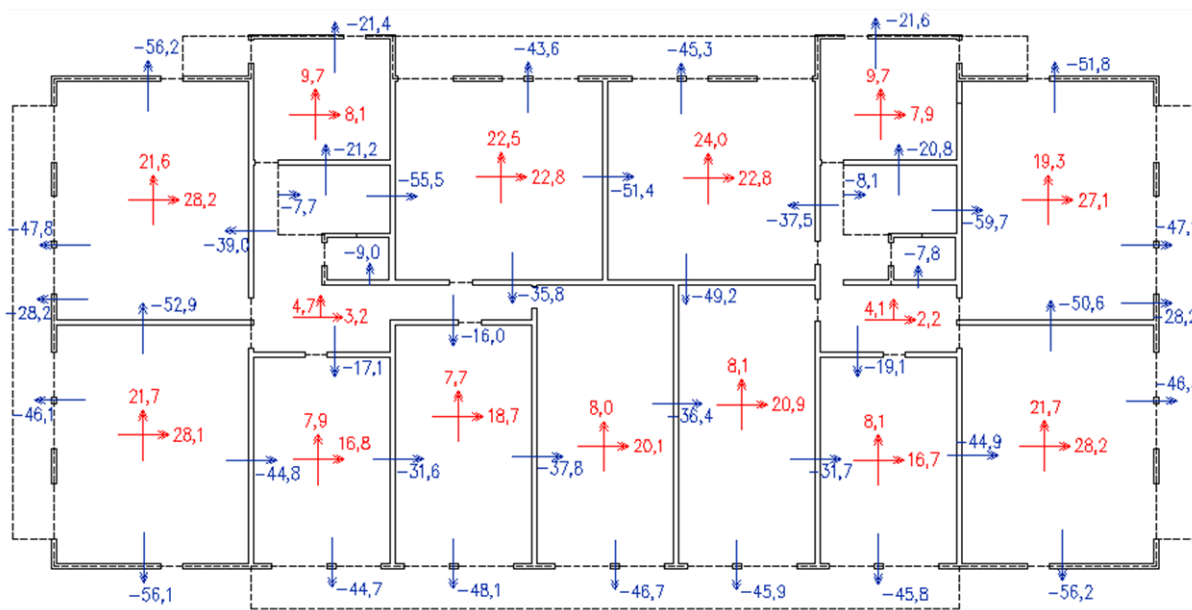
Slika 27: Ovojnica projektnih upogibnih momentov m_{xx} - min



Slika 28: Ovojnica projektnih upogibnih momentov m_{yy} - max

Slika 29: Ovojnica projektnih upogibnih momentov m_{yy} - minSlika 30: Ovojnica projektnih torzijskih momentov m_{xy} - maxSlika 31: Ovojnica projektnih torzijskih momentov m_{xy} - min

Mejne (maksimalne in minimalne) vrednosti projektnih upogibnih obremenitev prikazujemo na sliki 32.



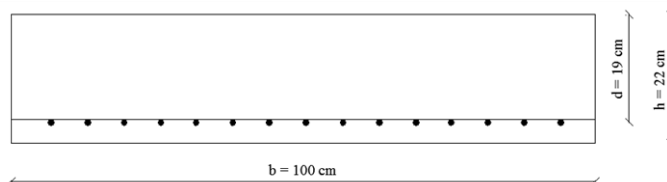
Slika 32: Izpis mejnih vrednosti projektnih upogibnih momentov v stropni plošči (v kNm/m)

6.1.2 Dimenzioniranje vzdolžne armature

Po določilih standarda SIST EN 1992-1-1:2005 moramo na mestih nateznih obremenitev zagotoviti vsaj minimalni prerez vzdolžne natezne armature, ki je določena z izrazom:

$$A_{s,\min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \\ 0,0013 \cdot b_t \cdot d \end{array} \right. \quad (6.3)$$

Pri enačbi (6.3) je f_{ctm} srednja vrednost natezne trdnosti betona (glej razdelek 2.3.1), f_{yk} je karakteristična meja elastičnosti armature (glej razdelek 2.3.2), b_t je širina natezne cone prereza ($b_t = b = 100$ cm), d pa je statična višina prereza ($d = 19$ cm).



Slika 33: Prečni prerez plošče s spodnjo armaturo v vzdolžni in prečni smeri

Količina vzdolžne armature je navzgor omejena z:

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c, \quad (6.4)$$

kjer je A_c površina prečnega prereza in je $A_c = b \cdot h$.

Minimalen in maksimalen prerez vzdolžne natezne armature torej je:

$$A_{s,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \cdot \frac{0,26}{50} 100 \cdot 19 = 2,57 \\ 0,0013 \cdot 100 \cdot 19 = 2,47 \end{array} \right\} = 2,57 \text{ cm}^2/\text{m in}$$

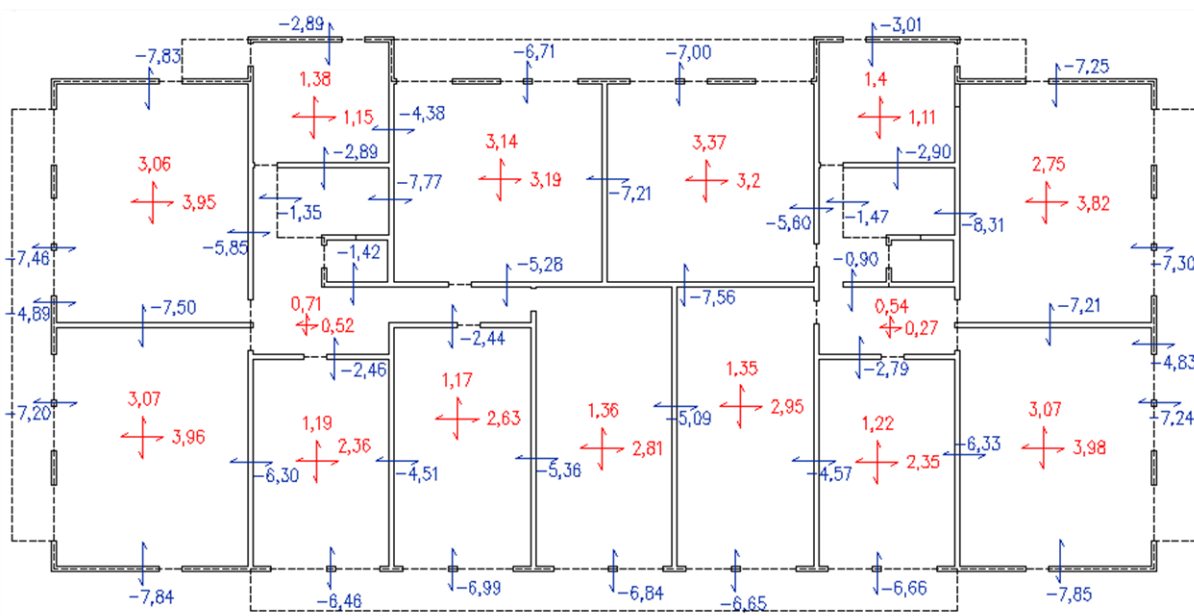
$$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c = 0,04 \cdot 100 \cdot 22 = 88 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

Potrebno količino vzdolžne armature v obravnavani plošči izračunamo s programom SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2011). Armaturo računamo v dveh pravokotnih smereh. Rezultate iz programa preverimo še s »pešč« računom s pomočjo tabel za dimenzioniranje AB pravokotnih prečnih prerezov na osno-upogibno obremenitev (Rogač, R., Saje, F., Lozej, M., 1989). Pri računu potrebne vzdolžne armature v smeri osi $X(A_{sx})$ in $Y(A_{sy})$ upoštevamo pravilo za izračun modificiranih obremenitev M_{xx}^* in M_{yy}^* :

$$A_{sx} : M_{xx}^* = M_{xx} \pm |M_{xy}| \quad (6.5)$$

$$A_{sy} : M_{yy}^* = M_{yy} \pm |M_{xy}| \quad (6.6)$$

Na sliki 34 prikazujemo rezultate računa potrebne količine vzdolžne natezne armature na značilnih mestih obravnavane stropne plošče iz programa SAP2000. Pozitiven predznak pred vrednostjo pomeni potrebno količino spodnje armature, negativni predznak pa zgornje armature. Na podlagi potrebnih količin armature izdelamo armaturni načrt plošče, ki ga podajamo v prilogi na koncu diplomske naloge.

Slika 34: Potrebna količina vzdolžne armature v stropni plošči iz programa SAP2000 (vrednosti so v cm^2/m)

6.1.3 Kontrola povosov

V okviru mejnih stanj uporabnosti preverimo še povese obravnavane plošče. Skladno s standardom SIST EN 1992-1-1:2005 lahko štejemo, da povesi ne presegajo omejitev, če je AB plošča tako dimenzionirana, da ustreza omejitvam razmerij med razpetino in statično višino, ki so:

pri nizki napetosti betona ($\rho \leq \rho_0$):

$$\frac{l_{\text{dej}}}{d_{\text{dej}}} \leq \frac{l}{d} = K \cdot \left[11 + 1,5 \cdot \sqrt{f_{\text{ck}}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2 \cdot \sqrt{f_{\text{ck}}} \cdot \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{\frac{3}{2}} \right], \quad (6.7)$$

pri visoki napetosti betona ($\rho > \rho_0$):

$$\frac{l_{\text{dej}}}{d_{\text{dej}}} \leq \frac{l}{d} = K \cdot \left[11 + 1,5 \cdot \sqrt{f_{\text{ck}}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \cdot \sqrt{f_{\text{ck}}} \cdot \frac{\rho'}{\rho_0} \right]. \quad (6.8)$$

V enačbah (6.7) in (6.8) je $\rho = \frac{A_{s,\text{max potr}}}{b \cdot h}$ zahtevana stopnja armiranja z natezno armaturo, ρ_0 je referenčna stopnja armiranja, K je koeficient, s katerim upoštevamo različne statične sisteme (upoštevamo, da je K enak 1,3, ki velja za končna polja plošč nosilnih v eni ali dveh smereh, ki so neprekinjene vzdolž ene stranice), l_{dej} je krajša razpetina obravnavanega polja plošče, d_{dej} pa je dejanska statična višina. Karakteristično tlačno trdnost betona f_{ck} podajamo v MPa.

