

Univerza  
v Ljubljani  
Fakulteta  
*za gradbeništvo  
in geodezijo*

*Jamova 2, p. 3422  
1115 Ljubljana, Slovenija  
telefon (01) 47 68 500  
faks (01) 42 50 681  
fgg@fgg.uni-lj.si*



**UNIVERZITETNI  
ŠTUDIJ GRADBENIŠTVA  
KONSTRUKCIJSKA SMER**

Kandidat:

**DOMEN ZALOKAR**

**Projektiranje večstanovanjske zidane stavbe po Evrokodih**

Diplomska naloga št.: **3099**

**Design of residential masonry building according to  
Eurocodes**

Graduation thesis No.: **3099**

**Mentor:**  
prof. dr. Boštjan Brank

**Predsednik komisije:**  
doc. dr. Bojan Majes

**Somentor:**  
izr. prof. dr. Matjaž Dolšek

Ljubljana, 2010

**IZJAVA O AVTORSTVU**

Podpisani **DOMEN ZALOKAR** izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom:

»**PROJEKTIRANJE VEČSTANOVANJSKE ZIDANE STAVBE PO EVROKODIH**«.

Izjavljam, da se odpovedujem vsem materialnim pravicam iz dela za potrebe elektronske separatoteke FGG.

Ljubljana, 22.12.2009

## **BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČKI**

<b>UDK:</b>	<b>006(4):624.012:624.042.7(043.2)</b>
<b>Avtor:</b>	<b>Domen Zalokar</b>
<b>Mentor:</b>	<b>izr. prof. dr. Boštjan Brank</b>
<b>Somentor:</b>	<b>doc. dr. Matjaž Dolšek</b>
<b>Naslov:</b>	<b>Projektiranje večstanovanjske zidane stavbe po Evrokodih</b>
<b>Obseg in oprema:</b>	<b>63 str., 19 pregl., 15 sl., 43 en., 8 pril.</b>
<b>Ključne besede:</b>	<b>zidana stavba, statični izračun, Evrokod</b>

### **Izvleček**

Diplomsko delo obravnava statični izračun zidane stavbe na potresnem območju. Objekt je zasnovan kot troetažna zidana stavba s povezanim zidovjem. Je že zgrajen in stoji na Jesenicah. V diplomskem delu so najprej predstavljene glavne značilnosti obravnavanega objekta (dimenzije, etažnost, tlorisna zasnova). Nato so povzete splošne zahteve Evrokodov 6 in 8, ki se nanašajo na projektiranje zidanih stavb na potresnih območjih. Ob posamezni splošni zahtevi je opisano, kako je ta upoštevana pri obravnavanem objektu. V nadaljevanju so določeni vplivi na objekt, kakor tudi ustrezne obtežne kombinacije v skladu z Evrokodom 1. Notranje sile so izračunane s pomočjo metode končnih elementov (z računalniškim programom Tower). Narejen je bil računski model celotne stavbe. Rezultati računske analize so primerjani z zahtevami Evrokoda 6 za zidane stavbe s povezanim zidovjem. Pokazano je, da vsi konstrukcijski elementi (stene) ne izpolnjujejo vseh pogojev, ki jih predpisuje Evrokod 6. Če pa gledamo konstrukcijo v celoti (vse stene skupaj) so predpisani pogoji izpolnjeni.

**BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION**

**UDK:** 006(4):624.012:624.042.7(043.2)  
**Author:** Domen Zalokar  
**Supervisor:** assoc. prof. dr. Boštjan Brank  
**Cosupervisor:** assist. prof. dr. Matjaž Dolšek  
**Title:** Design of residential masonry building according to Eurocodes  
**Notes:** 63 p., 19 tab., 15 fig., 43 eq., 8 ann.  
**Key words:** masonry building, static calculation, Eurocode

**Abstract**

The diploma thesis is related to the static calculation of masonry building that takes into account seismic effects. The three-story building under consideration has been already built in Jesenice. In the first part of the work, the main characteristics of the building are presented. Then, we summarize basic demands of Eurocodes 6 and 8 related to earthquake resistant design of masonry buildings. Each of those demands is checked out for the building under consideration. The actions on the building are defined in accordance with Eurocode 1. Internal forces are computed by using the finite element method computer code Tower. The results of the analysis are checked out with the demands of Eurocode 6. It is found out that not all the structural elements (walls) are in compliance with the code demands. However, the demands are fulfilled for the structure as a whole.

## **ZAHVALA**

Za pomoč pri nastajanju diplomske naloge se iskreno zahvaljujem mentorju izr. prof. dr. B. Branku in somentorju doc. dr. M. Dolšku. Hvala tudi vsem, ki so mi nudili pomoč in podporo pri izdelavi naloge.

## KAZALO VSEBINE

<b>1</b>	<b>UVOD.....</b>	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>OPIS OBRAVNAVANEGA OBJEKTA.....</b>	<b>3</b>
<b>3</b>	<b>PRAVILA PROJEKTIRANJA.....</b>	<b>7</b>
3.1	Osnovne zahteve pri projektiranju zidane stavbe.....	7
3.2	Zahteve potresno odpornega projektiranja.....	20
<b>4</b>	<b>MODEL ZA ANALIZO .....</b>	<b>34</b>
4.1	Materiali, obtežbe in obtežne kombinacije .....	34
4.2	Opis modeliranja konstrukcije .....	42
4.3	Določitev potresnih sil .....	43
<b>5</b>	<b>KONTROLE NOSILNOSTI IN DEFORMACIJE ZIDOV .....</b>	<b>47</b>
<b>6</b>	<b>ZAKLJUČEK.....</b>	<b>59</b>
<b>7</b>	<b>VIRI.....</b>	<b>61</b>
	<b>PRILOGE .....</b>	<b>63</b>

## KAZALO PREGLEDNIC

- Preglednica 3.1.1: Priporočene geometrijske zahteve za strižne stene.....	8
- Preglednica 3.1.2: Dimenzije povezovalnih elementov z minimalno potrebno armaturo..	13
- Preglednica 3.1.3: Prerez armaturnih palic.....	13
- Preglednica 3.1.4: Priporočeno dopustno število etaž nad nivojem terena in najmanjša površina strižnih sten za »enostavne zidane stavbe« ob upoštevanju $k = 1,0$ .....	16
- Preglednica 3.1.5: Določitev $\gamma_M$ .....	18
- Preglednica 3.1.6: Vrste gradnje in zgornja meja faktorja obnašanja .....	18
- Preglednica 3.2.1: Tipi tal.....	23
- Preglednica 3.2.2: Vrednost parametrov, ki opisujejo priporočen elastični spekter odziva v odvisnosti od tipa tal.....	26
- Preglednica 3.2.3: Kategorije pomembnosti za stavbe in faktorji pomembnosti .....	31
- Preglednica 3.2.4: vrednosti $q_a$ za nekonstrukcijske elemente.....	33
- Preglednica 4.1.1: Sestava in obremenitev plošče med etažami .....	35
- Preglednica 4.1.2: Sestava in obremenitev strešne konstrukcije .....	35
- Preglednica 4.1.3: Kategorije uporabe.....	36
- Preglednica 4.1.4: Koristne obtežbe na ploščah, balkonih in stopnicah stavb skladno s standardom SIST EN 1991-1-1:2004 in nacionalnim dodatkom SIST EN 1991-1-1:2004/A101 (ki predpisuje priporočene vrednosti obtežb).....	37
- Preglednica 4.1.5: Vrednosti $\varphi$ za izračun $\psi_{Ei}$ .....	39
- Preglednica 5.1: Kontrola za stene v x smeri pri obtežni kombinaciji $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q + 1,05 \cdot S$ .....	48
- Preglednica 5.2: Kontrola za stene v y smeri pri obtežni kombinaciji $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q + 1,05 \cdot S$ .....	49
- Preglednica 5.3: Preverjanje zidov v smeri x iz neramiranega zidovja pri obtežni kombinaciji $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q + 1,05 \cdot S$ .....	52
- Preglednica 5.4: Preverjanje zidov v smeri y iz neramiranega zidovja pri obtežni kombinaciji $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q + 1,05 \cdot S$ .....	53

- Preglednica 5.5: Kontrola zidov iz nearmiranega zidovja v x smeri pri strižni obtežbi ob upoštevanju obtežne kombinacije  $1,0 \cdot G + 1,0 \cdot Q_{potres} \pm M_{eksc} + E_x + E_y$  ..... 55
- Preglednica 5.6: Kontrola zidov iz nearmiranega zidovja v y smeri pri strižni obtežbi ob upoštevanju obtežne kombinacije  $1,0 \cdot G + 1,0 \cdot Q_{potres} \pm M_{eksc} + E_x + E_y$  ..... 56
- Preglednica 5.7: Kontrola zidov iz nearmiranega zidovja pri vodoravni obtežbi pravokotno na ravnino pri obtežni kombinaciji  $1,35 \cdot G + 1,05 \cdot Q + 1,05 \cdot S + 1,5 \cdot W_{pritisk} + 1,5 \cdot W_{srk}$  ..... 58



