

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 izvorna različica zaključnega dela.

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

Rus, M., 2013. Analiza in dimenzioniranje armiranobetonske nosilne konstrukcije tri-etažne poslovne stavbe v Ribnici. Diplomski nalogi. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Bratina, S.): 97 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:

Rus, M., 2013. Analiza in dimenzioniranje armiranobetonske nosilne konstrukcije tri-etažne poslovne stavbe v Ribnici. B.Sc. Thesis. Ljubljana, University of Ljubljana, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Bratina, S.): 97 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

**VISOKOŠOLSKI ŠTUDIJ  
PRVE STOPNJE  
OPERATIVNEGA  
GRADBENIŠTVA**

Kandidat:

**MARTIN RUS**

**ANALIZA IN DIMENZIONIRANJE  
ARMIRANOBETONSKE NOSILNE KONSTRUKCIJE  
TRI-ETAŽNE POSLOVNE STAVBE V RIBNICI**

Diplomska naloga št.: 35/OG-MK

**ANALYSIS AND DESIGN OF REINFORCED  
CONCRETE LOAD-BEARING STRUCTURE OF A  
THREE STOREY OFFICE BUILDING IN RIBNICA**

Graduation thesis No.: 35/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 Martin Rus izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom »Analiza in dimenzioniranje armiranobetonske nosilne konstrukcije tri-etažne poslovne stavbe v Ribnici«.

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

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

Ljubljana, 10.9.2013

Martin Rus

## **IZJAVE O PREGLEDU NALOGE**

Nalogo so si ogledali:

## **BIBLIOGRAFSKA – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK**

**UDK:** 624.012.45:624.07(043.2)

**Avtor:** Martin Rus

**Mentor:** doc.dr. Sebastjan Bratina

**Naslov:** Analiza in dimenzioniranje armiranobetonske nosilne konstrukcije tri-etažne poslovne stavbe v Ribnici

**Tip dokumenta:** diplomska naloga – visokošolski strokovni študij

**Obseg in oprema:** 97 str., 33 pregl., 66 sl.

**Ključne besede:** armirani beton, Evrokod, stena z odprtini, stebri, plošče, projektiranje

### **Izveček**

V diplomski nalogi je predstavljena statična analiza nosilne konstrukcije tri-etažne poslovne stavbe v Ribnici po standardih Evrokod. Nosilna konstrukcija je iz armiranega betona. Medetažne nosilne konstrukcije so izvedene kot gladke polne plošče, vertikalni nosilni elementi pa kot stebri in stene z odprtini. Pri analizi nosilne konstrukcije so upoštevani stalni vplivi, vplivi koristne obtežbe, vplivi obtežbe snega in vetra, ter potresni vplivi. Vplivi učinkujejo tako v smeri gravitacijske sile kot v horizontalni smeri. Račun obremenitev v vertikalnih nosilnih elementih je opravljen na ustreznem prostorskem računskem modelu nosilne konstrukcije stavbe v komercialnem programu ETABS, račun obremenitev v tipični stropni konstrukciji stavbe pa na ustreznem ravninskem računskem modelu v programu SAP2000. V diplomski nalogi je podrobneje prikazano projektiranje in dimenzioniranje tipične stropne konstrukcije poslovne stavbe ter del stene z odprtini. Rezultati analize so prikazani tekstovno, v razpredelnih in s slikami. Za obravnavane dele nosilne konstrukcije so izdelani armaturni načrti.

## **BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION**

- UDC:** 624.012.45:624.07(043.2)
- Author:** Martin Rus
- Supervisor:** assist. prof . Sebastjan Bratina, Ph. D.
- Title:** Static analysis of load-bearing structure (construction) of a three storey office building in Ribnica
- Document type:** Graduation Thesis – Higher professional studies
- Notes:** 97 p., 33 tab., 66 fig..
- Key words:** load - bearing, Eurocode, wall with openings, column, design

### **Abstract**

This thesis presents static analysis of load-bearing structure of a three storey office building in Ribnica according to Eurocode standard. The load-bearing structure is made of reinforced concrete and consists of smooth slabs on pillars that represent ceiling and roof structure, pillars and walls with openings. In the analysis of the load-bearing structure the influence of permanent and weigh down and also the impact of wind, snow and earthquake are considered. Detailed analysis of vertical loadbearing elements was performed with a statial computational model within commercial ETABS program, while the analysis of ceiling slabs was performed with the program SAP 2000. In thesis is the design of a ceiling slab and part of reinforced-concrete wall with opening, presented in detail. Results of the analysis are presented in text, tables and images. The distribution of reinforcement in the analyzed elements of load-bearing structure is shown in reinforcement plans.

## **ZAHVALA**

Rad bi se iskreno zahvalil doc. dr. Sebastjanu Bratini, za vso podporo in nesebično pomoč pri izdelavi diplomske naloge.

Lepo pa se zahvaljujem tudi družini, prijateljem in sošolcem.



## KAZALO VSEBINE

<b>1 UVOD</b> .....	1
<b>2 OSNOVNI PODATKI O KONSTRUKCIJI</b> .....	2
2.1. Opis konstrukcije .....	2
2.2 Arhitekturna zasnova poslovnega dela objekta .....	3
2.3 Uporabljeni materiali.....	5
2.3.1 Beton .....	5
2.3.2 Jeklo za armiranje.....	6
2.4 Krovni sloj betona .....	6
<b>3 VPLIVI NA KONSTRUKCIJO</b> .....	8
3.1 Lastna in stalna obtežba .....	8
3.1.1 Strešna konstrukcija (naklon 1,22° oz. 2,7%) .....	8
3.1.2 Medetažna konstrukcija.....	9
3.1.3 Podesti .....	9
3.1.4 Stopnice.....	10
3.1.5 Armiranobetonska stena.....	10
3.1.6 Opečna stena .....	11
3.1.7 Strešni venec v vzdolžni smeri.....	11
3.1.8 Strešni venec v prečni smeri.....	12
3.1.9 Predelna stena (12 cm) .....	12
3.1.10 Predelna stena (20 cm) .....	13
3.1.11 Steber 35/35 cm.....	13
3.1.12 Steber 30/50 cm.....	13
3.1.13 Steber 35/50 cm.....	14
3.2 Koristna obtežba.....	14
3.3 Obtežba snega .....	15
3.4 Obtežba vetra .....	17
3.4.1 Tlak vetra pri največji hitrosti ob sunkih vetra.....	18
3.4.2 Tlak vetra na zunanje ploskve .....	20
3.4.2.1 Delovanje vetra v smeri X.....	20
3.4.2.2 Delovanje vetra v smeri Y.....	26
3.4.3 Notranji tlaki .....	31
3.4.4 Sočasen vpliv tlaka vetra na zunanje in notranje ploskve .....	33
3.4.5 Učinek trenja .....	35
3.4.6 Sile vetra na konstrukcijo .....	36

3.5 Potresni vpliv.....	37
3.5.1 Projektni pospešek in tip tal.....	37
3.5.2 Faktor obnašanja $q$ .....	39
3.5.3 Projektni spekter odziva .....	41
3.5.4 Masa konstrukcije.....	42
3.5.5 Naključna ekscentričnost mase.....	45
<b>4 NAČELA PROJEKTIRANJA PO METODI MEJNIH STANJ</b> .....	<b>46</b>
4.1 Mejna stanja nosilnosti .....	46
4.1.1 Kombinacija vplivov za stalna projektna stanja .....	46
4.1.2 Kombinacija vplivov za potresna projektna stanja.....	47
4.2 Mejno stanje uporabnosti(MSU) .....	48
4.2.1 Kombinacije vplivov za mejna stanja uporabnosti .....	49
<b>5 RAČUNSKI MODELI NOSILNE KONSTRUKCIJE STAVBE</b> .....	<b>50</b>
5.1 Ravninski računski model za analizo medetažne konstrukcije.....	50
5.2 Prostorski računski model za analizo vertikalnih nosilnih elementov konstrukcije .....	51
5.2.1 Model brez opečnih polnil.....	51
5.2.2 Model z opečnimi polnili med stebri .....	53
5.2.3 Vpliv opečnih polnil na odziv in obremenitve v nosilni konstrukciji.....	56
<b>6 DIMENZIONIRANJE ZNAČILNIH NOSILNIH ELEMENTOV STAVBE</b> .....	<b>60</b>
6.1 AB stropna plošča.....	60
6.1.1 Projektni vplivi .....	60
6.1.2 Projektne obremenitve v plošči .....	62
6.1.3 Dimenzioniranje vzdolžne armature.....	65
6.1.4 Kontrola plošče proti preboju .....	68
6.1.5 Kontrola povosov plošče .....	72
6.2 Dimenzioniranje AB stene z odprtini.....	73
6.2.1 Mehanske karakteristike uporabljenih materialov .....	75
6.2.2 Projektni vplivi .....	75
6.3.1 Geometrijske omejitve.....	76
6.3.2 Višina kritičnega področja.....	78
6.3.4 Dimenzioniranje stene na upogib v kombinaciji z osno silo .....	80
6.3.5 Dimenzioniranje stene na prečno silo.....	81
6.3.6 Zagotovitev potrebne lokalne duktilnosti .....	83
6.3.7 Navpična in prečna armatura za dele sten S2 in S3.....	84
6.4 Dimenzioniranje prečke P1 .....	84
6.4.2 Projektne obremenitve v prečki .....	85

6.4.3 Dimenzioniranje prečke na upogibno obremenitev .....	85
6.4.2 Dimenzioniranje prečke na prečno silo .....	87
6.4.3 Kontrola etažnih pomikov .....	91
<b>7 ZAKLJUČEK</b> .....	<b>93</b>
<b>VIRI</b> .....	<b>95</b>

## KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Oblikovni koeficient obtežbe snega (SIST EN 1991-1-3:2004, str. 15).....	16
Preglednica 2: Izračun geometrije ploskev A, B in C pri delovanju vetra v smeri X.....	23
Preglednica 3: Tlaki vetra na zunanje stene stavbe pri delovanju vetra v smeri X .....	24
Preglednica 4: Geometrijski podatki ploskev za cone od F do I pri delovanju vetra v smeri X.....	25
Preglednica 5: Tlaki vetra na ravno streho pri delovanju vetra v smeri X .....	26
Preglednica 6: Izračun geometrije ploskev A, B in C pri delovanju vetra v smeri Y.....	28
Preglednica 7: Tlaki vetra na navpične stene stavbe pri delovanju vetra v smeri Y .....	29
Preglednica 8: Geometrijski podatki ploskev za cone od F do I pri delovanju vetra v smeri X.....	30
Preglednica 9: Tlaki vetra na ravno streho pri delovanju vetra v smeri Y .....	31
Preglednica 10: Notranji tlaki $w_i$ na ovoj stavbe pri delovanju vetra v smeri X.....	33
Preglednica 11: Notranji tlaki $w_i$ na ovoj stavbe pri delovanju vetra v smeri Y .....	33
Preglednica 12: Neto tlak vetra na navpične stene stavbe pri delovanju vetra v smeri X.....	34
Preglednica 13: Neto tlak vetra na ravno streho stavbe pri delovanju vetra v smeri X.....	34
Preglednica 14: Neto tlak vetra na navpične stene stavbe pri delovanju vetra v smeri Y .....	35
Preglednica 15: Neto tlak vetra na ravno streho stavbe pri delovanju vetra v smeri Y .....	35
Preglednica 16: Sile vetra na konstrukcijo po etažah pri delovanju vetra v smeri X .....	36
Preglednica 17: Sile vetra na konstrukcijo po etažah pri delovanju vetra v smeri Y .....	37
Preglednica 18: Vrednosti faktorjev $\psi_2$ , $\varphi$ , $\psi_E$ , $Q_k$ in $\psi_E \cdot Q_k$ .....	43
Preglednica 19: Izračun mas po etažah.....	43
Preglednica 20: Vrednosti delnih faktorjev za stalni oziroma spremenljivi vpliv.....	47
Preglednica 21: Vrednosti faktorja za kombinacijsko vrednost spremenljivih vplivov, ki učinkujejo na obravnavano stavbo .....	47
Preglednica 22: Vrednosti faktorja za navidezno stalno vrednost spremenljivih vplivov, ki učinkujejo na obravnavano stavbo .....	48
Preglednica 23: Primerjava mas iz računskega modela v programu ETABS z masami, izračunanimi iz geometrijskih in materialnih podatkov konstrukcije («peš» račun).....	52
Preglednica 24: Geometrijske in mehanske lastnosti polnil in nadomestnih diagonal.....	54
Preglednica 25: Vpliv opečnih polnil na nihajne čase in nihajne oblike konstrukcije .....	56
Preglednica 26: Vpliv opečnih polnil na obremenitve v stebru S1 pri delovanju horizontalne potresne obtežbe.....	58
Preglednica 27: Vpliv opečnih polnil na obremenitve v stebru S2 pri delovanju horizontalne potresne obtežbe.....	58
Preglednica 28: Kombinacije vplivov za stalna projektna stanja v MSN za AB ploščo .....	61
Preglednica 29: Osnovne kombinacije vplivov za stalna projektna stanja v MSN za vertikalne nosilne elemente.....	76

Preglednica 30: Kombinacije vplivov za potresna projektna stanja v MSN za vertikalne nosilne elemente .....	76
Preglednica 31: Navpična in prečna armatura za dela stene S2 in S3 .....	84
Preglednica 32: Določitev prečnih v prečki P1 po metodi načrtovanja nosilnosti .....	89
Preglednica 33: Etažni pomiki za obravnavano stavbo .....	92

## KAZALO SLIK

Slika 1: Celoten proizvodno - poslovni objekt .....	2
Slika 2: Nosilna konstrukcija poslovnega dela v času gradnje.....	3
Slika 3: Tloris pritličja.....	4
Slika 4: Tloris prve etaže .....	4
Slika 5: Tloris druge etaže .....	4
Slika 6: Vzdolžni prerez X1:X1 .....	5
Slika 7: Prečni prerez Y1:Y1 .....	5
Slika 8:Obtežba snega na tleh na nadmorski višini $A = 0$ m (SIST EN 1991-1-3: 2004/A101:2008, stran 4).....	16
Slika 9: Oblikovni koeficient obtežbe snega za enokapnice .....	17
Slika 10: Temeljna vrednost osnovne hitrosti vetra $v_{b,o}$ (SIST EN 1991-1-4:2005/oA101, stran 5).....	18
Slika 11: Faktor izpostavljenosti (SIST EN 1991-1-4:2005, str. 20) .....	19
Slika 12: Referenčne višine $z_e$ v odvisnosti od $h$ , $b$ in profila tlakov vetra (SIST EN 1991-1-4:2005, stran 29).....	21
Slika 13: Razdelitev privetrne in zavetrne stene na cone pri delovanju vetra v smeri X (tloris).....	22
Slika 14: Razdelitev sten vzporednih z vetrom na cone pri delovanju vetra v smeri X (naris).....	23
Slika 15: Priporočene vrednosti koeficientov zunanjšega tlaka za navpične stene stavb z navpičnim tlorisom (SIST EN 1991-1-4:2005, stran 31) .....	23
Slika 16: Referenčna višina $z_e$ pri ravni strehi s parapeti (SIST EN 1991-1-4:2005, stran 32).....	24
Slika 17: Razdelitev ravne strehe na posamezne cone pri delovanju vetra v smeri X.....	25
Slika 18: Koeficienti zunanjšega tlaka za ravne strehe (SIST EN 1991-1-4:2005, stran 33) .....	26
Slika 19: Razdelitev privetrne in zavetrne stene na cone pri delovanju vetra v smeri Y (tloris).....	27
Slika 20: Razdelitev sten vzporednih z vetrom na cone pri delovanju vetra v smeri Y (naris).....	28
Slika 21: Razdelitev ravne strehe na posamezne cone pri delovanju vetra v smeri Y.....	30
Slika 22: Koeficienti tlaka za enakomerno razporejene odprtine (SIST EN 1991-1-4:2005, stran 44) 32	
Slika 23: Sočasno delovanje zunanjih in notranjih tlakov na ovoj stavbe (SIST EN 1991-1-4:2005, stran 22).....	34
Slika 24:Karta potresne nevarnosti v Sloveniji (ARSO) .....	38
Slika 25: Osnovne vrednosti faktorja obnašanja za konstrukcijske sisteme, ki so pravilni po višini (SIST EN 1998-1:2006, stran 67).....	39
Slika 26: Elastični in projektni spekter za vodoravni komponenti potresnega vpliva.....	42
Slika 27: Prikaz 3D modela nosilne konstrukcije s programom Revit Architecture 2014 (Autodesk, Inc. 2014).....	50
Slika 28: Računski model plošče z mrežo končnih elementov.....	51
Slika 29: Prostorski računski model nosilne konstrukcije stavbe brez upoštevanja opečnih polnil.....	52
Slika 30: Geometrijske lastnosti polnila.....	54
Slika 31: Modeliranje nadomestnih diagonal .....	55

Slika 32: Prostorski računski model nosilne konstrukcije stavbe z nadomestnimi diagonalami .....	56
Slika 33: Prve tri nihajne oblike računskega modela konstrukcije brez upoštevanja opečnih polnil.....	57
Slika 34: Prve tri nihajne oblike računskega modela konstrukcije z upoštevanjem opečnih polnil.....	57
Slika 35: Vpliv opečnih polnil na obremenitve v konstrukciji pri delovanju horizontalne potresne obtežbe - prikaz lege analiziranih stebrov S1 in S2 .....	58
Slika 36: Koristna obtežba razporejena povsod .....	60
Slika 37: Prvi primer šahovske razporeditve koristne obtežbe .....	61
Slika 38: Drugi primer šahovske razporeditve koristne obtežbe.....	61
Slika 39: Ovojnica projektnih upogibnih momentov $m_{11}$ (max)[kNm/m] .....	62
Slika 40: Ovojnica projektnih upogibnih momentov $m_{11}$ (min) [kNm/m] .....	63
Slika 41: Ovojnica projektnih upogibnih momentov $m_{22}$ (max) [kNm/m] .....	63
Slika 42: Ovojnica projektnih upogibnih momentov $m_{22}$ (min) [kNm/m] .....	64
Slika 43: Ovojnica projektnih torzijskih momentov $m_{12}$ (max) [kNm/m] .....	64
Slika 44: Ovojnica projektnih torzijskih momentov $m_{12}$ (min) [kNm/m] .....	65
Slika 45: Deformirana lega plošče .....	65
Slika 46: Potrebna količina spodnje armature v vzdolžni smeri plošče [ $m^2/m$ ] .....	66
Slika 47: Potrebna količina spodnje armature v prečni smeri plošče [ $m^2/m$ ].....	67
Slika 48: Potrebna količina zgornje armature v vzdolžni smeri plošče [ $m^2/m$ ] .....	67
Slika 49: Potrebna količina zgornje armature v prečni smeri plošče [ $m^2/m$ ] .....	68
Slika 50: Shematski prikaz potrebne količine armature .....	68
Slika 51: Računski model za dokaz striga pri preboju v MSN (SIST EN 1991-1-1:2005, stran 99)....	69
Slika 52: Lega obravnavanega stebra za dokaz striga pri preboju .....	69
Slika 53: Osnovni kontrolni obseg $u_1$ okoli obremenjenih ploskev .....	69
Slika 54: Prikaz lege obravnavane AB stene z odprtini .....	74
Slika 55: Posamične stene in prečke AB stene z odprtini .....	75
Slika 56: Geometrijske zahteve za robni element stene (Bratina, S., Študijsko gradivo pri predmetu masivni objekti, str. 55).....	77
Slika 57: Projektne osne in prečne sile ter upogibni momenti v steni S1 za potresna projektna stanja	79
Slika 58: Prečni prerez stene z izbrano navpično armaturo (levo) in interakcijski diagram mejne upogibne nosilnosti (desno) .....	81
Slika 59: Razporeditev navpične in prečne armature v robnem elementu dela stene S1 .....	84
Slika 60: Skica prečke in označena krajišča.....	84
Slika 61: Ovojnica projektnih prečnih sil in upogibnih momentov za potresna projektna stanja .....	85
Slika 62: Strižne sile v prečki za kombinacijo vplivov $1,0G + 0,3Q$ .....	87
Slika 63: Prečne sile v prečki za potresna projektna stanja, levo »PLUS« smer, desno »MINUS« smer .....	87
Slika 64: Projektne upogibne nosilnosti prečk in stebrov pri delovanju potresa v "PLUS" smeri.....	88
Slika 65: Projektne upogibne nosilnosti prečk in stebrov pri delovanju potresa v "MINUS" smeri.....	89

Slika 66: Prečke v steni z odprtinami z bi-diagonalno armaturo (SIST EN 1998-1:2006, stran 98).... 90



»Ta stran je namenoma prazna«



## 1 UVOD

V diplomski nalogi analiziramo in dimenzioniramo značilne elemente armiranobetonske nosilne konstrukcije poslovnega dela poslovno – proizvodnega objekta v Ribnici skladno s standardi Evrokod. Nosilna konstrukcija stavbe mora izpolnjevati vse zahteve, ki jih določa standard.

Analiza temelji na uporabi ustreznih računskih modelov konstrukcije in obtežbe. V skladu z določili iz standarda SIST EN 1990:2004 mora računski model temeljiti na uveljavljeni inženirski teoriji in praksi. Omogočati mora napoved obnašanja konstrukcije s spremenljivo natančnostjo. Projektiramo na mejna stanja, pri čemer v modelih uporabimo ustrezne projektne vrednosti vplivov, projektne vrednosti lastnosti materialov ter geometrije konstrukcije. Vplive, ki učinkujejo na konstrukcijo, razvrstimo glede na časovno spremenljivost na stalne, spremenljive in potresne vplive. Med spremenljive vplive uvrščamo koristno obtežbo stropov stavb, obtežbo snega in vpliv vetra. Vplivi na konstrukcijo delujejo tako v smeri gravitacijske sile kot v horizontalni smeri. Materialne in geometrijske podatke o konstrukciji običajno povzamemo iz arhitekturnih podlog.

Nosilne elemente stavb v splošnem delimo na horizontalne (medetažne) in vertikalne nosilne elemente. Horizontalni nosilni elementi so v glavnem obremenjeni s prečno obtežbo (obtežbo v smeri gravitacijske sile) in prenašajo obtežbo v horizontalni smeri. Zelo pomembni so tudi pri delovanju horizontalne obtežbe saj delujejo kot vodoravna diafragma, ki zbira in prenaša horizontalne sile na navpične nosilne sisteme in zagotavlja, da ti sistemi delujejo kot celota. Pri tem pa morajo biti medetažne konstrukcije učinkovito povezane z navpičnimi nosilnimi elementi. Vertikalni nosilni elementi prenašajo obtežbo s stropov do temeljev ter sodelujejo pri prevzemu horizontalnih vplivov zaradi obtežbe vetra oziroma potresa. Običajno najprej analiziramo in dimenzioniramo medetažne nosilne elemente, nato analiziramo in preverjamo še vertikalne nosilne elemente stavbe.

Diplomska naloga ima poleg uvoda še 6 poglavij. V drugem poglavju predstavimo osnovne podatke o konstrukciji ter podatke o uporabljenih materialih. V tretjem poglavju predstavimo vplive, ki učinkujejo na konstrukcijo. Ti vplivi so lastna in stalna obtežba, obtežba snega, obtežba vetra in potresna obtežba. V četrtem poglavju predstavimo načela projektiranja po metodi mejnih stanj, v petem poglavju pa predstavimo ravninski model za analizo tipične medetažne konstrukcije stavbe ter prostorski računski model za analizo vertikalnih nosilnih elementov konstrukcije. V šestem poglavju prikazujemo dimenzioniranje in projektiranje tipične medetažne polne plošče na stebrih ter dela AB stene. Na koncu podajamo zaključke.

## 2 OSNOVNI PODATKI O KONSTRUKCIJI

### 2.1. Opis konstrukcije

V diplomskem delu obravnavamo poslovni del proizvodno - poslovne objekta Inotherm v obrtni coni Breg v Ribnici. Celoten proizvodno poslovni objekt je sestavljen iz osrednjega dela objekta, ki je dvoladijski in dvoetažen, namenjen pa je proizvodnji in odpremi blaga, iz zidanega dela objekta, ki je enoladijski in enoetažen, namenjen proizvodnji, ter iz poslovnega dela objekta, ki je tri-etažen in namenjen pomožnim prostorom za zaposlene in prostorom za režijske delavce. Sliko celotnega proizvodno-poslovnega objekta prikazujemo na sliki 1.



Slika 1: Celoten proizvodno - poslovni objekt

Poslovni del objekta je dolžine 50,3 m, širine 8,0 m in višine 11,60 m. Nosilna konstrukcija stavbe je monolitna in je iz armiranega betona (v nadaljevanju AB). Horizontalni nosilni elementi v vseh etažah so izvedeni kot gladke AB plošče, debeline 25 cm. Strešna AB plošča je po obodu zaključena z ravnim AB vencem s prečnim prerezom 30/90 cm v prečni smeri oz. 15/90 cm v vzdolžni smeri objekta. Vertikalno nosilno konstrukcijo, ki prenaša obtežbo s stropov do temeljev, predstavlja raster stebrov, ki so v vzdolžni smeri stavbe postavljeni v oseh od B1 do B9 na medsebojni oddaljenosti 4,5 do 5,5 m, v prečni smeri pa v oseh A0 in A1, na oddaljenosti 6,72 m (glej tloris stavbe na slikah od 3 do 5). Na obeh koncih stavbe, t.j. v osi B0 in B10, so stropi podprti z AB stenama z odprtinami, širine 8 m. Nosilno konstrukcijo v času gradnje prikazujemo na sliki 2.

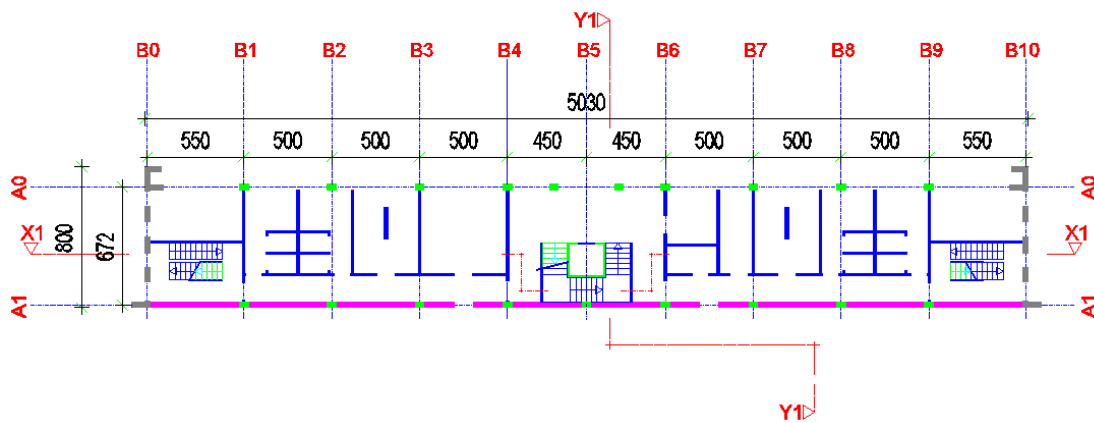


Slika 2: Nosilna konstrukcija poslovnega dela v času gradnje

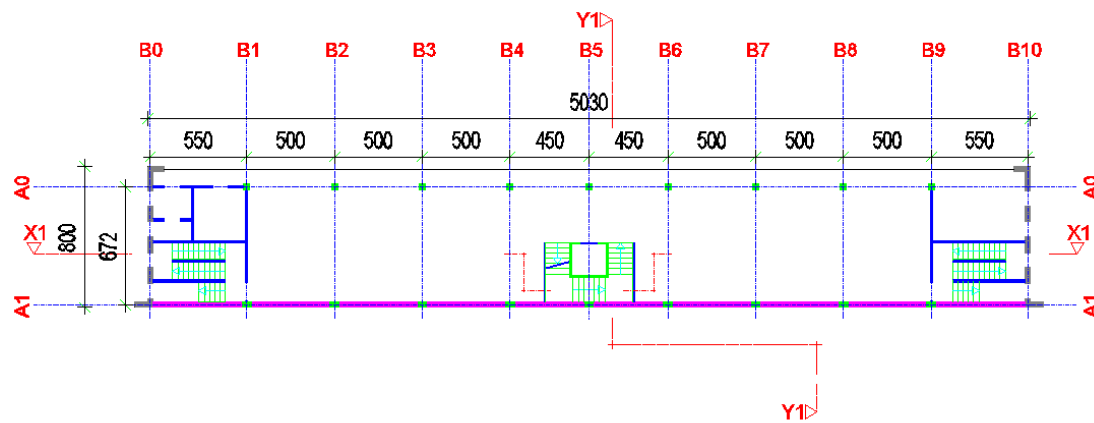
Dimenzije prečnih prerezov stebrov v vzdolžni osi A0 so v pritličju 50/35 cm, v prvi in drugi etaži pa 35/35 cm. Stebri v osi A1 pa imajo v vseh etažah prečni prerez dimenzij 50/30 cm. V osi A1 je med stebri izveden polnilni zid iz opečnega modularnega bloka. AB steni sta v vseh etažah debeline 30 cm. Obtežba z vertikalnih nosilnih elementov se preko posamičnih in pasovnih temeljev prenaša na temeljna tla. Stebri so temeljeni na posamičnih točkovnih temeljih tlorisnih dimenzij 220/220 cm in globine 80 cm, steni pa sta temeljeni na pasovnih temeljih širine 80 cm in globine 80 cm. Po celotnem obodu poslovnega dela je izvedena temeljna vez z dimenzijo prečnega prereza 40/80 cm. Temeljni vezi, ki potekata v vzdolžni smeri objekta, sta v oseh B4 in B6 prečno povezani z dodatnima temeljnima vezema. Iz geomehanskega poročila odčitamo dopustno obtežbo temeljnih tal, ki znaša  $\sigma_{dop} = 300 \text{ kN/m}^2$ .

## 2.2 Arhitekturna zasnova poslovnega dela objekta

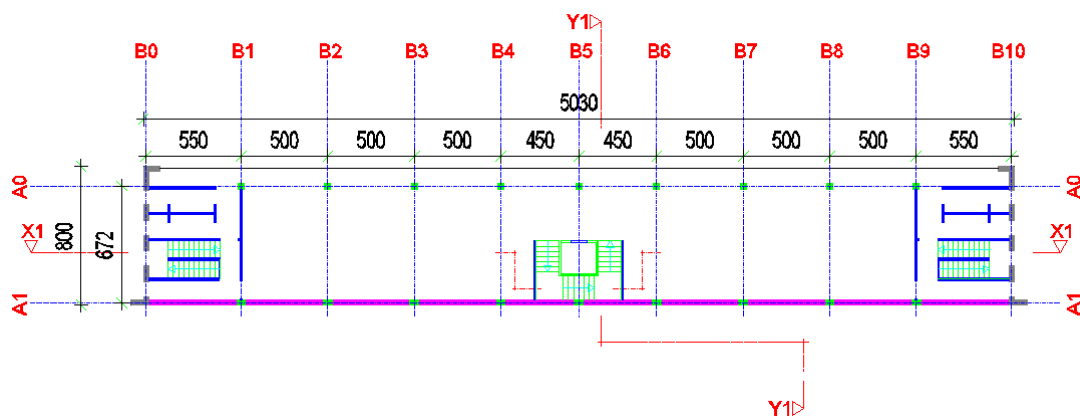
Na slikah od 3 do 5 prikazujemo tloris pritličja ter prve in druge etaže. Iz tlorisnih skic je razvidna razporeditev vertikalnih nosilnih elementov (stebrov ter sten z odprtinami na obeh koncih stavbe), razvidna pa je tudi lega stopnišča ter razporeditev opečnih sten, debeline 30 cm in predelnih sten, ki so debeline 12 cm. Stebri so na slikah 3 do 5 označeni z zeleno barvo, stene z odprtinami s sivo, opečne stene debeline 30 cm z vijolično in predelne stene debeline 12 cm z modro barvo.