Ker velja:

$$\rho = \frac{A_{s,\max\ potr}}{b \cdot h} = \frac{3,98}{100 \cdot 22} = 0,0018 \leq \rho_0 = 0,005,$$

določimo mejno razmerje med razpetino in statično višino plošče s pomočjo izraza (6.7):

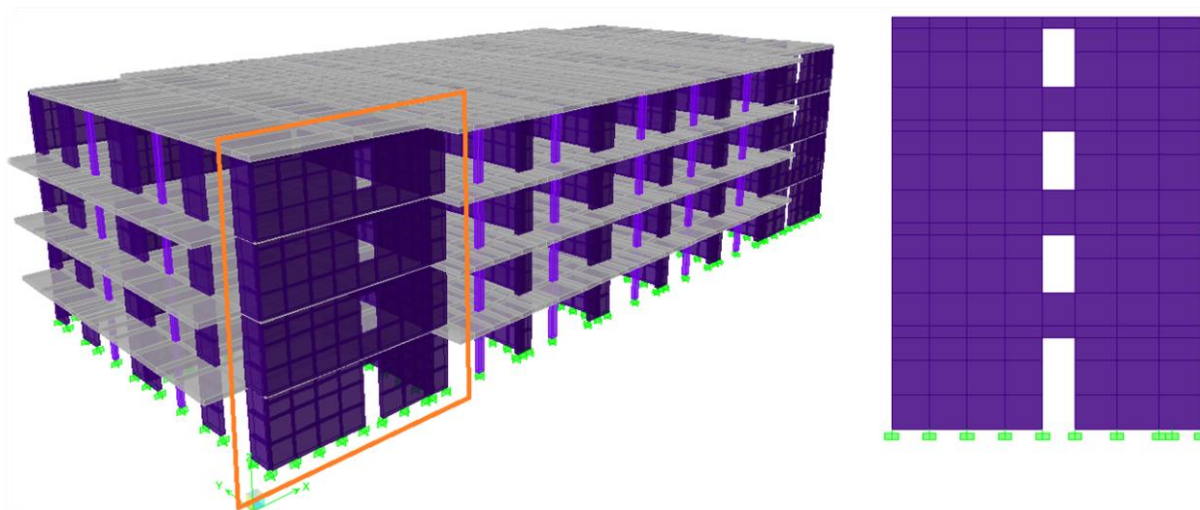
$$\frac{780}{19} = 41,1 \leq \frac{l}{d} = 1,3 \cdot \left[11 + 1,5 \cdot \sqrt{25} \cdot \frac{0,005}{0,0018} + 3,2 \cdot \sqrt{25} \cdot \left(\frac{0,005}{0,0018} - 1 \right)^{\frac{3}{2}} \right] = 90,0.$$

Ugotovimo, da je dejansko razmerje med razpetino in statično višino plošče manjše od mejnega razmerja, zato nam povesov ni potrebno računati oziroma povesi ne presegajo omejitvev.

6.2 Dimenzioniranje stene na obodu stavbe

Pri dimenzioniranju vertikalnih nosilnih elementov konstrukcije (stebri, stene) upoštevamo kombinacije vplivov za stalna in potresna projektna stanja. Izkaže se, da je merodajna obremenitev za potresna projektna stanja. To pomeni, da moramo pri projektiranju in dimenzioniranju vertikalnih nosilnih elementov konstrukcije zagotoviti, da imajo le-ti zadostno sposobnost sipanja potresne energije, ki jo lahko dosežemo z večjo duktilnostjo in s sorazmerno manjšo nosilnostjo. To upoštevamo tako da konstrukcijo projektiramo z vnaprej izbrano stopnjo duktilnosti. Kot smo že omenili konstrukcijo projektiramo za srednjo stopnjo duktilnosti DCM, ki je prvi dovoljen razred za področje Slovenije s pričakovano veliko jakostjo potresa.

Uporaba povezanih sten oziroma sten z odprtini kot vertikalnih nosilnih elementov je pri snovanju večstanovanjskih stavb zelo razširjena. Njihova prednost je, da imajo veliko nosilnost, ki je značilna za stene ter veliko sposobnost sipanja energije, ki jo zagotavljajo ustrezno duktilne prečke. Na sliki 36 prikazujemo položaj obravnavane stene z odprtini v nosilni konstrukciji obravnavane stavbe.



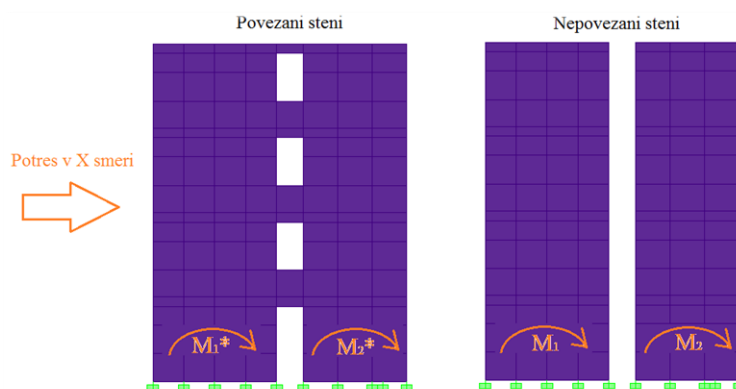
Slika 35: Lega obravnavane stene z odprtinami v nosilni konstrukciji stavbe

6.2.1 Povezane oziroma posamične stene

Skladno z določilom iz standarda SIST EN 1998-1:2004 (citat) posamični steni, ki sta med seboj povezani s pravilno razporejenimi in ustrezno duktilnimi gredami, obravnavamo kot povezani steni, če so prečke sposobne reducirati vsaj 25 % vsote upogibnih momentov ob vpetju posameznih sten, če bi ti prevzeli obtežbo kot nepovezani posamični steni. Ta pogoj zapišemo kot:

$$\frac{\sum M_i - \sum M_i^*}{\sum M_i} \geq 0,25, \quad (6.9)$$

kjer je $\sum M_i$ vsota upogibnih momentov ob vpetju sten v primeru, da sta steni nepovezani (slika 36, desno), $\sum M_i^*$ pa je vsota upogibnih momentov ob vpetju, če sta steni med seboj povezani (slika 36, levo).



Slika 36: Primer povezanih in nepovezanih sten

Za obravnavano steno z odprtinami velja:

$$\frac{\sum M_i - \sum M_i^*}{\sum M_i} = \frac{(M_1 + M_2) - (M_1^* + M_2^*)}{(M_1 + M_2)} = \frac{(688 + 514) - (648 + 507)}{(688 + 514)} = 0,039 \geq 0,25.$$

To pomeni, da pogoj (6.9) ni izpolnjen, saj prečke zmanjšajo upogibni moment ob vpetju sten le za 3,9 %, kar je bistveno manj od zahtevanih 25 %. Zato pri obravnavani steni z odprtinami prispevek prečk k nosilnosti in duktilnosti stene zanemarimo, levo in desno stran stene pa analiziramo in dimenzioniramo kot posamično steno. V nadaljevanju podrobneje prikazujemo projektiranje levega, daljšega dela stene.

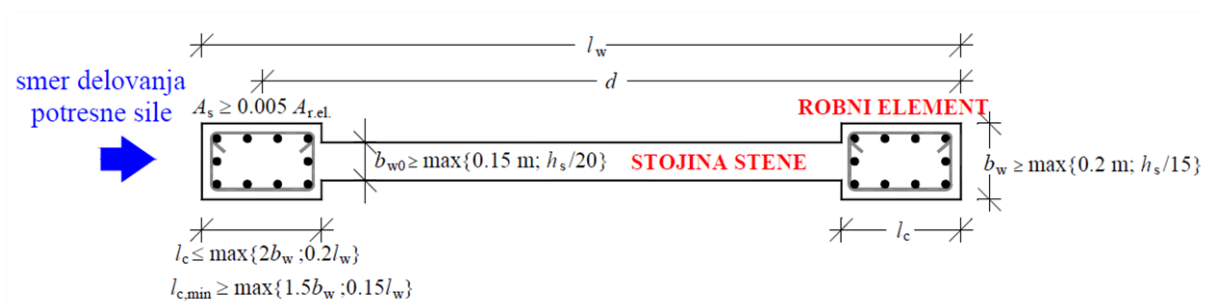
6.2.2 Geometrijske zahteve za steno

Levi del stene ima naslednje dimenzije: debelina stene je $b_w = 20$ cm, dolžina $l_w = 430$ cm, višina h_w pa je enaka 11,47 m.

Obravnavana stena ima podolgovat prečni prerez, z razmerjem dolžine proti debelini, ki je bistveno večji od 4, mejna vrednost med stebrom in steno je: $\frac{l_w}{b_w} = \frac{430}{20} = 21,5 > 4$.

6.2.2.1 Debelina stene in dolžina robnega elementa

Obravnavano steno projektiramo za srednjo stopnjo duktilnosti. Na sliki 37 prikazujemo geometrijske pogoje za stojino in robni element stene, skladno z zahtevami iz standarda SIST EN 1998-1:2004.



Slika 37: Geometrijski pogoji za stojino in robni element stene v skladu s SIST EN 1998-1:2004 za srednjo stopnjo duktilnosti

(Bratina, S. 2012. Študijsko gradivo pri predmetu masivni objekti, str. 54)

Najprej preverimo pogoj za minimalno debelino stojine stene:

$$b_{w,0} = 20 \text{ cm} \geq \max \left\{ \frac{h_s}{20} = \frac{289}{20} = 14,5 \right\} = 15 \text{ cm}. \quad (6.10)$$

V enačbi (6.10) je h_s svetla etažna višina v centimetrih. Ugotovimo, da izbrana debelina stene $b_{w,0} = 20 \text{ cm}$ izpolnjuje pogoj minimalne debeline stojine.

Nato preverimo še pogoj za minimalno debelino robnih področij sten (robni elementi) b_w :

$$b_w = 20 \text{ cm} \geq \max \left\{ \frac{h_s}{15} = \frac{2,89}{15} = 19,3 \right\} = 20 \text{ cm}. \quad (6.11)$$

Tudi v tem primeru je pogoj za minimalno debelino robnega elementa stene izpolnjen.

Na začetku analize potrebno dolžino robnega elementa l_c ne poznamo, zato predpostavimo, da zadošča minimalna dolžina $l_{c,\min}$, ki je določena kot:

$$l_{c,\min} = \max \left\{ 1,5 \cdot b_w = 1,5 \cdot 20 = 30 \right. \\ \left. 0,15 \cdot l_w = 0,15 \cdot 430 = 64,5 \right\} = 64,5 \text{ cm}. \quad (6.12)$$

Izberemo dolžino robnega elementa $l_c = 65 \text{ cm}$.