## KAZALO SLIK

- Slika 2.1: Tloris pritličja (povzeto po načrtu arhitekture, ki ga je izdelalo podjetje Atelje PRIZMA d.o.o. z Jesenic).....	4
- Slika 2.2: Prečni prerez čez objekt (povzeto po načrtu arhitekture, ki ga je izdelalo podjetje Atelje PRIZMA d.o.o. z Jesenic).....	5
- Slika 2.3: Objekt v času gradnje.....	5
- Slika 2.4: Izveden objekt (pogled z južne strani) .....	6
- Slika 2.5: Izveden objekt (pogled s severne strani) .....	6
- Slika 3.1.1: najmanjša dolžina utrditvenega zidu z odprtini (SIST EN 1996-1-1:2006, člen 5.5.1.2) .....	9
- Slika 3.1.2: Euro vogalnik za izvedbo vertikalnih vezi.....	13
- Slika 3.1.3: Namestitev armature vertikalnih vezi .....	14
- Slika 3.1.4: Namestitev armature horizontalnih vezi .....	14
- Slika 3.1.5: Prikaz naležne ravnine .....	15
- Slika 3.2.1: Karta potresne nevarnosti Slovenije.....	24
- Slika 3.2.2: oblika elastičnega spektra odziva.....	26
- Slika 3.2.3: Elastični spekter odziva za predpostavljen tip tal »C«.....	26
- Slika 4.2.1: 3D slika modela konstrukcije.....	42
- Slika 4.3.1: Upoštevanje premika mase v vsaki etaži.....	44

## KAZALO PRILOG

Priloga A: Račun obtežbe snega v skladu s SIST EN 1991-1-4:2005/oA101:2007

Priloga B: Račun obtežbe vetra v skladu s SIST EN 1991-1-4:2005/oA101:2007

Priloga C: Premik masnega težišča v etažah in razporeditev sil po etažah

Priloga D: Kontrola zidanih sten v skladu s SIST EN 1996-1-1:2006

Priloga E: Izpis programa Tower 6.0

Priloga F: Notranje sile pri obtežni kombinaciji:

$$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q + 1,05 \cdot S$$

Priloga G: Notranje sile pri obtežni kombinaciji:

$$1,0 \cdot G + 0,3 \cdot Q \pm M_{eksc} + E_x + E_y$$

Priloga H: Notranje sile pri obtežni kombinaciji:

$$1,35 \cdot G + 1,05 \cdot Q + 1,05 \cdot S + 1,5 \cdot W_{pritisk} + 1,5 \cdot W_{srk}$$

## 1 UVOD

Z vstopom Slovenije v Evropsko unijo, je tudi naša država prevzela direktive Evropske unije. Posledica tega je spremenjena zakonodaja. Projektiranje konstrukcij in dokazovanje izpolnjevanja določenih lastnosti konstrukcij je sedaj potrebno izvesti v skladu z Evrokod standardi. Projektiranje v skladu z Evrokodi je danes tudi eden od pogojev za izdajo gradbenega dovoljenja za objekt.

Namen diplomskega dela je na konkretnem primeru predstaviti projektiranje zidanega stanovanjskega objekta na potresnem področju. V tem primeru obravnavamo novejši večstanovanjski objekt, ki je bil v letu 2008 zgrajen na Jesenicah. Prav na področju potresnoodpornega projektiranja namreč Evrokodi najbolj odstopajo od (v letu 2008 še veljavnih in v veliki večini primerov tudi uporabljenih) JUS standardov. Večina objektov v Sloveniji je še vedno zidanih. To pomeni, da bi za vsak projektiran zidan objekt bilo potrebno izvesti v nadaljevanju opisane kontrole nosilnosti zidov. Kljub temu, da sledimo evropskim direktivam in jih usklajujemo, pa očitno niso usklajeni slovenski predpisi med sabo, saj projekt za pridobitev gradbenega dovoljenja (PGD) za enostanovanjsko hišo, ki jo je potrebno predložiti Upravni enoti pred izdajo gradbenega dovoljenja, ne vsebuje načrta gradbenih konstrukcij in s tem statičnega izračuna, vključno z opisanimi kontrolami nosilnosti za zidane stavbe. Za pridobitev gradbenega dovoljenja za takšen objekt zadostuje izjava, da bo hiša varna. Statični izračun in amaturni načri so del projekta za izvedbo (PZI). Ker gre v primeru gradnje enostanovanjske stavbe lahko za gradnjo v lastni režiji, se PZI dokumentacija za enostanovanjske stavbe v večini primerov ne izdeluje.

Opisana so pravila projektiranja v skladu z Evrokod standardi in osnovne zahteve, ki jim je treba zadostiti v primeru projektiranja zidanih stavb. Večina zahtev za zidane stavbe na potresnih območjih, ki so podrobno opredeljene v Evrokodu 6 izhajajo iz Evrokoda 8, kateri v celoti obravnava potresno odporno projektiranje.

Predstavljene so osnovne značilnosti obravnavanega objekta, na podlagi katerih je bil izdelan 3D model konstrukcije s programom Tower. V nadaljevanju so prikazane obtežbe v skladu z Evrokodom 1, ki jih je treba upoštevati (lastna teža, koristna obtežba, obtežba snega in vetra)

pri dokazu mehanske odpornosti in stabilnosti stavbe. Definirane so ustrezne obtežne kombinacije, v katerih so upoštevani faktorji v skladu z Evrokodom 0.

Na koncu so preverjene zahteve za zidane stavbe s povezanim zidovjem, kot jih predpisuje Evrokod 6. Te kontrole v preteklosti (ob uporabi JUS standardov) niso bile predpisane.

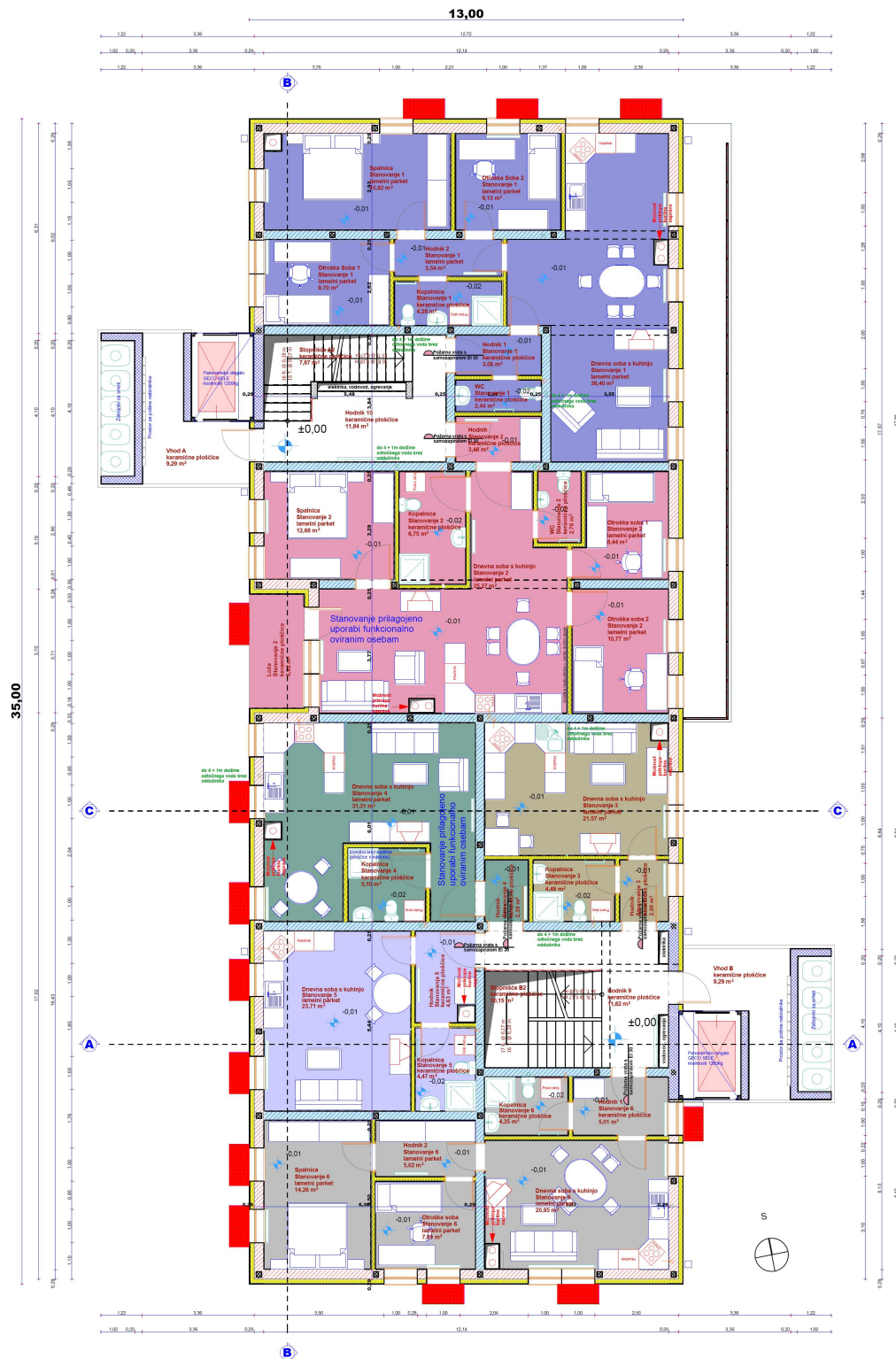
## 2 OPIS OBRAVNAVANEGA OBJEKTA

V nalogi je obravnavan večstanovanjski zidani objekt na Jesenicah. Lokacija objekta je ob reki Savi, na njenih prodnih nanosih. Predhodno se je na tem mestu izvršila rušitev več objektov. Ob rušitvi se je ugotovilo, da na območju ni podtalnih voda, ki bi zahtevale posebne ukrepe ob gradnji. Talna voda pri projektiranju tako ni bila upoštevana kot dodatna obtežba konstrukcije. Zgrajeni so bili trije enaki objekti.