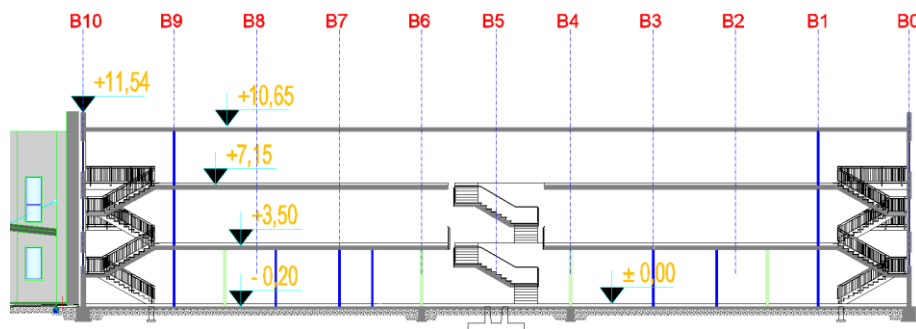
Slika 3: Tloris pritličja



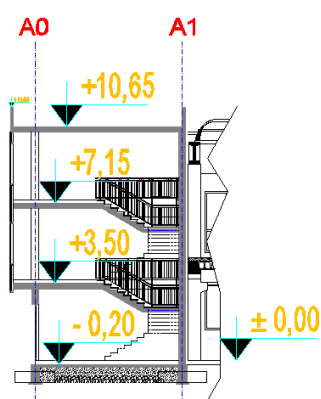
Slika 4: Tloris prve etaže



Slika 5: Tloris druge etaže



Slika 6: Vzdolžni prerez X1:X1



Slika 7: Prečni prerez Y1:Y1

## 2.3 Uporabljeni materiali

### 2.3.1 Beton

V analizi uporabimo trdnostne in deformacijske lastnosti betona trdnostnega razreda C25/30, ki so v skladu s standardom SIST EN 1992-1-1:2005, in so:

- Karakteristična tlačna trdnost:  $f_{ck} = 2,5 \text{ kN/cm}^2$
- Elastični modul:  $E_{cm} = 3100 \text{ kN/cm}^2$
- Srednja vrednost natezne trdnosti:  $f_{ctm} = 0,26 \text{ kN/cm}^2$
- Poissonov količnik:  $\nu = 0,2$
- Prostorninska teža:  $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$

### 2.3.2 Jeklo za armiranje

Armaturne mreže in rebraste armaturne palice so iz jekla trdnostnega razreda S 500 – B. Mehanske lastnosti jekla, ki jih uporabljamo v analizi, so v skladu s standardom SIST EN 1992-1-1:2005, in so:

- Karakteristična meja tečenja:  $f_{yk} = 50 \text{ kN/cm}^2$
- Natezna trdnost:  $f_t = f_{yk} = 50 \text{ kN/m}^2$
- Elastični modul:  $E_s = 20000 \text{ kN/cm}^2$
- Prostorninska teža:  $\gamma = 78,5 \text{ kN/m}^3$

### 2.4 Krovni sloj betona

V standardu SIST EN 1992-1-1:2005 je krovni sloj betona določen kot razdalja od površine armature, ki je najbližja betonski površini (vključno s stremeni, montažnimi palicami in površinsko armaturo), do te betonske površine. S krovnim slojem betona ščitimo armaturo pred korozijo, zagotavljamo varen prenos sidrnih sil in povečamo požarno odpornost elementa oz. konstrukcije. Vse tri naštetе zahteve po standardu SIST EN 1992-1-1:2005 zagotovimo z najmanjšo debelino krovnega sloja betona  $c_{\min}$ . Na podlagi  $c_{\min}$  določimo še nazivni krovni sloj betona  $c_{\text{nom}}$ , ki je:

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

Pri tem je  $\Delta c_{\text{dev}}$  dovoljeno projektno odstopanje. Priporočena vrednost je 10 mm. Nazivni krovni sloj betona moramo navesti tudi v načrtih.

Najmanjšo debelino krovnega sloja betona  $c_{\min}$  določimo kot večjo izmed vrednosti:

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

Pri tem je  $c_{\min,b}$  najmanjša debelina krovnega sloja glede na zahteve sprijemnosti in je odvisna od premera armaturnih palic (za vertikalne nosilne elemente predpostavimo vrednost 20 mm, za plošče pa 10 mm),  $c_{\min,dur}$  je najmanjša debelina krovnega sloja glede na pogoje okolja,  $\Delta c_{dur,y}$  je dodatni varnostni sloj (priporočena vrednost je 0 mm), s parametrom  $\Delta c_{dur,st}$  lahko najmanjšo debelino krovne plasti zmanjšamo, če uporabljamo nerjavno jeklo (priporočena vrednost za  $\Delta c_{dur,st}$  je 0 mm), s



parametrom  $\Delta c_{dur,add}$  pa lahko najmanjšo debelino krovne plasti zmanjšamo zaradi uporabe dodatne zaščite (priporočena vrednost za  $\Delta c_{dur,add}$  je 0 mm).

Za določitev  $c_{min,dur}$  najprej konstrukcijo razvrstimo v razred glede na pogoje okolja, v katerem se nahaja. To naredimo s pomočjo preglednice 4.1 v SIST EN 1992-1-1:2005 na strani 50. Uvrstimo jo v razred XC1. Glede na trajnost (predvidena življenjska doba konstrukcije je 50 let) pa konstrukcijo uvrstimo v razred S4. Iz preglednice 4.4N v SIST EN 1992-1-1:2005 na strani 53 odčitamo vrednost  $c_{min,dur} = 15$  mm.

Za vertikalne nosilne elemente (stebri, stene) znaša najmanjša debelina krovnega sloja betona :

$$c_{min} = \max\{20 \text{ mm}; 15 \text{ mm} + 0 \text{ mm} - 0 \text{ mm} - 0 \text{ mm} = 15 \text{ mm}; 10 \text{ mm}\} = 20 \text{ mm},$$

za horizontalne nosilne elemente (strešna in medetažne plošče) pa:

$$c_{min} = \max\{10 \text{ mm}; 15 \text{ mm} + 0 \text{ mm} - 0 \text{ mm} - 0 \text{ mm} = 15 \text{ mm}; 10 \text{ mm}\} = 15 \text{ mm}.$$

Sedaj določimo še nazivni krovni sloj betona, ki znaša za stebre in stene:

$$c_{nom} = 20 \text{ mm} + 10 \text{ mm} = 30 \text{ mm},$$

za strešno in medetažne plošče pa:

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

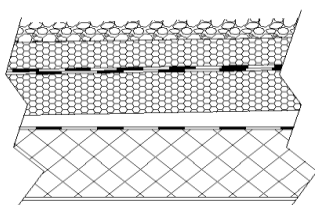
### 3 VPLIVI NA KONSTRUKCIJO

Vplive, ki učinkujejo na obravnavano konstrukcijo, razvrstimo glede na časovno spremenljivost na stalne, spremenljive in potresne vplive. Med spremenljive vplive uvrstimo koristno obtežbo stropov, obtežbo snega in vpliv vetra. V nadaljevanju podrobneje predstavimo vse naštetе vplive.

#### 3.1 Lastna in stalna obtežba

Kot lastno in stalno obtežbo upoštevamo težo nosilne konstrukcije in težo ostalih nekonstruktivskih elementov kot so hidroizolacija, toplotna izolacija, estrih in druge.

##### 3.1.1 Strešna konstrukcija (naklon $1,22^\circ$ oz. 2,7%)

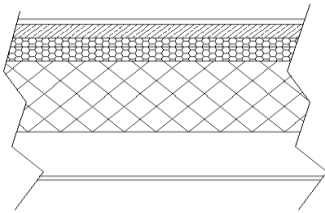


- Prodec: 6 – 8 cm	$0,07 \cdot 17 = 1,19 \text{ kN/m}^2$
- Poliesterski filc:	/
- TI – ekstrudiran polistiren: 10 cm	$0,10 \cdot 0,80 = 0,08 \text{ kN/m}^2$
- HI – bitumenski trak: 2 x 1 cm	$2 \times 0,01 \cdot 20 = 0,4 \text{ kN/m}^2$
- TI – ekspandiran polistiren: 15 cm	$0,15 \cdot 0,20 = 0,03 \text{ kN/m}^2$
- HI – bitumenski trak: 1 cm	$0,01 \cdot 20 = 0,2 \text{ kN/m}^2$
- Armiranobetonska plošča: 25 cm	$0,25 \cdot 25 = 6,25 \text{ kN/m}^2$
- Mavčnokartonske plošče: 1,25 cm	$0,092 \text{ kN/m}^2$

---

$$g = 8,24 \text{ kN/m}^2$$

### 3.1.2 Medetažna konstrukcija

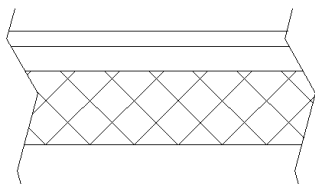


- Marmete iz naravnega kamna: 1,5 cm	$0,015 \cdot 28 = 0,42 \text{ kN/m}^2$
- Mikroarmiran cementni estrih: 5 cm	$0,05 \cdot 24 = 1,5 \text{ kN/m}^2$
- ZI – ekspandiran polistiren: 3,2 cm	$0,032 \cdot 0,2 = 0,064 \text{ kN/m}^2$
- TI – ekspandiran polistiren: 5 cm	$0,05 \cdot 0,2 = 0,01 \text{ kN/m}^2$
- Armiranobetonska plošča: 25 cm	$0,25 \cdot 25 = 6,25 \text{ kN/m}^2$
- Mavčnokartonske plošče: 1,25 cm	$0,092 \text{ kN/m}^2$

---

$$g = 8,34 \text{ kN/m}^2$$

### 3.1.3 Podesti

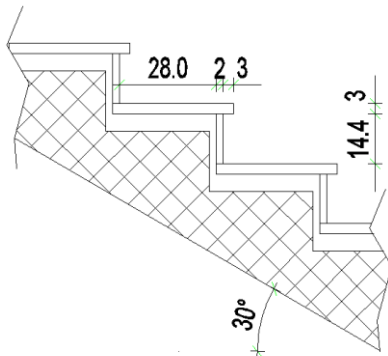


- Marmete iz naravnega kamna: 3 cm	$0,03 \cdot 28 = 0,84 \text{ kN/m}^2$
- Cementna malta: 5 cm	$0,05 \cdot 18 = 0,9 \text{ kN/m}^2$
- Armiranobetonska plošča: 15 cm	$0,15 \cdot 25 = 3,75 \text{ kN/m}^2$
- Omet: 2 cm	$0,02 \cdot 18 = 0,36 \text{ kN/m}^2$

---

$$g = 5,85 \text{ kN/m}^2$$

### 3.1.4 Stopnice

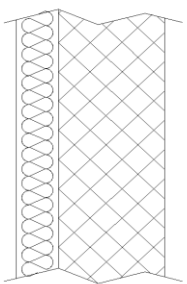


- Obloga iz naravnega kamna: 2 oz 3 cm  $(0,03 \cdot 0,33 + 0,02 \cdot 0,174) \cdot 28 \cdot (1/0,3) = 1,25 \text{ kN/m}^2$
- Cementna malta: 5 oz. 2 cm  $(0,05 \cdot 0,33 + 0,02 \cdot 0,174) \cdot 18 \cdot (1/0,3) = 1,20 \text{ kN/m}^2$
- Stopnice 30 x 17,4 cm  $(0,3 \cdot 0,174)/2 \cdot 25 (1/0,3) = 2,18 \text{ kN/m}^2$
- Armiranobetonska plošča: 15 cm  $0,15 \cdot 25 \cdot (1/\cos 30^\circ) = 4,33 \text{ kN/m}^2$
- Omet: 2 cm  $0,02 \cdot 18 \cdot (1/\cos 30^\circ) = 0,42 \text{ kN/m}^2$

---

**$g = 9,38 \text{ kN/m}^2$**

### 3.1.5 Armiranobetonska stena

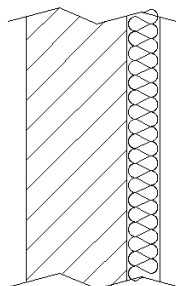


- Omet: 2 cm  $0,02 \cdot 18 = 0,36 \text{ kN/m}^2$
- Armiranobetonska stena: 30 cm  $0,30 \cdot 25 = 7,50 \text{ kN/m}^2$
- TI – kamena volna: 12 cm  $0,12 \cdot 0,5 = 0,06 \text{ kN/m}^2$

---

**$g = 7,92 \text{ kN/m}^2$**

### 3.1.6 Opečna stena

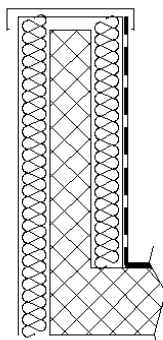


- Omet: 2 cm	$0,02 \cdot 18 = 0,36 \text{ kN/m}^2$
- Opečni zid: 30 cm	$0,151 \text{ kN/kos} \cdot 16 \text{ kosov/m}^2 \text{ zidu} = 2,42 \text{ kN/m}^2$
- TI – kamena volna: 12 cm	$0,12 \cdot 0,5 = 0,06 \text{ kN/m}^2$

---

$$g = 2,84 \text{ kN/m}^2$$

### 3.1.7 Strešni venec v vzdolžni smeri

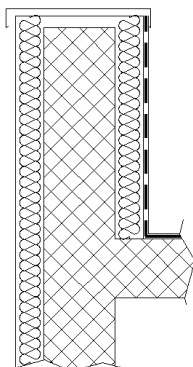


- TI – kamena volna: 12 cm	$0,12 \cdot 0,5 = 0,06 \text{ kN/m}^2$
- Armiranobetonski strešni venec: 15 cm	$0,15 \cdot 25 = 3,75 \text{ kN/m}^2$
- TI – kamena volna: 12 cm	$0,12 \cdot 0,5 = 0,06 \text{ kN/m}^2$
- HI – bitumenski trak: 1 cm	$0,01 \cdot 20 = 0,2 \text{ kN/m}^2$

---

$$g = 4,07 \text{ kN/m}^2$$

### 3.1.8 Strešni venec v prečni smeri

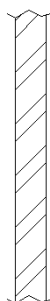


- TI – kamena volna: 12 cm	$0,12 \cdot 0,5 = 0,06 \text{ kN/m}^2$
- Armiranobetonski strešni venec: 30 cm	$0,30 \cdot 25 = 7,50 \text{ kN/m}^2$
- TI – kamena volna: 12 cm	$0,12 \cdot 0,5 = 0,06 \text{ kN/m}^2$
- HI – bitumenski trak: 1 cm	$0,01 \cdot 20 = 0,2 \text{ kN/m}^2$

---

$$g = 7,82 \text{ kN/m}^2$$

### 3.1.9 Predelna stena (12 cm)

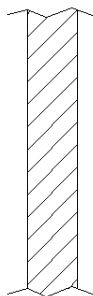


- Omet: 2 cm	$0,02 \cdot 18 = 0,36 \text{ kN/m}^2$
- Opečni zid: 12 cm	$0,105 \text{ kN/kos} \cdot 8 \text{ kosov/m}^2 \text{ zidu} = 0,84 \text{ kN/m}^2$
- Omet: 2 cm	$0,02 \cdot 18 = 0,36 \text{ kN/m}^2$

---

$$g = 1,56 \text{ kN/m}^2$$

### 3.1.10 Predelna stena (20 cm)



- Omet: 2 cm	$0,02 \cdot 18 = 0,36 \text{ kN/m}^2$
- Opečni zid: 20 cm	$0,190 \text{ kN/kos} \cdot 8 \text{ kosov/m}^2 \text{ zidu} = 1,52 \text{ kN/m}^2$
- Omet: 2 cm	$0,02 \cdot 18 = 0,36 \text{ kN/m}^2$

---

$$g = 2,24 \text{ kN/m}^2$$

### 3.1.11 Steber 35/35 cm



- Armiran beton	$0,35 \cdot 0,35 \cdot 25 = 3,06 \text{ kN/m}$
-----------------	--

---

$$g = 3,06 \text{ kN/m}$$

### 3.1.12 Steber 30/50 cm

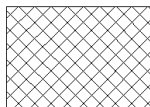


- Armiran beton	$0,30 \cdot 0,50 \cdot 25 = 3,75 \text{ kN/m}$
-----------------	--

---

$$g = 3,75 \text{ kN/m}$$

### 3.1.13 Steber 35/50 cm



- Armiran beton  $0,35 \cdot 0,50 \cdot 25 = 4,38 \text{ kN/m}$
- 

$$g = 4,38 \text{ kN/m}$$

### 3.2 Koristna obtežba

Koristno obtežbo na stropovih v stavbi določimo v skladu z določili iz standarda SIST EN 1991-1-1:2004. Koristna obtežba v stavbah izvira iz namena uporabe, vrednosti pa vključujejo:

- običajno uporabo za ljudi,
- pohištvo in premične stvari (npr. lahko premične stene, skladišča, vsebina posod),
- vozila in
- predvidene redke dogodke, kot je koncentracija ljudi ali pohištva ali premikanje ali kopičenje stvari v primeru reorganizacije ali pleskanja.

Koristno obtežbo modeliramo kot enakomerno porazdeljeno ploskovno, linijsko ali koncentrirano obtežbo ali kot kombinacijo naštetih. Pri projektiranju medetažnih konstrukcij moramo koristno obtežbo upoštevati kot pomični vpliv, ki ga razporedimo tako, da deluje najbolj neugodno.

Za določitev karakterističnih vrednosti koristne obtežbe najprej površine stropov razvrstimo v kategorije glede na namen uporabe v skladu s preglednico 6.1 v SIST EN 1991-1-1:2004. Obravnavana stavba je poslovni objekt, zato površino stropov uvrstimo v kategorijo B. Streha je nepohodna in je namenjena le vzdrževanju in popravilom, zato jo uvrstimo v kategorijo H. Stopnišča uvrstimo v kategorijo A.



Priporočljive vrednosti karakteristične obtežbe določimo s pomočjo preglednice 6.2 v SIST EN 1991-1-1:2004. Vrednosti so:

- za površino kategorije A:  $q = 3,0 \text{ kN/m}^2$ ,
- za površino kategorije B:  $q = 2,0 \text{ kN/m}^2$  in
- za površino kategorije H:  $q = 0,4 \text{ kN/m}^2$ .

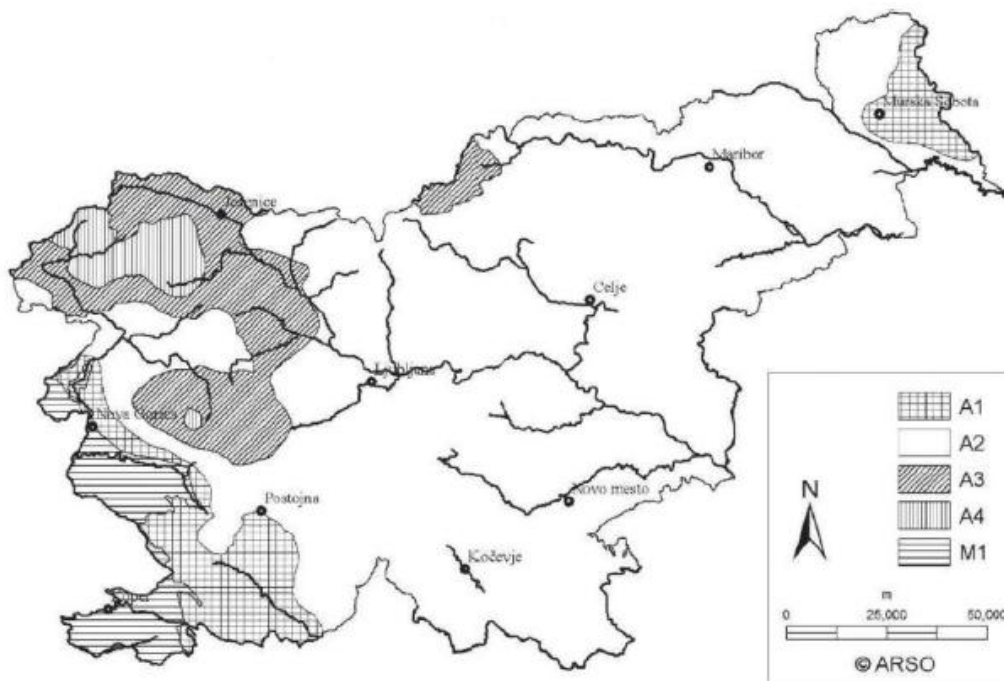
V prvi in drugi etaži so predvidene pisarne, ki so pregrajene z lahкими steklenimi predelnimi stenami. V tem primeru lahko v skladu z določilom iz standarda SIST EN 1991-1-1:2004 lastno težo predelnih sten upoštevamo kot enakomerno porazdeljeno ploskovno obtežbo, ki jo prištejemo h koristni obtežbi. Pri tem morajo tla zagotavljati prečni raznos obtežbe. Iz projektne dokumentacije ugotovimo, da je lastna teža lahkih steklenih predelnih sten manjša od  $1 \text{ kN/m}$  dolžine stene. V tem primeru znaša nadomestna ploskovna obtežba  $q_k = 0,5 \text{ kN/m}^2$ .

### 3.3 Obtežba snega

Sneg obravnavamo kot spremenljivo obtežbo skladno standardom SIST EN 1991-1-3:2004. Glede na geometrijo stavbe, obtežba snega učinkuje samo na strehi. Pri projektiranju je treba upoštevati več možnih porazdelitev snega. Na to vplivajo lastnosti strehe in drugi dejavniki, kot so:

- oblika strehe,
- toplotne lastnosti strehe,
- hrapavost površine strehe,
- količina toplote, generirane pod streho,
- sosednje stavbe,
- teren v okolici stavbe in
- krajevne podnebne razmere, zlasti prevetrenost, temperaturne spremembe in verjetnost padavin.

Najprej določimo karakteristično obtežbo snega na tleh  $s_k$ . Le ta je odvisna od lokacije in nadmorske višine A. Določimo jo s pomočjo karte obtežbe snega, ki je podana v Nacionalnem dodatku k standardu SIST EN 1991-1-3:2004 (glej sliko 8).



Slika 8: Obtežba snega na tleh na nadmorski višini  $A = 0$  m (SIST EN 1991-1-3: 2004/A101:2008, stran 4)

Obravnavan objekt se nahaja v Ribnici na Dolenjskem na nadmorski višini  $A = 500$  m. Iz karte na sliki 8 ugotovimo, da Ribnica spada v cono A2. Karakteristično obtežbo snega na tleh določimo po enačbi:

$$s_k = 1,293 \cdot \left[ 1 + \left( \frac{A}{728} \right)^2 \right] = 1,90 \text{ kN/m}^2. \quad (3.1)$$

Obtežbo snega na strehi pa izračunamo s pomočjo izraza:

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k. \quad (3.2)$$

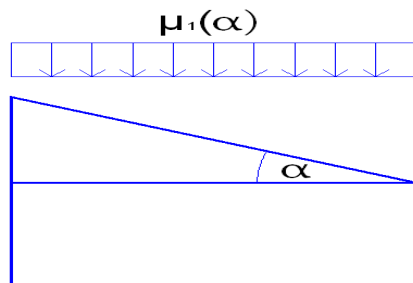
Pri tem je  $\mu_i$  je oblikovni koeficient obtežbe snega,  $C_e$  je koeficient izpostavljenosti,  $C_t$  pa je toplotni koeficient.

Oblikovni koeficient določimo na podlagi geometrije in naklona strehe s pomočjo preglednice 1.

Preglednica 1: Oblikovni koeficient obtežbe snega (SIST EN 1991-1-3:2004, str. 15)

Nagib strehe $\alpha$	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$	$\alpha > 60^\circ$
$\mu_1$	0,8	$0,8 (60 - \alpha)/30$	0
$\mu_2$	$0,8 + 0,8 \cdot \alpha/30$	1,6	-

Streha obravnavanega poslovnega objekta je enokapnica z naklonom  $\alpha = 1,22^\circ$  (glej sliko 9). V tem primeru je oblikovni koeficient enak  $\mu_1 = 0,8$ .



Slika 9: Oblikovni koeficient obtežbe snega za enokapnice

Koeficient izpostavljenosti  $C_e$  določimo glede na vrsto terena in sicer ali je objekt izpostavljen vetru oziroma je pred vetrom zaščiten ali pa gre za običajne pogoje. V obravnavanem primeru upoštevamo vrednost  $C_e = 1,0$ .

Toplotni koeficient  $C_t$  uporabljamo za zmanjšanje obtežbe snega pri strehah z veliko toplotno prevodnostjo ( $> 1 \text{ W/m}^2\text{K}$ ). To pride v poštev zlasti pri steklenih strehah, kjer se sneg topi zaradi toplotnih izgub. V obravnavanem primeru je streha slabo toplotno prevodna, zato upoštevamo vrednost  $C_t = 1,0$ .

Ko določimo vrednosti vseh koeficientov, izračunamo obtežbo snega na strehi, ki je:

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,90 \text{ kN/m}^2 = 1,52 \text{ kN/m}^2.$$

### 3.4 Obtežba vetra

Obtežbo vetra na zunanji ovoj stavbe določimo v skladu s standardom SIST EN 1991-1-4:2005. Obtežbo vetra moramo določiti na celoten proizvodno poslovni objekt. Vpliv vetra se s časom spreminja in deluje na površine ovoja stavbe pravokotno na ploskev kot tlak ali pa srk. Če so zunanje površine objekta prepustne, moramo v analizi upoštevati, da veter deluje posredno tudi na notranje površine. V primeru velikih površin konstrukcije moramo upoštevati, da veter povzroča tudi trenjske sile, ki delujejo vzporedno s površino ovoja.

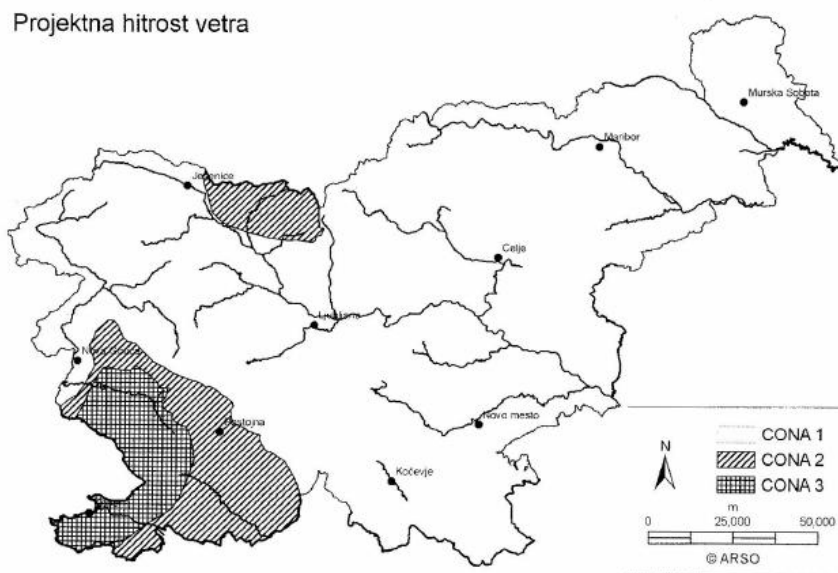
### 3.4.1 Tlak vetra pri največji hitrosti ob sunkih vetra

Osnovno hitrost vetra je določena z izrazom:

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

kjer je  $v_{b,0}$  temeljna vrednost osnovne hitrosti vetra,  $C_{dir}$  predstavlja smerni faktor,  $C_{season}$  pa faktor letnega časa.

Temeljna vrednost osnovne hitrosti vetra  $v_{b,0}$  je 10 minutna srednja hitrost vetra, neodvisna od smeri in letnega časa, določena na višini 10 m nad tlemi. Odčitamo jo iz karte v Nacionalnem dodatku k standardu SIST EN 1991-1-13:2004 (glej sliko 10).



#### Hitrosti vetra:

##### Cona 1 (večina Slovenije):

20 m/s pod 800m  
25 m/s od 800 m do 1600 m  
30 m/s od 1600 m do 2000 m  
40 m/s nad 2000 m

##### Cona 2 (Trnovski gozd, Notranjska, Karavanke):

25m/s pod 1600 m  
30 m/s od 1600 do 2000 m  
40 m/s nad 2000 m

##### Cona 3 (Primorje, Kras in del Vipavske doline):

30 m/s

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

Ribnica se nahaja v coni 1. Ker je njena nadmorska višina pod 800 m, je  $v_{b,0} = 20$  m/s.

Priporočena vrednost smernega faktorja  $C_{dir} = 1,0$ , priporočena vrednost faktorja letnega časa pa  $C_{season} = 1,0$ .

Osnovna hitrost vetra torej znaša:

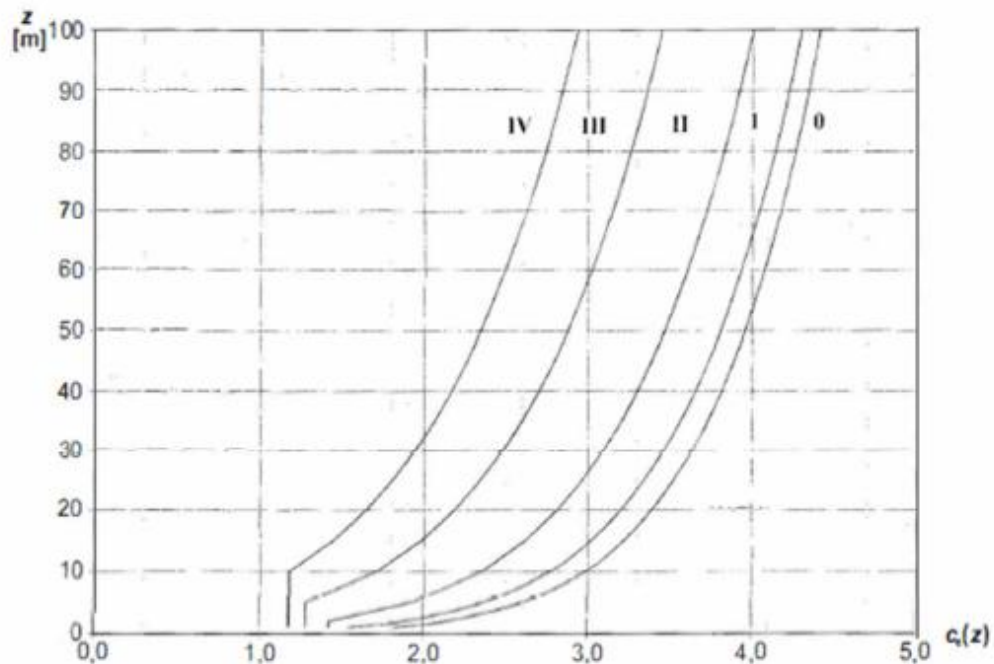
$$v_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot v_{b,0} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 20 = 20 \text{ m/s.}$$

Največji tlak pri sunkih vetra  $q_p$ , izračunamo z izrazom:

$$q_p(z) = C_e(z) \cdot q_b. \quad (3.4)$$

Pri tem je  $C_e(z)$  faktor izpostavljenosti,  $q_b$  pa je osnovni tlak vetra.

V kolikor objekt stoji na ravnem terenu, lahko faktor izpostavljenosti odčitamo iz slike 4.2 v SIST EN 1991-1-4:2005 (glej sliko 11). Višina obravnavane stavbe je približno 12 m, okolico stavbe pa uvrstimo v kategorijo terena III (predmestje, industrijske cone).



Slika 11: Faktor izpostavljenosti (SIST EN 1991-1-4:2005, str. 20)

Odčitana vrednost faktorja izpostavljenosti je  $C_e(z) \approx 1,83$ .

Osnovi tlak vetra  $q_b$  izračunamo z izrazom:

$$q_b = 0,5 \cdot \rho \cdot v_b^2, \quad (3.5)$$

kjer je  $\rho$  gostota zraka in znaša  $1,25 \text{ kg/m}^3$ . Osnovni tlak vetra je:

$$q_b = 0,5 \cdot \rho \cdot v_b^2 = 0,5 \cdot 1,25 \cdot 20^2 = 0,250 \text{ kN/m}^2.$$

Sedaj izračunamo še največji tlak pri sunkih vetra (glej enačbo (3.4)):

$$q_p(z) = C_e(z) \cdot q_b = 1,83 \cdot 0,250 = 0,46 \text{ kN/m}^2.$$

### 3.4.2 Tlak vetra na zunanje ploskve

Tlak vetra na zunanje ploskve izračunamo z izrazom:

$$w_e = q_p(z) \cdot c_{pe}, \quad (3.6)$$

kjer je  $q_p(z)$  največji tlak pri sunkih vetra,  $c_{pe}$  pa je koeficient zunanjega tlaka.

Koeficient  $c_{pe}$  je odvisen od velikosti obtežene površine  $A$ . Koeficienti so podani za obtežene površine  $A$ , velike od  $1 \text{ m}^2$  do  $10 \text{ m}^2$ . Kot smo že predhodno omenili analiziramo vpliv vetra za celoten objekt, zato uporabimo koeficiente za površine  $10 \text{ m}^2$ . Obravnavamo vpliv vetra v prečni in vzdolžni smeri stavbe, ločeno za navpične stene in streho.