6.2.2.2 Višina kritičnega področja

Višino kritičnega področja stene – dolžino plastičnega členka h_{cr} nad vpetjem stene lahko ocenimo z naslednjim izrazom in omejitvijo:

$$h_{cr} = \max \left[l_w ; \frac{h_w}{6} \right], \quad h_{cr} \leq \min \begin{cases} 2 \cdot l_w \\ h_s \text{ za } n \leq 6 \text{ etaž.} \\ 2 \cdot h_s \text{ za } n \geq 7 \text{ etaž.} \end{cases} \quad (6.13)$$

Pri tem je $h_s = 2,89 \text{ m}$ svetla etažna višina, $n = 4$ pa je število etaž v obravnavani stavbi nad nivojem toge kleti. Vrednosti vstavimo v izraz (6.14) in dobimo:

$$h_{cr} = \max[4,30 ; 1,91] = 4,3 \text{ m} \leq \min \left\{ \begin{matrix} 8,60 \\ 2,89 \end{matrix} \right\} = 2,89 \text{ m}.$$

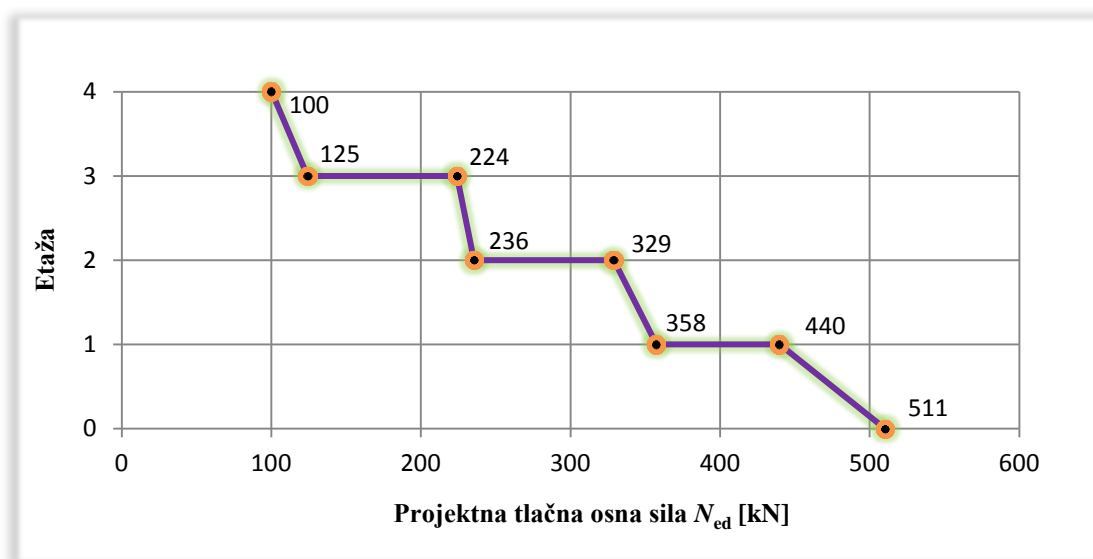
Višina kritičnega območja obravnavane stene je kar enaka svetli etažni višini: $h_{cr} = h_s = 2,89 \text{ m}$.

6.2.3 Projektne obremenitve v steni

Projektne obremenitve v obravnavani steni za potresna projektna stanja odčitamo iz računskega modela v programu ETABS (glej točko 4.2). Obremenitve v steni izračunamo z integracijo napetosti po prečnem prerezu stene z uporabo ukaza »Pier«.

6.2.3.1 Projektna osna sila

Na grafikonu 3 prikazujemo potek projektne tlačne osne sile po višini stene. Tlačna osna sila se z višino stene zmanjšuje.



Grafikon 3: Potek projektne osne sile po višini stene

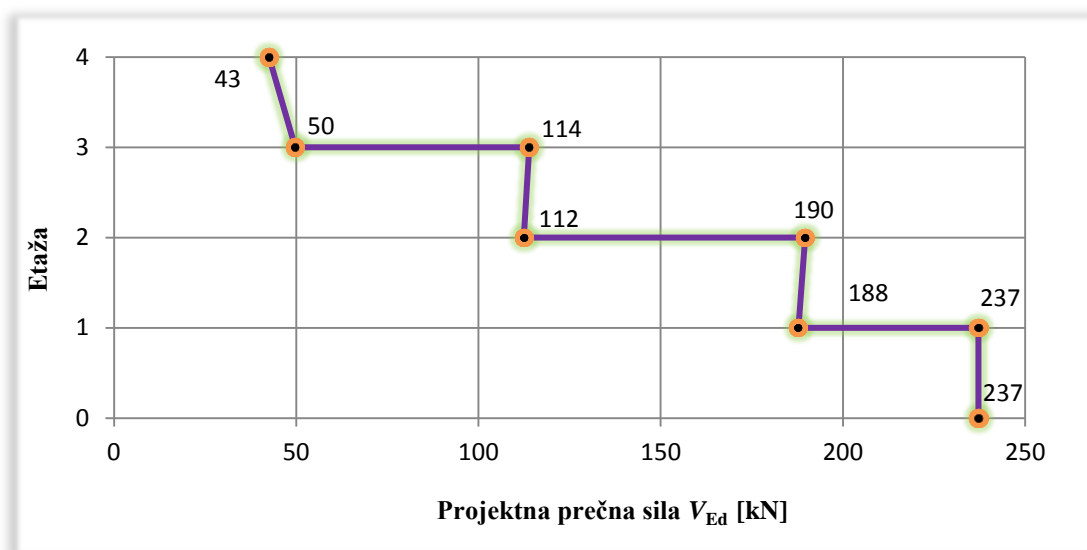
Dimenzije stene morajo zadostiti tudi omejitvi glede normirane osne sile, ki ne sme preseči vrednosti 0,4. Tako se izognemo prevelikim tlačnim obremenitvam v steni. Največja tlačna osna sila je na mestu vpetja stene v togo klet. Tam je normirana osna sila enaka:

$$v_d = \frac{N_{ed}}{b_w \cdot l_w \cdot f_{cd}} = \frac{511}{20 \cdot 430 \cdot 1,67} = 0,04, \quad (6.14)$$

in je manjša od 0,4.

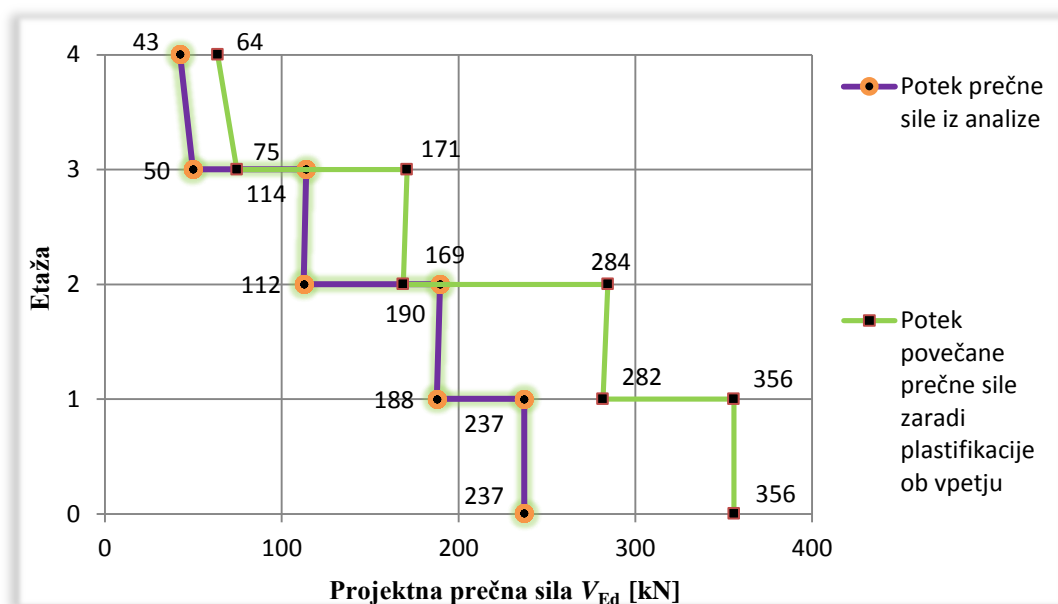
6.2.3.2 Projektna prečna sila

Na grafikonu 4 prikazujemo potek projektne prečne sile po višini stene.



Grafikon 4: Potek projektne prečne sile po višini stene

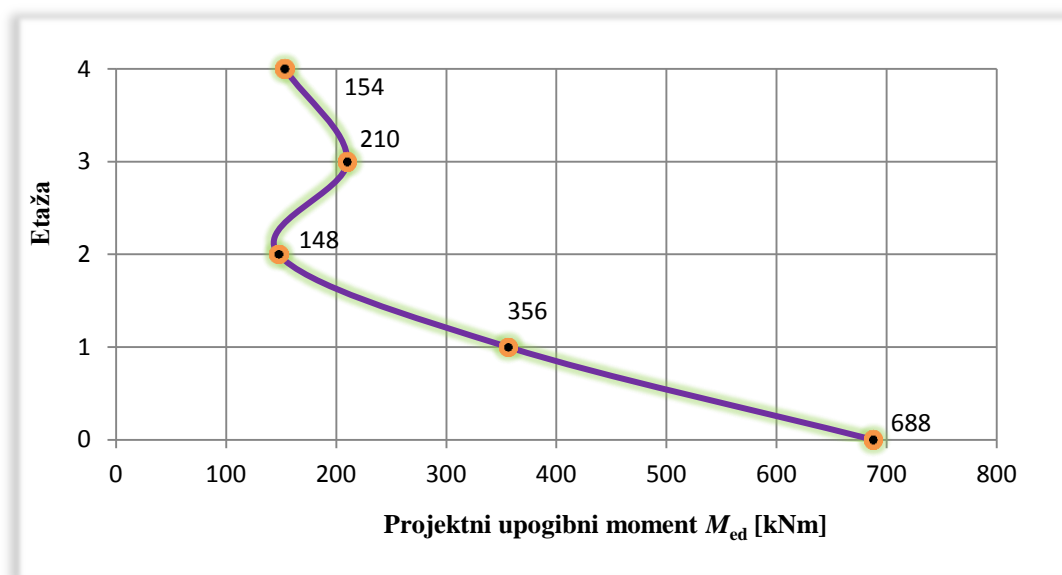
Pri projektiranju stene moramo za srednjo stopnjo duktilnosti v skladu z določili iz SIST EN 1998-1:2004 (člen 5.4.2.4, točki 6(P) in 7) projektne prečne sile iz analize povečati za 50 % zaradi plastifikacije ob vpetju stene. Povečane projektne prečne sile prikazujemo na grafikonu 5.



Grafikon 5: Potek projektne prečne sile po višini stene

6.2.3.3 Projektni upogibni moment

Na grafikonu 6 prikazujemo še potek projektne upogibnega momenta po višini stene.