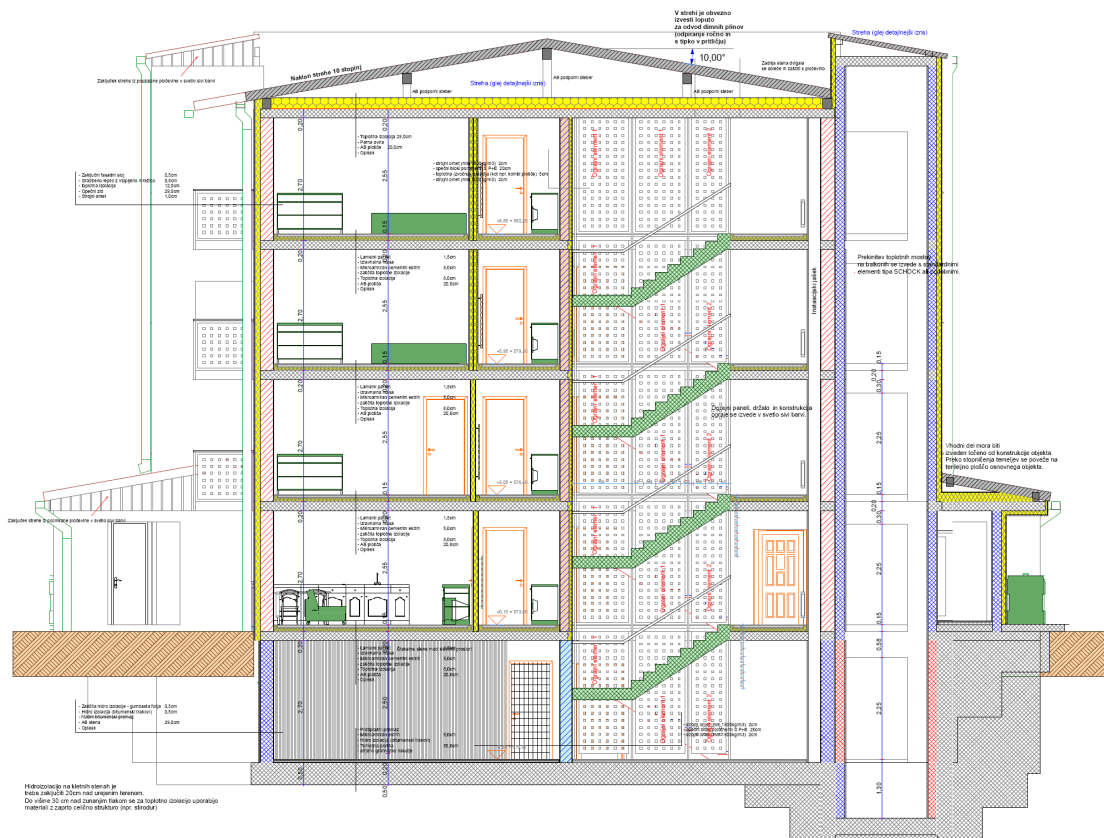
Objekt ima zunanje gabarite 13,0 x 35,0 m in ima klet, pritličje in tri nadstropja. Temeljen je na temeljni plošči debeline 50 cm. Obodne stene kleti so zaradi bližine parkirnih prostorov armiranobetonske, debeline 30 cm, notranje nosilne stene kleti pa so zidane z opečnimi bloki debeline 25 cm. Vse ostale etaže so zidane. Zunanje stene so iz opečnih blokov debeline 30 cm, notranje nosilne stene pa so iz opečnih blokov debeline 25cm. Streha je klasična lesena dvokapnica, z naklonom 10 stopinj. Streha je v enakem naklonu podaljšana preko balkonov v tretjem nadstropju.

Ob objektu (ob obeh vhodih) poteka po celotni višini armiranobetonski dvigalni jašek. Ta jašek je konstrukcijsko ločen od osnovnega zidanega objekta, saj je armiranobetonska konstrukcija veliko bolj toga od zidane in bi prevzela prevelik delež morebitne potresne obtežbe celotnega objekta.

Med posameznimi etažami so armiranobetonske plošče debeline 20 cm. V tej debelini se v nivoju plošče izvedejo tudi horizontalne vezi. Vertikalne vezi so na vseh vogalih, stikih nosilnih sten, na obeh straneh odprtin, ki presegajo 1,5 m<sup>2</sup> in povsod tam, kjer je med dvema vertikalnima vezema razdalja večja od 5,0 m.



Slika 2.1: Tloris pritličja (povzeto po načrtu arhitekture, ki ga je izdelalo podjetje Atelje PRIZMA d.o.o. z Jesenic)



Slika 2.2: Prečni prerez čez objekt (povzeto po načrtu arhitekture, ki ga je izdelalo podjetje Atelje PRIZMA d.o.o. z Jesenic)



Slika 2.3: Objekt v času gradnje



Slika 2.4: Izveden objekt (pogled z južne strani)



Slika 2.5: Izveden objekt (pogled s severne strani)



### 3 PRAVILA PROJEKTIRANJA

#### 3.1 Osnovne zahteve pri projektiranju zidane stavbe

V tem poglavju podajamo pregled najbolj pomembnih zahtev, ki jih predpisuje Evrokod 6 (SIST EN 1996-1-1:2006) pri projektiranju zidanih stavb. Če je zahteva smiselna, oziroma če se nanaša na obravnavani objekt, jo tudi preverimo.

##### Osnovne zahteve v skladu s SIST EN 1998-1:2006:

Osnovne zahteve standarda, k,i jih je potrebno upoštevati pri načrtovanju zidanih stavb so naslednje:

- Zidane stavbe morajo biti sestavljene iz stropov in zidov, ki so med seboj povezani v dveh pravokotnih vodoravnih smereh in v navpični smeri. (člen 9.5.1)
- Povezanost med stropi in zidovi mora biti zagotovljena z armiranobetonskimi (AB) ali jeklenimi vezmi. (člen 9.5.1)
- Če se zagotovijo splošne zahteve za kontinuirnost in če je zagotovljeno učinkovito delovanje stropa (kot toga diafragma), se lahko uporabi katerakoli vrsta stropa (AB, montažni, polmontažni,...). (člen 9.5.1)
- Zidovi za prevzem potresne obtežbe (t.i. strižne stene) morajo ustrezati naslednjim geometrijskim zahtevam (člen 9.5.1):
  - efektivna debelina strižnih sten  $t_{ef}$ , ne sme biti manjša od minimalne vrednosti  $t_{ef,min}$
  - razmerje med efektivno višino zidu  $h_{ef}$  in efektivno debelino zidu  $t_{ef}$  ne sme presegati največje vrednosti  $(h_{ef} / t_{ef})_{max}$
  - razmerje med dolžino zidu »l« in večjo od vrednosti svetlih odprtin na obeh straneh zidu »h« ne sme biti manjše od najmanjše vrednosti  $(l / h)_{min}$

Preglednica 3.1.1: Priporočene geometrijske zahteve za strižne stene

Vrsta gradnje	$t_{ef,min}$ [mm]	$(h_{ef}/t_{ef})_{max}$	$(l/h)_{min}$
Nearmirano, z zidaki iz naravnega kamna	350	9	0,5
Nearmirano, s katerimikoli drugimi vrstami zidakov	240	12	0,4
Nearmirano, s katerimikoli drugimi vrstami zidakov, v primerih nizke seizmične ogroženosti	170	15	0,35
<b>Povezano zidovje</b>	<b>240</b>	<b>15</b>	<b>0,3</b>
Armirano zidovje	240	15	ni omejitve

$t_{ef}$  ... debelina zidu

$h_{ef}$  ... efektivna višina zidu

$h$  ... večja svetla višina od vrednosti višin odprtín na obeh straneh zidu

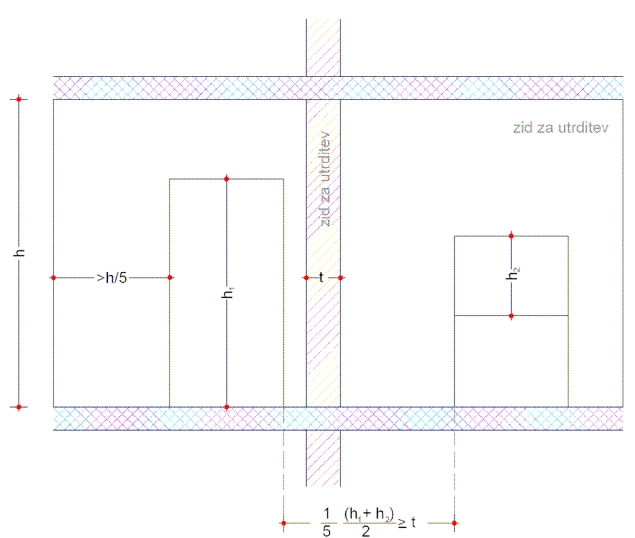
$l$  ... dolžina zidu

Določitev  $t_{ef}$  in  $h_{ef}$  se izvede po SIST EN 1996-1-1:2004 točki 5.5.1.2 in 5.5.1.3, kjer je treba upoštevati sledeča pravila:

- Efektivna debelina zidov  $t_{ef}$  za enoslojni zid, dvoslojni zid, fasadni zid in zid z naleganjem ob robovih, je enaka dejanski debelini zidu  $t$ . (člen 5.5.1.3)
- Efektivno višino nosilnega zidu je treba ugotoviti z upoštevanjem relativne togosti elementov konstrukcije, priključenih k zidu ter učinkovitosti stikov. (člen 5.5.1.2)
- Zid se lahko utrdi s stropi ali s streho, ki je ustrezno postavljena preko zidov in z njimi povezana.
- Zidovi se upoštevajo kot utrjeni na navpičnem robu, če velja ena od dveh trditev: (člen 5.5.1.3)
  - da se ne pričakuje, da bodo nastale razpoke na stiku med nosilnim in utrditvenim zidom (če sta oba iz materialov s podobnimi deformacijskimi lastnostmi, če sta oba približno enako obremenjena in če sta bila sezidana istočasno, tako da ni pričakovati diferenčnih pomikov zaradi krčenja, obtežbe ali drugega)

- ali, da stik med zidom in utrditvenim zidom prevzame natezne in tlačne sile s sidri ali z zidnimi stremeni (oziroma drugimi podobnimi sredstvi)
- Dolžina utrditvenih zidov mora biti vsaj  $1/5$  njihove svetle višine, njihova debelina pa  $0,3$  kratna debelina efektivne debeline zidu, ki ga utrjujejo. (člen 5.5.1.3)
- Če je utrditveni zid prekinjen z odprtinami, mora najmanjša dolžina zidu med odprtinami, ki obdajajo utrditveni zid, ustrezati neenačbi: (člen 5.5.1.3)

$$\frac{1}{5} \frac{(h_1 + h_2)}{2} \geq t \quad (1)$$



Slika 3.1.1: najmanjša dolžina utrditvenega zidu z odprtinami (SIST EN 1996-1-1:2006, člen 5.5.1.2)

- Efektivna višina zidu se upošteva kot:

$$h_{ef} = \rho_n h \quad (2)$$

kjer  $h$  predstavlja svetlo etažno višino,  $\rho_n$  pa je faktor redukcije v odvisnosti od vpetosti robu ali utrditve zidu.