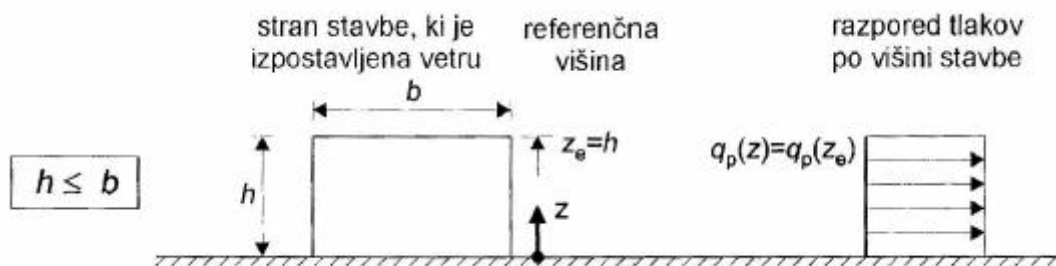
#### 3.4.2.1 Delovanje vetra v smeri X

Skladno s standardom SIST EN 1991-1-4:2005 je razporeditev tlakov po višini stavbe odvisna od razmerja  $h/b$ , kjer je  $h$  višina stavbe,  $b$  pa je širina privetrne površine stavbe, pravokotno na smer delovanja vetra. Standard obravnava tri možne primere:

- pri stavbi, pri kateri je višina  $h$  manjša kot  $b$ , upoštevamo enakomerno razporeditev tlakov po višini stavbe;

- pri stavbi, pri kateri je višina  $h$  večja kot  $b$ , toda manjša od  $2b$ , upoštevamo dve različni vrednosti tlakov vetra po višini in sicer od tal do višine, enake  $b$ , upoštevamo manjšo vrednost, ter od višine  $b$  pa do vrha stavbe pa večjo;
- pri stavbi, pri kateri je višina  $h$  večja od  $2b$ , velikost tlakov vetra po višini razdelimo na več območij: spodnje, kjer je tlak vetra najmanjši in sega od tal do višine, enake  $b$ ; zgornje, kjer je tlak vetra največji in sega za višino  $b$  od vrha; in vmesno območje, ki ga lahko razdelimo v vodoravne pasove z višino  $h_{\text{strip}}$ . V teh pasovih tlak vetra z višino narašča, vrednosti tlaka pa so med tistimi, ki veljajo za spodnje oziroma gornje območje.

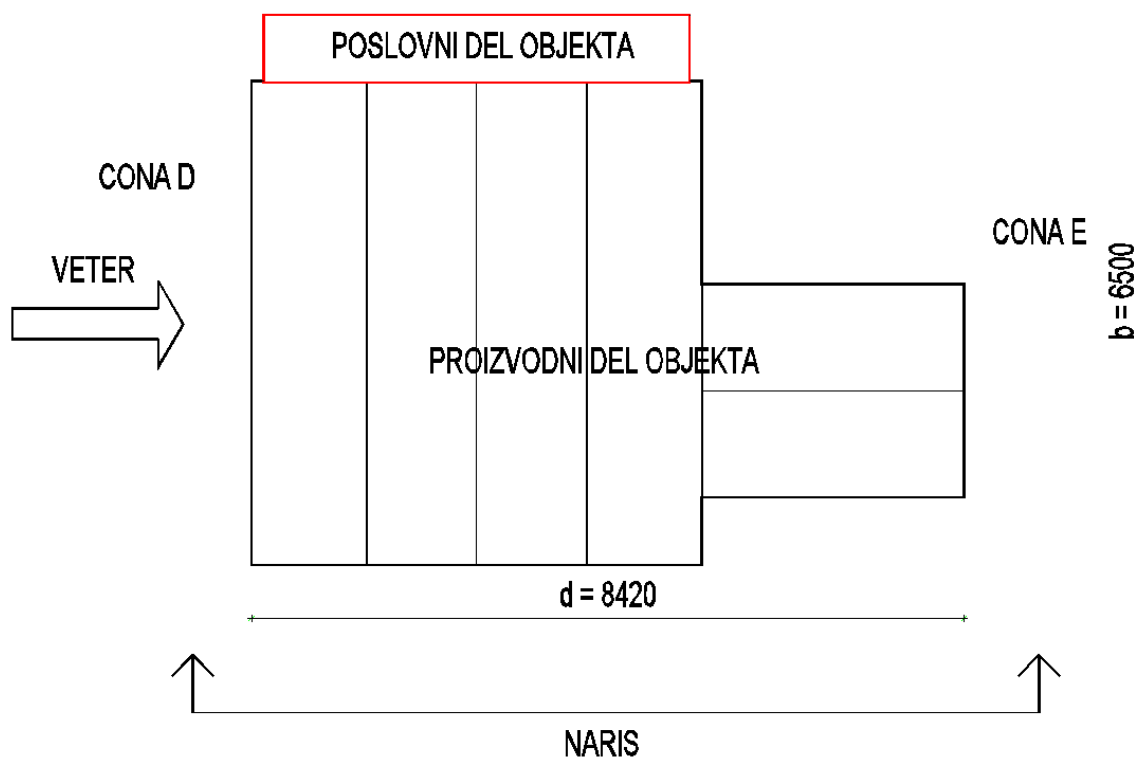
Višina obravnavane stavbe je  $h = 11,60$  m in je manjša od širine, pravokotne na smer delovanja vetra, ki je  $b = 65,00$  m. Ker velja  $h \leq b$ , se tlaki vetra po višini ne spreminjajo (glej sliko 12).



Slika 12: Referenčne višine  $z_e$  v odvisnosti od  $h, b$  in profila tlakov vetra (SIST EN 1991-1-4:2005, stran 29)

### Zunanji tlaki na navpične stene

Ploskve navpičnih sten razdelimo na posamezne cone skladno s standardom SIST EN 1991-1-4:2005 kot to prikazujemo v nadaljevanju. Na sliki 13 prikazujemo razdelitev privetrne in zavetrne stene na cone.



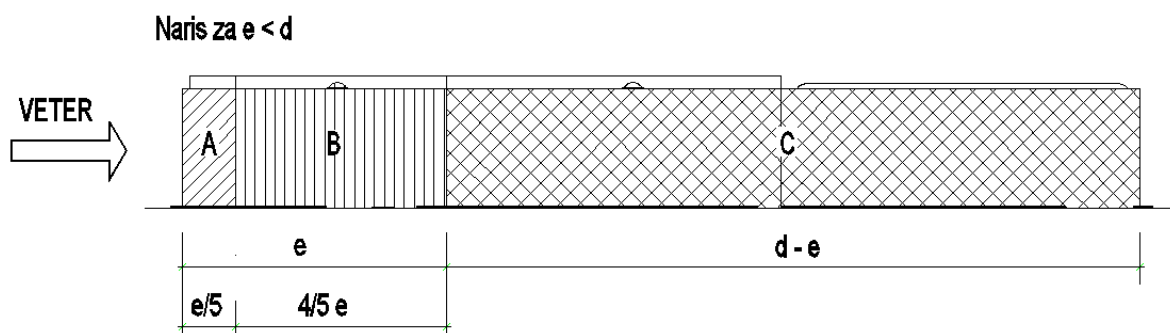
Slika 13: Razdelitev privetrne in zavetrne stene na cone pri delovanju vetra v smeri X (tloris)

Razdelitev navpičnih sten, ki so vzporedne s smerjo delovanja vetra, na cone, pa je odvisna od geometrijskega parametra  $e$ . Določimo ga iz pogoja  $e = \min(b; 2h)$  in sicer:

$$e = \min(65,00; 2 \cdot 11,60 = 23,20) = 23,20 \text{ m.}$$

Ker je parameter  $e$  manjši od dolžine površine stavbe  $d$ , ki je vzporedna z vetrom, steno vzporedno z vetrom razdelimo na tri cone kot to prikazujemo na sliki 14 (glej tudi SIST EN 1991-1-4:2005, stran 30).





Slika 14: Razdelitev sten vzporednih z vetrom na cone pri delovanju vetra v smeri X (naris)

V preglednici 2 podajamo geometrijske karakteristike ploskev, ki smo jih uvrstili v cone A, B in C.

Preglednica 2: Izračun geometrije ploskev A, B in C pri delovanju vetra v smeri X

Geometrija ploskev			
$h =$	11,60	m	$d-e =$ 61,00 m
$d =$	84,20	m	$e/5 =$ 4,64 m
$b =$	65,00	m	$4/5e =$ 18,56 m
$e =$	23,20	m	

Koeficiente zunanjega tlaka  $c_{pe}$  za navpične stene odčitamo iz preglednice v standardu SIST EN 1991-1-4:2005 na strani 31, ki jo prikazujemo tudi na sliki 15. Za vmesne vrednosti uporabimo linearno interpolacijo.

Področje	A		B		C		D		E	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
$h/d$										
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	

Slika 15: Priporočene vrednosti koeficientov zunanjega tlaka za navpične stene stavb z navpičnim tlorisom (SIST EN 1991-1-4:2005, stran 31)

Za izračun koeficientov potrebujemo še razmerje  $h/d$ , ki je :

$$h/d = 0,14.$$

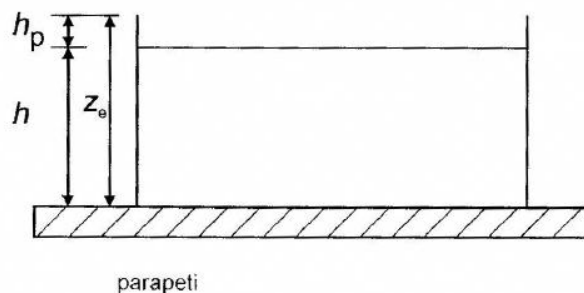
Vrednosti zunanjih tlakov vetra na navpične stene obravnavane stavbe v primeru delovanja vetra v smeri X podajamo v preglednici 3.

Preglednica 3: Tlaki vetra na zunanje stene stavbe pri delovanju vetra v smeri X

	$q_p(z)$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$c_{pe}$	$w_e$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Cona A:	0,46	-1,2	-0,55
Cona B:	0,46	-0,8	-0,37
Cona C:	0,46	-0,5	-0,23
Cona D:	0,46	0,7	0,32
Cona E:	0,46	-0,3	-0,14

### Zunanji tlaki na ravno streho

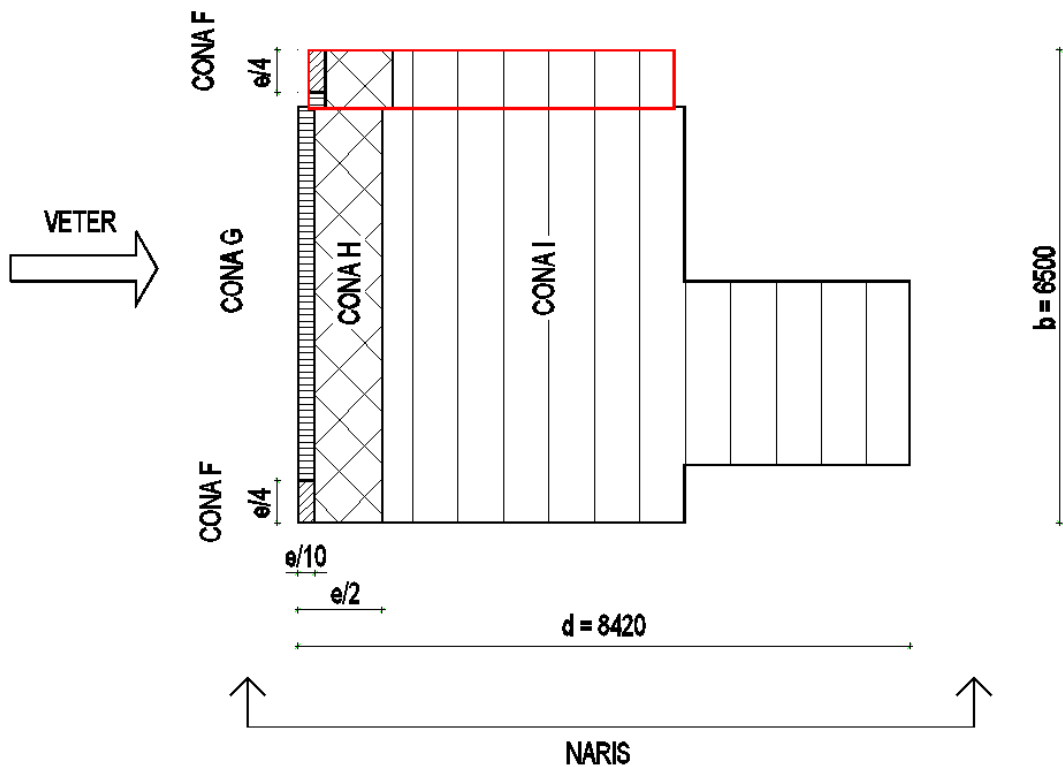
O ravni strehi govorimo takrat, ko je naklon strehe  $\alpha$  v mejah  $-5^\circ < \alpha < 5^\circ$ . Streha obravnavane stavbe je torej ravna, ker je naklon manjši od  $5^\circ$ . Streha je zaključena s strešnim vencem, ki vpliva na velikost tlakov vetra po površini strehe. Standard določa, da moramo v primeru ravne strehe s parapeti referenčno višino strehe  $z_e$  določiti kot vsoto  $h + h_p = 10,7 + 0,9 = 11,60$  m, kjer je  $h_p$  višina parapeta (glej sliko 16).



Slika 16: Referenčna višina  $z_e$  pri ravni strehi s parapeti (SIST EN 1991-1-4:2005, stran 32)

Površino strehe razdelimo na cone kot to določa standard SIST EN 1991-1-4:2005. Razdelitev v primeru delovanja vetra s smeri X je prikazana na sliki 17. Tudi v tem primeru je velikost posameznih con odvisna od geometrijskega parametra  $e$ , ki je:

$$e = \min(b; 2h) = \min(65,00; 2 \cdot 11,60 = 23,20) = 23,20 \text{ m.}$$



Slika 17: Razdelitev ravne strehe na posamezne cone pri delovanju vetra v smeri X

V preglednici 4 prikazujemo geometrijske karakteristike ploskev, ki smo jih uvrstili v cone do F do I.

Preglednica 4: Geometrijski podatki ploskev za cone od F do I pri delovanju vetra v smeri X

Geometrija ploskev			
$h =$	11,60	m	$e/4 =$ 5,80 m
$d =$	84,20	m	$e/10 =$ 2,32 m
$b =$	65,00	m	$e/2 =$ 11,60 m
$e =$	23,20	m	

Iz preglednice v standardu SIST EN 1991-1-4:2005 na strani 33 odčitamo še koeficiente zunanega tlaka za ravno streho (glej sliko 18). Vrednosti so odvisne tudi od razmerja  $h_p/h$ . Za vmesne vrednosti uporabimo linearno interpolacijo.

Za streho obravnavane stavbe velja razmerje  $h_p/h = 0,90/11,90 = 0,08$ .

Vrsta strehe	Področje								
	F		G		H		I		
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	
Ostri kapni rob	-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2	
Streha s parapeti	$h_p/h=0,025$	-1,6	-2,2	-1,1	-1,8	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2
	$h_p/h=0,05$	-1,4	-2,0	-0,9	-1,6	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2
	$h_p/h=0,10$	-1,2	-1,8	-0,8	-1,4	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2
Zaobljeni kapni rob	$r/h = 0,05$	-1,0	-1,5	-1,2	-1,8	-0,4		+0,2	-0,2
	$r/h = 0,10$	-0,7	-1,2	-0,8	-1,4	-0,3		+0,2	-0,2
	$r/h = 0,20$	-0,5	-0,8	-0,5	-0,8	-0,3		+0,2	-0,2
Mansardni kapni rob	$\alpha = 30^\circ$	-1,0	-1,5	-1,0	-1,5	-0,3		+0,2	-0,2
	$\alpha = 45^\circ$	-1,2	-1,8	-1,3	-1,9	-0,4		+0,2	-0,2
	$\alpha = 60^\circ$	-1,3	-1,9	-1,3	-1,9	-0,5		+0,2	-0,2

OPOMBA 1: Pri strehah s parapeti in zaobljenimi kapnimi robovi se za vsesne vrednosti  $h_p/h$  in  $r/h$  lahko uporabi linearna interpolacija.  
 OPOMBA 2: Pri strehah z mansardnimi kapnimi robovi se za vrednosti med  $\alpha = 30^\circ$ ,  $45^\circ$  in  $\alpha = 60^\circ$  lahko uporabi linearna interpolacija. Za  $\alpha > 60^\circ$  se lahko uporabi linearna interpolacija med vrednostmi za  $\alpha = 60^\circ$  in vrednostmi za ravno streho z ostrimi kapnimi robovi.  
 OPOMBA 3: V področju I, kjer so dane pozitivne in negativne vrednosti, je treba obravnavati obe.  
 OPOMBA 4: Za sam mansardni kapni rob so koeficienti zunanega tlaka dani v preglednici 7.4a "Koeficienti zunanega tlaka za dvokapnice: smer vetra  $0^\circ$ ", področji F in G v odvisnosti od nagiba mansardnega roba.  
 OPOMBA 5: Za sam zaobljeni kapni rob so koeficienti zunanega tlaka dani z linearno interpolacijo vzdolž krivulje med vrednostmi za steno in streho.

Slika 18: Koeficienti zunanega tlaka za ravne strehe (SIST EN 1991-1-4:2005, stran 33)

Vrednosti zunanjih tlakov vetra za ravno streho obravnavane stavbe v primeru delovanja vetra v smeri X podajamo v preglednici 5.

Preglednica 5: Tlaki vetra na ravno streho pri delovanju vetra v smeri X

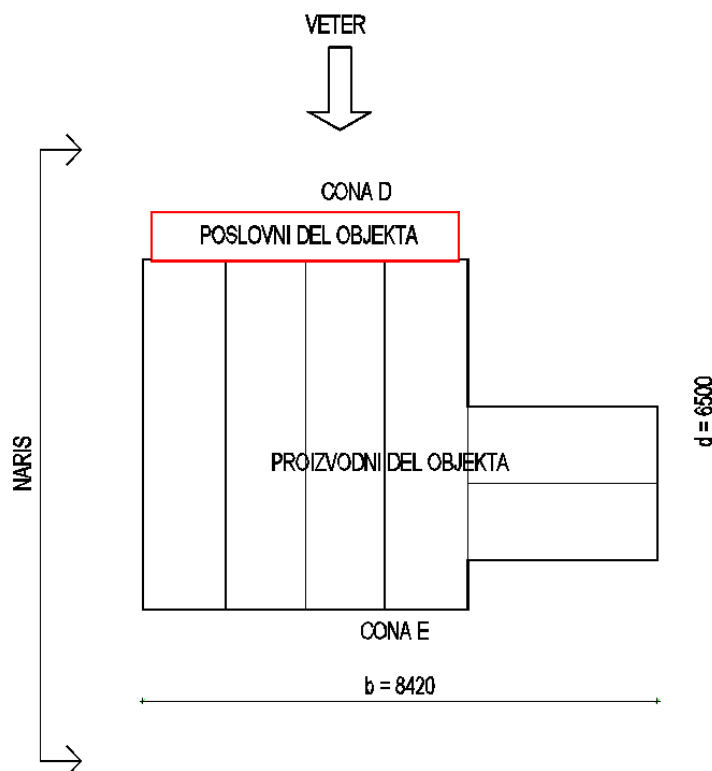
	$q_p(z)$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$c_{pe}$	$w_e$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Cona F:	0,46	-1,29	-0,59
Cona G:	0,46	-0,84	-0,39
Cona H:	0,46	-0,70	-0,32
Cona I:	0,46	0,20	0,09
Cona I:	0,46	-0,20	-0,09

### 3.4.2.2 Delovanje vetra v smeri Y

Višina  $h = 11,60$  m in je manjša od širine, pravokotne na smer delovanja vetra, ki je  $b = 84,20$  m. Ker velja  $h \leq b$ , se tlaki vetra po višini ne spreminjajo (glej sliko 12 v poglavju 3.4.2.1). Postopek določanja obtežbe vetra na stene v smeri Y je enak kot pri vetru v smeri X, različne so samo dimenzije.

## Zunanji tlaki na navpične stene

Ploskve navpičnih sten razdelimo na posamezne cone skladno s standardom SIST EN 1991-1-4:2005 kot to prikazujemo v nadaljevanju. Na sliki 19 prikazujemo razdelitev privetrne in zavetrne stene na cone.

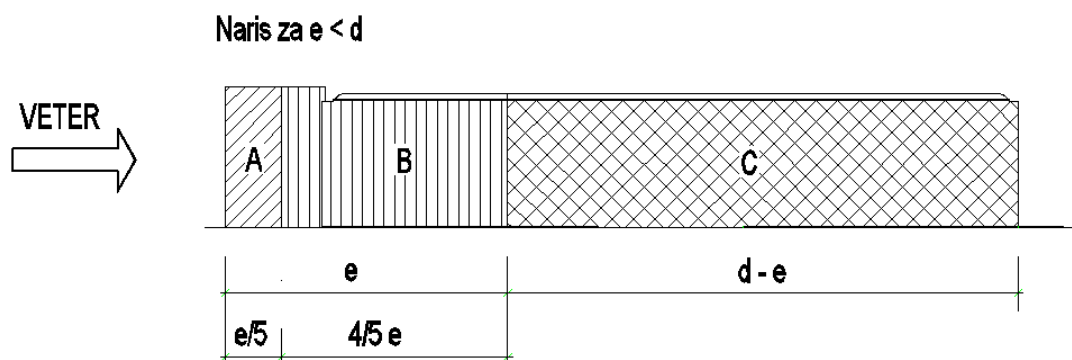


Slika 19: Razdelitev privetrne in zavetrne stene na cone pri delovanju vetra v smeri Y (tloris)

Razdelitev navpičnih sten, ki so vzporedne s smerjo delovanja vetra, na cone, pa je odvisna od geometrijskega parametra  $e$ . Določimo ga iz pogoja  $e = \min(b; 2h)$  in sicer:

$$e = \min(84,20; 2 \cdot 11,60 = 23,20) = 23,20 \text{ m.}$$

Ker je parameter  $e$  manjši od dolžine površine stavbe  $d$ , ki je vzporedna z vetrom, steno vzporedno z vetrom razdelimo na tri cone kot to prikazujemo na sliki 20 (glej tudi SIST EN 1991-1-4:2005, str. 30).



Slika 20: Razdelitev sten vzporednih z vetrom na cone pri delovanju vetra v smeri Y (naris)

V preglednici 6 podajamo geometrijske karakteristike ploskev, ki smo jih uvrstili v cone A, B in C.

Preglednica 6: Izračun geometrije ploskev A, B in C pri delovanju vetra v smeri Y

Geometrija ploskev					
$h =$	11,60	m	$d - e =$	41,80	m
$d =$	65,00	m	$e/5 =$	4,64	m
$b =$	84,20	m	$4/5 e =$	18,56	m
$e =$	23,20	m			

Koeficiente zunanje tlaka  $c_{pe}$  za navpične stene odčitamo iz preglednice v standardu, ki je prikazana na sliki 15 v poglavju 3.4.2.1. Za vmesne vrednosti se uporabi linearna interpolacija.

Razmerje  $h/d$  znaša:

$$h/d = 0,18.$$

Vrednosti zunanjih tlakov vetra na navpične stene obravnavane stavbe v primeru delovanja vetra v smeri Y podajamo v preglednici 7.

Preglednica 7: Tlaki vetra na navpične stene stavbe pri delovanju vetra v smeri Y

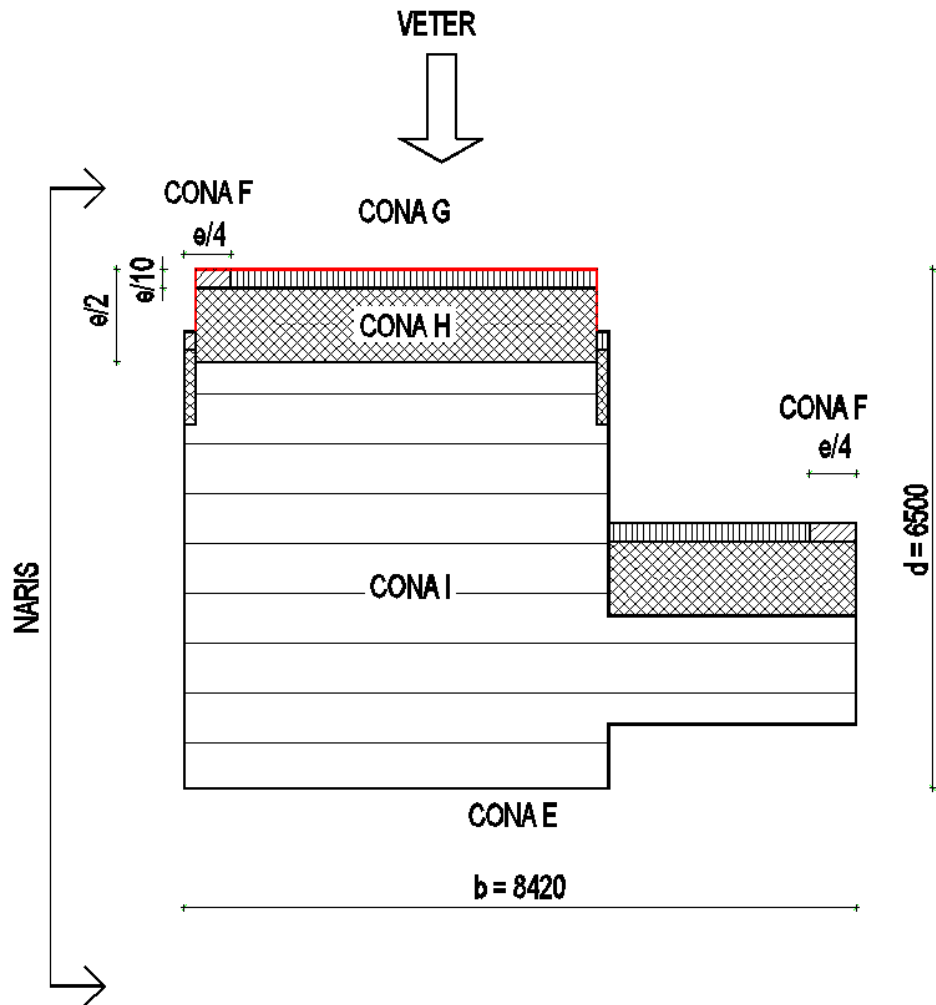
	$q_p(z)$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$c_{pe}$	$w_e$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Cona A:	0,46	-1,2	-0,55
Cona B:	0,46	-0,8	-0,37
Cona C:	0,46	-0,5	-0,23
Cona D:	0,46	0,7	0,32
Cona E:	0,46	-0,3	-0,14

### Zunanji tlaki na ravno streho

Pri obravnavanju tlaka vetra na ravno streho v smeri Y postopamo enako kot pri obravnavanju ravne strehe pri delovanju vetra v smeri X.

Površino strehe razdelimo na cone kot to določa standard SIST EN 1991-1-4:2005. Razdelitev v primeru delovanja vetra s smeri X je prikazana na sliki 21. Tudi v tem primeru je velikost posameznih con odvisna od geometrijskega parametra  $e$ , ki je:

$$e = \min(b; 2h) = \min(84,20; 2 \cdot 11,60 = 23,20) = 23,20 \quad \text{m}$$



Slika 21: Razdelitev ravne strehe na posamezne cone pri delovanju vetra v smeri Y

V preglednici 8 prikazujemo geometrijske karakteristike ploskev, ki smo jih uvrstili v cone do F do I.

Preglednica 8: Geometrijski podatki ploskev za cone od F do I pri delovanju vetra v smeri X

Geometrija ploskev			
$h =$	11,60	m	$e/4 =$ 5,80 m
$d =$	65,00	m	$e/10 =$ 2,32 m
$b =$	84,20	m	$e/2 =$ 11,60 m
$e =$	23,20	m	

Iz preglednice v standardu odčitamo koeficiente zunanjega tlaka (glej sliko 18 v poglavju 3.4.2.1) na podlagi razmerja  $h_p/h$ . Za vmesne vrednosti uporabimo linearno interpolacijo.



Razmerje  $h_p/h = 0,90/11,90 = 0,08$

Vrednosti zunanjih tlakov vetra za ravno streho obravnavane stavbe v primeru delovanja vetra v smeri Y podajamo v preglednici 9.

Preglednica 9: Tlaki vetra na ravno streho pri delovanju vetra v smeri Y

	$q_p(z)$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$c_{pe}$	$w_e$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Cona F:	0,46	-1,29	-0,59
Cona G:	0,46	-0,84	-0,39
Cona H:	0,46	-0,70	-0,32
Cona I:	0,46	0,20	0,09
Cona I:	0,46	-0,20	-0,09

### 3.4.3 Notranji tlaki

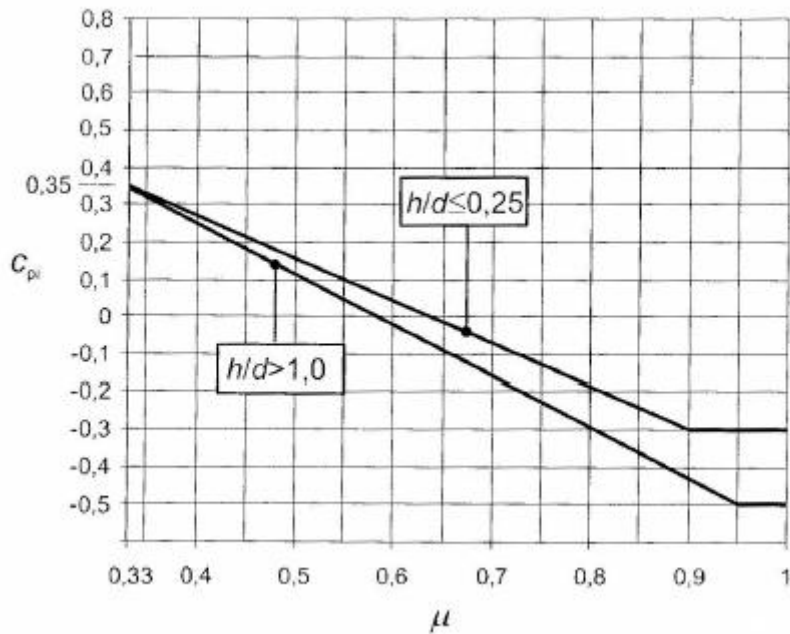
Tlak vetra na notranje površine zunanjega ovoja stavbe izračunamo z izrazom:

$$w_i = q_p(z) \cdot c_{pi} \quad (3.7)$$

Pri tem je  $q_p(z)$  tlak vetra pri največji hitrosti ob sunkih vetra, ki smo ga določili že v razdelku 3.4.1,  $c_{pi}$  pa je koeficient notranjega tlaka.

Koeficiente notranjega tlaka  $c_{pi}$  izračunamo na podlagi velikosti in razporeditve odprtín po ovoju stavbe. Za odprtine v ovoju stavbe se smatrajo odprta okna, prezračevalniki, dimniki ipd. Skladno s standardom SIST EN 1991-1-4:2005 je običajna prepustnost v mejah od 0,01 do 0,1 % površine dela ovoja stavbe. Za obravnavano stavbo podatkov o prepustnosti nimamo, zato predpostavimo, da je prepustnost ravne nepohodne strehe 0,01 %, prepustnost zunanjih navpičnih sten pa 0,1 %.

Koeficient notranjega tlaka določimo kot funkcijo razmerja med višino in globino stavbe  $h/d$  ter deleža odprtín  $\mu$  za vsako smer delovanja vetra posebej (glej sliko 22). Razmerje  $h/d$  smo za vsako smer vetra določili že v razdelku 3.4.3 in 3.4.4.



Slika 22: Koeficienti tlaka za enakomerno razporejene odprtine (SIST EN 1991-1-4:2005, stran 44)

### 3.4.3.1 Notranji tlaki pri delovanju vetra v smeri X

Delež odprtin  $\mu$  izračunamo z izrazom:

$$\mu = \frac{\sum \text{površina odprtín na zavetrni in stranskih ploskvah, kjer je } c_{pe} \leq 0,0}{\sum \text{površina vseh odprtín}} \quad (3.8)$$

Glede na izbrano prepustnost ovoja stavbe ter poznane koeficiente zunanjega tlaka  $c_{pe}$  za navpične stene in streho stavbe, je površina odprtín, kjer je  $c_{pe} \leq 0, 2,5 \text{ m}^2$ , površina vseh odprtín v ovoju stavbe pa  $3,51 \text{ m}^2$ .

S pomočjo enačbe (3.8) izračunamo delež odprtín  $\mu = 0,71$ , Pripadajoči koeficient notranjega tlaka pa odčitamo iz slike 22 in je  $c_{pi} = -0,08$ . Za razmerje  $h/d$  upoštevamo vrednost  $0,14$  (glej stran 23).

Vrednosti notranjih tlakov vetra na zunanji ovoj obravnavane stavbe v primeru delovanja vetra v smeri X izračunamo z izrazom (3.7) in jih podajamo v preglednici 10.