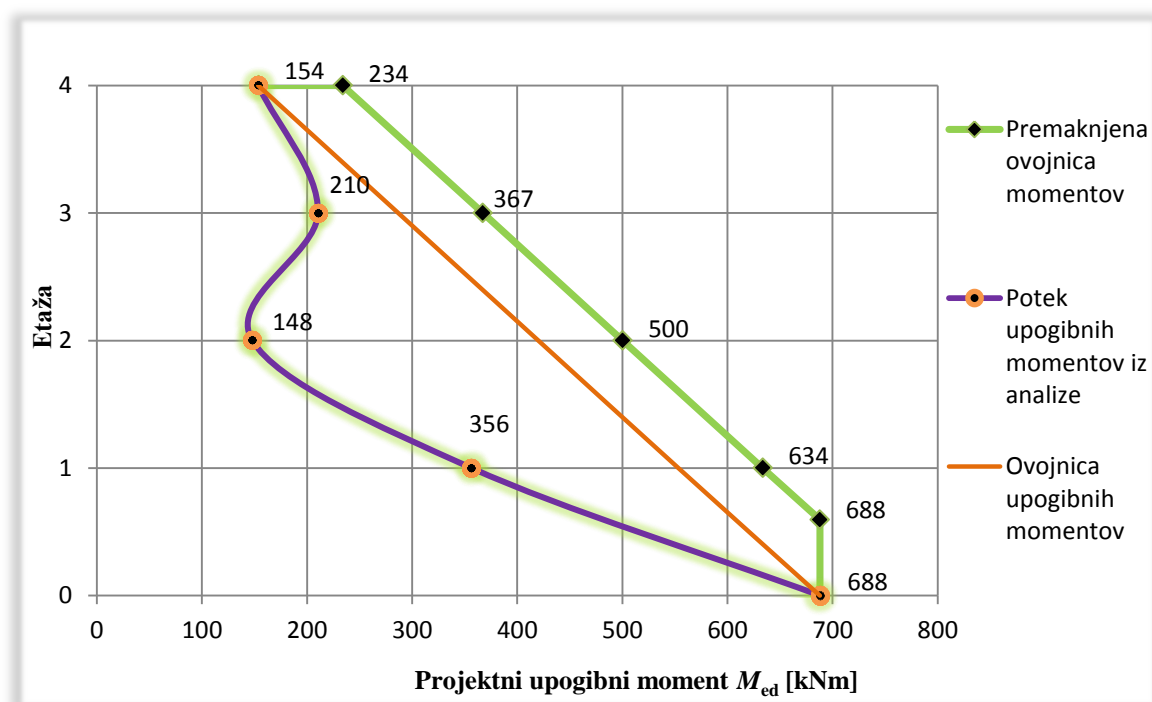


Grafikon 6: Potek projektne upogibnega momenta po višini stene

Upogibni momenti se v steni z višino zmanjšujejo. Odstopanje se pojavi le v nivoju plošče nad drugim nadstropjem. To je najverjetneje posledica računskega modela, v katerem ploščam nismo pripisali neskončne osne togosti v svoji ravnini in minimalne upogibne togosti pravokotno na ravnino (učinek vodoravne diafragme), vendar smo upoštevali dejansko osno in upogibno togost posamezne plošče. Skladno s členom 4(P) iz točke 5.4.2.4 v standardu SIST EN 1998-1:2004 moramo pri vitkih stenah, pri katerih je razmerje med višino h_w in dolžino l_w večje od 2 (obravnavana stena izpolnjuje pogoj, saj je $h_w/l_w = 11,47/4,30 = 2,7 > 2$), upoštevati nezanesljivost pri razporeditvi momentov po višini stene. Diagram projektne upogibne momente po višini stene podamo z ovojnico, ki jo premaknemo v navpični smeri za a_1 , ki je ob običajnih predpostavkah iz teorije enak polovici ročice notranjih sil, kar je približno (Beg, D., Pogačnik, A., 2009):

$$a_1 = \frac{z}{2} = 0,4 \cdot l_w = 0,4 \cdot 4,30 \text{ m} = 1,72 \text{ m}. \quad (6.15)$$

Premaknjeno ovojnico projektne upogibne momente po višini stene prikazujemo na grafikonu 7.



Grafikon 7: Premaknjena ovojnica projektnih upogibnih momentov po višini stene

6.2.4 Dimenzioniranje vertikalne in prečne armature v steni

6.2.4.1 Zahteve za minimalno armaturo v steni

V skladu z zahtevami iz standarda SIST EN 1992-1-1:2005 in pripadajočega nacionalnega dodatka moramo v steni zagotoviti vertikalno armaturo s prečnim presežkom, vsaj 0,3 % prečnega prereza stene A_c . Tako znaša minimalna količina vertikalne armature $A_{s,vmin}$ v obravnavani steni:

$$A_{s,vmin} = 0,003 \cdot A_c = 0,003 \cdot 20 \cdot 430 = 25,80 \text{ cm}^2. \quad (6.16)$$

Dodatno moramo zagotoviti tudi minimalno količino prečne armature $A_{s,hmin}$, ki jo namestimo na obeh straneh stene in poteka vzporedno s površino stene. V skladu z Nacionalnim dodatkom k SIST EN 1992-1-1:2005 mora količina prečne armature znašati vsaj 0,2 % prečnega prereza stene A_c . Za obravnavano steno je to:

$$A_{s,hmin} = 0,002 \cdot A_c = 0,002 \cdot 20 \cdot 100 = 4,0 \text{ cm}^2/\text{m}. \quad (6.17)$$

V skladu s členom 5.4.3.4.2(8) iz SIST EN 1998-1:2004 pa moramo v robnem elementu zagotoviti vertikalno armaturo s prečnim prerezom, vsaj 0,5 % površine robnega elementa:

$$A_{s,v,robni\ el.} \geq 0,005 \cdot l_c \cdot b_w = 0,005 \cdot 65 \cdot 20 = 6,5 \text{ cm}^2. \quad (6.18)$$

6.2.4.2 Dimenzioniranje navpične armature v kritičnem področju na osno-upogibno obremenitev

Pri računu osno-upogibne odpornosti prereza stene upoštevamo navpično armaturo v robnih elementih ter navpično armaturo v stojini stene. Osno-upogibno nosilnost prereza določimo v skladu s standardom SIST EN 1992-1-1:2005, pri čemer upoštevamo projektne vrednosti osne sile in upogibnega momenta za potresna projektna stanja z ustreznimi modifikacijami (glej poglavje 6.2.3).

Skladno s standardom SIST EN 1998-1:2004 moramo pri razporeditvi navpične armature v robnem elementu upoštevati konstrukcijska pravila, ki veljajo za stebre (glej člene 5.4.3.2.2(9)-(11)). Razdalja med dvema sosednjima navpičnima palicama e_{sv} , ki ju podpirajo stremena, je lahko največ 20 cm, minimalni premer navpičnih palic v robnem elementu pa je 12 mm. Na obeh straneh robnega elementa na dolžini $l_c = 65$ cm postavimo štiri palice $\phi 12$. Skupna količina navpične armature v robnem elementu je $A_{s,v,robni\ el.} = 8 \cdot 1,13 = 9,04 \text{ cm}^2$ (pogoj (6.18) je izpolnjen), palice pa so na medsebojni razdalji $e_{sv} = 20$ cm.

V stojini stene na dolžini ($l_w - 2 \cdot l_c = 300$ cm) namestimo tolikšno količino navpične armature $A_{s,v, stojine}$, da zadostimo pogoju (6.16), ki je:

$$A_{s,v,min} \leq A_{s,v} = 2 \cdot A_{s,v,robni\ el.} + A_{s,v, stojine}.$$

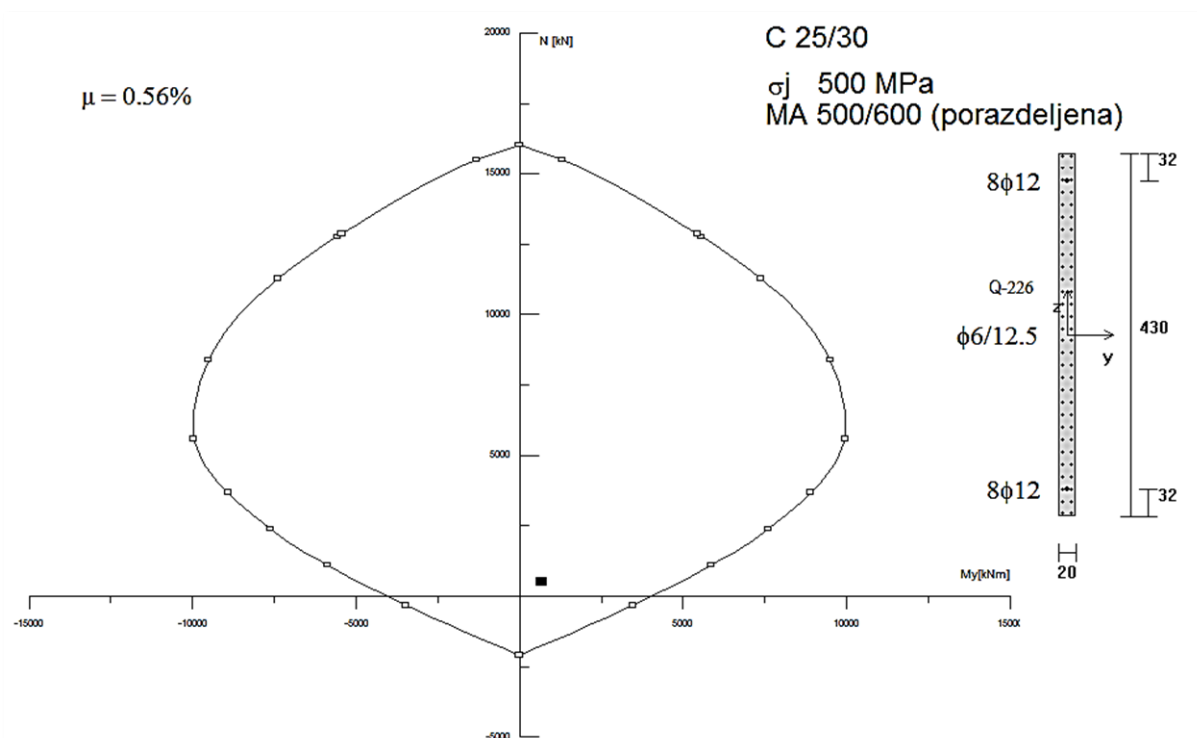
Iz zgornje enačbe dobimo:

$$A_{s,v, stojine} \geq A_{s,v,min} - 2 \cdot A_{s,v,robni\ el.} = 25,80 - 2 \cdot 9,04 = 7,72 \text{ cm}^2. \quad (6.19)$$

V stojino stene namestimo dve mreži Q226. Skupna količina vertikalne armature v stojini stene je $13,56 \text{ cm}^2$, tako je zahtevi (6.19) zadoščeno.