**Obra­vna­vani objekt – pre­ver­jan­je us­tre­zan­ja os­nov­nim za­hte­vam stan­dar­da:**

*V obra­vna­vanem pri­meru la­hko poš­te­va­mo zi­dove kot ut­rje­ne na nav­pič­nem ro­bu, saj sta oba zi­dova iz ena­ke­ga ma­te­ri­ala, se­zi­dana isto­čas­no in tu­di prib­liž­no ena­ko obre­men­je­na.*

*Za obra­vna­vani pri­mer iz­vede­mo kon­tro­lo di­men­zij ut­r­dit­ve­nih zi­dov:*

$$h_1 = 2,6m$$

$$h_2 = 1,5m$$

$$h = 2,7m$$

$$t = 0,3m$$

$$\frac{1}{5} \frac{(h_1 + h_2)}{2} \geq t$$

$$\frac{1}{5} \frac{(2,5m + 1,5m)}{2} = 0,2$$

$$0,2 \leq t$$

$$\frac{1}{5} h = \frac{1}{5} 2,7 = 0,54m$$

*V obra­vna­vanem pri­meru mo­ra bi­ti naj­ma­njša raz­dal­ja med od­prtina­mi več­ja od de­beli­ne ste­ne, kar po­me­ni 0,3 m. Ut­r­dit­veni zid bi mo­ral se­gati vsaj 1/5 višine nad­strop­ja nad vsa­ko od­prtino. Ker je v obra­vna­vanem pri­meru pre­kla­da nad od­prtina­mi višine 10 cm, se zi­dovi ne mo­re­jo upo­šte­va­ti kot ut­r­dit­veni zi­dovi.*

*Za obra­vna­vani pri­mer se la­hko za iz­račun efektiv­ne višine zidu pred­po­sta­vi fak­tor re­duk­cije  $\rho_n = 0,75$ , saj so zi­dovi vpeti zgo­raj in spo­daj v AB plošče, ki na obe­h straneh le­žijo na zidu v isti višini.*

$$h_{ef} = \rho_n h$$

$$h_{ef} = 0,75 \cdot 2,7m = 2,025m$$

*Dopustna vrednost  $(h_{ef} / t_{ef})_{\max}$  za obra­vna­vani pri­mer zna­ša:*

$$\frac{h_{ef}}{t_{ef}} = \frac{2,025m}{0,25m} = 8,1$$

*in je manjše od največjega dopustnega količnika.*

*Iz pogoja  $(l/h) \geq 0,3$  lahko določimo minimalno dolžino stene, ki jo še lahko upoštevamo za prevzem potresne obtežbe:*

$$\frac{l}{h} \geq 0,3$$

$$l \geq 0,3h$$

$$l \geq 0,3 \cdot 2,7m$$

$$l \geq 0,81m$$

*Vsi zidovi, ki so daljši od 0,81 m se lahko upoštevajo za prevzem potresne obtežbe. Upoštevajo se kot sekundarni potresni elementi. To pomeni, da je treba vodoravne armiranobetonske (oziroma jeklene) vezi izvesti v zidu v višini vsakega stropa, razdalja med njimi pa ne sme biti večja od 4m. Vezi morajo oblikovati kontinuirne povezovalne elemente, ki so fizično povezani drug z drugim.*

#### **Zahteve za povezano zidovje v skladu s SIST EN 1998-1:2006:**

Zidane stavbe se razvrstijo glede na vrsto zidovja, in sicer na:

- gradnjo z nearmiranim zidovjem
- gradnjo s povezanim zidovjem
- gradnjo z armiranim zidovjem

Nearmirano zidovje je zidovje, ki je povezano samo z zidarskimi zvezami, brez uporabe betona in armature, povezano zidovje je zidovje, pri katerem so za povezovanje posameznih sklopov zidu uporabljene vertikalne in horizontalne vezi. Med vezmi je stena sestavljena samo iz opeke in povezana z zidarskimi zvezami. Armirano zidovje ima poleg vertikalnih in horizontalnih vezi zidovje povezano tudi z armaturnimi palicami po naležnih regah.

Ker v Sloveniji ni območij z nizko seizmičnostjo, uporaba nearmiranega zidovja, ki izpolnjuje samo zahteve EN 1996, ni dopustna.

- Vodoravni in navpični povezovalni elementi konstrukcije morajo biti med seboj povezani in sidrani v elemente glavnega sistema konstrukcije. (člen 9.5.3)
- Zaradi zagotovitve učinkovite povezave med povezovalnimi elementi in zidovjem je treba elemente zabetonirati po končanem zidanju. Prerez povezovalnih elementov (horizontalnih in vertikalnih) ne sme biti manjši od 15 cm. (člen 9.5.3)
- Navpični povezovalni elementi (vertikalne vezi) morajo biti izvedeni: (člen 9.5.3)
  - ob prostih robovih vsakega konstrukcijskega elementa
  - na obeh straneh katerekoli odprtine s površino večjo od  $1,5 \text{ m}^2$
  - v zidu med povezovalnimi elementi na razdalji 5 m ali manj
  - na stičiščih konstrukcijskih zidov, kjer je medsebojna razdalja povezovalnih elementov večja od 1,5 m
- Vodoravni povezovalni elementi morajo biti izvedeni v ravnini zidu v višini vsakega stropa, v nobenem primeru pa razmik med njimi v navpični smeri ne sme biti večji od 4m. (člen 9.5.3)
- Površina prereza vzdolžne armature povezovalnih elementov naj ne bo manjša kot  $300\text{mm}^2$ , oziroma ne manj kot 1% površine prereza povezovalnega elementa. (člen 9.5.3)
- Okrog vzdolžne armature morajo biti predvidena stremena s premerom ne manj kot 5mm, ki morajo biti nameščena na minimalni medsebojni razdalji 150mm. (člen 9.5.3)
- Uporabljati je treba armaturno jeklo razreda B ali C v skladu z EN 1992-4-4:2004, v skladu s preglednico C. (člen 9.5.3)
- Dolžina preklopa na mestih stikovanja palic ne sme biti manjša od 60 premerov palice. (člen 9.5.3)

**Obraavnani objekt – preverjanje ustrežanja zahtevam za povezano zidovje standarda:**

*V obravnavanem primeru se za vertikalne vezi upošteva odprtina v euro vogalnikih dimenzij 20 x 20 cm, horizontalna vez na višini stropne plošče pa je v celoti skrita v debelino plošče. To pomeni, da se za horizontalne vezi upošteva prerez 20 x 30 cm.*



Slika 3.1.2: Euro vogalnik za izvedbo vertikalnih vezi

Preglednica 3.1.2: Dimenzije povezovalnih elementov z minimalno potrebno armaturo

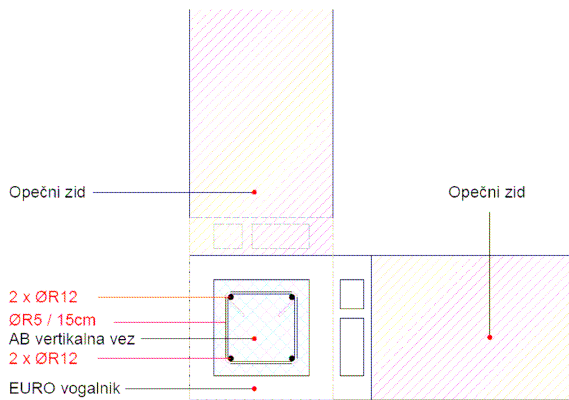
<b>Tip povezovalnega elementa</b>	<b>Dimenzije</b>	<b>Površina prereza [cm<sup>2</sup>]</b>	<b>Minimalna armatura [cm<sup>2</sup>]</b>
Vertikalna vez	20 x 20cm	400	4
Horizontalna vez	20 x 30cm	600	6

Preglednica 3.1.3: Prerez armaturnih palic

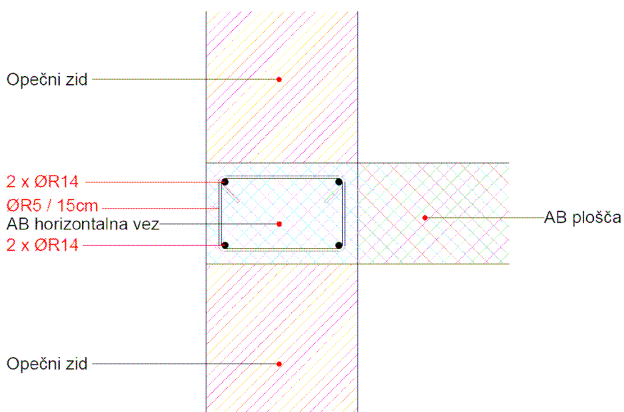
<b>Φ palice [mm]</b>	<b>prerez 1 palice [cm<sup>2</sup>]</b>	<b>prerez 4 palic [cm<sup>2</sup>]</b>
Φ8	0,502	2,008
Φ10	0,785	3,140
Φ12	1,130	4,520
Φ14	1,539	6,156

Iz navedenega lahko ugotovimo, da je potrebno v vertikalne vezi namestiti za vzdolžno armaturo 4 palice Φ12, v horizontalne vezi pa 4 palice Φ14.