Preglednica 10: Notranji tlaki  $w_i$  na ovoj stavbe pri delovanju vetra v smeri X

	$w_i$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Cona A:	-0,04
Cona B:	-0,04
Cona C:	-0,04
Cona D:	-0,04
Cona E:	-0,04
Cona F:	-0,04
Cona G:	-0,04
Cona H:	-0,04
Cona I:	-0,04

### 3.4.3.2 Notranji tlaki pri delovanju vetra v smeri Y

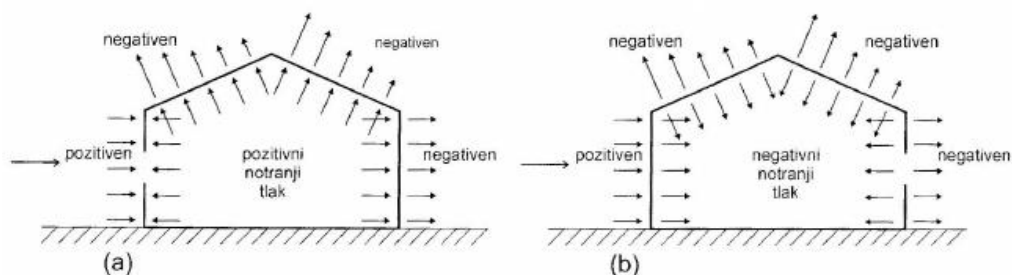
Najprej izračunamo površino odprtih na zavetrni in stranskih ploskvah, kjer je  $c_{pe} \leq 0$  in površino vseh odprtih. Vrednosti sta 2,25 m<sup>2</sup> in 3,51 m<sup>2</sup>. Tako znaša delež odprtih  $\mu = 0,64$ . Za razmerje  $h/d = 0,18$  iz slike 22 odčitamo koeficient notranjega tlaka  $c_{pi} = 0$ . To pomeni, da so notranji tlaki na ovoj obravnavane stavbe pri delovanju vetra v smeri Y enaki 0 (glej preglednico 11).

Preglednica 11: Notranji tlaki  $w_i$  na ovoj stavbe pri delovanju vetra v smeri Y

	$w_i$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Cona A:	0,00
Cona B:	0,00
Cona C:	0,00
Cona D:	0,00
Cona E:	0,00
Cona F:	0,00
Cona G:	0,00
Cona H:	0,00
Cona I:	0,00

### 3.4.4 Sočasen vpliv tlaka vetra na zunanje in notranje ploskve

Zunanji in notranji tlaki delujejo na ovoj stavbe sočasno. Pri tem moramo upoštevati najneugodnejšo kombinacijo. Vplivi se bodisi seštevajo ali odštevajo, kar prikazujemo na sliki 23.



Slika 23: Sočasno delovanje zunanjih in notranjih tlakov na ovoj stavbe (SIST EN 1991-1-4:2005, stran 22)

Neto koeficiente tlaka izračunamo z izrazom:

$$c_{p,net} = c_{pe} - c_{pi} , \quad (3.9)$$

neto tlak vetra pa izračunamo z izrazom:

$$w = w_e - w_i . \quad (3.10)$$

### 3.4.4.1 Neto tlak vetra v smeri X

#### Neto tlak vetra na navpične stene

Izračun neto tlaka na ovoj stavbe v primeru vetra v smeri X prikazujemo v preglednici 12 in 13.

Preglednica 12: Neto tlak vetra na navpične stene stavbe pri delovanju vetra v smeri X

	$w_e$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$w_i$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$w$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Cona A:	-0,55	-0,04	-0,52
Cona B:	-0,37	-0,04	-0,33
Cona C:	-0,23	-0,04	-0,19
Cona D:	0,32	-0,04	0,36
Cona E:	-0,14	-0,04	-0,10

Preglednica 13: Neto tlak vetra na ravno streho stavbe pri delovanju vetra v smeri X

	$w_e$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$w_i$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$w$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Cona F:	-0,59	-0,04	-0,55
Cona G:	-0,39	-0,04	-0,35
Cona H:	-0,32	-0,04	-0,28
Cona I:	-0,09	-0,04	-0,05

### 3.4.4.2 Neto tlak pri delovanju vetra v smeri Y

V preglednici 14 in 15 prikazujemo še vrednosti neto tlaka na ovoj stavbe pri delovanju vetra v smeri Y.

Preglednica 14: Neto tlak vetra na navpične stene stavbe pri delovanju vetra v smeri Y

	$w_e$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$w_i$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$w$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Cona A:	-0,55	0,00	-0,55
Cona B:	-0,37	0,00	-0,36
Cona C:	-0,23	0,00	-0,23
Cona D:	0,32	0,00	0,32
Cona E:	-0,14	0,00	-0,14

Preglednica 15: Neto tlak vetra na ravno streho stavbe pri delovanju vetra v smeri Y

	$w_e$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$w_i$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$w$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Cona F:	-0,59	0,00	-0,59
Cona G:	-0,39	0,00	-0,39
Cona H:	-0,32	0,00	-0,32
Cona I:	-0,09	0,00	-0,09

### 3.4.5 Učinek trenja

Učinek trenja lahko zanemarimo, če je celotna površina ploskev, ki so vzporedne z vetrom, manjša ali enaka od štirikratne površine ploskev, pravokotnih na smer vetra. Pogoj preverimo za delovanje vetra v smeri X in v smeri Y.

#### Veter v smeri X:

$$A_{\text{vzporedno}} = 11,60 \text{ m} \cdot 50,30 \text{ m} + (33,90 \text{ m} + 84,20 \text{ m}) \cdot 10,40 \text{ m} = 1811,72 \text{ m}^2 \leq 4 \cdot A_{\text{pravokotno}} = 4 \cdot (2 \cdot 11,60 \text{ m} \cdot 8,00 \text{ m} + 2 \cdot 56,90 \text{ m} \cdot 10,40 \text{ m}) = 5476,48 \text{ m}^2$$

### Veter v smeri Y:

$$A_{\text{vzporedno}} = 2 \cdot 11,60 \text{ m} \cdot 8,00 \text{ m} + 2 \cdot 10,40 \text{ m} \cdot 56,90 \text{ m} = 1369,12 \text{ m}^2 \leq 4 \cdot A_{\text{pravokotno}} = 4 \cdot (11,60 \text{ m} \cdot 50,30 \text{ m} + (33,90 \text{ m} \cdot 84,20 \text{ m}) \cdot 10,40 \text{ m}) = 7246,88 \text{ m}^2$$

Ugotovimo, da lahko učinek trenja vetra zanemarimo v obeh smereh.

### 3.4.6 Sile vetra na konstrukcijo

V diplomski analizi analiziramo le nosilno konstrukcijo poslovnega dela objekta, zato tudi sile vetra določimo le za ta del stavbe. Izračunamo jih z vektorskim seštevanjem zunanjih in notranjih sil vetra, ki jih izračunamo z izrazoma:

Zunanje sile:

$$F_{w,e} = c_s c_d \cdot \sum_{\text{surfaces}} w_e \cdot A_{\text{ref}} \cdot \quad (3.11)$$

Notranje sile:

$$F_{w,i} = \sum_{\text{surfaces}} w_i \cdot A_{\text{ref}} \cdot \quad (3.12)$$

Pri tem je  $c_s c_d$  konstrukcijski faktor in je za stavbe, ki so nižje od 15 m, kar enak 1,0,  $A_{\text{ref}}$  pa je referenčna površina posamezne ploskve, na kateri učinkuje obtežba vetra.

V preglednici 16 prikazujemo sile vetra na konstrukcijo po etažah pri delovanju vetra v smeri X, v preglednici 17 pa pri delovanju vetra v smeri Y.

Preglednica 16: Sile vetra na konstrukcijo po etažah pri delovanju vetra v smeri X

Etaža	$A_{\text{ref},i}$ [m <sup>2</sup> ]	$w$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$F_w$ [kN]
3	22,16	0,46	10,13
2	28,64	0,46	13,10
1	29,44	0,46	13,46

Preglednica 17: Sile vetra na konstrukcijo po etažah pri delovanju vetra v smeri Y

Etaža	$A_{ref,i}$ [m <sup>2</sup> ]	$w$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$F_w$ [kN]
3	139,33	0,46	63,72
2	180,07	0,46	82,35
1	185,10	0,46	84,65

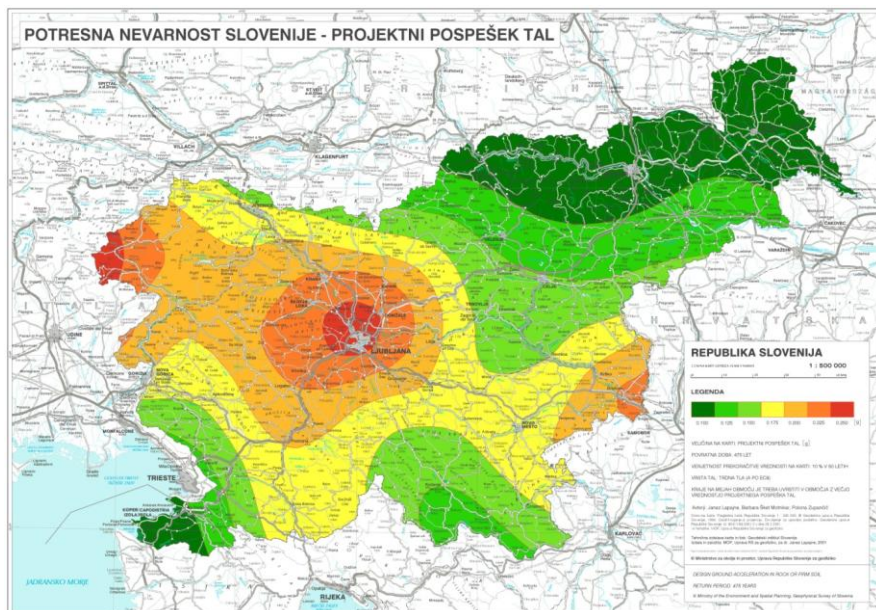
### 3.5 Potresni vpliv

Potres je naravni pojav, pri katerem pride v Zemljini notranjosti do nenadne sprostitve nakopičenih napetosti. Sproščena energija se razširja v obliki seizmičnega valovanja v vse smeri.

Pri obravnavanju potresa pri stavbah, potresni vpliv predstavimo v obliki elastičnega spektra, ki odraža pričakovane značilnosti gibanja tal. Elastični spekter je odvisen od projektnega pospeška tal  $a_g$ , od lokalnih lastnosti tal in od karakterističnih nihajnih časov spektra. Potresne vplive na nosilno konstrukcijo obravnavane stavbe pa izračunamo z modalno analizo s spektri odziva, ki je primerna za vse vrste stavb.

#### 3.5.1 Projektni pospešek in tip tal

Projektni pospešek  $a_g$  določimo s pomočjo karte potresne nevarnosti, ki je dostopna na ARSO.



Slika 24:Karta potresne nevarnosti v Sloveniji (ARSO)

Kot smo že predhodno omenili, obravnavana stavba leži v jugovzhodnem delu Slovenije, natančneje v Ribnici. Stavbo uvrstimo v kategorijo pomembnosti II (običajni objekti, ki ne sodijo v druge kategorije). Iz karte potresne nevarnosti odčitamo vrednost projektnega pospeška tal, ki je:

$$a_g = 0,150 \text{ g.}$$

Referenčni maksimalni pospešek tal ustreza referenčni povratni dobi, ki je za Slovenijo enaka priporočeni vrednosti in je  $T_{ncr} = 475$  let.

Standard SIST EN 1998-1:2006 razvršča tla po kvaliteti v pet standardnih tipov (A, B, C, D in E), pri čemer so tla tipa A najboljše kvalitete, E pa najslabše. Tla kjer leži obravnavan objekt, so tipa A, saj se pod plitkim slojem zemlje nahaja skala.

V odvisnosti od tipa tal določimo parameter tal  $S$  in karakteristične nihajne čase spektra:

- parameter tal  $S = 1,0$ ,
- karakteristični nihajni časi spektra:  $T_B = 0,15 \text{ s}$ ,  $T_C = 0,4 \text{ s}$  in  $T_D = 2,0 \text{ s}$ .



### 3.5.2 Faktor obnašanja $q$

S faktorjem obnašanja reduciramo potresne sile. Nosilna konstrukcija je namreč sposobna prenašati potresne vplive tudi v nelinearnem območju (sposobnost sipanja energije), to pomeni, da pri projektiranju lahko uporabljamo sile, ki so manjše kot tiste v elastični analizi z elastičnim spektrom odziva.

Faktor obnašanja je odvisen od konstrukcijskega sistema stavbe. Izračunamo ga za vzdolžno (smer X) in prečno smer stavbe (smer Y) z izrazom:

$$q = q_0 \cdot k_w \geq 1,5 . \quad (3.13)$$

Pri tem je  $q_0$  osnovna vrednost faktorja obnašanja, ki je odvisna od konstrukcijskega sistema stavbe,  $k_w$  pa je faktor, s katerim upoštevamo prevladujoč način rušenja. Obravnavana konstrukcija je pravilna po tlorisu in po višini. Izpolnjene so namreč zahteve iz točke 4.2.3.2 in 4.2.3.3 v standardu SIST EN 1998-1:2006.

Za konstrukcijske sisteme, ki so pravilni po višini, lahko osnovno vrednost faktorja obnašanja določimo s pomočjo preglednice 5.1 v SIST EN 1998-1:2006, str. 67 (glej sliko 25).

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

Slika 25: Osnovne vrednosti faktorja obnašanja za konstrukcijske sisteme, ki so pravilni po višini (SIST EN 1998-1:2006, stran 67)

Nosilno konstrukcije stavbe bomo projektirali na srednjo stopnjo duktilnosti DCM. Glede na razporeditev vertikalnih nosilnih elementov po tlorisu stavbe predpostavimo, da se bo konstrukcija pri delovanju potresa v smeri X obnašala kot okvirni sistem, v smeri Y pa kot mešani sistem, ekvivalenten stenastemu. Klasifikacijo naredimo skladno z določili iz standarda SIST EN 1998-1:2006. Tako je osnovna vrednost faktorja obnašanja za obe horizontalni smeri določena z izrazom:

$$q_0 = 3,0 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1} . \quad (3.14)$$

Pri tem je  $\alpha_u$  faktor, s katerim s pomnožimo vodoravni projektni potresni vpliv tako, da v prvem elementu konstrukcije dosežemo upogibno odpornost,  $\alpha_1$  pa je faktor, s katerim pomnožimo vodoravni projektni potresni vpliv, tako da nastanejo plastični členki v zadostnem številu prereзов za nastop globalne nestabilnosti konstrukcije.

Če faktor  $\alpha_u/\alpha_1$  ni izpeljan z eksplicitnim računom, lahko uporabimo naslednje vrednosti, ki nam jih predlaga standard SIST EN 1998-1:2006. Za okvirne in ali mešane sisteme, ekvivalentne okvirnemu:

- enoetažne stavbe:  $\alpha_u/\alpha_1 = 1,1$
- več etažni okviri z enim poljem:  $\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$
- več etažni okviri z več polji ali več etažni mešani sistemi, ekvivalentni okvirnemu:  $\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$ .

Za stenaste sisteme in mešane sisteme, ekvivalentne stenastemu pa:

- stenasti sistemi s samo dvema nepovezanima stenama v vsaki vodoravni smeri:  $\alpha_u/\alpha_1 = 1,0$
- drugi sistemi z nepovezanima stenama:  $\alpha_u/\alpha_1 = 1,1$
- mešani sistemi, ekvivalenten stenastemu ali sistem povezanih sten:  $\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$ .

Osnovna vrednost faktorja obnašanja  $q_{0,x}$  za smer X (več etažni okviri z več polji) torej znaša (glej enačbo (3.14)):

$$q_{0,x} = 3,0 \cdot 1,3 = 3,9.$$

Osnovna vrednost faktorja obnašanja  $q_{0,y}$  za smer Y (mešani sistem, ekvivalenten stenastemu) pa je (glej enačbo (3.14)):

$$q_{0,y} = 3,0 \cdot 1,2 = 3,6.$$

Za določitev faktorja obnašanja  $q$  moramo določiti še faktor  $k_w$ , s katerim upoštevamo prevladujoč način rušenja. Skladno z določili iz standarda SIST EN 1998-1:2006 faktor  $k_w$  izračunamo z izrazom:

$$k_w = \begin{cases} 1,00 \text{ za okvire in okvirom enakovredne mešane sisteme,} \\ \frac{1 + \alpha_0}{3} \leq 1, \text{ toda ne več kot } 0,5 \text{ za} \\ \text{stenaste, stenam enakovredne mešane in torzijsko fleksibilne sisteme.} \end{cases} \quad (3.15)$$

V enačbi (3.15) je koeficient  $\alpha_0$  prevladujoče razmerje med višino in dolžino sten ( $h_w$  in  $l_w$ ) v konstrukcijskem sistemu in ga izračunamo s pomočjo enačbe:

$$\alpha_0 = \frac{h_w}{l_w} . \quad (3.16)$$

Za smer X velja (glej enačbo (3.15)):

$$k_w = 1,00.$$

Za smer Y pa velja (glej enačbo (3.15) in (3.16)):

$$\alpha_0 = \frac{7,7\text{m}}{10,6\text{m}} = 1,376 ,$$

$$k_w = (1 + 1,376) / 3 = 0,792.$$

Faktor obnašanja za delovanje potresnega vpliva v smeri X torej znaša (glej enačbo (3.13)):

$$q_x = q_{0,x} \cdot k_w = 3,9 \cdot 1,0 = 3,9 ,$$

za smer Y pa:

$$q_y = q_{0,y} \cdot k_w = 3,6 \cdot 0,792 = 2,85 .$$

### 3.5.3 Projektni spekter odziva

Projektni spekter dobimo z zmanjšanjem elastičnega spektra pospeškov. To zmanjšanje izvedemo s faktorjem obnašanja  $q$ . Razlika med elastičnim in projektnim spektrom je v tem, da v projektnem spektru upoštevamo redukcijo potresnih sil zaradi sposobnosti konstrukcije za sipanje energije in zaradi dodatne nosilnosti. Vrednost spektralnega pospeška je v projektnem spektru navzdol omejena s faktorjem  $\beta \cdot a_g$  (priporočena vrednost za  $\beta = 0,2$ ). Projektni spekter za horizontalni komponenti potresnega vpliva je določen z naslednjimi izrazi (SIST EN 1998-1:2006):

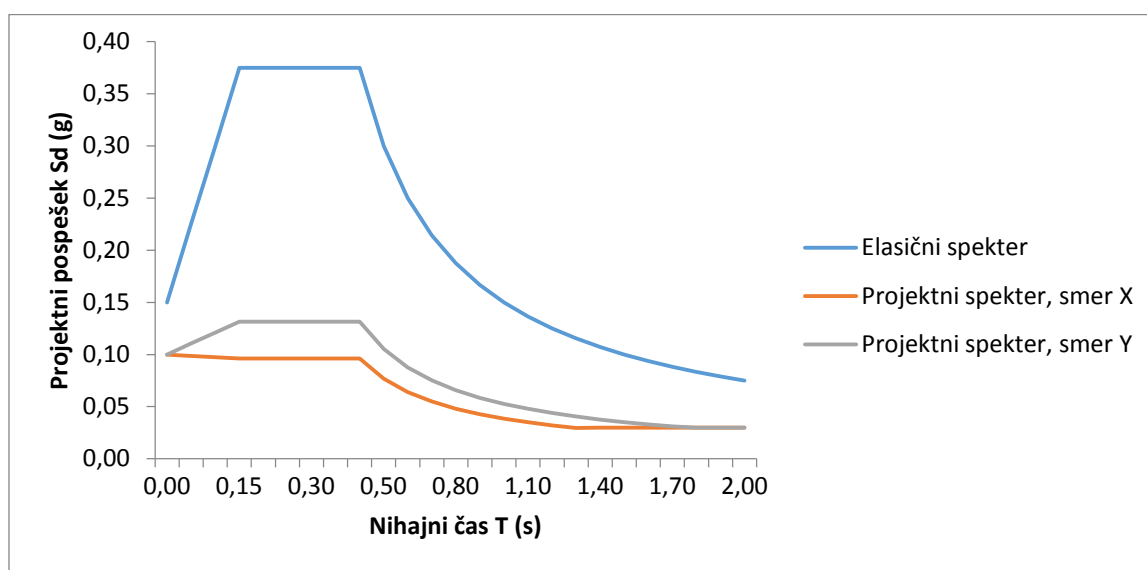
$$0 \leq T \leq T_B: \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] , \quad (3.17)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q}, \quad (3.18)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \left[ \frac{T_C}{T} \right] \geq \beta \cdot a_g, \quad \beta = 0,2, \quad (3.19)$$

$$T \geq T_D: \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \left[ \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \geq \beta \cdot a_g. \quad (3.20)$$

Na sliki 26 prikazujemo elastični in projektni spekter za horizontalni komponenti potresnega vpliva za nosilno konstrukcijo obravnavane stavbe.



Slika 26: Elastični in projektni spekter za vodoravni komponenti potresnega vpliva

### 3.5.4 Masa konstrukcije

Skladno s standardom SIST EN 1998-1:2006 moramo pri določanju projektne potresne obtežbe upoštevati mase, povezane z vsemi težnostnimi silami, ki so vključene v naslednji kombinaciji vplivov:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}. \quad (3.21)$$

Pri tem je  $G_{k,j}$  karakteristična vrednost  $j$ -tega stalnega vpliva,  $Q_{k,i}$  je karakteristična vrednost  $i$ -tega spremenljivega vpliva,  $\psi_{E,i}$  pa je koeficient za kombinacijo  $i$ -tega spremenljivega vpliva in ga izračunamo z izrazom:

$$\psi_{Ei} = \varphi \cdot \psi_{2i} , \quad (3.22)$$

kjer je  $\varphi$  faktor zasedenosti etaž, ki je za streho enak 1,0, za ostale etaže pa 0,5. Upoštevamo, da so etaže zasedene neodvisno. Pri računu mas upoštevamo le del koristne obtežbe na etažah. Površine etaž smo glede na njihovo predvideno uporabo uvrstili v kategorijo A in B. Za obe kategoriji je vrednost za faktor  $\psi_2$  enak 0,3. Streha obravnavane stavbe je nepohodna. Uvrstili smo jo v kategorijo H, za katero velja  $\psi_2 = 0$ .

V preglednici 18 prikazujemo vrednosti deležev karakteristične koristne obtežbe, ki jih upoštevamo pri računu mase konstrukcije.

Preglednica 18: Vrednosti faktorjev  $\psi_2$ ,  $\varphi$ ,  $\psi_E$ ,  $Q_k$  in  $\psi_E \cdot Q_k$

Kategorija	$\psi_2$	$\varphi$	$\psi_E$	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\psi_E \cdot q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]
A	0,3	0,5	0,15	3,00	0,45
B	0,3	0,5	0,15	2,50	0,38
H	0,0	1,0	0,00	0,40	0,00

V nadaljevanju izračunamo mase posameznih etažah obravnavane stavbe. Rezultate zberemo v preglednici 19.

Preglednica 19: Izračun mas po etažah

Masa na koti + 10,85 m

	g	g <sub>lin</sub>	kom.	x	y	z	masa	
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m]	/	m	m	m	kN	t
Strešna plošča	8,24	/	1,00	50,00	7,70	/	3172,4	323,4
AB stena	7,92	/	2,00	1,70	8,00	1,63	153,6	15,7
Stebri 35/35 cm	/	3,06	9,00	/	/	1,63	44,9	4,6
Stebri 30/50 cm	/	3,75	9,00	/	/	1,63	55,0	5,6
Strešni venec 15 cm	4,07	/	2,00	50,00	/	0,90	366,3	37,3
Strešni venec 30 cm	7,82	/	2,00	/	8,00	0,90	112,6	11,5
Koristna obtežba H	/	/	/	/	/	/	0,0	0,0
-odprtine	7,92	/	8,00	/	0,85	1,055	56,8	5,8
						skupaj	3848,0	392,3

Masa na koti + 7,35 m

	g	g <sub>lin</sub>	kom.	x	y	z	masa	
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m]	/	m	m	m	kN	t
Stropna konstrukcija	8,34	/	1,00	50,00	7,70	/	3210,9	327,3
AB stena	7,92	/	2,00	1,70	8,00	3,33	511,6	52,2
Stebri 35/35 cm	/	3,06	9,00	/	/	3,33	91,7	9,3
Stebri 30/50 cm	/	3,75	9,00	/	/	3,33	112,4	11,5
Predelne stene 12 cm	1,56	/	/	25,66	24,80	3,25	255,8	26,1
Steklena fasada	0,59	/	1,00	48,40	/	3,25	92,8	9,5
Polnila	2,84	/	1,00	45,20	/	3,25	417,2	42,5
Koristna obtežba A	0,45	/	/	15,56	3,40	/	23,8	2,4
Koristna obtežba B	0,38	/	/	50,30	8,00	/	152,9	15,6
-odprtine	7,92	/	8,00	/	0,85	2,19	117,7	12,0
						skupaj	4751,5	484,4

Masa na koti + 3,70 m

	g	g <sub>lin</sub>	kom.	x	y	z	masa	
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m]	/	m	m	m	kN	t
Stropna konstrukcija	8,34	/	1,00	50,00	7,70	/	3210,9	327,3
AB stena (2.etaža)	7,92	/	2,00	1,70	8,00	1,70	261,2	26,6
AB stena (1.etaža)	7,92	/	2,00	2,60	8,00	1,73	290,5	29,6
Stebri 35/35 cm	/	3,06	9,00	/	/	1,70	46,8	4,8
Stebri 30/50 cm	/	3,75	9,00	/	/	3,43	115,8	11,8
Stebri 35/50 cm	/	4,38	10,00	/	/	1,73	75,8	7,7
Predelne stene 12 cm	1,56	/	/	17,85	15,77	3,40	178,3	18,2
Polnila	2,84	/	1,00	45,20	/	3,40	436,5	44,5
Steklena fasada	0,59	/	1,00	48,40	/	3,40	97,1	9,9
Koristna obtežba A	0,45	/	/	15,56	3,40	/	23,8	2,4
Koristna obtežba B	0,38	/	/	50,30	8,00	/	152,9	15,6
Nosilec 30/70 cm	/	5,25	1,00	48,22	/	/	253,2	25,8
-odprtine	7,92	/	8,00	/	0,85	0,87	46,9	4,8
-odprtine	7,92	/	6,00	/	0,85	0,85	34,3	3,5
-odprtine	7,92	/	2,00	/	1,12	1,58	27,9	2,8
						Skupaj	4780,4	513,1

### 3.5.5 Naključna ekscentričnost mase

V skladu s standardom SIST EN 1998-1:2006 moramo poleg dejanske ekscentričnosti upoštevati tudi naključno ekscentričnost mase, ki je posledica negotovosti, povezanih s položajem mas in s prostorskim spreminjanjem potresnega gibanja.. Naključno ekscentričnost upoštevamo s premikom masnega središča v vsaki etaži iz nazivne lege za:

$$e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i , \quad (3.23)$$

kjer je  $e_{ai}$  naključna ekscentričnost mase  $i$ -te etaže glede na nazivni položaj,  $L_i$  pa je tlorisna dimenzija etaže, pravokotna na smer potresnega vpliva. Naključno ekscentričnost upoštevamo v vseh etažah v isti smeri.

## 4 NAČELA PROJEKTIRANJA PO METODI MEJNIH STANJ

Nosilno konstrukcijo stavbe projektiramo skladno s standardi Evrokod na mejna stanja nosilnosti (MSN) in mejna stanja uporabnosti (MSU).

### 4.1 Mejna stanja nosilnosti

V mejnih stanjih nosilnosti zagotavljamo varnost konstrukcije proti poružitvi. Zagotoviti moramo, da velja pogoj:

$$E_d \leq R_d . \quad (4.1)$$

Pri tem z  $E_d$  označimo projektne vrednosti učinkov vplivov (običajno so to projektne vrednosti notranjih sil),  $R_d$  pa je pripadajoča projektna odpornost.

Projektne vrednosti učinkov vplivov  $E_d$  določimo s kombiniranjem vrednosti vplivov. Glede na upoštevane vplive pri analizi nosilne konstrukcije obravnavane stavbe tvorimo v skladu s standardom SIST EN 1990:2004 kombinacije vplivov za stalna projektna stanja in kombinacije vplivov za potresna projektna stanja.

#### 4.1.1 Kombinacija vplivov za stalna projektna stanja

Skladno s standardom SIST EN 1990:2004 kombinacijo vplivov za stalna projektna stanja izrazimo kot:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} . \quad (4.2)$$

V izrazu (4.2) je  $G_{k,j}$  karakteristična vrednost  $j$ -tega stalnega vpliva,  $\gamma_{G,j}$  pa pripadajoči delni varnostni faktor, z  $Q_{k,1}$  označimo karakteristično vrednost prevladujočega spremenljivega vpliva, z  $Q_{k,i}$  pa karakteristično vrednost  $i$ -tega spremljajočega spremenljivega vpliva.  $\gamma_{Q,1}$  in  $\gamma_{Q,i}$  predstavljata delni varnostni faktor za prevladujoči oziroma  $i$ -ti spremljajoči spremenljivi vpliv,  $\psi_0$  pa je faktor za kombinacijsko vrednost  $i$ -tega spremenljivega vpliva.

V preglednici 20 prikazujemo vrednosti delnih varnostnih faktorjev za stalni oziroma spremenljivi vpliv ( $\gamma_G$  in  $\gamma_Q$ ) v primeru ugodnega oziroma neugodnega delovanja, v preglednici 21 pa vrednosti



faktorja za kombinacijsko vrednost spremenljivih vplivov  $\psi_0$ , ki nastopajo pri analizi obravnavane stavbe.

Preglednica 20: Vrednosti delnih faktorjev za stalni oziroma spremenljivi vpliv

Delni varnostni faktor	Ugodno/neugodno
$\gamma_G$	1,0 / 1,35
$\gamma_Q$	0 / 1,5

Preglednica 21: Vrednosti faktorja za kombinacijsko vrednost spremenljivih vplivov, ki učinkujejo na obravnavano stavbo

Spremenljivi vpliv	$\psi_0$
Koristna obtežba: kategorija A	0,7
Koristna obtežba: kategorija B	0,7
Koristna obtežba: kategorija H	0,0
Obtežba snega	0,5
Obtežba vetra	0,6

#### 4.1.2 Kombinacija vplivov za potresna projektna stanja

Vpliv potresa upoštevamo kot nezgodni vpliv. Z ostalimi vplivi ga kombiniramo v skladu s kombinacijo vplivov za potresna projektna stanja, ki jo v skladu s SIST EN 1990:2004 izrazimo kot:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \cdot \quad (4.3)$$

Pri tem je pomen spremenljivk  $G_{k,j}$  in  $Q_{k,i}$  enak kot v izrazu (4.2),  $A_{Ed}$  je projektna vrednost potresnega vpliva,  $\psi_{2,i}$  pa je faktor za navidezno stalno vrednost  $i$ -tega spremenljivega vpliva. Projektno vrednost potresnega vpliva določimo kot:

$$A_{Ed} = \gamma_1 A_{Ek}, \quad (4.4)$$

kjer je  $\gamma$  faktor pomembnosti,  $A_{Ek}$  pa je karakteristična vrednost potresnega vpliva.

V preglednici 22 prikazujemo vrednosti faktorja za navidezno stalno vrednost spremenljivih vplivov  $\psi_2$ , ki učinkujejo na obravnavano stavbo.

Preglednica 22: Vrednosti faktorja za navidezno stalno vrednost spremenljivih vplivov, ki učinkujejo na obravnavano stavbo

Spremenljivi vpliv	$\psi_2$
Koristna obtežba: kategorija A	0,3
Koristna obtežba: kategorija B	0,3
Koristna obtežba: kategorija H	0,0
Obtežba snega	0,0
Obtežba vetra	0,0

Vplive potresa na obravnavano konstrukcijo določimo z modalno analizo s spektri odziva, pri kateri uporabimo linearno-elastični model konstrukcije in ustrezen projektni spekter. Z  $E_{Edx}$  in  $E_{Edy}$  označimo projektne vrednosti učinka potresnega vpliva (notranje sile) zaradi potresnega vpliva v horizontalni smeri  $x$  oziroma  $y$ . Skladno s standardom SIST EN 1998-1:2006 moramo horizontalni komponenti potresnega vpliva med seboj kombinirati. Učinek potresnega vpliva zaradi kombinacije horizontalnih komponent potresnega vpliva izračunamo z naslednjima kombinacijama:

$$E_{Edx} + 0,3 \cdot E_{Edy} \text{ in } 0,3 \cdot E_{Edx} + E_{Edy} . \quad (4.5)$$

#### 4.2 Mejno stanje uporabnosti(MSU)

V mejnih stanjih uporabnosti preverjamo deformacije in premike, nihanja in poškodbe konstrukcije. Skladno s standardom SIST EN 1990:2004 moramo zagotoviti, da velja pogoj:

$$E_d \leq C_d . \quad (4.6)$$

V izrazu (4.6) je  $E_d$  projektna vrednost učinkov vplivov (npr. povse konstrukcije),  $C_d$  pa je mejna projektna vrednost ustreznega kriterija uporabnosti (npr. največji dovoljeni povse konstrukcije).