Sedaj preverimo, če izbrana vertikalna armatura v robnih elementih in v stojini stene zadošča za prevzem projektne osno-upogibne obremenitve, ki je: $N_{ed} = -511$ kN (glej grafikon 3 na koti vpetja stene) in $M_{ed} = 688$ kNm (glej grafikon 7 na koti vpetja stene). Kontrolo naredimo s pomočjo programa DIAS («Program za analiziranje armiranobetonskih prerezov», IKPIR, FAGG, 1999), ki nam za

izbrani prečni prerez in armaturo izračuna interakcijski diagram mejne osno-upogibne nosilnosti prereza. Diagram prikazujemo na sliki 38. Točka mejne obremenitve prereza leži znotraj diagrama, kar pomeni, da izbrana vertikalna armatura v steni zadošča za prevzem osno-upogibne obremenitve.



Slika 38: Interakcijski diagram mejne osno-upogibne nosilnosti prečnega prereza stene v kritičnem področju s pomočjo programa DIAS

6.2.4.3 Dimenzioniranje prečne armature v kritičnem področju na strižno obremenitev

V skladu s standardom SIST EN 1992-1-1:2005 najprej izračunamo računsko strižno odpornost prečnega prereza stene brez strižne armature $V_{Rd,c}$, in sicer:

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \begin{array}{l} \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \\ (v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \end{array} \right\}, \quad (6.20)$$

kjer je k koeficient statične višine stene, ρ_1 je stopnja armiranja z navpično natezno armaturo A_{st} , f_{ck} je karakteristična tlačna trdnost betona v MPa, σ_{cp} je normalna napetost v betonu, b_w je najmanjša širina prečnega prereza v območju natezne cone podana v mm, d pa je statična višina prečnega prereza podana v mm (glej sliko 37: $d = l_w - l_c/2 = 397,5$ cm). V nadaljevanju podajamo vrednosti nekaterih spremenljivk iz enačbe (6.20):

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12, \quad (6.21)$$

$$k = \min \left\{ 1 + \sqrt{\frac{200}{d[\text{mm}]}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{397,5}} = 1,22 \right\} = 1,22, \quad (6.22)$$

$$\rho_1 = \min \left\{ \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} = \frac{9,04}{20 \cdot 397,5} = 0,0011 \right\} = 0,0011, \quad (6.23)$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{ed}}{A_c} = \frac{511}{20 \cdot 430} = 0,59 \text{ MPa} < 0,2 \cdot f_{cd} = 0,2 \cdot 1,67 = 3,33 \text{ MPa}, \quad (6.24)$$

$$\nu_{\min} = 0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \cdot 1,22^{\frac{3}{2}} \cdot 25^{\frac{1}{2}} = 0,024. \quad (6.25)$$

Ko vrednosti vstavimo v enačbo (6.20) dobimo:

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \begin{array}{l} 236 \text{ kN} \\ 90 \text{ kN} \end{array} \right\} = 236 \text{ kN}.$$

Ker je $V_{Ed} = 356 \text{ kN} > V_{Rd,c} = 236 \text{ kN}$, kjer je V_{Ed} projektna prečna sila na koti vpetja stene za potresna projektna stanja z ustreznimi modifikacijami (glej grafikon 5), moramo v skladu z določili iz standarda prečno silo prevzeti z ustrežno prečno armaturo, tako da bo izpolnjen pogoj $V_{Rd} \geq V_{Ed}$. Pri tem je V_{Rd} strižna odpornost prereza s strižno armaturo, ki jo izračunamo z enačbo (SIST EN 1992-1-1:2005, člen 6.2.3 (3)):

$$V_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta \\ V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot 0,9 \cdot d \cdot \nu_1 \cdot f_{cd} / (\cot\theta + \tan\theta) \end{array} \right\}. \quad (6.26)$$

V enačbi (6.26) je $V_{Rd,s}$ računaska prečna sila, ki jo lahko prenese plastificirana strižna armatura (to sta dve mreži Q226 v stojini stene), $V_{Rd,max}$ pa je največja računaska prečna sila, ki jo stena lahko prenese in je omejena s porušitvijo tlačnih razpor, A_{sw} je prečni prerez strižne armature ($A_{sw} = 2 \cdot 2,26 \text{ cm}^2$), s je razmik med stremeni, f_{ywd} je projektna meja elastičnosti strižne armature ($f_{ywd} = 43,48 \text{ kN/cm}^2$), θ je kot med betonsko tlačno razporo in navpično osjo stene, ki je pravokotna na smer delovanja prečne sile (predpostavimo $\theta = 45^\circ$), α_{cw} je koeficient, s katerim upoštevamo stanje napetosti v tlačnem pasu (za elemente, ki niso prednapeti je enak 1), ν_1 pa je redukcijski faktor tlačne trdnosti strižno razpokanega betona in je $\nu_1 = 0,6 \left[1 - \frac{f_{ck} [\text{MPa}]}{250} \right] = 0,6 \left[1 - \frac{25}{250} \right] = 0,54$.

Ko v enačbo (6.26) vstavimo vrednosti spremenljivk dobimo:

$$V_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} V_{Rd,s} = \frac{2 \cdot 2,26}{1} \cdot 0,9 \cdot 3,975 \cdot 43,48 \cdot \cot 45^\circ = 703 \\ V_{Rd,max} = 1 \cdot 20 \cdot 0,9 \cdot 397,5 \cdot 0,54 \cdot \frac{1,67}{\cot 45^\circ + \tan 45^\circ} = 3220 \end{array} \right\} = 703 \text{ kN} \geq V_{Ed} = 356 \text{ kN}.$$

Ugotovimo, da strižna odpornost stene V_{Rd} zadošča za prevzem projektne prečne sile V_{Ed} v kritičnem območju stene.

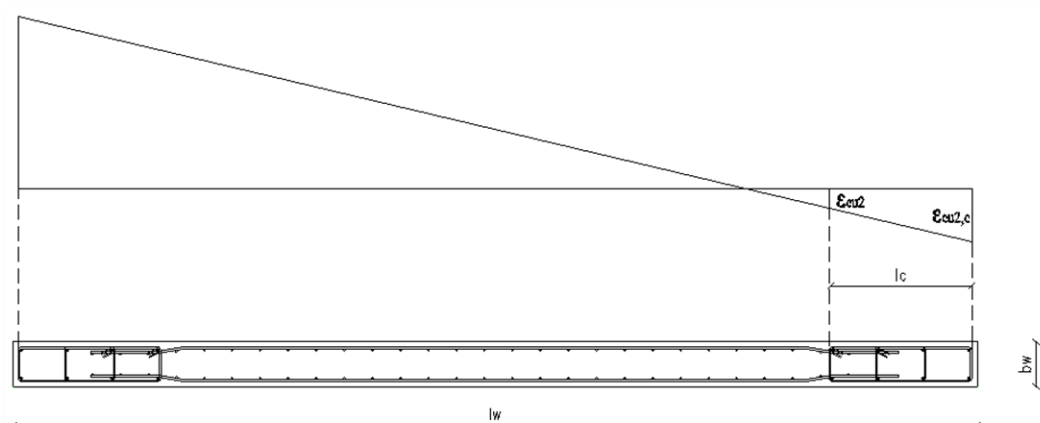
Na koncu preverimo še, če prečna armatura v stojini stene (2 mreži Q226) zadošča pogoju (6.17):

$$A_{s,h} = 2 \cdot 2,26 = 4,52 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \geq 4,00 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}.$$

Ugotovimo, da je pogoj izpolnjen.

6.2.4.4 Prečna armatura robnega elementa za zagotovitev lokalne duktilnosti

V kritičnem območju stene moramo zagotoviti zadostno duktilnost. To zagotovimo z armaturo objeta v robnih elementih na dolžini l_c . To je dolžina od mesta, kjer je tlačna deformacija betonskega vlakna največja $\varepsilon_{cu2,c}$, pa do mesta, kjer lahko zaradi velikih tlačnih deformacij beton še odpade, tj. pri tlačni deformaciji betona $\varepsilon_{cu2} = -3,5 \text{ ‰}$ (glej sliko 39).



Slika 39: Robni element, objeta z gostimi stremeni, in potek mejnih deformacij po prerezu stene

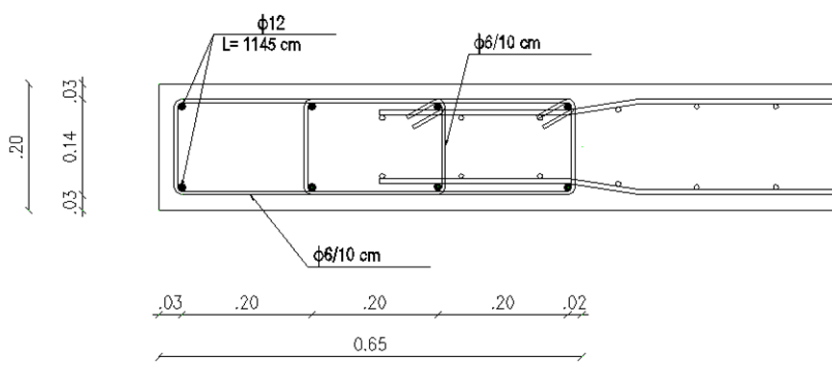
Standard SIST EN 1998-1:2006 v členu 5.4.3.4.2(12) določa, da lahko v primeru, ko je velikost normirane projektne osne sile v_d (glej točko 6.2.3.1) manjša od 0,15, prečno armaturo v robnih

elementih določimo samo v skladu s standardom SIST EN 1992-1-1:2005. Ta določa, da premer prečne armature ne sme biti manjši kot 6 mm ali ene četrtnine največjega premera vzdolžnih palic, kar je več. Razdalja med palicami prečne armature vzdolž stebra pa ne sme prekoračiti $s_{d,max}$. Izračun podajamo v nadaljevanju:

$$\phi_{s,min} = \max \left\{ \frac{6 \text{ mm}}{\frac{\phi_{vzd}}{4} = \frac{12}{4} = 3} \right\} = 6 \text{ mm}, \quad (6.27)$$

$$s_{d,max} = \min \left\{ \begin{array}{l} 12 \cdot \phi_{vzd} = 12 \cdot 1,2 \text{ cm} = 14,4 \\ \min(l_c, b_w) = \min(65, 20) = 20 \\ 30 \text{ cm} \end{array} \right\} = 14,4 \text{ cm}. \quad (6.28)$$

V enačbah (6.27) in (6.28) je ϕ_{vzd} največji premer uporabljenih vzdolžnih palic, l_c dolžina, b_w pa širina robnega elementa. Izberemo dvostrizna stremena s premerom 6 mm na medsebojni oddaljenosti 10 cm. Razporeditev navpične in prečne armature v robnem elementu prikazujemo na sliki 40.