Okrog vzdolžne armature morajo biti izvedena stremena s premerom minimalno 5mm, na minimalni razdalji 15cm.



Slika 3.1.3: Namestitev armature vertikalnih vezi



Slika 3.1.4: Namestitev armature horizontalnih vezi

Dolžina preklopa na mestih stikovanja armature ne sme biti manjša od 60 premerov palice.

V našem primeru to pomeni:

- preklop vzdolžne armature v vertikalnih vezeh: min 72 cm
- preklop vzdolžne armature v horizontalnih vezeh: min 84 cm

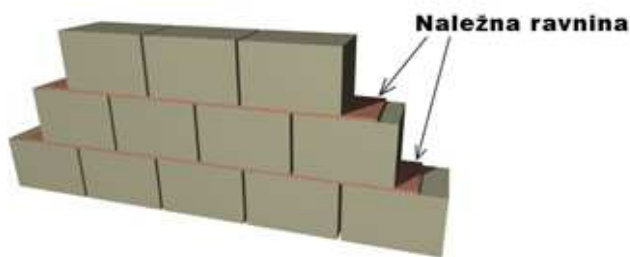
### Zahteve za »enostavne zidane stavbe« v skladu s SIST EN 1996-1-1:

Za preverjanje varnosti proti porušitvi je treba računsko odpornost vsakega konstrukcijskega elementa ovrednotiti v skladu s SIST EN 1996-1-1. Izjema so stavbe, ki jih lahko uvrstimo med t.i. »enostavne zidane stavbe« v skladu s SIST EN 1998-1:2006, člen 9.7.

»Enostavne zidane stavbe« so tiste stavbe, ki upoštevajo sledeča pravila in določbe:



- če se uvrščajo v razred pomembnosti I (stavbe manjše pomembnosti za varnost ljudi, npr. kmetijski objekti in podobno) ali II (običajne stavbe, ki ne sodijo v druge kategorije npr. stanovanjske stavbe), (člen 9.7.1)
- če upoštevajo lastnosti materialov in spajanja po SIST EN 1998-1:2006, točka 9.2 (člen 9.7.1):
  - Normalna tlačna trdnost zidakov ne sme biti manjša od naslednjih minimalnih vrednosti: (člen 9.2.2. in upoštevanje nacionalnega dodatka)
    - pravokotno na naležno ravnino:  $f_{b,\min} = 10N / mm^2$  ....glineni zidaki
    - pravokotno na naležno ravnino:  $f_{b,\min} = 7,5N / mm^2$  ....betonski zidaki
    - vzporedno z naležno površino v ravnini zidu:  $f_{bh,\min} = 2N / mm^2$



Slika 3.1.5: Prikaz naležne ravnine

- Za malto je zahtevana najmanjša trdnost: (člen 9.2.3. in upoštevanje nacionalnega dodatka)
  - $f_{m,\min} = 5N / mm^2$  .... za nearmirano in povezano zidovje
  - $f_{m,\min} = 10N / mm^2$  ... za armirano zidovje
- V skladu z nacionalnim dodatkom se lahko na potresnih področjih izvajajo rege, ki so popolnoma zapolnjene z malto. (SIST EN 1998-1:2006 točka 9.2.4).
- če ustrezajo merilom za projektiranje in pravilom za konstruiranje po SIST EN 1998-1:2006, točka 9.5 (člen 9.7.1)
- če ustrezajo pravilom glede števila etaž in zasnovam tlorisa po SIST EN 1998-1:2006, točka 9.7.2 (člen 9.7.1)

- Glede na produkt  $a_g \cdot S$  na dani lokaciji in vrsto gradnje se omeji dopustno število nadstropij nad tlemi »n«, in se v obeh pravokotnih smereh zagotovi najmanjša celotna površina prereza zidov » $A_{min}$ «, v vsaki smeri. Najmanjša površina prereza zidov v vsaki smeri se izrazi z najmanjšim odstotkom » $p_{A,min}$ «, celotne tlorisne površine v etaži

Preglednica 3.1.4: Priporočeno dopustno število etaž nad nivojem terena in najmanjša površina strižnih sten za »enostavne zidane stavbe« ob upoštevanju  $k = 1,0$

Pospešek na lokaciji $a_g \cdot S$	$\leq 0,07g$	$\leq 0,10g$	$\leq 0,15g$	$\leq 0,20g$
---------------------------------------	--------------	--------------	--------------	--------------

Vrsta gradnje	Število etaž nad tlemi (n)	Najmanjša vsota površin vodoravnih prerezov strižnih sten v vsaki smeri kot odstotek celotne površine etaže ( $p_{A,min}$ )			
---------------	----------------------------	---	--	--	--

Nearmirano zidovje	1	2,0%	2,0%	3,5%	ni možno
	2	2,0%	2,5%	5,0%	ni možno
	3	3,0%	5,0%	ni možno	ni možno
	4	5,0%	ni možno	ni možno	ni možno
<b>Povezano zidovje</b>	2	2,0%	2,5%	3,0%	3,5%
	3	2,0%	3,0%	4,0%	ni možno
	<b>4</b>	4,0%	5,0%	ni možno	<b>ni možno</b>
	5	6,0%	ni možno	ni možno	ni možno
Armirano zidovje	2	2,0%	2,0%	2,0%	3,5%
	3	2,0%	2,0%	3,0%	5,0%
	4	3,0%	4,0%	5,0%	ni možno
	5	4,0%	5,0%	ni možno	ni možno

Prostor na podstrešju nad polnimi nadstropji ni vključen v število etaž »n«.

- Zasnova »enostavne zidane stavbe« mora v tlorisu izpolnjevati naslednje pogoje: (člen 9.7.2)
  - Tloris mora biti približno pravokoten.
  - Razmerje med dolžino manjše stranice in dolžino daljše stranice ne sme biti manjše od najmanjše predpisane vrednosti  $\lambda_{min} = 0,25$ .
  - Površine dozidkov in izzidkov iz pravokotne oblike ne smejo biti večje od 15% celotne stropne površine nad obravnavanim nivojem.
- Zidovi, ki prevzemajo potresno obtežbo, morajo izpolnjevati vse naslednje pogoje: (člen 9.7.2)

- Stavba mora biti utrjena z zidovi, ki prevzemajo potresno obtežbo, ki so v tlorisu razporejeni skoraj simetrično v obeh pravokotnih smereh.
- V obeh pravokotnih smereh morata stati vsaj dva vzporedno postavljena zidova, katerih dolžina mora biti večja od 30% dolžine stavbe v smeri, v kateri stojita obravnavana zidova.
- Vsaj v en smeri mora biti razdalja med zidovoma večja od 75% dolžine stavbe v drugi smeri.
- Zidovi, ki prevzemajo potresno obtežbo, morajo prenašati vsaj 75% navpične obtežbe.
- Zidovi, ki prevzemajo potresno obtežbo, morajo potekati zvezno od vrha do tal stavbe.
- V obeh pravokotnih smereh mora biti razlika med masama in površinama vodoravnega prereza strižnih sten dveh sosednjih etaž omejena na največji vrednosti  $\Delta_{m,max} = 20\%$  in  $\Delta_{A,max} = 20\%$ . (člen 9.7.2 in nacionalni dodatek)
- Pri nearmiranih zidanih stavbah morajo biti zidovi v eni smeri povezani z zidovi v drugi smeri na medsebojni razdalji največ 7m.

### **Obraavnani primer – kontrola za uvrstitev objekta med »enostavne zidane stavbe«**

*V obraavnanim primeru gre za povezano zidovje in etažnost K+P+3, kar pomeni 4 nadzemne etaže (n=4). Glede na pospešek na lokaciji, ki znaša 0,175g, ugotovimo, da obraavnane stavbe že zaradi dopustnega števila etaž ne moremo uvrstiti med enostavne zidane stavbe. Zaradi tega, drugih pogojev ne preverjamo.*

### **Faktorji varnosti in obnašanja v skladu s SIST EN 1996-1-1:**

Pri preverjanjih končnega mejnega stanja v pogojih računske seizmičnosti je treba uporabiti delne varnostne faktorje za lastnosti zidovja  $\gamma_m$  in za jekleno armaturo  $\gamma_s$ .

Preglednica 3.1.5: Določitev  $\gamma_M$ 

Material		$\gamma_M$ (priporočena vrednost)				
		Razred				
		1	2	3	4	5
A	zidovje iz zidakov kategorije I in projektirane malte	1,5	1,7	2,0	2,2	2,5
B	<b>zidovje iz zidakov kategorije I in predpisane malte</b>	1,7	<b>2,0</b>	2,2	2,5	2,7
C	zidovje iz zidakov kategorije II in katerakoli malta	2,0	2,2	2,5	2,7	3,0

**Obraavnani primer – določitev faktorjev varnosti**

V našem primeru gre za material tipa B in spada v razred 2. To pomeni določitev  $\gamma_M$  skladno z nacionalnim dodatkom:

$$\gamma_M = \frac{2}{3} \gamma_M (\text{prip.}) \geq 1,5$$

$$\gamma_M = \frac{2}{3} \cdot 2,0 = 1,33 \quad (3)$$

$$\gamma_M = 1,5$$

$$\gamma_s = 1,0$$

Glede na vrsto gradnje se omejijo tudi zgornje vrednosti faktorja obnašanja (za dopustne vrste gradenj v Sloveniji):

Preglednica 3.1.6: Vrste gradnje in zgornja meja faktorja obnašanja

Vrsta gradnje	Faktor obnašanja
Nearmirano zidovje, ki izpolnjuje zahteve EN 1998-1	1,5
<b>Povezano zidovje</b>	<b>2,0</b>
Armirano zidovje	2,5

Če stavba po višini nima pravilne zasnove, je treba maksimalne vrednosti » $q$ « zmanjšati za 20%, vendar ni treba upoštevati vrednosti manjših od 1,5.