Projektne vrednosti učinkov vplivov  $E_d$  določimo s kombiniranjem vrednosti vplivov. V nadaljevanju predstavimo kombinacije vplivov za mejna stanja uporabnosti.

#### 4.2.1 Kombinacije vplivov za mejna stanja uporabnosti

Ločimo tri različne kombinacije vplivov za mejna stanja uporabnosti in sicer:

- karakteristična kombinacija vplivov:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} , \quad (4.7)$$

- pogosta kombinacija vplivov:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} , \quad (4.8)$$

- navidezno stalna kombinacija vplivov:

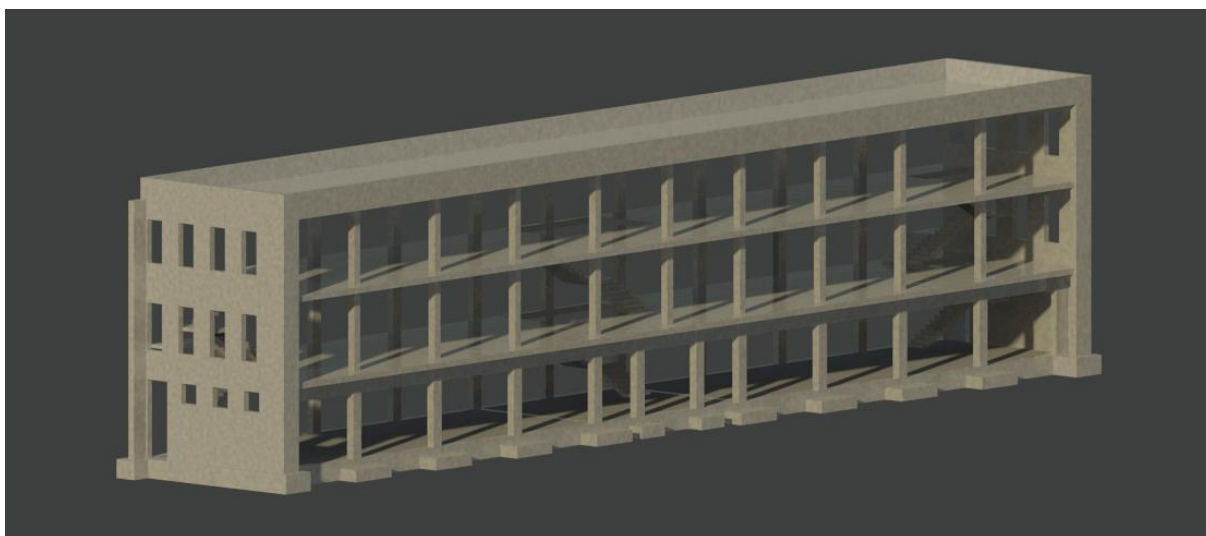
$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} . \quad (4.9)$$

V izrazih (4.7) do (4.9) je  $\psi_{1,i}$  faktor za pogostno vrednost  $i$ -tega spremenljivega vpliva. Pomen preostalih spremenljivk je enak kot v izrazih (4.2) in (4.3).

## 5 RAČUNSKI MODELI NOSILNE KONSTRUKCIJE STAVBE

Račun konstrukcije opravimo na ustreznih računskih modelih. Skladno s standardom SIST EN 1990:2004 moramo računski model izbrati tako, da omogoča napoved obnašanja konstrukcije s spremenljivo natančnostjo. Temeljiti mora na uveljavljeni inženirski teoriji in praksi.

Na sliki 27 prikazujemo nosilno konstrukcijo obravnavane stavbe. Model nosilne konstrukcije smo izdelali s pomočjo programa Revit Architecture (Autodesk, Inc. 2014)



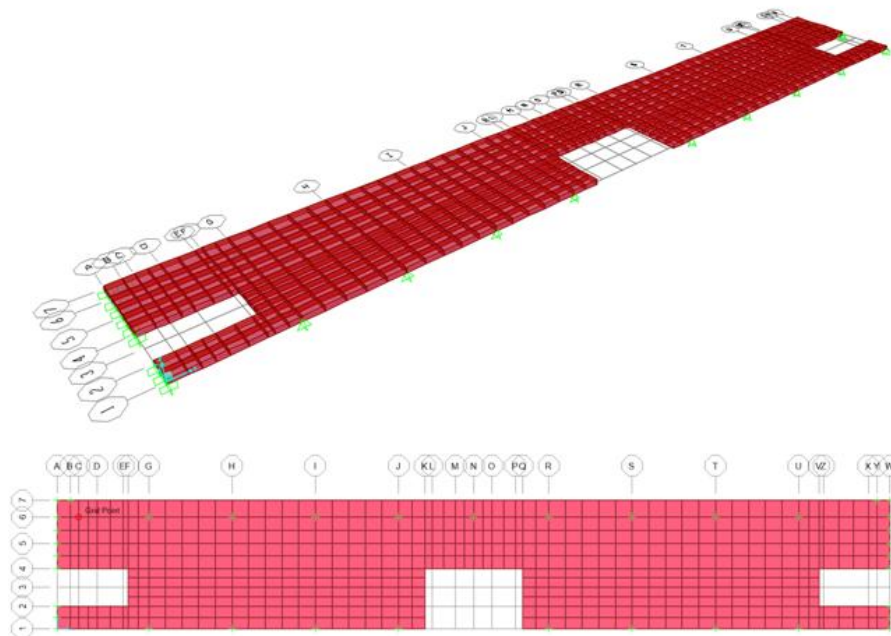
Slika 27: Prikaz 3D modela nosilne konstrukcije s programom Revit Architecture 2014 (Autodesk, Inc. 2014)

V okviru diplomske naloge izdelamo dva računski modela za analizo nosilne konstrukcije obravnavane poslovne stavbe. Prvi model je namenjen analizi tipične medetažne nosilne konstrukcije stavbe. Model izdelamo v komercialnem programu SAP 2000 (Computers and structures, Inc., 2012). Drugi model pa je namenjen analizi vertikalnih nosilnih elementov stavbe ter analizi lastnega nihanja konstrukcije. Izdelamo ga v programu ETABS (Computers and Structures, INC., 2013). Pri tem modelu dodatno analiziramo vpliv opečnih polnil med stebri na odziv in obremenitve v konstrukciji. V nadaljevanju podrobneje predstavimo oba modela.

### 5.1 Ravninski računski model za analizo medetažne konstrukcije

Računski model za analizo tipične stropne plošče stavbe izdelamo v programu SAP 2000 (Computers and structures, Inc., 2012). Izberemo ploščo nad 1.nadstropjem. Plošča je v polju podprta le s stebri, na obodu pa z dvema stenama in sicer v smeri krajše stranice. Na mestu stebrov ploščo podpremo točkovno, kjer pa je plošča podprta s steno, jo togo vpnemo. V plošči so tri večje odprtine, namenjene glavnemu stopnišču in dvema stranskima. Ploščo modeliramo z metodo končnih elementov.

Uporabimo štiri-vozljiščne ploskovne elemente tipa »Shell«, ki imajo poleg upogibne tudi osno togost. Računski model plošče z mrežo končnih elementov prikazujemo na sliki 28.



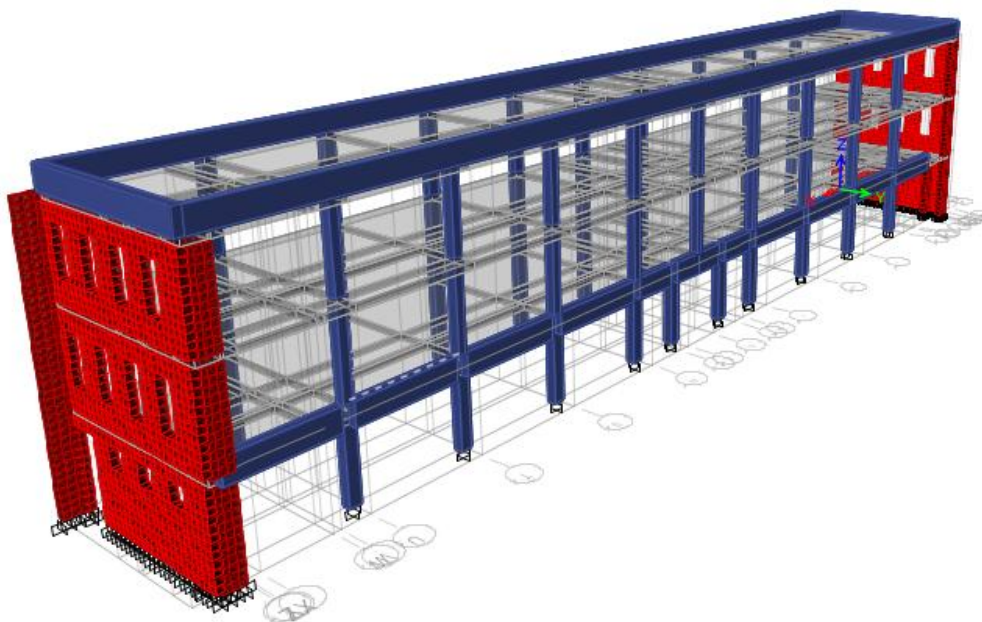
Slika 28: Računski model plošče z mrežo končnih elementov

Pri analizi plošče upoštevamo le vplive, ki delujejo v smeri gravitacijske sile, to pomeni pravokotno na površino plošče. Na ploščo učinkuje tako površinska kot linijska obtežba. Ker program ne omogoča neposrednega nanašanja linijske obtežbe na ploskovne elemente, na mestih delovanja linijske obtežbe generiramo dodatne linijske elemente z zanemarljivo maso in upogibno togostjo, na katere lahko nanašamo enakomerno ali neenakomerno linijsko obtežbo.

## 5.2 Prostorski računski model za analizo vertikalnih nosilnih elementov konstrukcije

### 5.2.1 Model brez opečnih polnil

Za analizo vertikalnih nosilnih elementov stavbe izdelamo prostorski računski model v programu ETABS (Computers and Structures, INC., 2013). Medetažne plošče in strešno ploščo modeliramo s štiri-vozljišnimi ploskovnimi elementi tipa »Shell«, prav tako tudi steni. Stebre in povezovalne grede pa modeliramo z linijskimi končnimi elementi. Povezovalne grede se pojavijo na celotnem obodu strešne plošče ter vzdolž ene daljše stranice na nivoju plošče nad pritličjem. Na sliki 29 prikazujemo prostorski računski model nosilne konstrukcije obravnavane stavbe.



Slika 29: Prostorski računski model nosilne konstrukcije stavbe brez upoštevanja opečnih polnil

Predstavljen računski model uporabimo tudi za analizo lastnega nihanja konstrukcije ter za določitev potresnega vpliva na vertikalne nosilne elemente. Pri tem moramo v skladu s standardom SIST EN 1998-1:2005 upoštevati razpokanost prečnih prereзов vertikalnih nosilnih elementov (stebrov, sten). To upoštevamo na poenostavljen način, tako da upogibno in strižno togost nerazpokanih prereзов zmanjšamo za polovico. Pri analizi lastnega nihanja ugotovimo, da sta prvi dve nihajni obliki translacijski z nihajnima časoma 0,65 (vzdolžne smer) oziroma 0,31 sekunde (prečna smer).

Kot smo že omenili, moramo pri določitvi projektnega potresnega vpliva upoštevati mase v skladu s kombinacijo vplivov (3.21). Mase program ETABS združi v nivoje medetažnih plošč. Navajamo jih v preglednici 23 ter primerjamo z masami, ki jih izračunano iz geometrijskih in materialnih podatkov iz arhitekturnih podlog stavbe.

Preglednica 23: Primerjava mas iz računskega modela v programu ETABS z masami, izračunanimi iz geometrijskih in materialnih podatkov konstrukcije (»peš« račun)

Postopek računa mas	Lega mase		
	3. etaža	2. etaža	1. etaža
mase iz ETABS-a [t]	399,5	490,8	522,2
mase po »peš« računu [t]	392,3	484,4	513,1

Odstopanje med maso konstrukcije v računskem modelu ter maso, izračunano iz geometrijskih in materialnih podatkov, je v okviru inženirske natančnosti.

### 5.2.2 Model z opečnimi polnili med stebri

Opečna polnila v obravnavanem objektu imajo predvsem ločevalno funkcijo med proizvodnim in poslovnim delom objekta. Iz projektne dokumentacije ugotovimo, da so opečna polnila nesimetrično razporejena v tlorisu stavbe, saj se nahajajo med stebri le vzdolž ene stranice stavbe. Ker so bila opečna polnila vgrajena po končani gradnji AB nosilne konstrukcije, lahko predpostavimo, da ne prenašajo navpičnih sil in jih lahko odstranimo, ne da bi vplivali na celovitost konstrukcije. V skladu s standardom SIST EN 1998-1:2006 pa polnila povečajo togost in nosilnost konstrukcije v horizontalni smeri, sočasno pa lahko povzročajo neugodne lokalne učinke na stebre (npr. strižni lom stebrov). Zato v nadaljevanju analiziramo vpliv polnil na odziv konstrukcije ter na obremenitve v nosilnih elementih obravnavane konstrukcije.

V računskem modelu opečna polnila upoštevamo na poenostavljen način in sicer z nadomestnimi diagonalami, ki lahko prevzamejo le tlačne obremenitve. Ker pa je potres ciklični vpliv, polnila modeliramo z dvema nadomestnima diagonalama. Za določitev začetne horizontalne togosti nadomestne diagonale  $K_{el,H}$  upoštevamo priporočila Fardisa (1996) v okviru projekta PREC 8 ter Possnig L. (2012) in sicer:

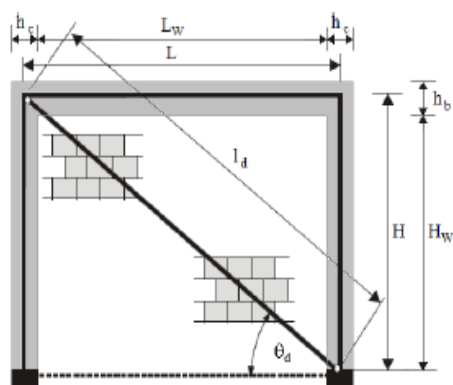
$$K_{el,H} = \frac{G_w \cdot A_w}{h_w} . \quad (5.1)$$

Pri tem je  $G_w$  strižni modul polnila,  $A_w$  je horizontalni prerez polnila,  $h_w$  pa je višina polnila. Na sliki 29 prikazujemo geometrijske lastnosti polnila, v preglednici 24 pa podajamo geometrijske in mehanske lastnosti polnil in vrednosti začetne togosti nadomestne diagonale  $K_{el,H}$ .

Zaradi drugačne orientiranosti nadomestne diagonale moramo njeno začetno horizontalno togost transformirati v skladu z izrazom:

$$K_{el,D} = \frac{K_{el,H}}{\cos^2 \theta_d} , \quad (5.2)$$

kjer je  $\theta_d$  kot, ki ga nadomestna diagonala oklepa s horizontalno osjo (glej sliko 30).



Slika 30: Geometrijske lastnosti polnila

V skladu s standardom SIST EN 1998-1:2006 moramo v analizi upoštevati razpokanost prečnih prerezov zaradi nelinearnega obnašanja polnil. Zato upogibno in strižno togost nerazpokanih prerezov diagonal reduciramo za 50 %, zaradi prisotnosti druge diagonale pa še dodatno za 50%, tako da je upogibna in strižna togost razpokanih prerezov le 25 % togosti nerazpokanih prerezov.

Preglednica 24: Geometrijske in mehanske lastnosti polnil in nadomestnih diagonal

Polnilo	$h_w$ [cm]	$l_w$ [cm]	$t_w$ [cm]	$h_{c,l}$ [cm]	$h_{c,d}$ [cm]	$h_w/b_b$ [cm]	$L$ [cm]	$H$ [cm]	$l_d$ [cm]	$\vartheta_d$ [°]
1	345	510	30	30	50	25/30	550	358	656	31,3
2	345	450	30	50	50	25/30	500	358	615	35,6
3	345	400	30	50	50	25/30	450	358	575	38,5
4	340	510	30	30	50	25/30	550	353	653	31
5	340	450	30	50	50	25/30	500	353	612	35,1
6	340	400	30	50	50	25/30	450	353	572	38,1
7	325	510	30	30	50	25/30	550	338	645	29,9
8	325	450	30	50	50	25/30	500	338	603	34
9	325	400	30	50	50	25/30	450	338	563	36,9

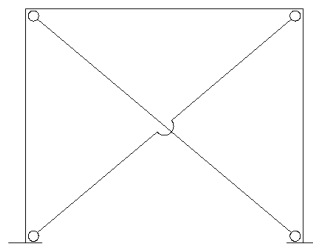
Se nadaljuje...



...nadaljevanje Preglednice 24

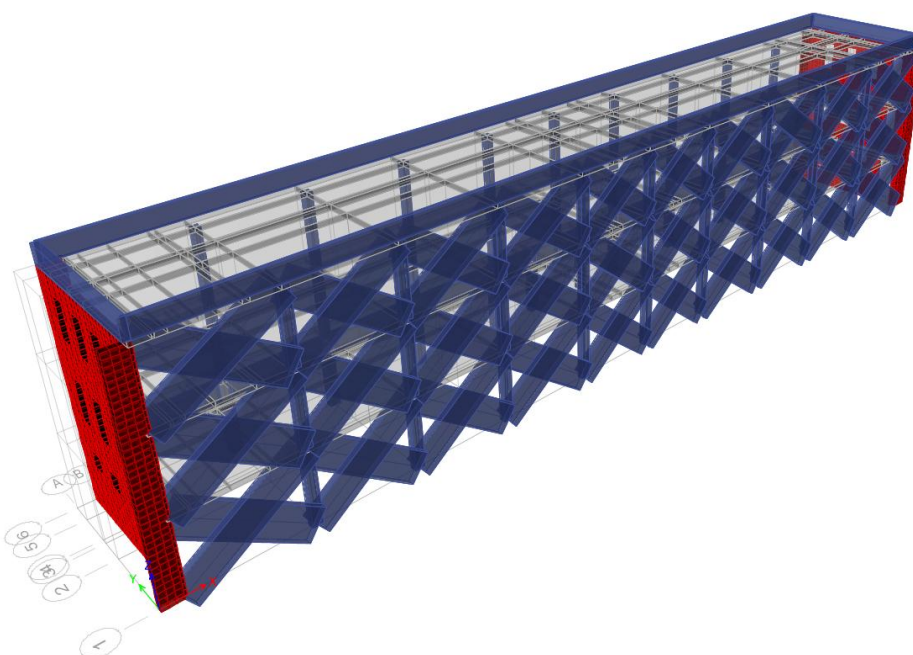
Polnilo	$G_w$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	$K_{el,H}$ [kN/cm]	$K_{el,D}$ [kN/cm]	$K_{el,D, 25\%}$ [kN/cm]	$E$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	$I$ [cm <sup>4</sup> ]	$b$ [cm]	$h$ [cm]
1	50	2217,4	3037,1	759	450	9923339	30	158,33
2	50	1956,5	2959,3	740	450	7967234	30	147,16
3	50	1739,1	2839,5	710	450	6247888	30	135,71
4	50	2250,0	3062,3	766	450	9869090	30	158,04
5	50	1985,3	2965,9	741	450	7868642	30	146,55
6	50	1764,7	2849,7	712	450	6172611	30	135,16
7	50	2353,8	3132,2	783	450	9727668	30	157,29
8	50	2076,9	3021,8	755	450	7668496	30	145,30
9	50	1846,2	2886,9	722	450	5962684	30	133,61

Vsako nadomestno diagonalno modeliramo z linijskim elementom, ki ga členkasto povežemo z vozlišči okvirja. Na sliki 31 prikazujemo diagonali v enem polju. Diagonali na sredini med seboj nista povezani.



Slika 31: Modeliranje nadomestnih diagonal

Na sliki 32 prikazujemo še prostorski računski model nosilne konstrukcije z upoštevanimi nadomestnimi diagonalami.



Slika 32: Prostorski računski model nosilne konstrukcije stavbe z nadomestnimi diagonalami

Pri analizi lastnega nihanja nosilne konstrukcije z upoštevanimi nadomestnimi diagonalami ugotovimo, da sta prvi dve nihajni obliki še vedno translacijski, vendar sta sedaj tako prva kot druga nihajna oblika v prečni smeri stavbe. Pri tem se nihajni časi bistveno skrajšajo (iz 0,650 s na 0,303 s). Podrobnejšo primerjavo vpliva opečnih polnil na odziv konstrukcije ter na obremenitve v konstrukciji prikazujemo v nadaljevanju.

### 5.2.3 Vpliv opečnih polnil na odziv in obremenitve v nosilni konstrukciji

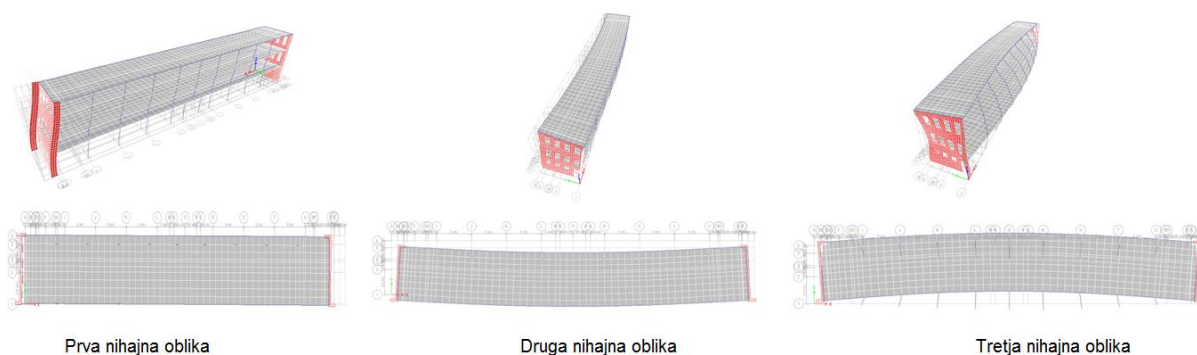
V preglednici 25 prikazujemo vpliv opečnih polnil na nihajne čas in nihajne oblike računskega modela obravnavane konstrukcije.

Preglednica 25: Vpliv opečnih polnil na nihajne čase in nihajne oblike konstrukcije

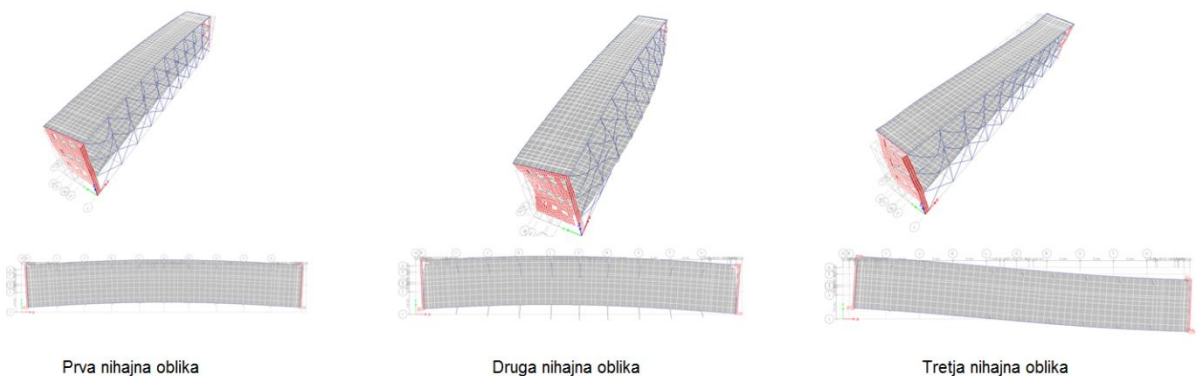
Računski model brez opečnih polnil		Računski model z opečnimi polnili	
Nihajna oblika	Nihajni čas [s]	Nihajna oblika	Nihajni čas [s]
1 - translacijska X	0,650	1 - translacijska Y	0,303
2 - translacijska Y	0,313	2 - translacijska Y	0,173
3 - translacijska Y	0,203	3 - torzijska	0,173
4 - translacijska X	0,184	4 - translacijska Y	0,140
5 - translacijska Y	0,164	5 - translacijska X	0,134
6 - torzijska	0,164	6 - translacijska Y	0,094
7 - translacijska X	0,107	7 - torzijska	0,075

Ugotovimo, da opečna polnila povečajo togost konstrukcije v vzdolžni smeri stavbe (smer X), saj se nihajni časi konstrukcije v tej smeri zelo zmanjšajo. Zaradi nesimetrične razporeditve polnil v tlorisu je tretja nihajna oblika konstrukcije sedaj torzijska.

N slikah 33 in 34 prikazujemo prve tri nihajne oblike konstrukcije za oba analizirana računski modela.

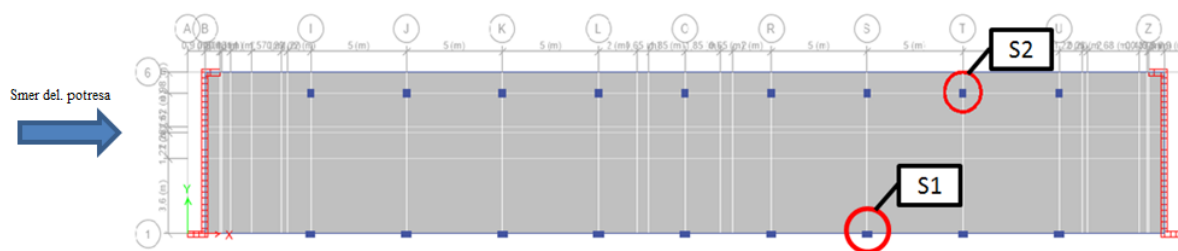


Slika 33: Prve tri nihajne oblike računskega modela konstrukcije brez upoštevanja opečnih polnil



Slika 34: Prve tri nihajne oblike računskega modela konstrukcije z upoštevanjem opečnih polnil

V nadaljevanju analiziramo še vpliv opečnih polnil na obremenitve v stebru pri delovanju horizontalne potresne obtežbe. Obravnavamo dva stebra v pritličju, njihovo lego pa prikazujemo na sliki 35. Levo in desno od stebra S1 so nameščena opečna polnila.



Slika 35: Vpliv opečnih polnil na obremenitve v konstrukciji pri delovanju horizontalne potresne obtežbe - prikaz lege analiziranih stebrov S1 in S2

V preglednici 26 in 27 prikazujemo obremenitve v stebru S1 in S2 na koti vpetja v odvisnosti od računskega modela nosilne konstrukcije pri delovanju potresne obtežbe.

Preglednica 26: Vpliv opečnih polnil na obremenitve v stebru S1 pri delovanju horizontalne potresne obtežbe

Obremenitve na steber S1 na koti vpetja			
	Model brez polnil	Model s polnili	$\Delta v \%$
N [kN]	-585,70	-588,65	0,5
V2 [kN]	9,57	116,00	1112,1
V3 [kN]	-12,10	-12,07	-0,2
T [kNm]	-2,57	-3,86	33,4
M2 [kNm]	16,50	16,51	0,1
M3 [kNm]	-26,22	-4,27	-514,1

Preglednica 27: Vpliv opečnih polnil na obremenitve v stebru S2 pri delovanju horizontalne potresne obtežbe

Obremenitve na steber S2 na koti vpetja			
	Model brez polnil	Model s polnili	$\Delta v \%$
N [kN]	-697,93	-715,69	2,5
V2 [kN]	23,63	2,54	-89,3
V3 [kN]	15,83	15,43	-2,5
T [kNm]	-0,42	-0,37	-11,9
M2 [kNm]	-21,11	-20,30	-3,8
M3 [kNm]	-44,76	-4,99	-88,9

Spremembe obremenitev  $\Delta$  izračunamo kot:

$$\Delta [\%] = \frac{\text{obremenitev pri modelu s polnili} - \text{obremenitev pri modelu brez polnil}}{\text{obremenitev pri modelu brez polnil}} \cdot 100, \quad (5.3)$$

Iz primerjave rezultatov ugotovimo, da se v primeru, ko med stebri v osi A1 upoštevamo opečna polnila, prečna sila  $V_2$  v stebri S1, ki leži med polnili, na koti vpetja v temelj poveča za 11-krat, upogibni moment pa se celo zmanjša ( $M_3$ ) oziroma ostane nespremenjen ( $M_2$ ). V stebri S2, ki leži v osi A0, kjer ni opečnih polnil, pa se prečna sila  $V_2$  in upogibni moment  $M_3$  zmanjšata. Torej polnila povečajo togost in nosilnost konstrukcije v horizontalni smeri, hkrati pa lahko povzročijo neugodne lokalne učinke na stebre, ki so med polnili.

Model, pri katerem upoštevamo opečna polnila na poenostavljen način in sicer z nadomestnimi diagonalami, je sicer dovolj dober za določitev globalnih parametrov pri potresnem vplivu, vendar je še premalo natančen, da bi z njim ustrezno ocenili obremenitve v vertikalnih nosilnih elementih, zato bomo pri dimenzioniranju le-teh vpliv opečnih polnil zanemarili.

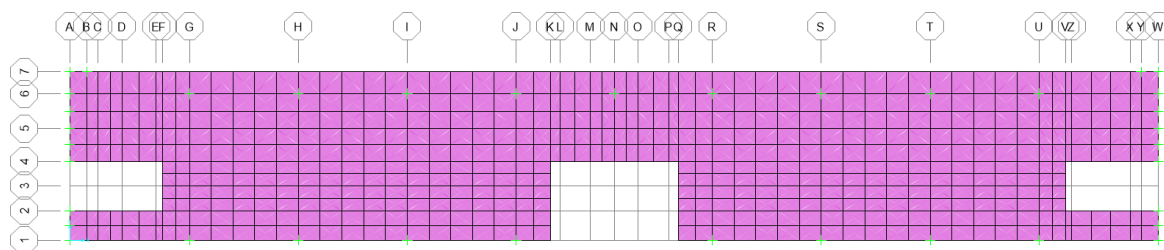
## 6 DIMENZIONIRANJE ZNAČILNIH NOSILNIH ELEMENTOV STAVBE

### 6.1 AB stropna plošča

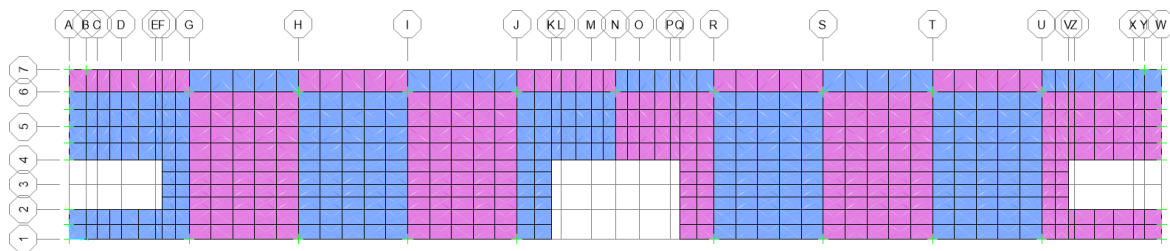
Obravnavamo stropno ploščo nad 1.nadstropjem. Plošča je izvedena kot gladka plošča na stebrih, ki je na obeh koncih togo vpeta v AB steno. V okolici stebrov ni izvedenih nikakršnih odebelitev. Prednost takšnih plošč je manjša skupna konstrukcijska višina stropa, kljub temu da so nekoliko debelejše od plošč, ki so podprte z linijskimi nosilci. Slaba stran pa je velika lastna teža. Debelino stropne plošče smo povzeli po projektni dokumentaciji in je 25 cm. Vz dolžno armaturo v AB plošči dimenzioniramo v skladu z načeli in pravili iz standarda SIST EN 1992-1-1:2005. Analizo plošče opravimo na ustreznem računskem modelu, ki smo ga predstavili v prejšnjem poglavju.