Slika 40: Prikaz razporeditve navpične in prečne armature v robnem elementu stene

6.2.4.5 Določitev navpične in prečne armature nad kritičnim območjem

Za del stene nad kritičnim območjem so projektne obremenitve manjše, zato bi lahko uporabili manjšo količino navpične in prečne armature. Vendar so zahteve glede minimalne količine armature v steni zelo stroge (glej enačbi (6.16) in (6.17)), zato uporabimo tudi v območju stene nad kritičnim območjem enako armaturo kot v kritičnem področju.

V prilogi k diplomski nalogi podajamo armaturni načrt obravnavane stene.

7 ZAKLJUČEK

V diplomski nalogi smo se ukvarjali z analizo in dimenzioniranjem tipičnih elementov armiranobetonske nosilne konstrukcije večstanovanjske stavbe v Novem mestu po veljavnih predpisih Evrokod. Nosilna konstrukcija stavbe je bila sestavljena iz polnih AB medetažnih plošč in polne AB strešne plošče ter iz samostojnih oziroma povezanih AB sten brez in z odprtini. V analizi smo poleg stalnih vplivov upoštevali še spremenljive ter potresne vplive. Kot spremenljive vplive smo upoštevali koristno obtežbo na stropovih, obtežbo snega na strehi ter vpliv obtežbe vetra na ovoj stavbe. Analizo nosilne konstrukcije smo opravili na ustreznih računskih modelih. V ta namen smo ločeno analizirali horizontalno in vertikalno nosilno konstrukcijo obravnavane stavbe. Za analizo značilne medetažne konstrukcije smo izdelali ravninski računski model v programu SAP 2000 (Computers and Structures, Inc., 2011). Ploščo smo modelirali s štirivozliščnimi končnimi elementi tipa »Shell, ki imajo poleg upogibne tudi osno togost. V analizi plošče smo upoštevali le vplive, ki učinkujejo prečno na ravnino medetažne plošče – to pomeni stalno in koristno obtežbo. Za analizo vertikalnih nosilnih elementov smo izdelali ustrezen računski model v programu ETABS (Computers and Structures, Inc., 2010). Tudi pri tem modelu smo plošče in stene modelirali s štirivozliščnimi končnimi elementi tipa »Shell«, nekaj manjših stebrov pa z linijskimi elementi. Poleg stalne in koristne obtežbe smo v modelu upoštevali tudi obtežbo snega, vetra in potresa. Omenjen računski model nam je služil tudi za analizo lastnega nihanja konstrukcije ter za modalno analizo konstrukcije s spektri odziva. Tako smo izračunali projektne obremenitve v vertikalnih nosilnih elementih zaradi potresnega vpliva. Iz analize lastnega nihanja smo ugotovili, da je nosilna konstrukcija obravnavane stavbe torzijsko podajna, to pomeni, da so elementi nosilne konstrukcije neenakomerno obremenjeni. Zato smo faktor obnašanja ustrezno reducirali oziroma konstrukcijo smo morali projektirati na večje potresne sile.

Podrobneje smo analizirali in dimenzionirali stropno ploščo nad pritličjem. Potrebno količino vzdolžne armature v plošči smo izračunali s programom SAP 2000, v katerem je bil izdelan tudi računski model plošče. Rezultate dimenzioniranja smo predstavili z armaturnim načrtom spodnje in zgornje armature v plošči in ga priložili k diplomski nalogi.

Izmed vertikalnih nosilnih elementov obravnavane stavbe smo analizirali in dimenzionirali steno z odprtini na obodu stavbe. Obremenitve v steni smo določili s pomočjo že omenjenega prostorskega računskega modela nosilne konstrukcije stavbe. Ugotovili smo, da je pri obravnavani steni z odprtini prispevek prečk k nosilnosti in duktilnosti stene zanemarljiv, zato smo levo in desno stran stene obravnavali kot posamični steni. Dimenzionirali in projektirali pa smo levo daljšo stran stene. Ugotovili smo, da so zahteve iz standardov glede količin in razporeditve navpične in prečne armature

v steni, s katerimi smo zagotovili zadostno togost in duktilnost stene, zelo stroge, tako da tako določena armatura skoraj v celoti zadošča za prevzem projektnih obremenitev v obravnavani steni v potresnem projektnem stanju, kot merodajnem projektnem stanju pri dimenzioniranju vertikalnih nosilnih elementov obravnavane stavbe. V okviru diplomske naloge smo izdelali tudi armaturni načrt za analizirano steno.

8 VIRI

Beg, D. (ur.), Pogačnik, A. (ur.). 2009. Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po Evrokod standardih. Ljubljana, Inženirska zbornica Slovenije: 1077 str.

Bratina, S. 2012. Študijsko gradivo pri predmetu masivni objekti. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: 69 str.

Lopatič, J. 2012. Študijsko gradivo pri predmetu masivni objekti. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: 99 str.

Rogač, R., Saje, F., Lozej, M. 1989. Priročnik za dimenzioniranje armiranobetonskih konstrukcij po metodi mejnih stanj. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Univerza Edvarda Kardelja v Ljubljani, Fakulteta za arhitekturo, gradbeništvo in geodezijo: 361 str.

Standardi

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 1991-1-3:2004. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-3.del: Splošni vplivi – Obtežba snega. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.

SIST EN 1991-1-3:2004/A101. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-3.del: Splošni vplivi – Obtežba snega – Nacionalni dodatek. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.

SIST EN 1991-1-4:2005. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-4.del: Splošni vplivi – Obtežba vetra. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.

SIST EN 1991-1-4:2005/oA101. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-4.del: Splošni vplivi – Obtežba vetra – Nacionalni dodatek. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.

SIST EN 1992-1-1:2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij - 1-1.del: Splošna pravila in pravila za stavbe. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.

SIST EN 1992-1-1:2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij - 1-1.del: Splošna pravila in pravila za stavbe – Nacionalni dodatek. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.

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

SIST EN 1998-1:2004. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 1.del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe – Nacionalni dodatek. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.

Programi

Autodesk, Inc. 2012. AutoCAD: programski paket za računalniško podprto konstruiranje. California.

Computers and Structures, Inc. 2011. SAP2000: računalniški program za analizo in dimenzioniranje konstrukcijskih elementov po metodi končnih elementov. Berkeley, Computers and Structures, Inc. Structural and earthquake engineering software.

Computers and Structures, Inc. 2010. ETABS: računalniški program za analizo in dimenzioniranje konstrukcijskih elementov po metodi končnih elementov. Berkeley, Computers and Structures, Inc. Structural and earthquake engineering software.

Fischinger, M., Isaković, T., Marolt, V., Sočan, S. 1999. DIAS: računalniški program za dimenzioniranje in analizo armiranobetonskih elementov. Ljubljana, Univerza Ljubljana Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo.

Spletni ter ostali viri

Karta potresne nevarnosti. 2001. Ljubljana, ARSO.
http://www.arso.gov.si/potresi/potresna%20nevarnost/projektني_pospesek_tal.html
(Pridobljeno 8. 8. 2013).

Karta največje snežne obtežbe v obdobju 1951-2005. Ljubljana, ARSO.
http://meteo.arso.gov.si/uploads/probase/www/climate/image/sl/by_variable/snow/max-snow-load_50-years_51-05.png (Pridobljeno 8. 8. 2013.).

Arhitekturne podloge večstanovanjske stavbe B10. 2008 Ljubljana, IMOS d. d.
(Pridobljeno 31. 5. 2012).

SEZNAM PRILOG

PRILOGA A : SPECIFIKACIJA ARMATURE

Priloga A1: Specifikacija armature za AB stropno ploščo v I. nadstropju

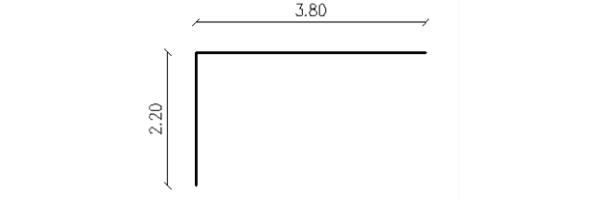
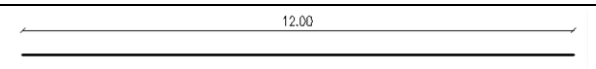
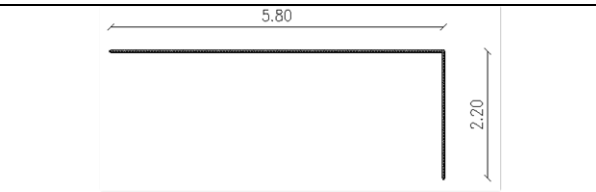
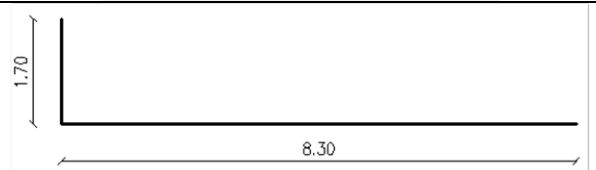
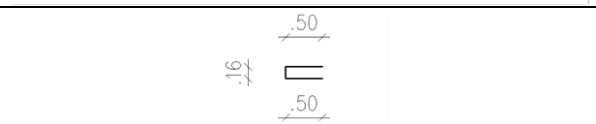
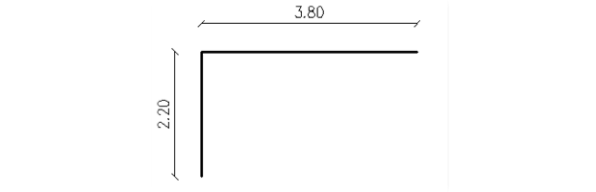
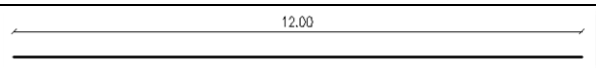
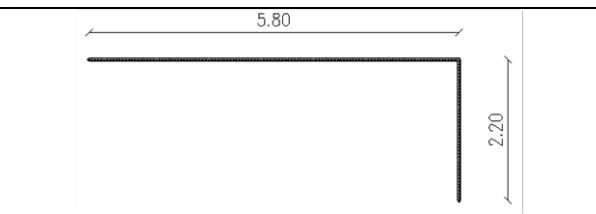
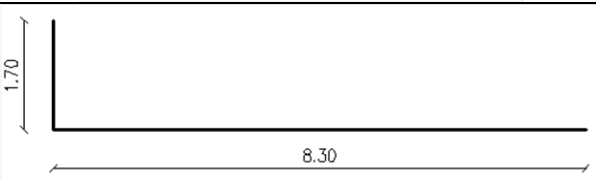
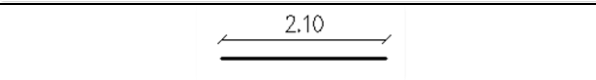
Priloga A2: Specifikacija armature za AB steno na obodu stavbe