### **Obraavnani primer – določitev faktorja obnašanja**

*V našem primeru imamo opravka s povezanim zidovjem in s tem predpisan največji dopustni faktor obnašanja konstrukcije  $q = 2,0$ . Zmanjšanje faktorja ni potrebno, saj ima objekt po višini pravilno zasnovano, kar pomeni, da so etaže enake.*

### **Analiza konstrukcije v skladu s SIST EN 1996-1-1:**

Za analizo konstrukcije v skladu s SIST EN 1998-1:2006, člen 9.4, je treba upoštevati sledeče zahteve:

- Model konstrukcije za analizo stavbe mora ponazoriti togostne lastnosti celotnega sistema.
- Togost konstrukcijskih elementov je treba ovrednostiti ob upoštevanju upogibne in strižne podajnosti, če je potrebno tudi osne podajnosti. Za analizo se lahko uporablja elastična togost nerazpokanega prereza. Lahko se uporablja tudi togost razpokanega prereza. S tem se upošteva vpliv nastanka razpok na deformacije in aproksimira naklon prve veje bilinearnega diagrama sila – deformacija za posamezen konstrukcijski element. Uporaba togosti razpokanega prereza je bolj zaželjena in tudi bolj realna.
- Če se togostne lastnosti ne ovrednostijo na ustrezen način, ki je podprt z racionalno analizo, se lahko za upogibno in strižno trdnost razpokanega prereza uporabi polovična vrednost elastične togosti nerazpokanega prereza.
- Če so parapeti pravilno (z zidarskimi zvezami) povezani s sosednjimi zidovi in so povezani tako s stropno zidno vezjo, kot tudi s preklado spodaj, se lahko v modelu konstrukcije opuščevajo kot prečke med dvema zidovoma.
- Če model konstrukcije upošteva povezovalni učinek prečk, se lahko za določitev vpliva obtežbe na navpične in vodoravne elemente konstrukcije uporablja model ravninskega okvirja.
- Prečna sila pritličja, ki se določi z linearno analizo, se lahko prerazporedi po zidovih, če:

- je izpolnjen pogoj globalnega ravnotežja (če sta položaja celotne prečne sile in rezultante sil enaka)
- se strižna sila v kateremkoli zidu ne zmanjša za več kot 25% oziroma ne poveča za več kot 33%
- se upoštevajo posledice prerazporeditve sil na stropno konstrukcijo (diafragmo)

### **Obraavnani primer – upoštevanje zahtev pri modeliranju in analizi konstrukcije**

*V obraavnanem primeru je bil izveden 3D model objekta v programu za analizo konstrukcij po metodi končnih elementov. Uporabljeni so bili ploskovni in linijski končni elementi. Ker smo se osredotočili na analizo konstrukcije v zvezi s potresno odpornim projektiranjem, smo uporabili polovične vrednosti modula elastičnosti za vertikalne vezi in za zidovje. Vezi in preklade nad okni so modelirane kot linijski končni elementi. Parapeti niso modelirani kot prečke, kar standard dopušča, ampak kot stene pod odprtino. S tem je ravno tako dosežen povezovalni učinek med stenami. Analiza je bila izvedena na celotnem 3D modelu, kljub temu da standard dopušča analizo na modelu ravninskega okvirja.*

### **3.2 Zahteve potresno odpornega projektiranja**

V tem poglavju podajamo pregled najpomembnejših zahtev, ki jih predpisuje SIST EN 1998-1:2006 pri potresno odpornem projektiranju zidanih stavb.

Konstrukcije na potresnih področjih morajo biti projektirane tako, da izpolnjujejo dve bistveni zahtevi:

- zahteva po neporušitvi,
- zahteva po omejitvi poškodb.

Zahteva po neporušitvi pomeni, da mora biti konstrukcija projektirana in zgrajena tako, da prenese projektiran potresni vpliv, ne da bi se porušila konstrukcija ali njen del.

Zahteva po omejitvi poškodb pomeni, da mora biti projektirana in zgrajena tako, da preživi tak potresni vpliv, ki ima večjo verjetnost dogodka, kot vpliv na katerega je bila konstrukcija projektirana. Pri tem ne sme priti do takih poškodb in z njimi povezanih omejitev uporabe, da bi bili stroški popravila nesorazmerno veliki v primerjavi s ceno konstrukcije.

Razlikovanje po zanesljivosti je izvedeno z razvrščanjem konstrukcij v različne kategorije pomembnosti, pri čemer je vsaki kategoriji pripisan faktor pomembnosti.

Za zadovoljitev navedenih zahtev je potrebno za vsak primer preveriti mejna stanja nosilnosti (MSN) in mejna stanja uporabnosti (MSU). MSN so tista, ki so povezana s poružitvijo ali z drugimi oblikami odpovedi konstrukcije, ki lahko ogrozijo varnost ljudi. MSU so tista, ki so povezana s poškodbami na meji uporabnosti. Pri poškodbah, ki so večje od teh mejnih vrednosti, predpisani pogoji za obratovanje niso več izpolnjeni.

Za enostavne zidane konstrukcije (v skladu s SIST EN 1996-1-1) so predpisana enostavnejša pravila. V kolikor je tem pravilom zadoščeno, se šteje, da je za to vrsto konstrukcij zadoščeno osnovnim zahtevam in analitično dokazovanje varnosti ni potrebno.

Projektirane konstrukcije naj bodo čim bolj enostavne oblike in pravilne oblike, tako v tlorisu kot po višini. Togost temeljev mora biti takšna, da vplive zgornjih delov konstrukcije čim enakomerneje prenese na tla. V splošnem je treba za isto konstrukcijo uporabljati le en tip temeljenja, razen če je konstrukcija dilatirana in posamezen del konstrukcije predstavlja svojo dinamično neodvisno enoto.

### **Mejno stanje nosilnosti - MSN**

Dokazati je treba, da ima konstrukcijski sistem nosilnost in sposobnost sipanja energije, kot je določeno s standardom.

Zahtevana nosilnost in sposobnost sipanja energije sta odvisni od obsega izkoriščanja nelinearnega odziva konstrukcije. Vrednost faktorja obnašanja » $q$ « in pripadajoča opredelitev duktilnosti določajo odnos med nosilnostjo in sposobnostjo za sipanje energije. Pri projektiranju konstrukcij, ki niso sposobne sipati veliko energije, faktor obnašanja ne more preseči vrednosti 1,5. To je vrednost, s katero se upošteva dodatna nosilnost konstrukcije.

Preveriti je potrebno, če je konstrukcija kot celota stabilna ob predvidenem projektnem potresnem vplivu, pri čemer je treba preveriti stabilnost proti prevrnitvi in proti zdrsu.

Dokazati je treba, da so tako elementi temeljne konstrukcije, kot tudi temeljna tla sposobni prenesti potresne vplive, ki jih prenaša zgornja konstrukcija, pri tem pa ne sme priti do večjih stalnih deformacij. Pri določitvi reakcij je treba upoštevati dejansko nosilnost elementov konstrukcije, preko katerih se vplivi lahko prenašajo.

Pri izvajanju analize je treba upoštevati možne vplive teorije drugega reda (TDR) na učinke potresnega vpliva.

Poleg tega je treba tudi dokazati, da pri projektnem potresnem vplivu obnašanje nekonstrukcijskih elementov ne ogroža ljudi in ne vpliva na poslabšanje odziva elementov konstrukcije.

### **Mejno stanje uporabnosti - MSU**

Ustrezno raven zanesljivosti proti nesprejemljivim poškodbam je treba zagotoviti tako, da so deformacije ali druge ustrezne količine v mejah, ki jih določajo posamezni deli standarda.

Pri konstrukcijah za civilno zaščito je treba dokazati, da ima konstrukcijski sistem zadostno nosilnost in togost, da se ob potresnem dogodku, ki ustreza povratni dobi, ohrani funkcionalnost objekta.

V kolikor je mogoče, naj imajo konstrukcije pravilne oblike tako v tlorisu kot po višini. Če je potrebno, se to lahko doseže z razdelitvijo konstrukcije z dilatacijami na dinamično neodvisne enote.

Ker je potresno obnašanje konstrukcij v veliki meri odvisno od obnašanja njenih kritičnih delov, morajo konstrukcijski detajli zagotoviti, da se sposobnost prenašanja sil in sipanja energije ohrani pri cikličnih obremenitvah.

Pri analizi je treba uporabljati ustrezen model konstrukcije, ki mora, če je potrebno, upoštevati vpliv deformabilnosti tal in vpliv nekonstrukcijskih elementov ter drugih vidikov, kot je npr. prisotnost druge konstrukcije.

Togost temeljev mora biti taka, da vplive konstrukcije prenaša na tla čim enakomerneje. Če konstrukcija ni sestavljena iz več dinamično neodvisnih enot, je treba uporabljati eno vrsto temeljenja za celoten objekt.

### **Tipi tal**

Bistven del obravnavanja potresnega vpliva na stavbe je določitev tipa tal, s katerim se lahko zajame vpliv značilnosti lokalnih tal na potresne vplive. Tip tal je opisan s stratigrafskimi profili in ostalimi parametri.