#### 6.1.1 Projektni vplivi

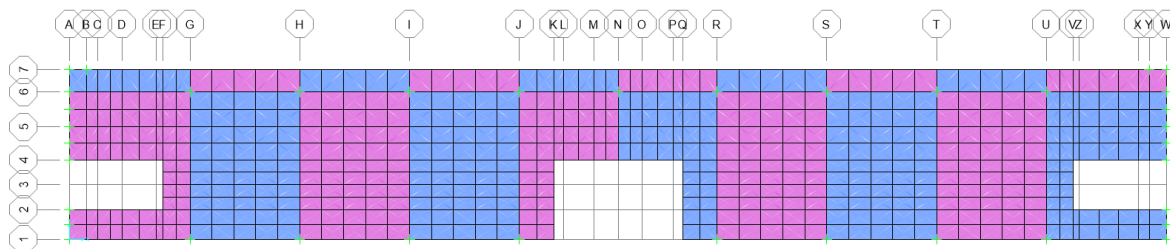
Pri analizi medetažne plošče upoštevamo le vplive, ki učinkujejo v prečni smeri glede na ravnino plošče. To sta vpliva stalne in koristne obtežbe. Obtežba snega učinkuje le na strešni plošči. Vplive, ki učinkujejo v horizontalni smeri (vpliv vetra in potresni vpliv), pa pri analizi obravnavane plošče zanemarimo. Pri delovanju horizontalne obtežbe na konstrukcijo medetažne in strešna plošča delujejo kot diafragme, ki prenašajo obremenitve na vertikalne nosilne elemente in zagotavljajo, da ti elementi pri prenosu horizontalnih vplivov delujejo kot celota. Kot smo že predhodno omenili moramo pri projektiranju plošče koristno obtežbo upoštevati kot pomični vpliv, ki ga razporedimo tako, da deluje najbolj neugodno. V ta namen tvorimo tri različne razporeditve koristne obtežbe po plošči, ki jih prikazujemo na slikah 36, 37 in 38.



Slika 36: Koristna obtežba razporejena povsod



Slika 37: Prvi primer šahovske razporeditve koristne obtežbe



Slika 38: Drugi primer šahovske razporeditve koristne obtežbe

Projektne vplive oz. učinke vplivov določimo s kombiniranjem vplivov. Kombinacije za stalna projektna stanja v MSN tvorimo v skladu z izrazom (4.2). Predstavimo jih v preglednici 28.

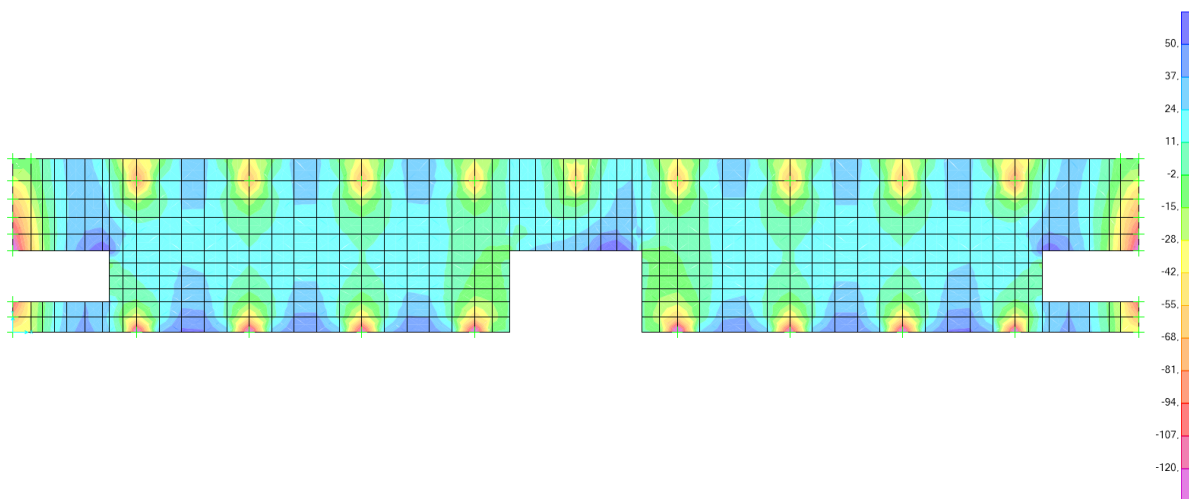
Preglednica 28: Kombinacije vplivov za stalna projektna stanja v MSN za AB ploščo

Obtežna kombinacija za MSN	Obtežni primeri					
	Lastna teža	Stalna obtežba	Koristna obtežba - stopnišča	Koristna obtežba - povesod	Koristna obtežba - šahovnica 1	Koristna obtežba - šahovnica 2
$K_1$	1,35	1,35	1,5	1,5		
$K_2$	1,35	1,35	1,5		1,5	
$K_3$	1,35	1,35	1,5			1,5

### 6.1.2 Projektne obremenitve v plošči

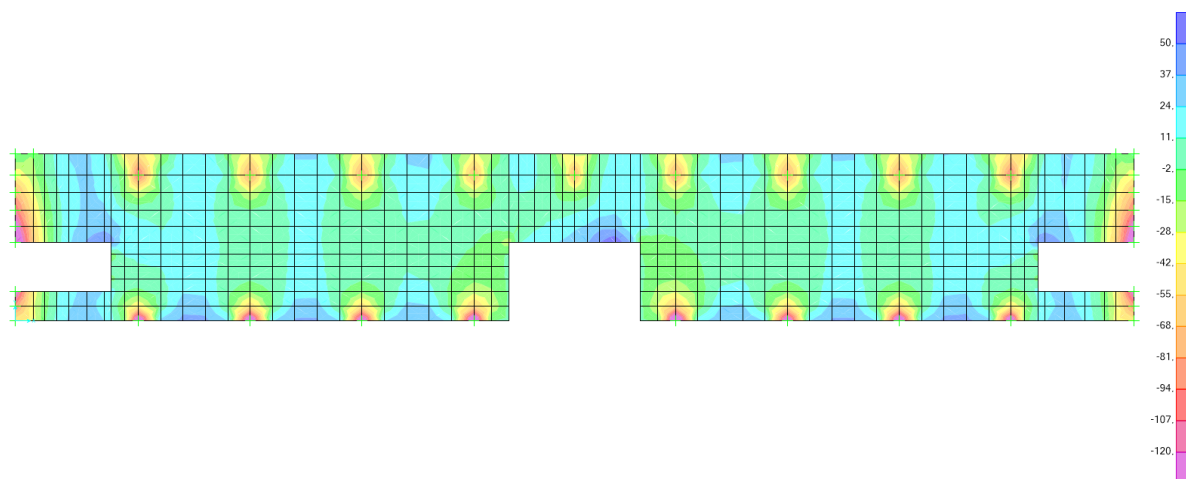
Projektne obremenitve plošče izračunamo na ustreznem računskem modelu, ki ga izdelamo v računalniškem programu SAP 2000 (Computers and structures, Inc., 2012). Obremenitve izpišemo za ovojnico kombinacij iz preglednice 28. Na slikah 39 do 44 prikazujemo ovojnice projektne upogibnih in torzijskih momentov, na sliki 45 pa deformirano lego plošče.

Na mestih, kjer je plošča podprta s stebri, dobimo v računskem modelu velike konice obremenitev. Steber ploščo podpira na določeni površini, medtem ko to v računskem modelu upoštevamo kot točkovno podporo v vozlišču. Zato pri dimenzioniranju vzdolžne armature v plošči nad stebri ne upoštevamo konic obremenitev pač pa obremenitve v neposredni bližini stebra.

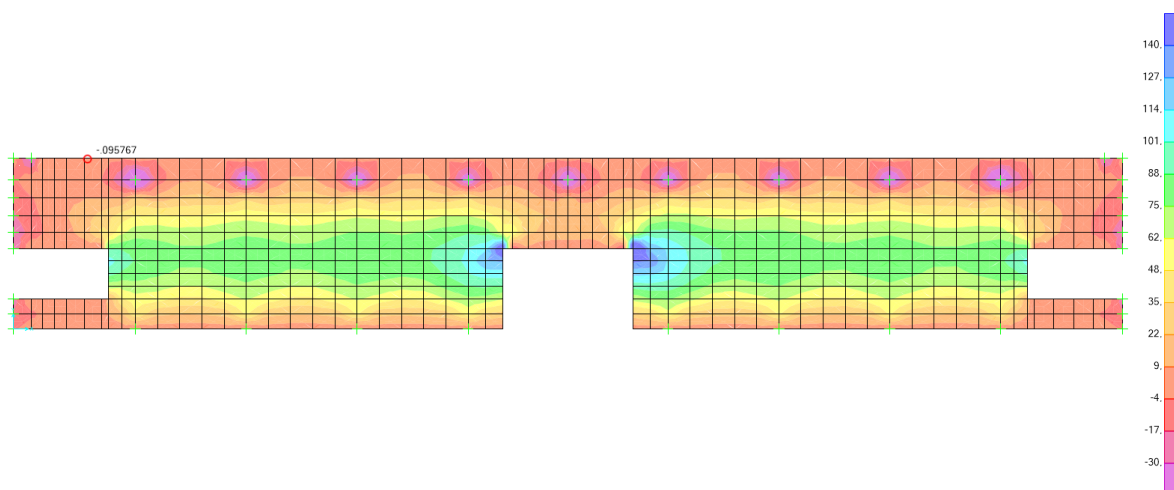


Slika 39: Ovojnica projektne upogibnih momentov  $m_{11}$  (max)[kNm/m]

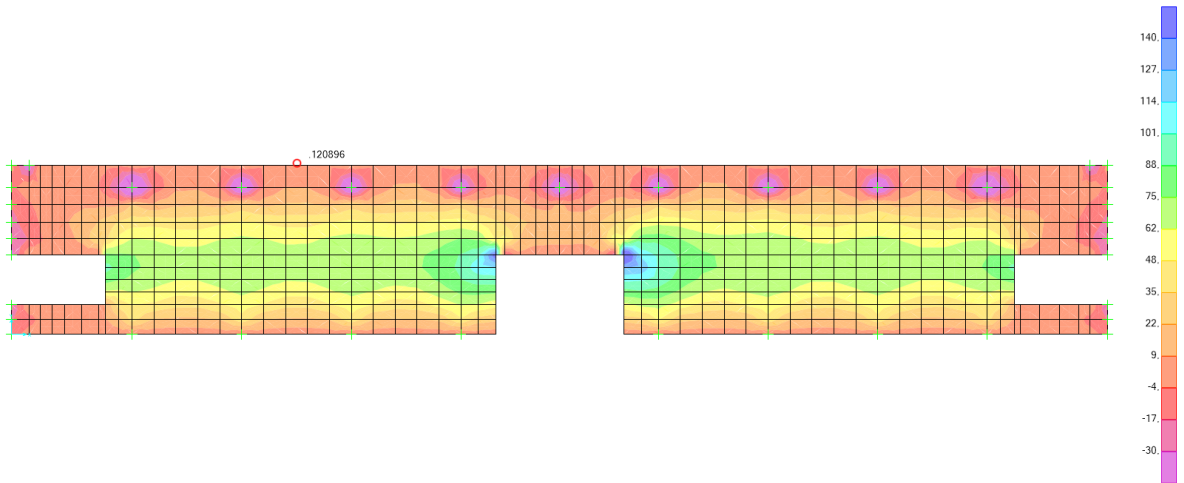




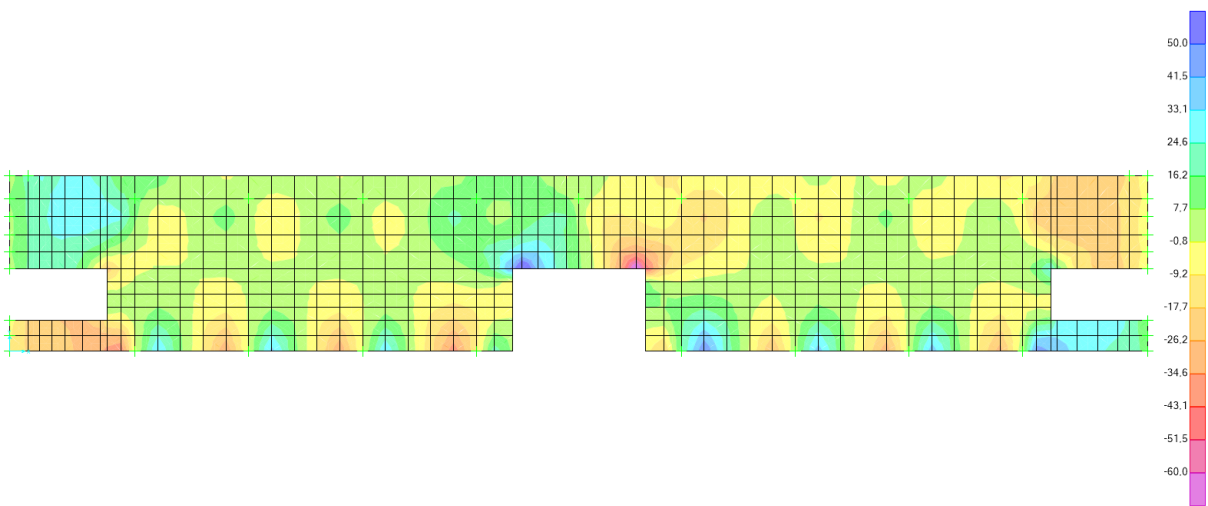
Slika 40: Ovojnica projektних upogibnih momentov  $m_{11}$  (min) [kNm/m]



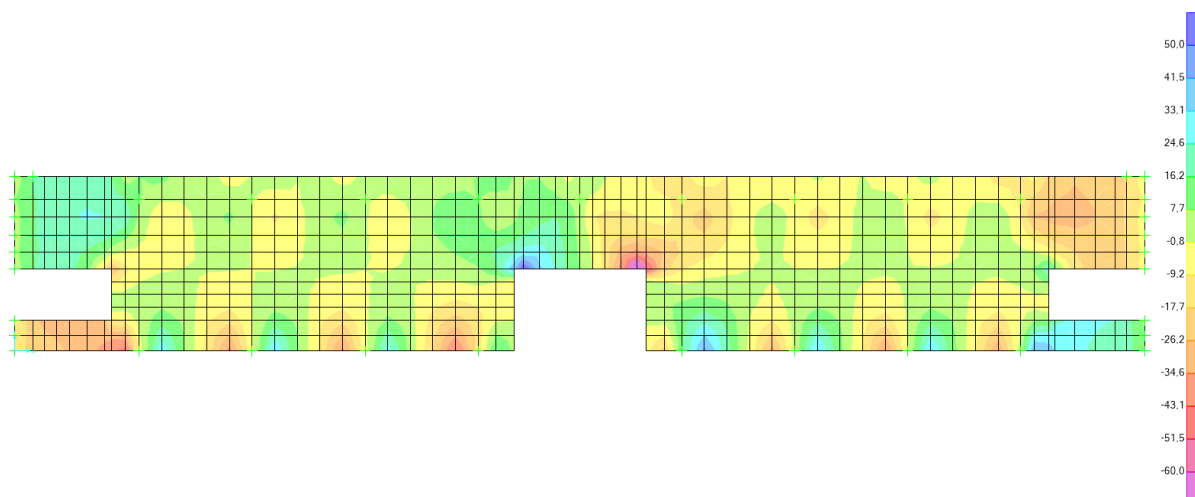
Slika 41: Ovojnica projektnih upogibnih momentov  $m_{22}$  (max) [kNm/m]



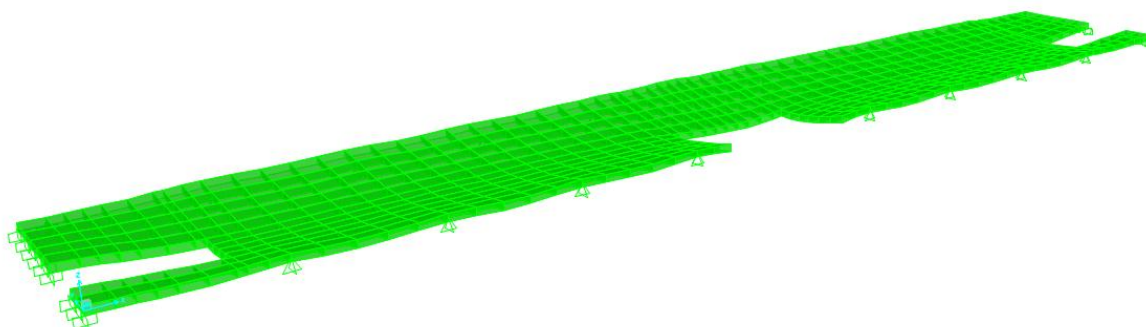
Slika 42: Ovojnica projektних upogibnih momentov  $m_{22}(\min)$  [kNm/m]



Slika 43: Ovojnica projektnih torzijskih momentov  $m_{12}(\max)$  [kNm/m]



Slika 44: Ovojnica projektiranih torzijskih momentov  $m_{12}$  (min) [kNm/m]



Slika 45: Deformirana lega plošče

### 6.1.3 Dimenzioniranje vzdolžne armature

Vzdolžno armaturo v plošči dimenzioniramo v skladu s standardom SIST EN 1-1:2005. Na mestu nateznih obremenitev moramo v plošči zagotoviti vsaj minimalno količino glavne vzdolžne armature, ki je:

$$A_{s,\min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \geq 0,0013 \cdot b_t \cdot d \quad (6.1)$$

Pri tem je  $f_{ctm}$  povprečna natezna trdnost betona,  $f_{yk}$  je karakteristična meja elastičnosti armature,  $b_t$  je širina prereza,  $d$  pa je statična višina prereza.

Minimalna količina natezne armature v obravnavani plošči torej znaša:

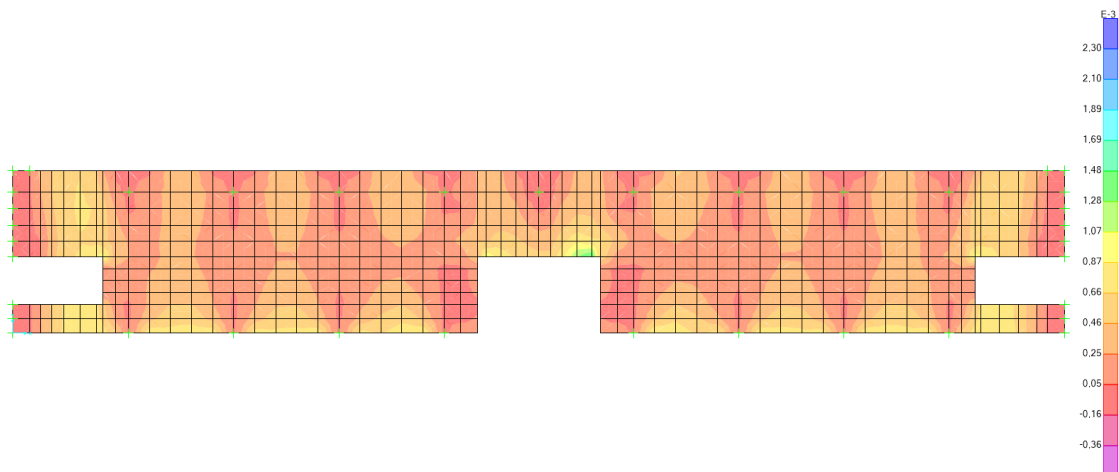
$$A_{s,\min} = 0,26 \cdot \frac{0,26}{50} \cdot 100 \cdot 21 = 2,84 \text{ cm}^2/\text{m} \geq 0,0013 \cdot 100 \cdot 21 = 2,73 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

Dodatno moramo zagotoviti, da prečni prerez vzdolžne armature izven območja stikovanja ni večji od:

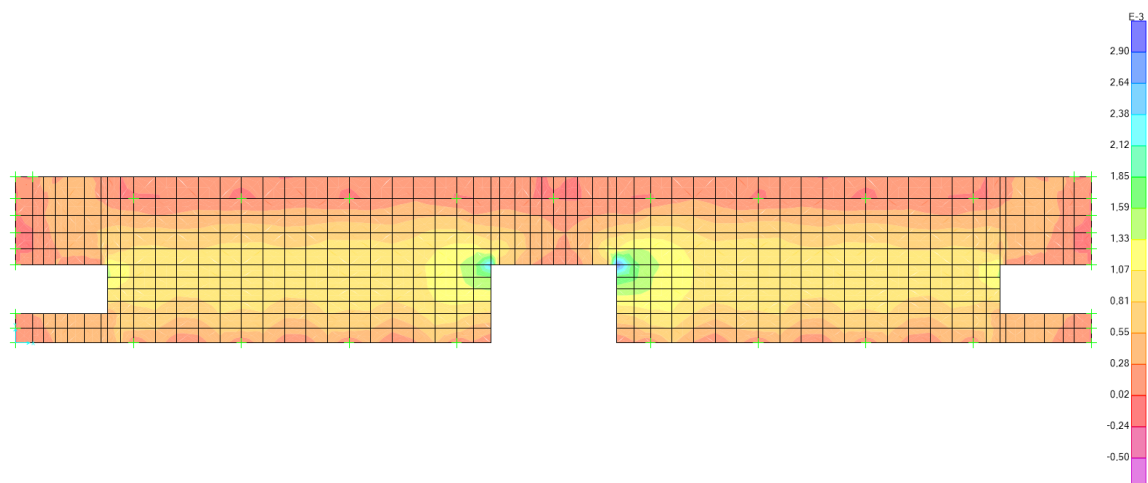
$$A_{s,\max} = 0,04 \cdot A_c = 0,04 \cdot 100 \cdot 25 = 100 \text{ cm}^2/\text{m}, \quad (6.2)$$

kjer je  $A_c$  površina betonskega prereza.

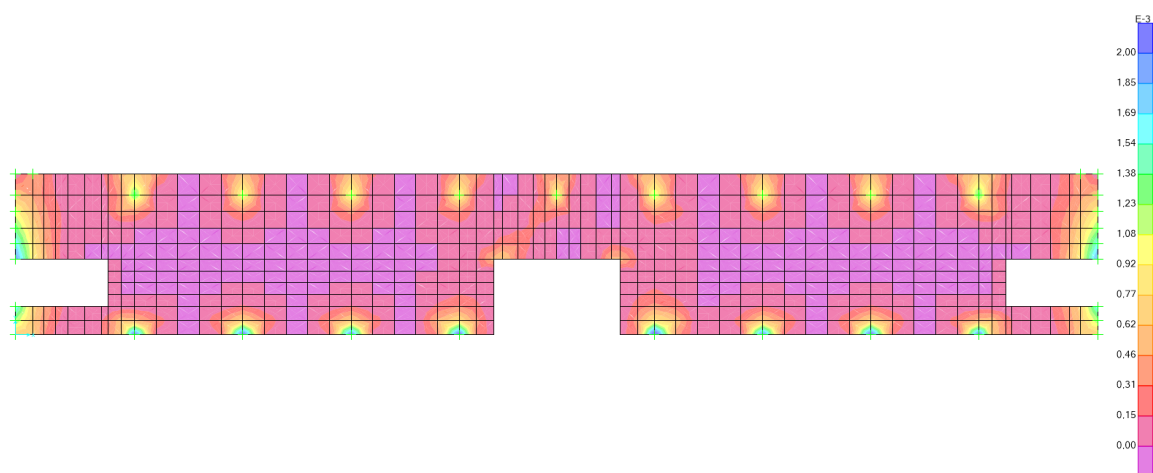
Potrebno količino vzdolžne armature v plošči izračunamo s pomočjo programa SAP 2000. Na sliki 46 in 47 prikazujemo potrebno količino spodnje armature v vzdolžni in prečni smeri plošče, na slikah 48 in 49 pa potrebno količino zgornje armature, prav tako v vzdolžni in prečni smeri obravnavane plošče.



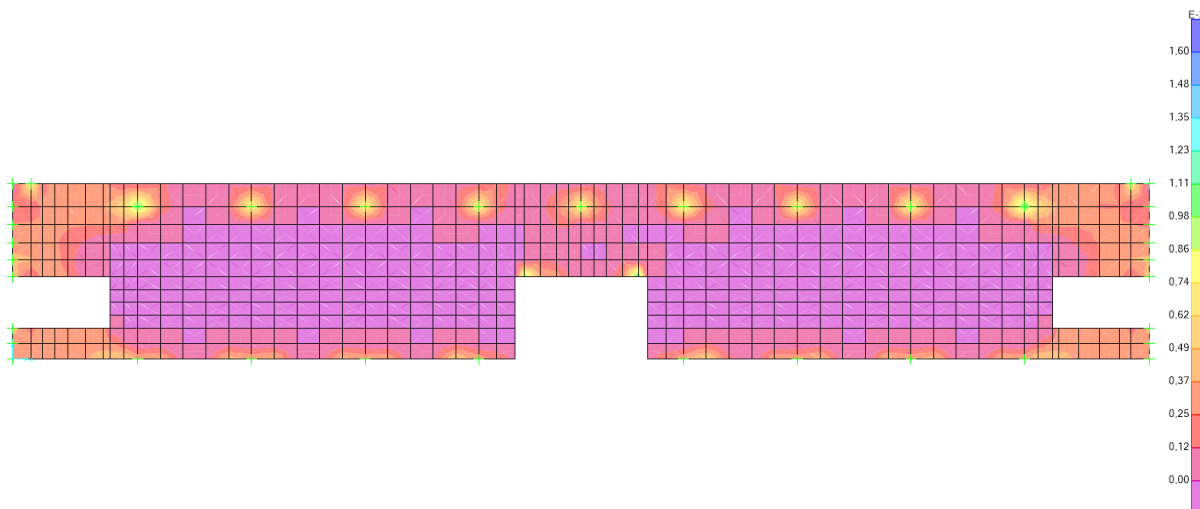
Slika 46: Potrebna količina spodnje armature v vzdolžni smeri plošče [ $\text{m}^2/\text{m}$ ]



Slika 47: Potrebna količina spodnje armature v prečni smeri plošče [ $\text{m}^2/\text{m}$ ]



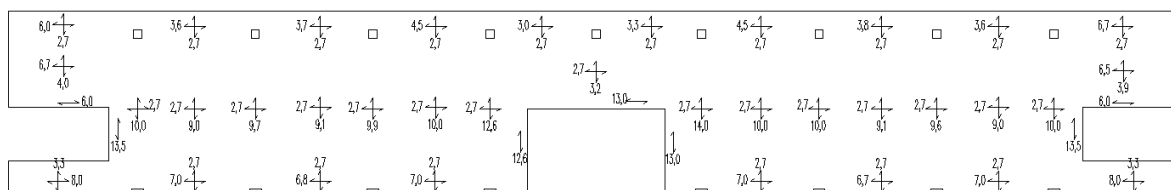
Slika 48: Potrebna količina zgornje armature v vzdolžni smeri plošče [ $\text{m}^2/\text{m}$ ]



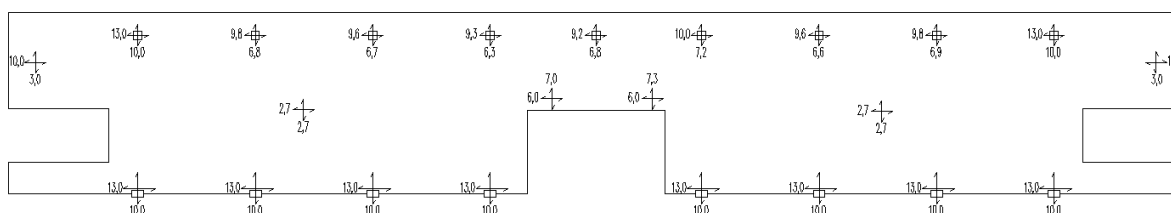
Slika 49: Potrebna količina zgornje armature v prečni smeri plošče [m<sup>2</sup>/m]

Na sliki 50 še shematsko prikazujemo potrebne količine vzdolžne armature na značilnih mestih v obravnavani plošči.

**SPODNJA ARMATURA**



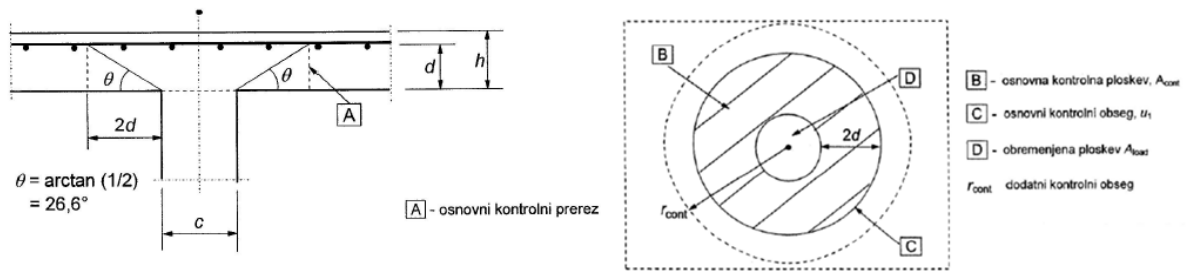
**ZGORNJA ARMATURA**



Slika 50: Shematski prikaz potrebne količine armature

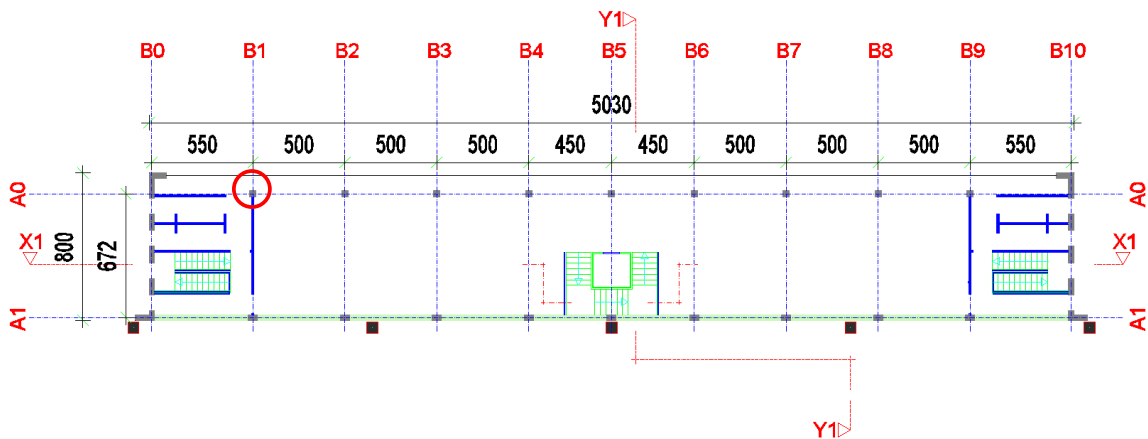
**6.1.4 Kontrola plošče proti preboju**

Do strižnega preboja plošče lahko pride zaradi koncentrirane obtežbe ali reakcije, ki deluje na razmeroma majhni površini. Strižni preboj plošče preverimo skladno s standardom SIST EN 1992-1-1:2005. Računski model za analizo preboja plošče prikazujemo na sliki 51.



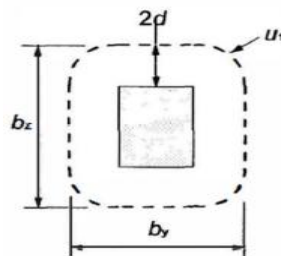
Slika 51: Računski model za dokaz striga pri preboju v MSN (SIST EN 1991-1-1:2005, stran 99)

Dokaz striga pri preboju plošče izvedemo za steber na stičišču osi A0 in B1. Steber ima kvadratni prečni prerez s stranico 35 cm. Lego obravnavanega stebra v tlorisu stavbe prikazujemo na sliki 52.



Slika 52: Lega obravnavanega stebra za dokaz striga pri preboju

Strižno odpornost moramo preveriti ob robu stebra in v osnovnem kontrolnem obsegu  $u_1$ . Osnovni kontrolni obseg je oddaljen za  $2,0 \cdot d$  od obremenjene ploskve kot to prikazujemo na sliki 53. Pri tem je  $d$  statična višina prereza in je 21 cm.



Slika 53: Osnovni kontrolni obseg  $u_1$  okoli obremenjenih ploskev

Projektna vrednost reakcije (prebojne strižne sile) v stebru je  $V_{Ed} = 402$  kN. V nadaljevanju strižno silo v stebru reduciramo z izrazom:

$$V_{Ed,red} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed} . \quad (6.3)$$

Pri tem je  $\Delta V_{Ed}$  rezultirajoča sila znotraj obravnavanega kontrolnega obsega in jo izračunamo z izrazom:

$$\Delta V_{Ed} = q_{Ed} \cdot A_{cont} , \quad (6.4)$$

kjer je  $q_{Ed}$  projektna vrednost obtežbe plošče,  $A_{cont}$  pa je površina osnovne kontrolne ploskve.

$$q_{Ed} = 1,35 \cdot g + 1,5 \cdot q = 1,35 \cdot 8,34 + 1,5 \cdot 2,5 = 15,01 \text{ kN/m}^2$$

$$A_{cont} = 4(a \cdot 2d) + \pi \cdot (2d)^2 + a \cdot b = 4(0,35 \cdot 2 \cdot 0,21) + \pi \cdot (2 \cdot 0,21)^2 + 0,35 \cdot 0,35 = 1,26 \text{ m}^2$$

$$\Delta V_{Ed} = 15,01 \cdot 1,26 = 18,98 \text{ kN}$$

Reducirana strižna sila v stebru  $V_{Ed,red}$  je:

$$V_{Ed,red} = 402 - 18,98 = 383,02 \text{ kN}.$$

Najprej preverimo, če ob obsegu stebra oziroma ob obsegu obremenjene ploskve največja prebojna strižna odpornost ni prekoračena. To zapišemo kot:

$$v_{Ed} < v_{Rd,max} , \quad (6.5)$$

kjer je  $v_{Ed}$  največja strižna napetost,  $v_{Rd,max}$  pa je največja prebojna strižna odpornost plošče vzdolž obravnavanega kontrolnega obsega.