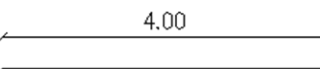
PRILOGA B : ARMATURNI NAČRT

Priloga B1: Armaturni načrt AB stropne plošče v I. nadstropju-Pozitivna armatura

Priloga B2: Armaturni načrt AB stropne plošče v I. nadstropju-Negativna armatura

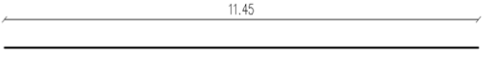
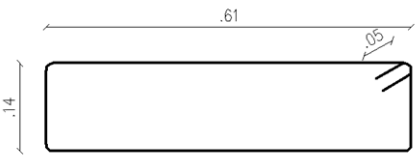
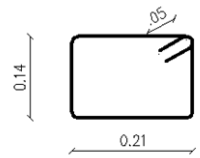
Priloga B3: Armaturni načrt AB stene na obodu stavbe

Palice - specifikacija: priloga A1							
Oznaka	oblika in mere	Ø	lg	n	lgn	Teža enote	Teža
	[m]	[mm]	[m]	[kos]	[m]	[kg/m']	[kg]
AB Stropna plošča – I. nadstropje (pozitivna armatura)							
1		12	6,0	7	42,0	0,92	39
2		12	12,0	6	72,0	0,92	66
3		12	8,0	1	8,0	0,92	7
4		12	10,0	4	40,0	0,92	37
5		8	1,2	734	851,4	0,41	349
Skupaj							498
AB Stropna plošča – I. nadstropje (negativna armatura)							
1		12	6,0	7	42,0	0,92	39
2		12	12,0	6	72,0	0,92	66
3		12	8,0	1	8,0	0,92	7
4		12	10,0	4	40,0	0,92	37
6		14	2,1	192	403,2	1,25	505

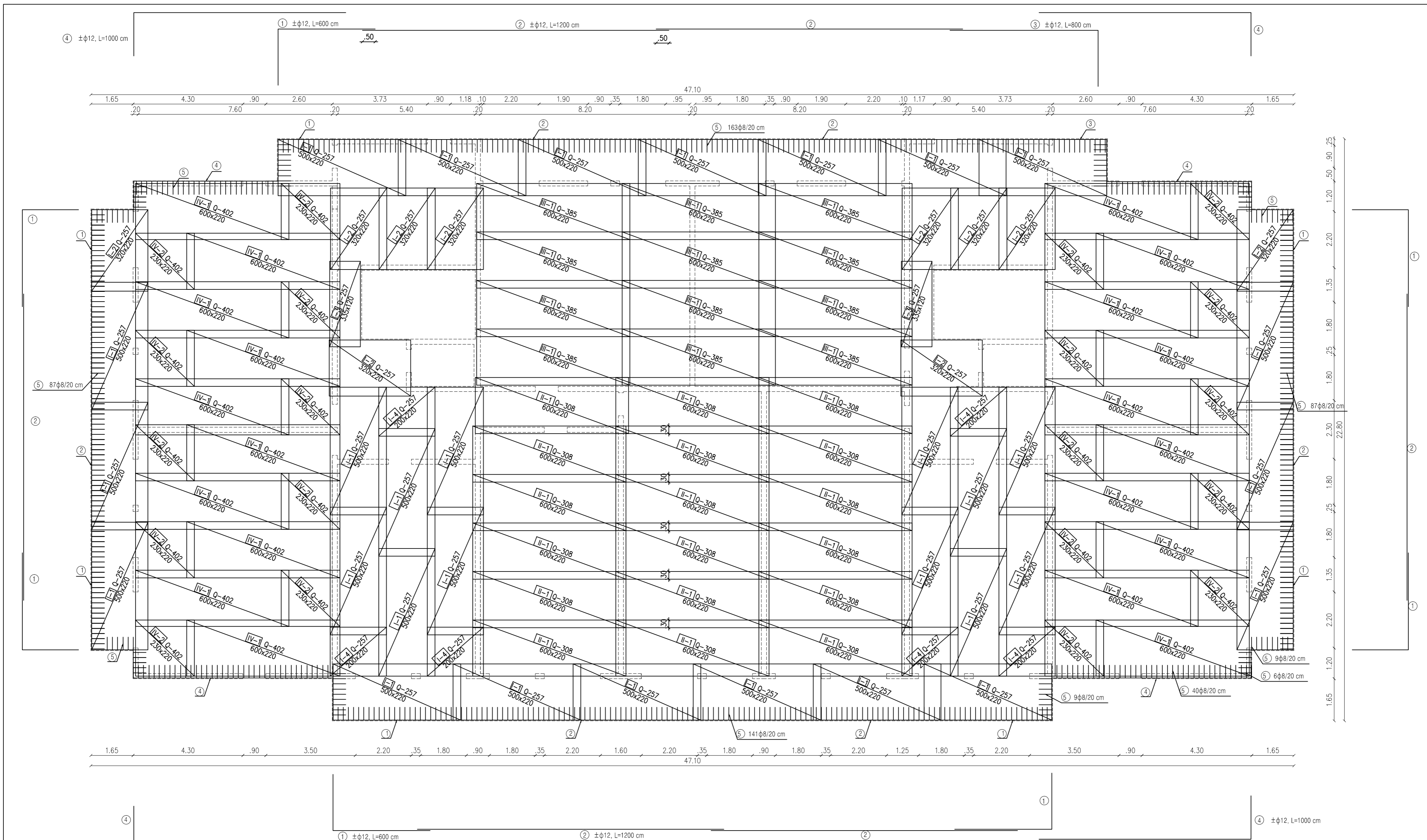
Oznaka	oblika in mere	Ø	lg	n	lgn	Teža enote	Teža
	[m]	[mm]	[m]	[kos]	[m]	[kg/m']	[kg]
7		10	0,5	49	24,5	0,65	16
8		18	1,0	40	40,0	2,07	83
9		8	4,0	24	96,0	0,41	39
Skupaj							792

Mreže - specifikacija: priloga A1

Pozicija	Oznaka mreže	B	L	n	Teža enote	Skupna teža
		[cm]	[cm]	[kom]	[kg/m ²]	[kg]
AB Stropna plošča – I. nadstropje (pozitivna armatura)						
I-1	Q-257	220	500	31	4,11	1402
I-2	Q-257	220	320	10	4,11	289
I-3	Q-257	120	335	2	4,11	33
I-4	Q-257	220	200	6	4,11	109
II-1	Q-308	220	600	18	4,89	1162
III-1	Q-385	220	600	12	6,04	957
IV-1	Q-402	220	600	20	6,39	1687
IV-2	Q-402	220	230	20	6,39	647
Skupaj						6285
AB Stropna plošča – I. nadstropje (negativna armatura)						
V-1	R-308	220	300	2	3,08	41
V-2	R-308	220	200	1	3,08	14
V-3	R-308	220	400	5	3,08	136
VI-1	R-503	220	300	7	4,57	211
VII-1	R-628	220	330	16	5,94	690
VIII-1	R-634	220	350	6	6,30	291
IX-1	R-760	220	400	54	7,31	3474
X-1	Q-503	220	450	4	7,90	313
XI-1	Q-628	220	300	6	9,98	395
XI-2	Q-628	220	410	4	9,98	360
XII-1	Q-634	220	450	6	10,06	598
Skupaj						6521

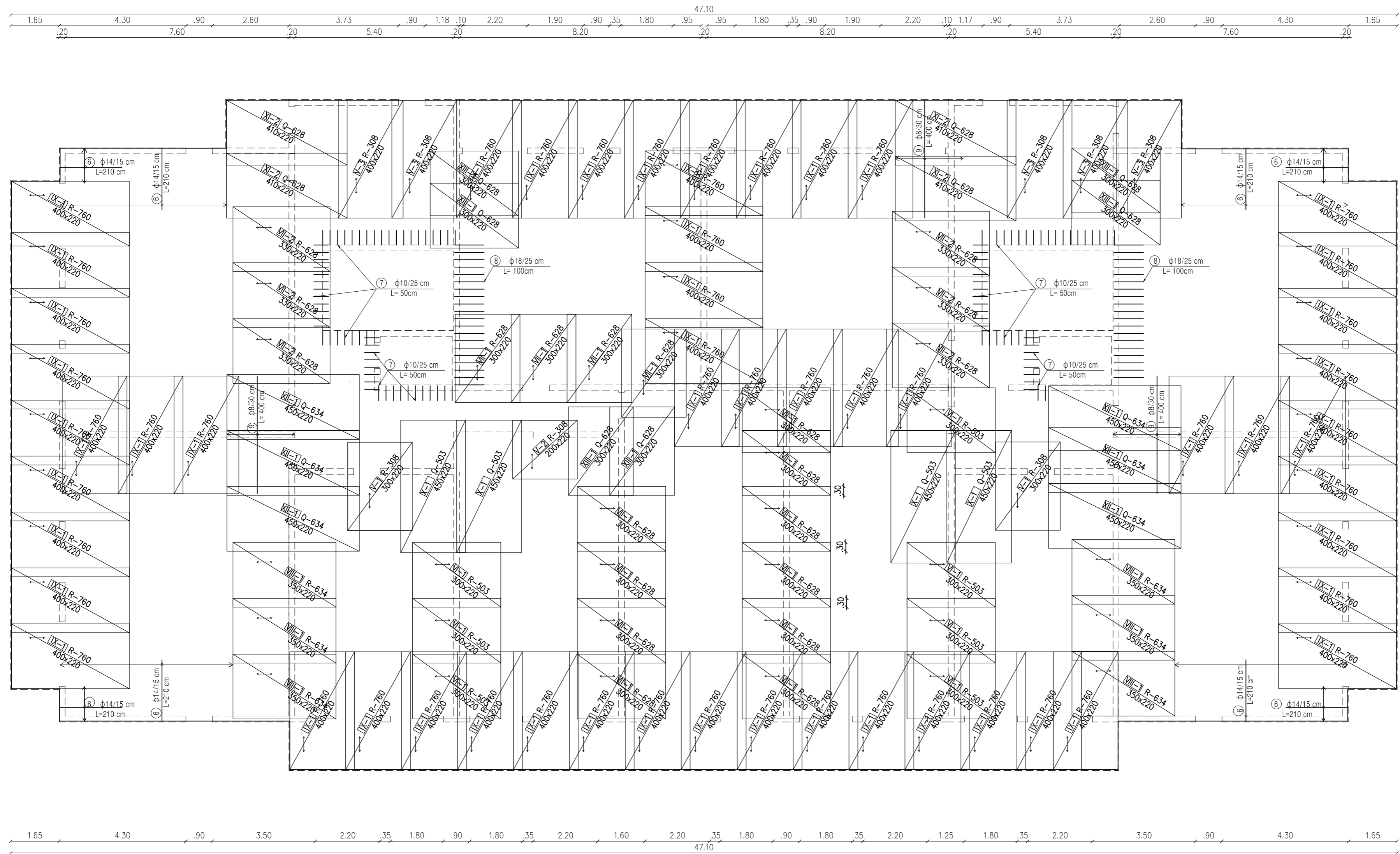
Palice - specifikacija: priloga A2							
Oznaka	oblika in mere	Ø	lg	n	lgn	Teža enote	Teža
	[m]	[mm]	[m]	[kos]	[m]	[kg/m']	[kg]
AB Stena - na obodu stavbe							
10		12	11,45	16	183,2	0,92	169
11		6	1,60	230	368,0	0,23	85
12		6	0,8	230	184,0	0,23	42
Skupaj							296