Preglednica 3.2.1: Tipi tal

Tip tal	Opis stratigrafskega profila	Parametri		
		$v_{s,30}$ [m/s]	$N_{SPT}$ [udarcev / 30 cm]	$c_u$ [kPa]
A	Skala ali druga, skali podobna, geološka formacija, na kateri je največ 5 m slabšega površinskega materiala	> 800	-	-
B	Zelo gost pesek, prod ali zelo toga glina, debeline vsaj nekaj 10 metrov, pri katerih mehanske značilnosti z globino postopoma naraščajo	360 - 800	> 50	> 250
<b>C</b>	<b>Globoki sedimenti gostega ali srednje gostega peska, proda ali toge gline, globine nekaj 10 do več 100 metrov</b>	<b>180 – 360</b>	<b>15 – 50</b>	<b>70 – 250</b>
D	Sedimenti rahlih do srednje gostih nevezljivih zemljin (z nekaj mehкими vezljivimi plastmi ali brez njih) ali pretežno mehkih do trdnih vezljivih zemljin	< 180	< 15	< 70
E	Profil tal, kjer površinska aluvialna plast z debelino med okrog 5 in 20 metri in vrednostmi $v_s$ , ki ustrezajo tipoma C ali D, leži na bolj togem materialu z $v_s > 800$ m/s			
S <sub>1</sub>	Sedimenti, ki vsebujejo najmanj 10 metrov debele plasti mehke gline ali melja z visokim indeksom plastičnosti ( $PI > 40$ ) in visoko vsebnostjo vode	< 100 (indikativno)	-	10 - 20
S <sub>2</sub>	Tla, podvržena likvefakciji, občutljive gline ali drugi profili tal, ki niso vključeni v tipe A-E ali S <sub>1</sub>			

Tla na lokaciji se opredelijo glede na vrednost povprečne vrednosti hitrosti strižnega valovanja  $v_{s,30}$  (prva kolona v zgornji preglednici), če je ta na voljo. Drugače je treba uporabiti  $N_{SPT}$  (druga kolona v zgornji preglednici, ki predstavlja število udarcev pri standardnem penetracijskem preizkusu).

Za lokacije, kjer tla ustrezajo enemu od dveh posebnih tipov tal S<sub>1</sub> ali S<sub>2</sub>, so potrebne posebne študije za določitev potresnega vpliva. Posebno pozornost zahteva tip tal S<sub>1</sub>. Taka tla imajo tipično zelo nizke vrednosti  $v_s$  (povprečne vrednosti hitrosti strižnega valovanja), majhno notranje trenje in nenormalno razširjeno območje linearnega obnašanja ter lahko tako



### Elastičen spekter pospeškov

V okviru SIST EN 1998-1:2006 je potresno gibanje na določenem mestu na površini predstavljeno v obliki elastičnega spektra pospeškov, ki se imenuje tudi elastični spekter odziva. Vodoraven potresni vpliv opisujeta dve pravokotni komponenti, za kateri se predpostavlja, da sta neodvisni in se predstavita z enakim spektrom.

Za vodoravno komponento potresnega vpliva je elastični spekter odziva  $S_e(T)$  opredeljen z naslednjimi enačbami:

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (4)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (5)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[ \frac{T_C}{T} \right] \quad (6)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[ \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \quad (7)$$

kjer so:

$S_e(T)$  ... elastični spekter odziva

$T$  ... nihajni čas linearnega sistema z eno prostostno stopnjo

$a_g$  ... projektni pospešek za tla tipa A

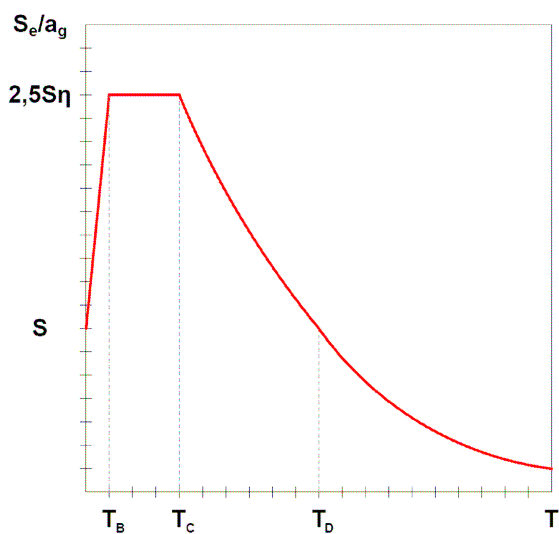
$T_B$  ... spodnja meja nihajnega časa na območju spektra, kjer ima pospešek konstantno vrednost

$T_C$  ... zgornja meja nihajnega časa na območju spektra, kjer ima pospešek konstantno vrednost

$T_D$  ... vrednost nihajnega časa, pri kateri se začne območje konstantne vrednosti pomika

$S$  ... faktor tal

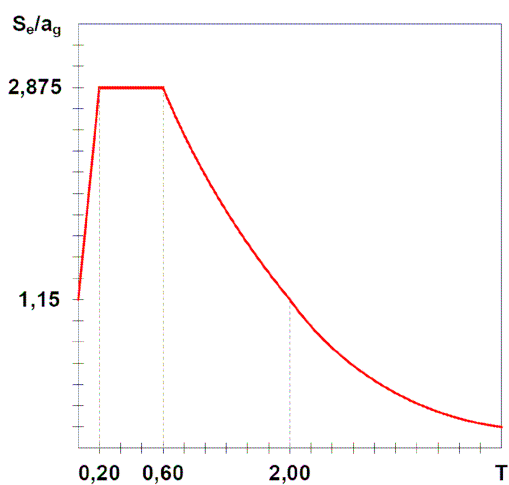
$\eta$  ... faktor za korekcijo vpliva dušenja z referenčno vrednostjo  $\eta = 1$  pri 5% viskoznega dušenja



Slika 3.2.2: oblika elastičnega spektra odziva

Preglednica 3.2.2: Vrednost parametrov, ki opisujejo priporočen elastični spekter odziva v odvisnosti od tipa tal

Tip tal	S	T <sub>B</sub> (S)	T <sub>C</sub> (S)	T <sub>D</sub> (S)
A	1,0	0,10	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
<b>C</b>	<b>1,15</b>	<b>0,20</b>	<b>0,6</b>	<b>2,0</b>
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,7	0,10	0,4	2,0



Slika 3.2.3: Elastični spekter odziva za predpostavljen tip tal »C«

Navpična komponenta potresnega vpliva mora biti določena z elastičnim spektrom odziva  $S_{ve}(T)$ , ki je definiran kot:

$$0 \leq T \leq T_B : S_{ve}(T) = a_{vg} \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 3,0 - 1) \right] \quad (8)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \quad (9)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \left[ \frac{T_C}{T} \right] \quad (10)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \left[ \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \quad (11)$$

Skladno z SIST EN 1998-1:2006 in nacionalnim dodatkom se uporabijo naslednje priporočene vrednosti parametrov, ki opisujejo navpične spektre odziva:

$$\frac{a_{vg}}{a_g} = 0,90$$

$$T_B(S) = 0,05$$

$$T_C(S) = 0,15$$

$$T_D(S) = 1,00$$

Če posebne študije, ki temeljijo na dostopnih podatkih, ne dajo drugačnega rezultata, se lahko projektni pomik tal  $d_g$ , ki ustreza projektnemu pospešku tal, oceni z izrazom:

$$d_g = 0,025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D$$

$$d_g = 0,025 \cdot 0,175 \cdot 9,81 \cdot 1,15 \cdot 0,60 \cdot 2,00$$

$$d_g = 0,0592m = 5,92cm$$

### Projektni spekter za elastično analizo

Sposobnost konstrukcijskega vpliva, da prenaša potresne vplive v nelinearnem območju na splošno dovoljuje, da se pri projektiranju uporabljajo sile, ki so manjše od tistih, ki ustrezajo linearno-elastičnemu odzivu. Sposobnost konstrukcije, da sipa energijo predvsem z duktilnim obnašanjem njenih elementov se upošteva tako, da se opravi elastična analiza z zmanjšanim spektrom odziva. Ti spektri se imenujejo projektni spektri, zmanjšanje pa se izvede z uvedbo

faktorja obnašanja konstrukcije  $q$ . Faktor obnašanja je približek k razmerju med potresnimi silami, ki bi delovale na konstrukcijo (ob upoštevanju 5% viskoznega dušenja), če bi se obnašala povsem elastično in najmanjšimi potresnimi silami, ki se še lahko uporabijo pri projektiranju in še zagotovijo zadovoljivo obnašanje konstrukcije.

Za vodoravni komponentni potresnega vpliva je projektni spekter  $S_d(T)$  določen z izrazi:

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (12)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (13)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \left\{ \begin{array}{l} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{array} \right. \quad (14)$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \left\{ \begin{array}{l} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{array} \right. \quad (15)$$

Za navpično komponento potresnega vpliva se upošteva izraze:

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_{vg} \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (16)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_{vg} \cdot \frac{2,5}{q} \quad (17)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \left\{ \begin{array}{l} = a_{vg} \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_{vg} \end{array} \right. \quad (18)$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \left\{ \begin{array}{l} = a_{vg} \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_{vg} \end{array} \right. \quad (19)$$

kjer so

$S_d(T)$  ... projektni spekter

$q$  ... faktor obnašanja

$\beta$  ... faktor, ki določa spodnjo mejo pri vodoravnem projektnem spektru (skladno z nacionalnim dodatkom je priporočena vrednost 0,2)

Za navpično komponento potresnega vpliva je treba upoštevati vrednost faktorja obnašanja »q« do 1,5 za vse materiale in vse konstrukcijske sisteme. V kolikor se upoštevajo vrednosti večje od 1,5, je to treba opravičiti z ustrežno analizo.