Največjo strižno napetost in največjo strižno odpornost vzdolž obravnavanega kontrolnega obsega izračunamo z naslednjima izrazoma:

$$v_{Ed} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_0 \cdot d} \quad (6.6)$$



in

$$v_{Rd,max} = 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} \quad (6.7)$$

Pri tem je  $u_0$  obseg ob robu stebra ( $u_0 = 2 \cdot (a + b) = 2 \cdot (0,35 + 0,35) = 1,4$  m),  $\beta$  je koeficient, s katerim upoštevamo ekscentričnost obtežbe (za robni steber je  $\beta = 1,4$ , za notranje stebre pa  $\beta = 1,15$ ; za obravnavan steber upoštevamo vmesno vrednost, ki je  $\beta = 1,28$ ),  $v$  pa je redukcijski faktor strižne nosilnosti betona ( $v = 0,60 (1 - f_{ck} [\text{MPa}]/250) = 0,60 (1 - 25/250) = 0,54$ ). Preverimo izraz (6.5):

$$v_{Ed} = 1,28 \cdot \frac{402}{140 \cdot 21} = 0,18 \text{ kN/cm}^2 < v_{Rd,max} = 0,5 \cdot 0,54 \cdot 1,67 = 0,45 \text{ kN/cm}^2.$$

Ugotovimo, da največja prebojna strižna odpornost plošče ob robu stebra ni prekoračena.

V nadaljevanju preverimo, če v plošči potrebujemo strižno armaturo za preboj. Strižna armatura za preboj ni potrebna, če velja:

$$v_{Ed} < v_{Rd,c} \quad (6.8)$$

kjer je  $v_{Rd,c}$  prebojna strižna odpornost plošče brez strižne armature,  $v_{Ed}$  pa je strižna napetost betona vzdolž obravnavanega obsega. Izračunamo ju z naslednjima izrazoma:

$$v_{Ed} = \beta \cdot \frac{v_{Ed,red}}{u_i \cdot d} \quad (6.9)$$

in

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \geq (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \quad (6.10)$$

Strižno odpornost preverimo v osnovnem kontrolnem obsegu, kjer je  $u_i = u_1 = 2 \cdot a + 2 \cdot b + 4 \cdot \pi \cdot d = 2 \cdot 0,35 + 2 \cdot 0,35 + 4 \cdot \pi \cdot 0,21 = 4,04$  m. V enačbi (6.10) je  $C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12$ ,  $k$  je koeficient statične višine plošče in ga izračunamo z enačbo (6.11),  $\rho_l$  je srednja stopnja armiranja plošče (glej enačbo (6.12)),  $k_1 = 0,15$ ,  $\sigma_{cp}$  je srednja tlačna napetost plošče in je v obravnavanem primeru enaka 0,  $v_{min}$  pa je reducirana strižna trdnost betona (glej enačbo (6.13)). Torej:

$$k = 1 + \sqrt{200/d} = 1 + \sqrt{200/210} = 1,98 \leq 2,0 \quad (6.11)$$

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} \cdot \rho_{lx}} = \sqrt{0,0067 \cdot 0,0052} = 0,0059 \leq 0,02 \quad (6.12)$$

$$v_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,98^{3/2} \cdot 25^{1/2} = 0,049 \quad (6.13)$$

Največja strižna napetost v osnovnem kontrolnem obsegu je:

$$v_{Ed} = 1,28 \cdot \frac{383,02}{404 \cdot 21} = 0,0578 \text{ kN/cm}^2.$$

Izračunamo še prebojno strižno odpornost plošče brez strižne armature po izrazu (6.10):

$$v_{Rd,c} = 0,12 \cdot 1,98 \cdot (100 \cdot 0,0059 \cdot 25)^{1/3} = 0,0582 \geq v_{\min} = 0,0486$$

Ugotovimo, da je pogoj izpolnjen, (6.8), zato strižna armatura za preboj v plošči ni potrebna.

### 6.1.5 Kontrola povosov plošče

Standard SIST EN 1991-1-1:2005 določa, da v primerih, ko elementi nosilne konstrukcije (AB grede in plošče stavb) izpolnjujejo določene omejitve glede razmerja med razpetino in statično višino prereza, ki v normalnih okoliščinah preprečijo prevelike povese, nam povosov ni potrebno računati. Mejna razmerja med razpetino in statično višino  $l/d$  ocenimo z naslednjimi izrazi:

$$\max \frac{l}{d} = K \left[ 11 + 1,5\sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2\sqrt{f_{ck}} \left( \frac{\rho_0}{\rho} \right)^{3/2} \right], \text{ če je } \rho \leq \rho_0, \quad (6.14)$$

$$\max \frac{l}{d} = K \left[ 11 + 1,5\sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12}\sqrt{f_{ck}} \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}} \right], \text{ če je } \rho > \rho_0. \quad (6.15)$$

Pri tem izraz (6.14) velja pri nizki napetosti v betonu, izraz (6.15) pa pri visoki napetosti betona. V izrazih (6.14) in (6.15) je K faktor, s katerim upoštevamo vpliv različnih statičnih sistemov,  $\rho_0 = 10^{-3}\sqrt{f_{ck}}$  je referenčna stopnja armiranja,  $\rho$  in  $\rho'$  sta zahtevani stopnji armiranja z natezno oziroma tlačno armaturo,  $f_{ck}$  pa je karakteristična tlačna trdnost betona ( $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ ).

Mejno razmerje med razpetino in statično višino  $l/d$  izračunamo za polje gladke plošče na stebrih ter za konzolni del plošče pri glavnem stopnišču.

Za primer gladke plošče na stebrih je vrednost faktorja  $K=1,2$ . Referenčna stopnja armiranja znaša  $\rho_0=0,005$ , zahtevana stopnja armiranja v polju plošče pa  $\rho = \frac{A_{s,potr}}{b \cdot h} = \frac{10}{100 \cdot 25} = 0,004$ . Ker velja  $\rho \leq \rho_0$  (nizka napetost betona), mejno razmerje izračunamo s pomočjo izraza (6.14):

$$\frac{l}{d} \leq 1,2 \cdot \left[ 11 + 1,5 \cdot \sqrt{25} \cdot \frac{0,005}{0,004} + 3,2 \cdot \sqrt{25} \left( \frac{0,005}{0,004} - 1 \right)^{3/2} \right] = 26,85.$$

Ugotovimo, da dejansko razmerje med razpetino in statično višino prereza plošče, ki je  $\frac{l}{d} = \frac{670}{21} = 31,9$ , presega mejno razmerje, . To pomeni, da moramo povese plošče izračunati. Odločimo se, da debelino plošče povečamo za 2 cm na 27 cm. V tem primeru mejno razmerje med razpetino in statično višino prereza  $l/d$  znaša 29,3, dejansko razmerje pa je sedaj manjše in je  $\frac{l}{d} = \frac{670}{23} = 29,1$ .

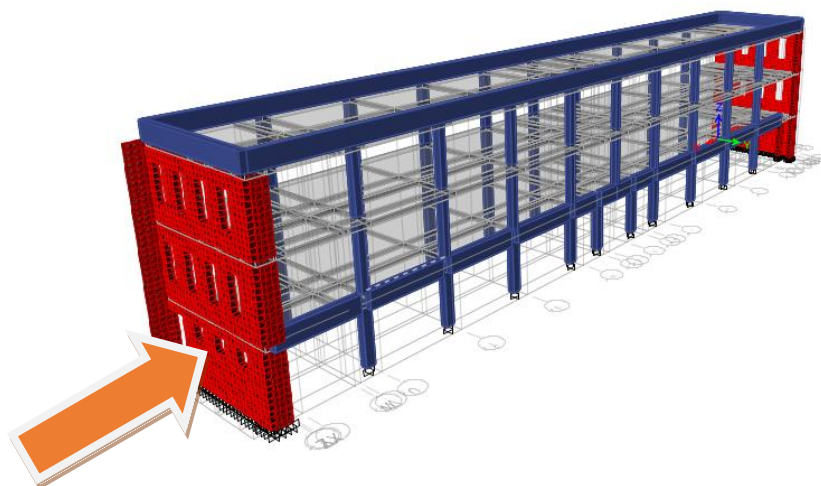
Mejno razmerje med razpetino in statično višino prereza določimo še za konzolni del plošče. V računu upoštevam najprej začetno debelino plošče, t.j. 25 cm. Referenčna stopnja armiranja je enaka in je  $\rho_0=0,005$ , zahtevana stopnja armiranja pa je  $\rho = \frac{A_{s,potr}}{b \cdot h} = \frac{12,3}{100 \cdot 25} = 0,0049$ . Za faktor  $K$  upoštevamo vrednost 0,4. Tudi v tem primeru je  $\rho \leq \rho_0$  (nizka napetost betona), tako da mejno razmerje izračunamo z izrazom (6.14):

$$\frac{l}{d} \leq 0,4 \cdot \left[ 11 + 1,5 \cdot \sqrt{25} \cdot \frac{0,005}{0,0049} + 3,2 \cdot \sqrt{25} \left( \frac{0,005}{0,0049} - 1 \right)^{3/2} \right] = 7,46.$$

Ugotovimo, da je dejansko razmerje med razpetino in statično višino prereza plošče, ki je  $\frac{l}{d} = \frac{160}{21} = 7,62$ , večje od mejnega razmerja. Za izpolnitev kriterija bi zadoščalo že minimalno povečanje debeline plošče. V primeru izbire debeline plošče 26 cm (povečanje za 1 cm) bi bilo mejno razmerje 7,66, dejansko razmerje med razpetino in statično višino prereza plošča pa bi bilo sedaj manjše od mejnega in sicer  $\frac{l}{d} = \frac{160}{22} = 7,27$ .

## 6.2 Dimenzioniranje AB stene z odprtini

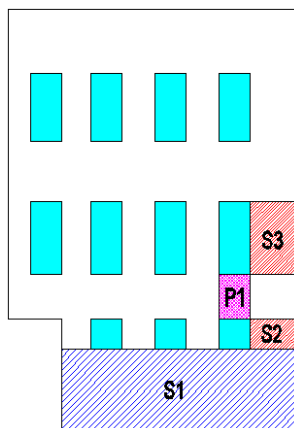
Stena je vertikalni nosilni element, ki ima podolgovat prečni prerez ter veliko togost v svoji ravnini. Ker podpira druge elemente, je večinoma obremenjena s tlačno silo. V okviru diplomske naloge bomo analizirali AB steno z odprtini na obodu stavbe. Lego obravnavane stene prikazujemo na sliki 54.



Slika 54: Prikaz lege obravnavane AB stene z odprtinami

Obravnavano AB steno po konstrukcijski zasnovi uvrstimo med stene z odprtinami. Skladno s standardom SIST EN 1998-1:2006 je to konstrukcijski element iz dveh ali več posamičnih sten, ki so povezane s pravilno razporejenimi in ustrezno duktilnimi prečkami. Te prečke morajo biti sposobne zmanjšati vsaj 25% vsote upogibnih momentov ob vpetju posameznih sten, če bi te horizontalno obtežbo prevzele nepovezano.

V nadaljevanju dimenzioniramo in projektiramo le posamezne dele obravnavane AB stene z odprtinami in sicer posamično steno S1, S2 in S3 ter prečko P1. Lego obravnavanih elementov prikazujemo na sliki 55. Celoten postopek dimenzioniranja in projektiranja navpične (vzdolžne) in prečne armature prikazujemo za del stene, označen s S1, ter za prečko P1, za dela S2 in S3 pa prikazujemo samo končne rezultate. Steno projektiramo za srednjo stopnjo duktilnosti DCM skladno s standardom SIST EN 1998-1:2006 in SIST EN 1992-1-1:2005.



Slika 55: Posamične stene in prečke AB stene z odprtini

Debelina stene je  $b_{w0} = 0,30$  m, dolžina stene ob vpetju je  $l_w = 6,54$  m, višina stene pa znaša  $h = 10,85$  m.

### 6.2.1 Mehanske karakteristike uporabljenih materialov

Mehanske karakteristike uporabljenih materialov morajo ustrezati zahtevam iz standarda SIST EN 1998-1:2006. Kot smo že na začetku omenili, je nosilna konstrukcija obravnavane stavbe iz betona trdnostnega razreda C25/30 in jekla za armiranje S500-B. Omenjena materiala izpolnjujeta zahteve iz prej omenjenega standarda.

### 6.2.2 Projektni vplivi

Pri analizi vertikalnih nosilnih elementov obravnavane konstrukcije upoštevamo tako stalne kot spremenljive in potresne vplive. Med stalnimi vplivi upoštevamo koristno obtežbo, obtežbo snega na strehi ter obtežbo vetra na zunanji ovoj stavbe. Vplive na konstrukcijo smo podrobneje predstavili že v 3.poglavju. Pri projektiranju sten, ki nosijo več etaž, lahko skladno s standardom SIST EN 1991-1-1:2004 upoštevamo koristno obtežbo, enakomerno porazdeljeno po površini vseh etaž.

Projektne vplive oz. učinke vplivov določimo s kombiniranjem omenjenih vplivov, ki delujejo na konstrukcijo. Tvorimo kombinacije vplivov za stalna ter za potresna projektna stanja v MSN in sicer skladno z izrazi od (4.2) do (4.5). Kombinacije vplivov predstavimo v preglednici 29 in 30.

Preglednica 29: Osnovne kombinacije vplivov za stalna projektna stanja v MSN za vertikalne nosilne elemente

Obtežni primeri								
Obtežna komb.	Lastna teža	Stalna obtežba	Koristna obt. - stopnišča	Koristna obt. - pisarne	Koristna obt. - streha	Veter - smer X	Veter - smer Y	Sneg
K <sub>1</sub>	1,35	1,35	1,5	1,5	1,5			
K <sub>2</sub>	1,35	1,35	1,5	1,5	1,5	1,5 · ψ <sub>0</sub>		
K <sub>3</sub>	1,35	1,35	1,5	1,5	1,5		1,5 · ψ <sub>0</sub>	
K <sub>4</sub>	1,35	1,35	1,5	1,5	1,5			1,5 · ψ <sub>0</sub>
K <sub>5</sub>	1,35	1,35	1,5 · ψ <sub>0</sub>	1,5 · ψ <sub>0</sub>	1,5 · ψ <sub>0</sub>	1,5		
K <sub>6</sub>	1,35	1,35	1,5 · ψ <sub>0</sub>	1,5 · ψ <sub>0</sub>	1,5 · ψ <sub>0</sub>		1,5	
K <sub>7</sub>	1,0	1,0				1,5		
K <sub>8</sub>	1,0	1,0					1,5	

Preglednica 30: Kombinacije vplivov za potresna projektna stanja v MSN za vertikalne nosilne elemente

Obtežni primeri					
Obtežna kombinacija	Lastna teža	Stalna obtežba	Koristna obtežba - povesod	Potres - smer X	Potres - smer Y
K <sub>1</sub>	1,0	1,0	0,3	1,0	0,3
K <sub>2</sub>	1,0	1,0	0,3	0,3	1,0

### 6.3 Dimenzioniranje dela stene S1

#### 6.3.1 Geometrijske omejitve

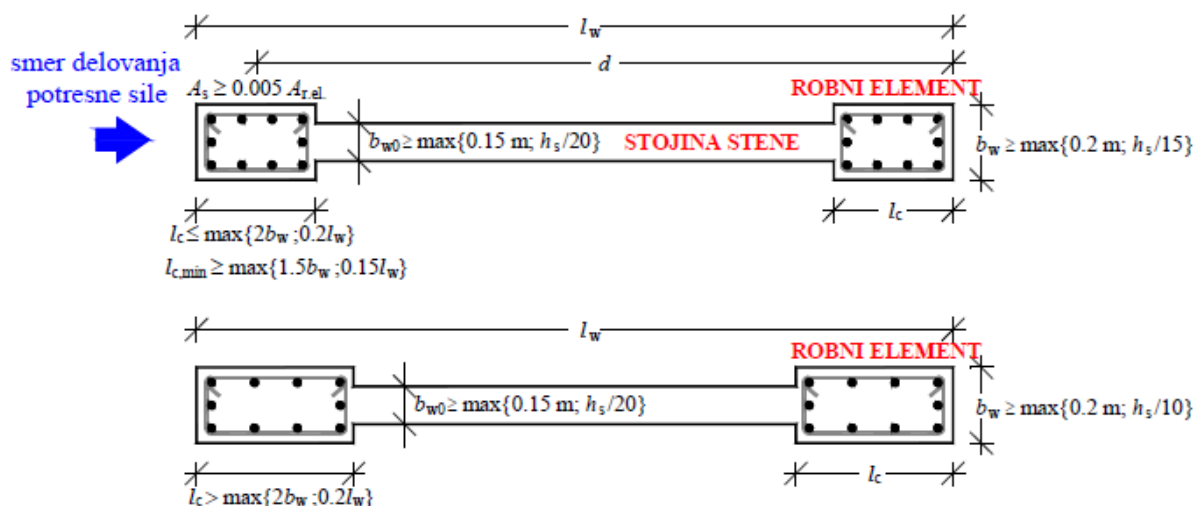
Minimalno debelino stojine stene skladno s standardom SIST EN 1998-1:2006, točka 5.4.1.2.3(1), izračunamo kot:

$$b_{w0} \geq \max \{0,15; h_s/20\} = \max \{0,15; 3,45/20 = 0,17\} = 0,17 \text{ m.} \quad (6.16)$$

Pri tem je  $h_s$  svetla etažna višina in znaša 3,45 m. Debelina stene 30 cm ustreza zahtevi.

V primeru, da se debelina stene po dolžini ne spreminja, skladno s SIST EN 1998-1:2006 upoštevati tudi določila člena 5.4.3.4.2(10), ki predpisuje debelino robnih elementov  $b_w$ . Problem pri stenah so tlačne cone, ki so razmeroma majhne in lahko pride do zdrobitve tlačne cone, zato je potrebno robnim elementom stene posvetiti posebno pozornost pri dimenzioniranju. Minimalna debelina robnega

elementa ne sme biti manjša od večje vrednosti izmed  $\{0,20 \text{ m}; h_s/15\}$ , vendar le v primeru, da dolžina robnega elementa ni daljša od največje vrednosti izmed  $\{2b_w; 0,2l_w\}$ . Pri tem mora dolžina robnega elementa znašati vsaj  $\max\{0,15l_w; 1,5b_w\}$ . Na sliki 56 prikazujemo geometrijske zahteve za robni element in stojino stene.



Slika 56: Geometrijske zahteve za robni element stene (Bratina, S., Študijsko gradivo pri predmetu masivni objekti, str. 55)

V nadaljevanju preverimo omejitve za obravnavan del stene.

Debelina robnega elementa mora znašati vsaj:

$$b_w \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 0,20 \\ \frac{h_s}{15} = \frac{3,45}{15} = 0,23 \end{array} \right\} = 0,23 \text{ m.} \quad (6.17)$$

Debelina stene  $b_{w0} = 0,30 \text{ m}$  je torej tudi v tem primeru ustrezna. Minimalna dolžina robnega elementa je:

$$l_{c,\min} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 0,15 \cdot l_w = 0,15 \cdot 6,54 = 0,98 \\ 1,5 \cdot b_w = 1,5 \cdot 0,30 = 0,45 \end{array} \right\} = 0,98 \text{ m,} \quad (6.18)$$

robni element pa ne sme biti daljši od:

$$l_c \leq \max \left\{ \begin{array}{l} 2 \cdot b_w = 2 \cdot 0,30 = 0,60 \\ 0,2 \cdot l_w = 0,2 \cdot 6,54 = 1,31 \end{array} \right\} = 1,31 \text{ m.} \quad (6.19)$$

Za dolžino robnega elementa dela stene S1 izberemo kar minimalno vrednost in sicer  $l_c = l_{c,\min} = 98 \text{ cm}$ .

### 6.3.2 Višina kritičnega področja

Višino kritičnega področja stene S1 nad vpetjem, t.j. vnaprej določenega dela stene s sposobnostjo sipanja energije, določimo z izrazom:

$$h_{cr} = \max \left\{ \frac{l_w}{6} \right\} = \max \left\{ \frac{6,54}{6} = 1,09 \right\} = 6,54 \text{ m}, \quad (6.20)$$

kjer je  $h_w$  višina stene. Pri tem moramo upoštevati tudi maksimalno višino kritičnega področja, ki je omejena z:

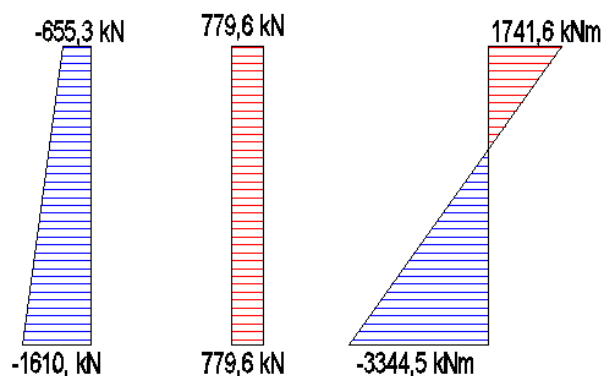
$$h_{cr} \leq \left\{ \begin{array}{l} 2 \cdot l_w = 2 \cdot 6,54 = 13,08 \\ \left( \begin{array}{l} h_s = 3,45, \quad n < 7 \\ 2 \cdot h_s, \quad n \geq 7 \end{array} \right) \end{array} \right\} = 3,45 \text{ m}, \quad (6.21)$$

kjer je  $n$  število etaž. Ugotovimo, da znaša višina kritičnega področja za obravnavan del stene S1 3,45 m.

### 6.3.3 Projektne obremenitve v steni, razporeditev obremenitev

Projektne obremenitve v vertikalnih nosilnih elementih izračunamo na ustreznem prostorskem računskem modelu nosilne konstrukcije obravnavane stavbe, ki ga izdelamo v programu ETABS (Computers and Structures, INC., 2013). Računski model smo podrobneje predstavili že v razdelku 4.1. Največje obremenitve se pojavijo ob vpetju stene S1 v pasovni temelj, merodajna pa je kombinacija vplivov za potresna projektna stanja. Na sliki 57 prikazujemo ovojnice projektnih obremenitev v referenčni osi dela stene S1 za potresna projektna stanja.





Slika 57: Projektne osne in prečne sile ter upogibni momenti v steni S1 za potresna projektna stanja

Standard SIST EN 1998-1:2006 predpisuje, da normirana tlačna osna sila  $v_d$  v steni iz analize za potresno projektno stanje ne sme preseči vrednosti 0,4. Normirano osno silo v steni izračunamo na koti vpetja v temelj z izrazom:

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{l_w \cdot b_w \cdot f_{cd}} = \frac{1610}{654 \cdot 30 \cdot 1,67} = 0,049 < 0,4. \quad (6.22)$$

Ugotovimo, da tlačna osna sila v steni ne presega dovoljenih vrednosti. Dodatno pa lahko prečno armaturo v robnih elementih določimo samo v skladu s SIST EN 1992-1-1:2004, ker je normirana projektna osna sila manjša od 0,15 (glej SIST EN 1998-1:2006, točka 5.4.3.4.2(12)a).

Projektne prečne sile iz analize moramo zaradi možnega povečanja prečnih sil zaradi plastifikacije ob vpetju primarnih potresnih sten povečati za 50%. Tako znaša projektna prečna sila ob vpetju stene v steber:

$$V_{Ed} = 1,5 V_{Ed}' = 1,5 \cdot 779,6 = 1169,4 \text{ kN}. \quad (6.23)$$

Pri tem je  $V_{Ed}'$  projektna prečna sila iz analize za potresna projektna stanja (glej sliko 57).

V kolikor imamo opravka z vitkimi stenami, moramo dodatno upoštevati nezanesljivosti pri razporeditvi upogibnih momentov po višini stene. Vitke stene imajo razmerje med višino in dolžino  $h_w/l_w$  večje od 2. Ker je razmerje za obravnavano steno  $10,85/6,54 = 1,66 < 2$ , pomeni, da obravnavana stena ne spada med vitke stene.

#### 6.3.4 Dimenzioniranje stene na upogib v kombinaciji z osno silo

Dimenzioniranje navpične armature v steni na upogib v kombinaciji z osno silo izvedemo skladno s standardom SIST EN-1992-1-1:2005. Pri tem delež navpične armature v robnih elementih ne sme biti manjši od 0,5% ploščine robnega elementa:

$$A_{s,v,robni\ el.} \geq 0,005 \cdot l_c \cdot b_w = 0,005 \cdot 98 \cdot 30 = 14,7 \text{ cm}^2. \quad (6.24)$$

Standard SIST EN 1998-1:2006 zahteva, da na dolžini robnega elementa razdalja med dvema sosednjima navpičnima armaturnima palicama, ki ju podpirajo stremena, ne sme biti večja od 20 cm, v Nacionalnem dodatku k standardu SIST EN 1992-1-1:2004 pa je predpisano, da je minimalni premer navpičnih armaturnih palic 12 mm.

V vsak robni element namestimo 14 armaturnih palic s premerom 12 mm, tako da je prečni prerez navpične armature v enem robnem elementu  $15,8 \text{ cm}^2$ , kar je več kot je zahteva (6.24). V vogale robnega elementa namestimo po eno armaturno palico. vzdolž obeh krajših stranic robnega elementa namestimo še eno dodatno palico, vzdolž obeh daljših stranic pa še po 4 dodatne palice, . Te so na medsebojni oddaljenosti 19 cm.

Količina prečne armature v stenah mora v skladu z Nacionalnim dodatkom k SIST EN 1992-1-1:2005 znašati vsaj 0,2% prečnega prereza stene, kar je:

$$A_{s,h} \geq 0,002 \cdot A_c = 0,002 \cdot 100 \cdot 30 = 6 \text{ cm}^2/\text{m} \quad . \quad (6.25)$$

Pri tem moramo horizontalno armaturo namestiti na obeh straneh stene, potekati pa mora vzporedno s površino stene. Zahtevi zadostimo, če na vsako stran stene namestimo armaturno mrežo Q335.

Nacionalni dodatek k SIST EN 1992-1-1:2005 določa tudi minimalni in maksimalni prerez navpične armature v steni in sicer:

$$A_{s,vmin} = 0,003 \cdot A_c = 0,003 \cdot 654 \cdot 30 = 58,86 \text{ cm}^2, \quad (6.26)$$

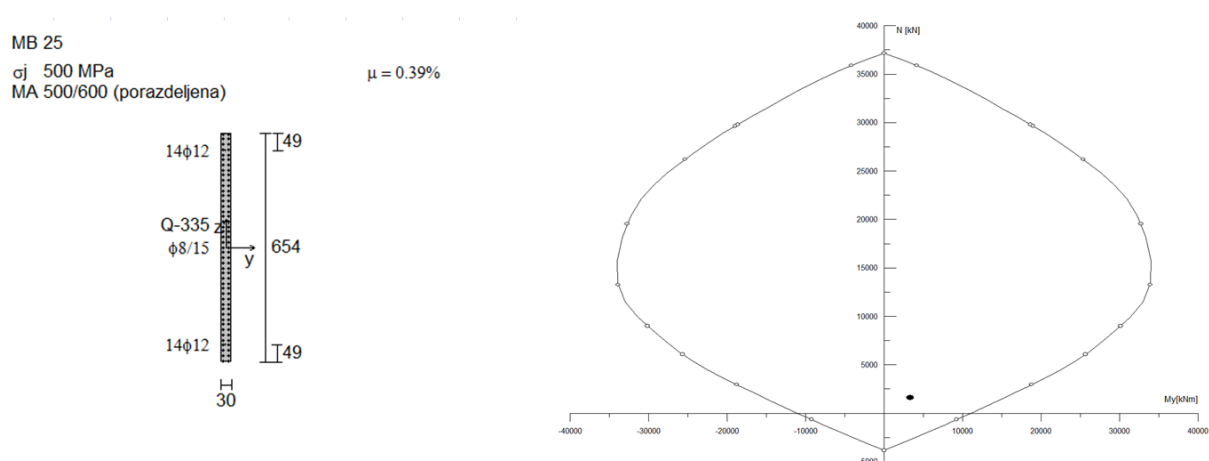
$$A_{s,vmax} = 0,04 \cdot A_c = 0,04 \cdot 654 \cdot 30 = 784,8 \text{ cm}^2 \quad . \quad (6.27)$$

Če v vsak robni element stene namestimo 14 palic s premerom 12 mm, v stojino stene pa dve armaturni mreži Q 335, je skupna količina navpične armature:

$$A_{s,v} = 2 \cdot 15,82 + (654 - 2 \cdot 98) \cdot 2 \cdot 3,35 = 62,3 \text{ cm}^2. \quad (6.28)$$

Ugotovimo, da je prerez navpične armature med  $A_{s,vmin}$  in  $A_{s,vmax}$ .

S programom DIAS (Fischinger in sod., 1999) izračunamo osno-upogibno odpornost prereza stene z izbrano vertikalno armaturo ter jo preverjamo s projektno obremenitvijo stene na mestu vpetja v temelj.. Na sliki 58 prikazujemo interakcijski diagram mejne nosilnosti prečnega prereza obravnavanega dela stene z oznako S1. Ugotovimo, da točka projektne obremenitve leži znotraj interakcijskega diagrama, kar pomeni, da izbrana vertikalna armatura zadošča za prevzem projektnih bremenitev v steni.



Slika 58: Prečni prerez stene z izbrano navpično armaturo (levo) in interakcijski diagram mejne osno-upogibne nosilnosti (desno)

### 6.3.5 Dimenzioniranje stene na prečno silo

Prečno (strižno) armaturo v stojini stene določimo skladno s standardom SIST EN 1992-1-1:2005. Najprej izračunamo o projektno strižno odpornost betonskega prereza stene brez upoštevanja prečne armature in sicer z izrazom:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) b_w \cdot d. \quad (6.29)$$

Pri tem je  $b_w$  najmanjša širina prereza v območju natezne cone,  $d$  pa je statična višina. Pomen ostalih oznak je enak kot v izrazu (6.10) in je:

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

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d[\text{mm}]}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{6050}} = 1,18 < 2$$

$$\rho_l = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} = \frac{15,82}{30 \cdot 605} = 0,0009$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{1610}{30 \cdot 654} = 0,82 \text{ MPa} < 0,2 \cdot f_{cd} = 0,2 \cdot 1,67 = 3,34 \text{ MPa}$$

$$v_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,18^{3/2} \cdot 25^{1/2} = 0,22 \text{ MPa}$$

Strižna odpornost iz izraza (6.29) znaša:

$$V_{Rd,c} = 557,1 \text{ kN} \geq 631,4 \text{ kN.}$$

Projektna strižna odpornost betonskega prereza stene brez prečne (strižne) armature je  $V_{Rd,c} = 631,4 \text{ kN}$  in je manjša od povečane projektne prečne sile  $V_{Ed} = 1168,4 \text{ kN}$  (glej enačbo (6.23)), zato moramo v celotnem kritičnem območju stene prečno silo prevzeti z ustrezno prečno (strižno) armaturo, ki jo izračunamo skladno s točko 6.2.3 v SIST EN 1992-1-1:2005 z izrazom:

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{V_{Ed}}{0,8l_w \cdot f_{ywd}} = \frac{1168,4}{0,8 \cdot 654 \cdot 43,5} = 0,05 \text{ cm}^2/\text{cm.} \quad (6.30)$$

Pri tem je  $A_{sw}$  ploščina prečne (strižne) armature v eni strižni ravnini,  $s$  pa je razdalja med temi ravninami.  $f_{ywd}$  je projektna vrednost za mejo tečenja strižne armature.

S krajšim računom ugotovimo, da prvotno izbrana mrežna armatura v stojini stene (2 mreži Q335) izpolnjuje zahtevo (6.30), saj je  $(A_{sw}/s)_{dej} = 0,067 \text{ cm}^2/\text{cm}$ .