Mreže - specifikacija: Priloga A2						
Pozicija	Oznaka mreže	B	L	n	Teža enote	Skupna teža
		[cm]	[cm]	[kom]	[kg/m2]	[kg]
AB Stena - na obodu stavbe						
XIII-3	Q-226	220	360	6	3,59	171
Skupaj						171



Debelina plošče: h= 22 cm
 Beton: C25/30
 Armatura S500-B
 Krovni sloj betona: c= 2,5 cm

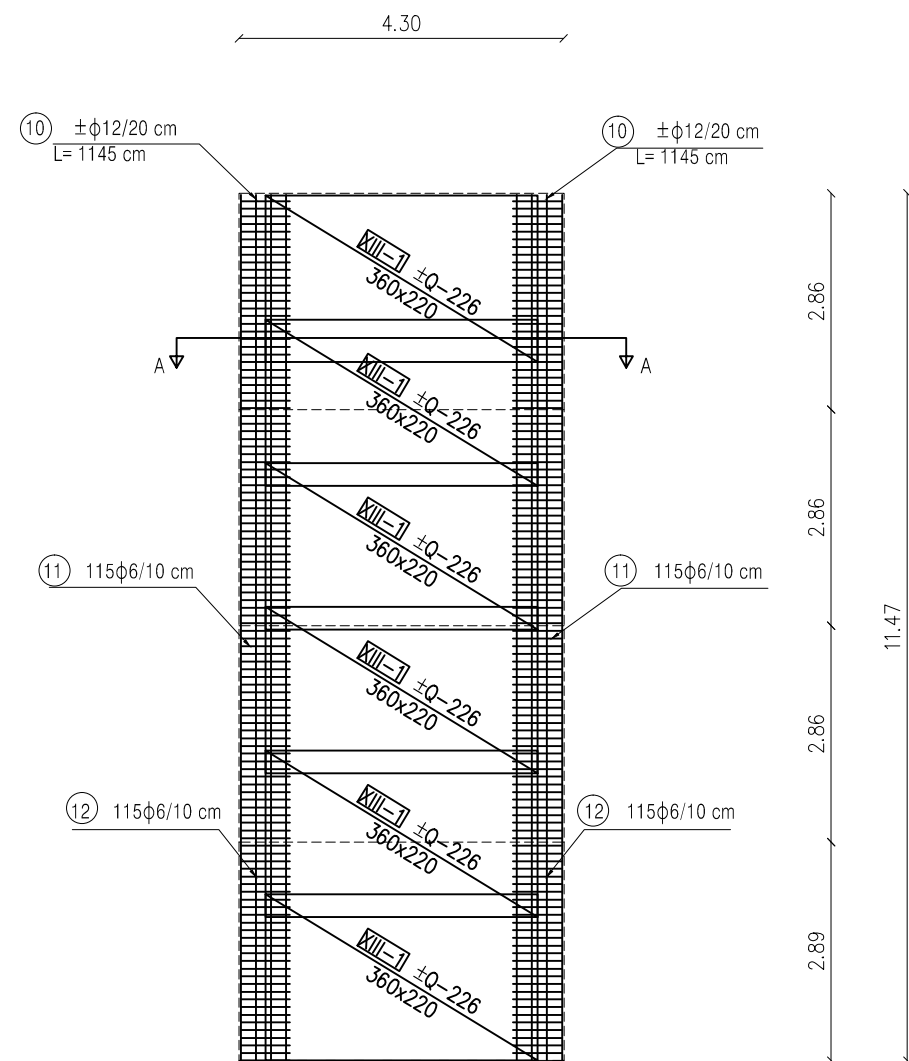
Oznaka:	Revidiral:	Datum revizije:	Opis revizije:	Rev. št.:
Projekt: Analiza in dimenzioniranje nosilne konstrukcije večstanovanjske stavbe v Novem mestu	###-###	###-###	Načrt: Armaturni načrt pozitivne armature v stropni plošči	
Številka projekta: ###-###-###-###	Izdela: Luka Kocman	Datum izdelave: September 2013	Del objekta: Stropna plošča I. nadstropja	Merilo: 1:100
Univerza v Ljubljani Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo			Šifra elementa: ###-###	Stran: Priloga B1



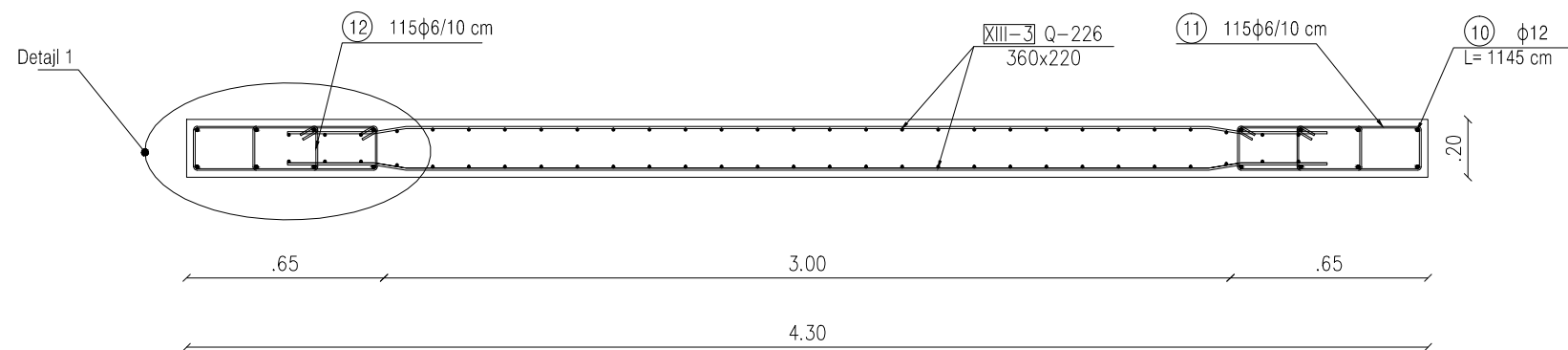
Debelina plošče: h= 22 cm
 Beton: C25/30
 Armatura S500-B
 Krovni sloj betona: c= 2,5 cm

Oznaka:	Revidiral:	Datum revizije:	Opis revizije:	Rev. št.:
Projekt: Analiza in dimenzioniranje nosilne konstrukcije večstanovanjske stavbe v Novem mestu	###-###	###-###	Načrt: Armaturni načrt negativne armature v stropni plošči	
Številka projekta: ###-###-###-###	Izdela: Luka Kocman	Datum izdelave: September 2013	Del objekta: Stropna plošča I. nadstropja	Merilo: 1:100
Univerza v Ljubljani Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo			Šifra elementa: ###-###	Stran: Priloga B2

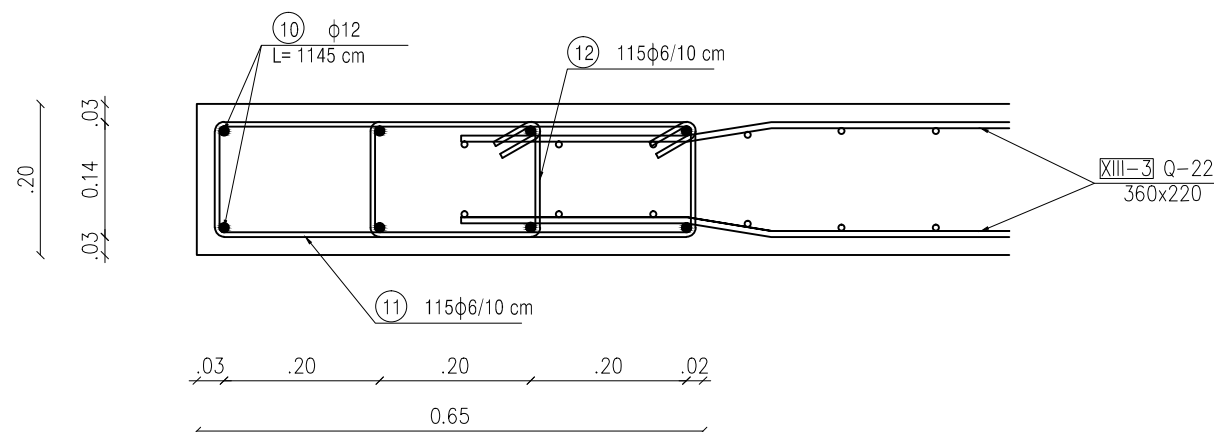
NARIS STENE
M 1:100



PREREZ A-A
M 1:25



Detajl 1
M 1:10



Dolžina stene: l= 430 cm
Debelina stene: b= 20 cm
Višina stene: h= 1147 cm
Betón: C25/30
Armatúra S500-B
Krovni sloj betóna: c= 3 cm

Oznaka:	Revidiral:	Datum revizije:	Opis revizije:	Rev. Št.:
Projekt: Analiza in dimenzioniranje nosilne konstrukcije večstanovanjske stavbe v Novem mestu	###-###	###-###	Načrt: Armaturni načrt stene	
Številka projekta: ###-###-###-###	Izdelal: Luka Kocman	Datum izdelave: September 2013	Del objekta: Stena na obodu stavbe	Merilo: 1:100
Univerza v Ljubljani Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo			Šifra elementa: ###-###	Stran: Priloga B3