Na koncu preverimo še vrednost največje prečne sile  $V_{Rd,max}$ , ki jo stena lahko prenese in je omejena s poružitvijo tlačnih razpor. Izračunamo jo z izrazom:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta) \quad (6.31)$$

Pri tem mora veljati:  $V_{Ed} < V_{Rd,max}$ , Pomen oznak v enačbi (6.31) je sledeč:  $\alpha_{cw}$  je koeficient, s katerim upoštevamo stanje napetosti v tlačnem pasu in je za elemente, ki niso prednapeti enak 1,  $z$  je ročica notranjih sil ( $z = 0,8 \cdot l_w = 0,8 \cdot 654 = 523$  cm),  $v_1$  je redukcijski faktor tlačne trdnosti strižno razpokanega betona ( $v_1 = 0,60 (1 - f_{ck} [\text{MPa}]/250) = 0,60 (1 - 25/250) = 0,54$ ),  $\theta$  pa je kot med betonsko tlačno razporo in referenčno osjo stene, ki je pravokotna na prečno silo (privzamemo, da je vrednost  $\theta = 45^\circ$ ). Vrednost največje prečne sile  $V_{Rd,max}$  torej je:

$$V_{Rd,max} = 1 \cdot 30 \cdot 523 \cdot 0,54 \cdot \frac{1,67}{(\cot 45 + \tan 45)} = 7074,6 \text{ kN.}$$

Ugotovimo, da je prečna sila  $V_{Ed}$  manjša od  $V_{Rd,max}$ .

### 6.3.6 Zagotovitev potrebne lokalne duktilnosti

V kritičnih območjih stene zagotovimo potrebno lokalno duktilnost z armaturo objetja v robnih elementih stene. Ker pa je pri obravnavani steni normirana projektna osna sila manjša od 0,15 (glej enačbo (6.22)), lahko prečno armaturo v robnih elementih stene določimo skladno s standardom SIST EN 1992:2005. V nadaljevanju navajamo zahteve glede premera in medsebojne oddaljenosti, ki veljajo za prečno armaturo.

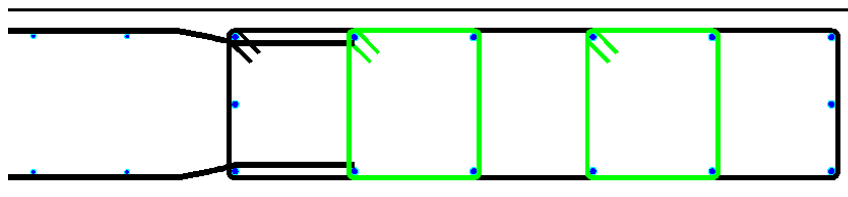
Premer armaturnih palic ne sme biti manjši od:

$$\Phi_{sw} \geq \left\{ \begin{array}{l} 6 \text{ mm} \\ \frac{1}{4} \cdot \Phi_{s,v,max} = \frac{1}{4} \cdot 12 = 3 \text{ mm} \end{array} \right\} = 6 \text{ mm.} \quad (6.32)$$

Največja dovoljena razdalja med stremeni je določena z:

$$s_{cl,max} = \min \left\{ \begin{array}{l} 12 \cdot \Phi_{s,v,min} = 12 \cdot 12 = 14,4 \text{ cm} \\ \min(b_w, l) = 30 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \end{array} \right\} = 14,4 \text{ cm.} \quad (6.33)$$

Izberemo dvostrizno streme  $\Phi 6/10$  cm, s katerim objamemo vseh 14 navpičnih palic v robnem elementu. Standard SIST EN 1992-1-1:2005 dodatno zahteva, da v tlačni coni ne sme biti nobena navpična armaturna palica od pridržane palice oddaljena več kot 150 mm. Zato v robni element namestimo dodatno streme, s katerim objamemo notranje palice kot to prikazujemo na sliki 59.



Slika 59: Razporeditev navpične in prečne armature v robnem elementu dela stene S1

### 6.3.7 Navpična in prečna armatura za dele sten S2 in S3

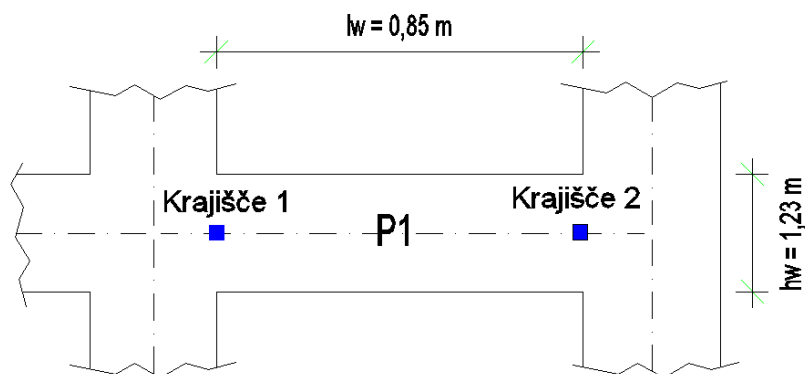
Pri dimenzioniranju navpične in prečne armature za dele stene S2 in S3 postopamo kot pri steni S1. Končne rezultate dimenzioniranja prikazujemo v preglednici 31.

Preglednica 31: Navpična in prečna armatura za dela stene S2 in S3

Del stene	Izbrane armature mreže v stojini	Dolžina robnega elementa $l_c$ [cm]	Izbrana vert. armatura v robnih elementih	Stremena v robnih elementih
S2	2 x Q335	45	10Φ12	Φ6/12 cm
S3	2 x Q335	45	10Φ12	Φ6/12 cm

### 6.4 Dimenzioniranje prečke P1

Prečko P1 v obravnavani steni z odprtini prav tako dimenzioniramo in projektiramo v skladu z določili iz standarda SIST EN 1992-1-1:2005 in SIST EN 1998-1:2006. Na sliki 60 prikazujemo geometrijske podatke o prečki ter levo in desno krajišče prečke. Dolžina prečke P1 je  $l_w = 0,85$  m, višina  $h_w = 1,23$  m, debelina pa  $b_w = 0,30$  m.



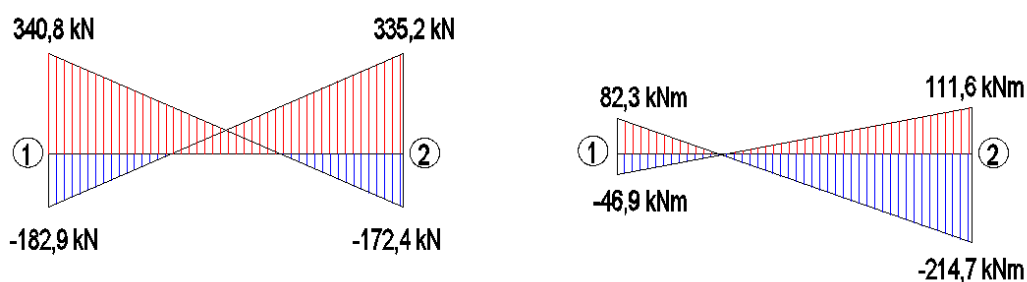
Slika 60: Skica prečke in označena krajišča

#### 6.4.1 Dolžina kritičnega območja

Območja grede, ki se lahko pri potresnem projektnem stanju plastificirajo, moramo obravnavati kot kritična območja. Ta območja so na razdalji  $l_{cr} = h_w$  od krajnih prerezov ob vozliščih gred s stebri, kjer je  $h_w$  višina prečke. Ker je višina obravnavane prečke P1 večja od njene dolžine, pomeni, da kritično območje obsega celotno dolžino prečke, t.j.  $l_{cr} = l_w = 0,85$  m.

#### 6.4.2 Projektne obremenitve v prečki

Na sliki 61 prikazujemo ovojnice projektne obremenitve v referenčni osi prečke P1 za potresna projektna stanja.



Slika 61: Ovojnice projektne prečnih sil in upogibnih momentov za potresna projektna stanja

#### 6.4.3 Dimenzioniranje prečke na upogibno obremenitev

Največji projektni upogibni moment (v absolutnem smislu) se pojavi v desnem krajišču prečke (krajišče 2) in je  $M_{Ed,min} = -214,7$  kNm (glej sliko 61).

S pomočjo tabel za dimenzioniranje pravokotnega prečnega na osno-upogibno obremenitev (Priročnik za dimenzioniranje, ROGČ Rajko, 1989) izračunamo potrebno količino zgornje vzdolžne armature v desnem krajišču prečke (krajišče 2):

- Minimalni projektni upogibni moment:  $M_{d,min} = -214,7$  kNm
- Potrebna količina zgornje vzdolžne armature:  $A_{s,potr} = 4,3$  cm<sup>2</sup>
- Izbrana armatura zgoraj: 4Φ12,  $A_{s,dej} = 4,52$  cm<sup>2</sup>

V kritičnem območju prečke moramo poleg potrebne armature za prevzem maksimalnih obremenitev izpolniti tudi zahteve za lokalno duktilnost v skladu s standardom SIST EN 1998-1:2006, ki določa, da mora biti vrednost faktorja duktilnosti za ukrivljenost vsaj enaka:

$$\mu_{\varphi} = 2 \cdot q_0 - 1 = 2 \cdot 3,6 - 1 = 6,2. \quad (6.34)$$

Pri tem je  $q_0$  osnovna vrednost faktorja obnašanja za smer Y.

Zahteva(6.34) je izpolnjena, če velja:

- a) da je v tlačni coni poleg morebitne armature za prevzem upogibne obremenitve dodana še armatura s presežkom vsaj polovice preseza dejanske natezne armature:

$$A_s' \geq A_s/2 = 4,52/2 = 2,26 \text{ cm}^2$$

Izberemo armaturo spodaj, ki znaša 2Φ12.

- b) Delež armature v natezni coni ( $\rho$ ) mora biti med  $\rho_{\min}$  in  $\rho_{\max}$ . Mejni vrednosti sta definirani kot:

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{4,52}{30 \cdot 118} = 0,12\% \quad (6.35)$$

$$\rho' = \frac{A_s'}{b \cdot d} = \frac{2,26}{30 \cdot 118} = 0,064\% \quad (6.36)$$

$$\rho_{\min} = 0,5 \cdot \left( \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) = 0,5 \cdot \left( \frac{0,26}{50} \right) = 0,26\% \quad (6.37)$$

Ugotovimo, da pogoj glede minimalnega deleža vzdolžne armature ni izpolnjen, zato delež armature ustrezno povečamo. V natezni coni izberemo 6Φ14 (9,24 cm<sup>2</sup>), v tlačni coni pa 3Φ14 (4,62 cm<sup>2</sup>). Tako je delež armature v natezni oziroma tlačni coni sledeč:

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{9,24}{30 \cdot 118} = 0,26\% ,$$

$$\rho' = \frac{A_s'}{b \cdot d} = \frac{4,62}{30 \cdot 118} = 0,13\%.$$

Izračunamo še  $\rho_{\max}$ :

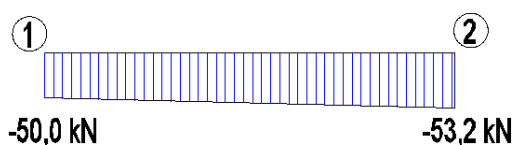
$$\rho_{\max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_{\varphi} \cdot \varepsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,13\% + \frac{0,0018}{6,2 \cdot 0,00217} \cdot \frac{1,67}{43,5} = 0,77\% . \quad (6.38)$$



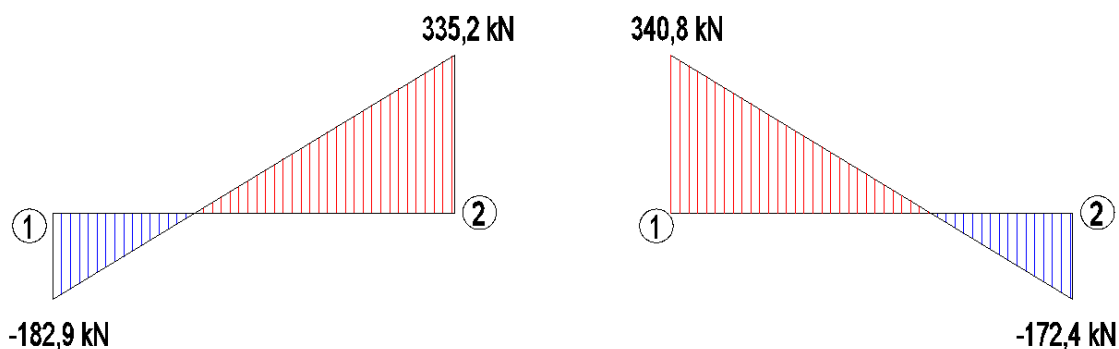
V izrazih od (6.35) do (6.38) je  $A_s'$  je prečni prerez tlačne (spodnje) armature,  $A_s$  je prečni prerez natezne (zgornje) armature,  $\rho'$  je delež armature v tlačni coni,  $\rho$  pa delež v natezni coni,  $b$  je širina grede,  $d$  je statična višina prereza,  $\varepsilon_{sy,d}$  je deformacija armature na meji tečenja,  $f_{ctm}$  je srednja vrednost osne natezne trdnosti betona,  $f_{yd}$  je projektna meja elastičnosti armature,  $f_{yk}$  pa je njena karakteristična meja elastičnosti.

#### 6.4.2 Dimenzioniranje prečke na prečno silo

Prečne sile v prečki moramo določiti s pravili načrtovanja nosilnosti skladno s standardom SIST EN 1998-1:2006. Na sliki 62 prikazujemo prečne sile v prečki za kombinacijo obtežb  $G + \Psi_2 Q$ , na sliki 63 pa prečne sile za potresna projektna stanja. Kombinacijo za potresna projektna stanja ločimo na »PLUS« in »MINUS« smer.



Slika 62: Strižne sile v prečki za kombinacijo vplivov  $1,0G + 0,3Q$



Slika 63: Prečne sile v prečki za potresna projektna stanja, levo »PLUS« smer, desno »MINUS« smer

V skladu s pravili načrtovanja nosilnosti maksimalna prečna sila v prečki  $V_{Ed}$  izhaja iz upogibnih momentov  $M_{1,d}$  in  $M_{2,d}$  ob krajiščih, prišteti pa ji moramo še prečno silo na prostoležečem nosilcu, obteženem z obtežbo  $G + \Psi_2 Q$ . Prečno silo zapišemo za »PLUS« in »MINUS« smer delovanja potresnega vpliva in sicer:

$$\text{Smer »PLUS«: } V_{Ed} = \frac{|M_{1,d}| + |M_{2,d}|}{l_{cl}} + V_{G+0,3Q}, \quad (6.39)$$

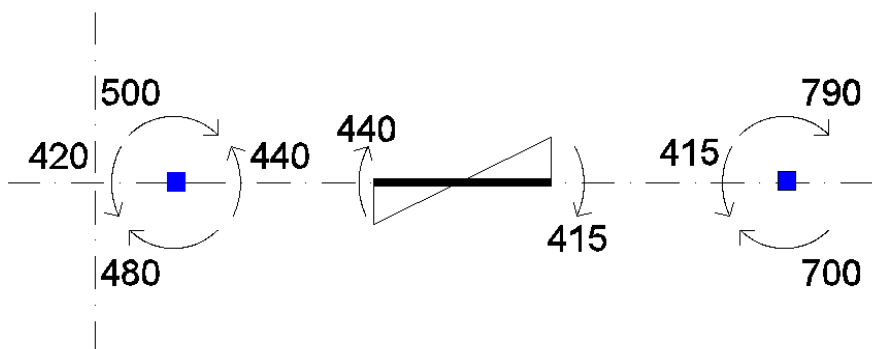
$$\text{Smer »MINUS«: } V_{Ed} = -\frac{|M_{1,d}| + |M_{2,d}|}{l_{cl}} + V_{G+0,3Q}. \quad (6.40)$$

Pri tem je  $V_{G+0,3Q}$  prečna sila v prečki, ki izhaja iz vertikalne obtežbe  $G + \Psi_2 Q$ ,  $l_{cl}$  pa je svetla razpetina prečke, ki je 85 cm. Projektni upogibni moment  $M_{i,d}$  v  $i$ -tem krajišču prečke ( $i = 1, 2$ ), ki ustrezajo stanju, ko se formirajo plastični členki, določimo z izrazom:

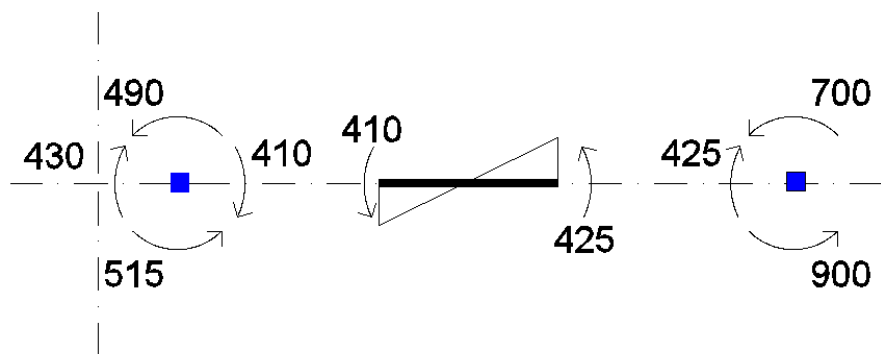
$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rb,i} \cdot \min\left(1, \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}}\right). \quad (6.41)$$

Pri tem s faktorjem  $\gamma_{Rd}$  upoštevamo morebitno večjo nosilnost zaradi utrjevanja jekla, vendar v primeru DCM znaša  $\gamma_{Rd} = 1,0$ .  $M_{Rb,i}$  je projektna vrednost upogibne nosilnosti prečke v  $i$ -tem krajišču,  $\sum M_{Rc}$  in  $\sum M_{Rb}$  sta po vrsti vsota projektnih vrednosti upogibnih nosilnosti stebrov in vsota projektnih vrednosti upogibnih nosilnosti prečk, ki se stikajo v vozlišču. Upogibne nosilnosti prečnih prereзов izračunamo s pomočjo programa DIAS (Fischinger in sod., 2009).

Na sliki 64 in 65 prikazujemo vrednosti projektnih upogibnih nosilnosti za prečke in stebre (oz. dele sten) pri delovanju potresa v »PLUS« oziroma »MINUS« smeri.



Slika 64: Projektno upogibne nosilnosti prečk in stebrov pri delovanju potresa v "PLUS" smeri



Slika 65: Projektne upogibne nosilnosti prečk in stebrov pri delovanju potresa v "MINUS" smeri

V preglednici 32 prikazujemo izračun prečnih sil v prečki po metodi načrtovanja nosilnosti.

Preglednica 32: Določitev prečnih v prečki P1 po metodi načrtovanja nosilnosti

Smer "PLUS"	$M_{Rb,i}$ [kNm]	$\Sigma M_{Rb}$ [kNm]	$\Sigma M_{Rc}$ [kNm]	$\min (1, \Sigma M_{Rc} / \Sigma M_{Rb})$	$\Sigma M_{i,d}$ [kNm]	$V_{G+0,3Q}$ [kN]	$V_{Ed}$ [kN]
Krajišče 1	440	860	980	1	440	50	1056
Krajišče 2	415	415	1490	1	415	53	-953

Smer "MINUS"	$M_{Rb,i}$ [kNm]	$\Sigma M_{Rb}$ [kNm]	$\Sigma M_{Rc}$ [kNm]	$\min (1, \Sigma M_{Rc} / \Sigma M_{Rb})$	$\Sigma M_{i,d}$ [kNm]	$V_{G+0,3Q}$ [kN]	$V_{Ed}$ [kN]
Krajišče 1	410	840	1005	1	410	50	1032
Krajišče 2	425	425	1600	1	425	53	-929

Maksimalna prečna sila po načrtovanju nosilnosti je v krajišču 1 in znaša  $V_{1,Ed} = 1056$  kN.

Najprej preverimo, ali je v prečki nevarnost pojava bidiagonalnih razpok. Pojav razpok je malo verjeten, če velja pogoj:

$$V_{Ed} \leq f_{ctd} \cdot b_w \cdot d . \quad (6.42)$$

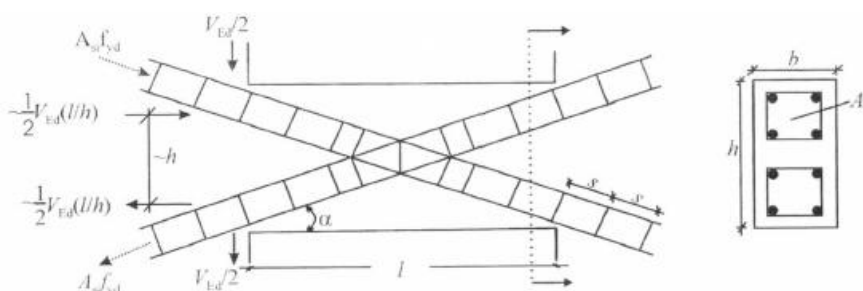
Pri tem je  $V_{Ed}$  maksimalna projektna prečna sila v prečki,  $f_{ctd}$  je računski vrednost natezne trdnosti betona in je  $f_{ctd} = f_{ctk} / 1,5 = 0,18 / 1,5 = 0,12$  kN/cm<sup>2</sup>,  $b_w$  je širina prečke,  $d$  pa statična višina. Preverimo pogoj (6.42):

$$V_{Ed} = 1056 \text{ kN} \leq 0,12 \cdot 30 \cdot 118 = 424,8 \text{ kN}.$$

Ker obstaja nevarnost pojava bi-diagonalnih razpok, moramo potresno odpornost prečke zagotoviti z bi-diagonalno armaturo, ki jo izračunamo s pomočjo izraza v standardu SIST EN 1998-1:2006, stran 98:

$$V_{Ed} \leq 2 \cdot A_{si} \cdot f_{yd} \cdot \sin \alpha . \quad (6.43)$$

Pri tem je  $V_{Ed} = 1056$  kN,  $A_{si}$  je celoten prezek armature za eno diagonalo,  $f_{yd}$  je projektna natezna trdnost armature,  $\alpha$  pa je kot med diagonalnimi palicami in osjo grede, kot prikazujemo na sliki 66. Za obravnavano prečko P1 je  $\alpha = 48,2^\circ$ .



Slika 66: Prečke v steni z odprtinami z bi-diagonalno armaturo (SIST EN 1998-1:2006, stran 98)

Potrebni prečni prezek armature za eno diagonalo je:

$$A_{si} \geq \frac{V_{Ed}}{2 \cdot f_{yd} \cdot \sin \alpha} = \frac{1056}{2 \cdot 43,5 \cdot \sin 48,2} = 16,3 \text{ cm}^2.$$

Izberemo 6 palic premera 20 mm, tako da je dejanski prečni prezek armature  $A_{si,dej} = 18,85 \text{ cm}^2$ .

Snope bi-diagonalnih palic povežemo z zaprtimi stremenji, ki jih določimo v skladu z SIST EN 1998-1:2006, točka 5.5.3.2.2(12).

Premer stremen  $d_{bw}$  mora biti vsaj:

$$d_{bw} \geq 0,4 \cdot d_{bL,max} \cdot \sqrt{f_{ydL}/f_{ydw}} = 0,4 \cdot 20 \cdot \sqrt{43,5/43,5} = 8 \text{ mm}. \quad (6.44)$$

Pri tem je  $d_{bL}$  najmanjši premer vzdolžnih armaturnih palic v milimetrih.

Razdalja med stremenji pa ne sme biti večja od:

$$s = \min\{b_0/3; 125; 6d_{bL}\} = \min\{232/3 = 77; 125; 6 \cdot 20 = 120\} = 77 \text{ mm.} \quad (6.45)$$

Pri tem je  $b_0$  najmanjša dimenzija betonskega jedra, merjena do srednje črte stremen, v milimetrih.

Na podlagi pogojev (6.44) in (6.45) izberemo zaprta stremena  $\Phi 8/7$  cm.

Določimo še minimalno vzdolžno in prečno armaturo v prečki, ki jo razporedimo na obeh straneh, potekati pa mora vzporedno s površino prečke. Uporabimo določila iz standarda SIST EN 1992-1:2005, ki veljajo za stenaste nosilce. Priporočena vrednost za minimalno količino armature je 0,1 %, vendar ne manj kot  $1,5 \text{ cm}^2/\text{m}$  na vsaki strani in v vsaki smeri.

Izberemo dve mreži Q-335, ki ju ustrezno sidramo z U stremeni  $\Phi 6/10$  cm.

### 6.4.3 Kontrola etažnih pomikov

V skladu s standardom SIST EN 1998-1:2006 se pri linearno elastični analizi pomiki konstrukcije v potresnem projektnem stanju  $d_s$  izračunajo z izrazom:

$$d_s = q_d \cdot d_e, \quad (6.46)$$

kjer je  $q_d$  faktor obnašanja za pomike in je enak faktorju obnašanja  $q$ ,  $d_e$  pa je pomik konstrukcije, ki ga dobimo z elastično analizo z uporabo projektnega spektra.

Z omejitvijo etažnih pomikov konstrukcije skladno s standardom izpolnimo zahtevo po omejitvi poškodb. Pri stavbah, pri katerih so nekonstrukcijski elementi pritrjeni na konstrukcijo tako, da deformacije konstrukcije nanje ne vplivajo, upoštevamo omejitvev:

$$d_r \cdot v \leq 0,010 \cdot h. \quad (6.47)$$

Pri tem je  $d_r$  projektni etažni pomik,  $h$  je etažna višina,  $v$  pa je redukcijski faktor, ki je odvisen od faktorja pomembnosti stavbe. Za kategorijo pomembnosti II (običajne stavbe, ki ne sodijo v druge kategorije) je  $v = 0,5$ .

Projektni etažni pomik  $d_r$  izračunamo n kot razliko med povprečnima vodoravnima pomikoma na vrhu in na dnu obravnavane etaže in sicer:

$$d_r = d_{s,zg} - d_{s,sp}. \quad (6.48)$$

V preglednici 33 prikazujemo rezultate kontrole etažnih pomikov za obravnavano stavbo. Etažne pomike odčitamo na mestu AB stene.

Preglednica 33: Etažni pomiki za obravnavano stavbo

Etaža	Kota etaže [m]	Etažna višina [cm]	$d_{e,X}$ [cm]	$d_{e,Y}$ [cm]	$d_{s,X}$ [cm]	$d_{s,Y}$ [cm]	$d_{r,X}$ [cm]	$d_{r,Y}$ [cm]	$v \cdot d_{r,X}$ [cm]	$v \cdot d_{r,Y}$ [cm]	Omejitev $0,01 \cdot h$ [cm]
3	10,85	350	0,82	0,26	3,20	0,74	0,98	0,34	0,49	0,17	3,50
2	7,35	365	0,57	0,14	2,22	0,40	1,44	0,23	0,72	0,11	3,65
1	3,7	370	0,20	0,06	0,78	0,17	0,78	0,17	0,39	0,09	3,70
0	0	/	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Ugotovimo, da etažni pomiki niso nikjer prekoračeni

## 7 ZAKLJUČEK

V diplomski nalogi smo analizirali nosilno armiranobetonsko (AB) konstrukcijo tri-etažne poslovne stavbe v Ribnici tlorisnih dimenzij  $50,3 \times 8,0$  m, skladno z načeli standardov Evrokod. Medetažne nosilne konstrukcije stavbe so bile izvedene kot gladke polne plošče. V osrednjem delu so bile plošče podprte s stebri kvadratnega oziroma pravokotnega prečnega prereza, ki so bili enakomerno razporejeni v dveh oseh vzdolž daljše stranice stavbe, na obeh krajših stranicah pa so bile plošče podprte z AB steno z odprtini, ki je segala od temeljev do vrha stavbe. Pri analizi nosilne konstrukcije smo upoštevali stalne vplive, koristno obtežbo na ploščah, obtežbo snega na nepohodni ravni strehi, obtežbo vetra na ovoj stavbe ter horizontalne potresne vplive.

Izmed medetažnih nosilnih konstrukcij smo se odločili za analizo in dimenzioniranje plošče nad 1.nadstropjem. Linearno elastično analizo plošče smo opravili na ustreznem ravninskem računskem modelu, ki smo ga izdelali v računalniškem programu SAP 2000 (Computers and Structures,INC., 2012). Ploščo smo modelirali s ploskovnimi štirivozličnimi končnimi elementi tipa »Shell«, ki imajo poleg upogibne tudi osno togost. V analizi smo upoštevali le vplive, ki učinkujejo neposredno na površino plošče in sicer v prečni smeri glede na njeno ravnino. Koristno obtežbo smo upoštevali kot pomični vpliv, zato smo jo po površini plošče razporedili na tri različne načine. Projektne vplive oz. učinke vplivov smo določili s kombiniranjem vplivov za stalna projektna stanja v MSN. Potrebno količino spodnje in zgornje armature v plošči smo izračunali s programom SAP 2000. Debelino plošče smo povzeli iz projektne dokumentacije in je znašala 25 cm. Izvedli smo tudi kontrolo varnosti proti preboju plošče nad najbolj obremenjenim stebrom. Ugotovili smo, da je plošča varna proti preboju brez dodatne strižne armature. Pri kontroli povesov obravnavane plošče smo preverili, če plošča izpolnjuje določene omejitve glede razmerja med razpetino in statično višino prereza, ki bi v normalnih okoliščinah preprečili prevelike povesi. Ugotovili smo, da plošča te omejitve izpolnjuje le, če bi njeno debelino povečali za 2 cm. V nasprotnem primeru bi morali povesi plošče računati ter preverjati ali so manjši od dovoljenih.

V okviru diplomske naloge smo analizirali in dimenzionirali tudi steno z odprtini na obodu stavbe. Obremenitve v vertikalnih nosilnih elementih smo določili s pomočjo prostorskega računškega modela nosilne konstrukcije stavbe, ki smo ga izdelali v programu ETABS (Computers and Structures,INC., 2013). Stene in plošče smo modelirali s štirivozličnimi končnimi elementi tipa »Shell«, stebre pa z linijskimi končnimi elementi. Predstavljen računski model smo uporabili tudi za analizo lastnega nihanja konstrukcije ter za določitev potresnega vpliva na vertikalne nosilne elemente. Pri tem smo morali v skladu s standardom SIST EN 1998-1:2006 upoštevati razpokanost prečnih prerezov vertikalnih nosilnih elementov (stebrov, sten). Projektne vplive oz. učinke vplivov smo določili s

kombiniranjem vplivov za stalna in potresna projektna stanja v MSN. Potrebno količino navpične in prečne armature v delu obravnavane stene smo določili v skladu z zahtevami iz standarda SIST EN 1998-1:2006 in SIST EN 1992-1-1:2005. Ugotovili smo, da že minimalna armatura zadošča za prevzem upogibnih in strižnih obremenitev v steni. V obravnavani prečki v steni smo morali strižno obremenitev zaradi prečne sile določiti s pravili načrtovanja nosilnosti. Potresno odpornost prečke pa smo zagotovili z bi-diagonalno armaturo.



## **VIRI**

Autodesk, Inc. 2014. AutoCAD: programski paket za računalniško podprto konstruiranje. California.

Autodesk, Inc. 2014. Revit Architecture: programski paket za računalniško podprto konstruiranje. California.

Computers and Structures, Inc. 2013. ETABS: 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. 2009. SAP 2000: 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. 1990. DIAS: računalniški program za dimenzioniranje in analizo armiranobetonskih elementov. Ljubljana, Univerza Ljubljana Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo.

Karta potresne nevarnosti. 2013. Ljubljana, ARSO

[http://www.arso.gov.si/potresi/potresna%20nevarnost/projektne\\_pospesek\\_tal.html](http://www.arso.gov.si/potresi/potresna%20nevarnost/projektne_pospesek_tal.html) (Pridobljeno 29.7.2013)

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

Bratina, S. 2013. Študijsko gradivo pri predmetu masivni objekti. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: 62 str.

Tomažević, M. 2009. Potresno odporne zidane stavbe. Ljubljana, Tehnis: 301 str.

Fardis, M. N. 1996. Experimental and numerical investigations on the seismic response of r.c. infilled frames and recommendations for code provisions. [ECOTEST and PREC 8 were supported by the European Commission under its HCM], LNEC, Lisbon. 199 str.

Possnig, L. 2012. Projektiranje nosilne konstrukcije poslovnega objekta v Kranju. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Konstrukcijska smer: 95 str.

SIST EN 1990:2004. Evrokod – Osnove projektiranja konstrukcij. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.

SIST EN 1991-1-1:2004. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije –1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe. 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 – Vpliv 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/A101. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij –1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe – Nacionalni dodatek. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.

SIST EN 1998-1:2006. Evrokod 8: Projektiranje potresno odpornih konstrukcij – 1. del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.

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

## **SEZNAM PRILOG**

### **Priloga A: Armaturni načrt**

Priloga A1: Armaturni načrt spodnje armature stropne plošče

Priloga A2: Armaturni načrt zgornje armature stropne plošče

Priloga A3: Armaturni načrt stene z odprtinami