### **Zasnova stavbe**

Na potresnih območjih (po celotnem območju Slovenije) je treba vidik potresne nevarnosti upoštevati že v idejni zasnovi stavbe. Tako je mogoče doseči konstrukcijski sistem, ki pri sprejemljivi ceni zadosti zahtevam glede potresne varnosti.

Vodilna načela, ki odločilno vplivajo na zasnovo potresnoodpornih objektov so:

- pravilnost konstrukcije,
- uniformnost, simetrija in statična nedoločenost,
- nosilnost in togost v dveh smereh,
- torzijska nosilnost in togost,
- učinek diafragm na nivojih etaž in
- ustrezno temeljenje.

#### *Pravilnost konstrukcije:*

Že pri idejni zasnovi stavbe je zelo pomembno, da dosežemo pravilnost konstrukcije, za katero je značilno, da so prenos potresne obtežbe jasni in direktni. To pomeni manj težav tudi pri analizi, modeliranju in v končni fazi tudi pri gradnji, saj je s tem možnost napak manjša, enostavnejša pa je tudi kontrola rezultatov.

#### *Uniformnost, simetrija in statična nedoločenost:*

Za uniformnost v tlorisu je značilna uravnotežena porazdelitev elementov nosilne konstrukcije, ki omogoča kratek in neposreden prenos vztrajnostnih sil, ki se pojavijo v porazdeljenih masah stavbe. Uniformnost lahko dosežemo tudi z dilatiranjem posameznih delov objekta, ki tako postane dinamično neodvisna enota. Paziti je treba, da ne pride do trkov posameznih enot.

Ravno tako je pomembna uniformnost po višini stavbe, ki prispeva k temu, da se ne tvorijo občutljiva območja, kjer bi lahko koncentracije napetosti ali velike zahteve po duktilnosti povzročile prezgodnjo porušitev.

Če je oblika stavbe simetrična, je priporočljivo simetrično razporediti elemente nosilne konstrukcije, kar je primerno za doseg uniformnosti. Uravnotežena razporeditev nosilne konstrukcije tudi povečuje statično nedoločenoost konstrukcije in omogoča ugodno prerazporeditev učinkov vplivov in sipanje energije po celotni konstrukciji.

#### *Nosilnost in togost v dveh smereh:*

Vodoravno potresno gibanje pomeni učinek v dveh pravokotnih smereh, zato mora biti konstrukcija sposobna prenašati vplive v katerikoli smeri. Zaradi tega morajo biti elementi nosilne konstrukcije postavljeni v tlorisu v dveh pravokotnih smereh, biti morajo približno enako togi in imeti približno enako nosilnost. S tem se skuša čim bolj zmanjšati vpliv potresa na objekt, seveda pa je treba preprečiti prevelike deformacije.

#### *Torzijska nosilnost in togost:*

Poleg nosilnosti in togosti v vodoravni smeri, mora vsaka konstrukcija imeti tudi ustrezno torzijsko nosilnost in togost. Tako se omeji torzijsko nihanje, ki prispeva k neenakomerni obremenitvi elementov nosilne konstrukcije. Za večjo torzijsko nosilnost in togost je ugodno, če so glavni elementi, ki prenašajo potresne vplive, razporejeni čim bolj ob obodu stavbe.

#### *Učinek diafragem na nivojih etaž:*

Stropi v stavbah ob potresnih obremenitvah delujejo kot vodoravna diafragma, ki zbira in prenaša vztrajnostne sile na navpične konstrukcijske sisteme in hkrati zagotavlja, da ti sistemi pri prenosu vodoravnega potresnega vpliva delujejo kot celota. Diafragme morajo imeti zadostno togost v svoji ravnini, da lahko razporedijo vodoravne vztrajnostne sile na navpične elemente v skladu s predpostavkami pri analizi konstrukcije. Za diafragmo se predpostavi da je toga, če vodoravni pomiki, izračunani z modelom, ki upošteva dejansko vodoravno togost pomikov, dobljenih ob predpostavki toge diafragme, nikjer ne presegajo ustreznih absolutnih vodoravnih pomikov pri projektnih potresnih obremenitvah za več kot 10%.



*Ustrezno temeljenje:*

Projektiranje in gradnja temeljev in stikov z gornjo konstrukcijo mora zagotoviti, da je pri potresu celotna stavba enakomerno vzbujana.

### **Kategorije pomembnosti in faktorji pomembnosti**

Stavbe so razdeljene v štiri kategorije pomembnosti glede na posledice, ki jih ima porušitev za življenja ljudi, glede na njihovo pomembnost za varnost ljudi in na civilno zaščito v obdobju neposredno po potresu ter glede na socialne in ekonomske posledice porušitve. Kategorijam pomembnosti ustrezajo faktorji pomembnosti  $\gamma_l$ .

Preglednica 3.2.3: Kategorije pomembnosti za stavbe in faktorji pomembnosti

<b>Kategorija pomembnosti</b>	<b>Stavbe</b>	<b><math>\gamma_l</math></b>
I	Stavbe manjše pomembnosti za varnost ljudi, npr. kmetijski objekti in podobno	0,8
<b>II</b>	<b>Običajne stavbe, ki ne sodijo v drugo kategorijo</b>	<b>1,0</b>
III	Stavbe, katerih potresna odpornost je pomembna glede na posledice porušitve, npr. šole, dvorane za srečanja, kulturne ustanove in podobno	1,2
IV	Stavbe, katerih integriteta med potresi je življenjskega pomena za civilno zaščito, npr. bolnišnice, gasilske postaje, elektrarne in podobno	1,4

### **Obraavnani primer – določitev faktorja pomembnosti**

*V obravnavanem primeru gre za stanovanjsko stavbo, ki se uvršča v drugo kategorijo pomembnosti, kar pomeni faktor pomembnosti  $\gamma_l = 1,0$ .*

### **Nekonstrukcijski elementi**

Parapeti, predelne stene ograje itd. predstavljajo nekonstrukcijske elemente staveb. Ti elementi lahko v primeru porušitve ogrožajo ljudi ali vplivajo na glavno konstrukcijo stavbe ali na delovanje kritičnih naprav. Za te elemente je treba dokazati, da lahko skupaj s svojimi podporami prenašajo potresne vplive.

Nekonstrukcijske elemente je treba preveriti, če lahko prenašajo potresne vplive iz potresne obtežne kombinacije.

Učinki potresnega vpliva se lahko določijo tako, da se nekonstrukcijski elementi obtežijo z vodoravno silo  $F_a$ , ki je določena z izrazom:

$$F_a = (S_a \cdot W_a \cdot \gamma_a) / q_a \quad (20)$$

kjer so:

$F_a$  ... vodoravna potresna sila, ki deluje v težišču nekonstrukcijskega elementa v najneugodnejši smeri

$W_a$  ... teža elementa

$S_a$  ... potresni koeficient za nekonstrukcijske elemente

$\gamma_a$  ... faktor pomembnosti za element

$q_a$  ... faktor obnašanja za element

Potresni koeficient  $S_a$  se izračuna z enačbo:

$$S_a = \alpha \cdot S \cdot \left[ 3(1 + z/H) / \left( 1 + (1 - T_a/T_1)^2 \right) - 0,5 \right] \quad (21)$$

kjer predstavljajo:

$\alpha$  ... razmerje  $a_g/g$  – (projektni pospešek na tleh tipa A / težnostni pospešek)

$S$  ... faktor tal

$T_a$  ... osnovni nihajni čas nekonstrukcijskega elementa

$T_1$  ... osnovni nihajni čas stavbe v ustrezni smeri

$z$  ... višina nekonstrukcijskega elementa nad mestom delovanja potresnega vpliva (nad temelji ali nad vrhom toge kleti)

$H$  ... višina stavbe, merjeno od temeljev ali toge kleti

Faktor pomembnosti  $\gamma_a$  : (preverja se samo v primeru, če je inštalirana posebna, zelo pomembna, oprema)

Faktor pomembnosti  $\gamma_a$  ne sme biti manjši od 1,5 za:

- sidranje strojev in opreme, ki so pomembni za delovanje sistemov za zagotavljanje varnosti ljudi
- rezervoarje in posode, ki vsebujejo strupene ali eksplozivne snovi, nevarne za ljudi

V ostalih primerih se upošteva faktor pomembnosti  $\gamma_a = 1,0$ .

Faktor obnašanja  $q_a$  :

Predpisane so zgornje meje za vrednosti faktorja obnašanja  $q_a$  za nekonstrukcijske elemente.

Preglednica 3.2.4: vrednosti  $q_a$  za nekonstrukcijske elemente

Vrsta nekonstrukcijskega elementa	$q_a$
<ul style="list-style-type: none"><li>- Konzolni parapeti ali ornamentacije</li><li>- Oznake in table</li><li>- Dimniki, jambori in rezervoarji na nogah, ki delujejo kot nepodprte konzole po več kot polovici njihove celotne višine</li></ul>	1,0
<ul style="list-style-type: none"><li>- Zunanje in notranje stene</li><li>- Predelne stene in fasade</li><li>- Dimniki, jambori in rezervoarji na nogah, ki delujejo kot nezavetrovane konzole po manj kot polovici njihove celotne višine, ali ki so zavetrovani ali privezani na konstrukcijo v njihovem masnem središču ali nad njim</li><li>- Sidranje omar in polic, ki so stalno postavljene na tleh</li><li>- Sidranje spuščениh stropov in pritrjenih svetil</li></ul>	2,0

## 4 MODEL ZA ANALIZO

Pomiki in notranje sile v konstrukciji zaradi različnih vplivov so bili izračunani po metodi končnih elementov s programom Tower. Stebri, vertikalne in horizontalne vezi ter nosilci so modelirani z linijskimi končnimi elementi, plošče in AB stene pa kot ploskovni (lupinasti) končni elementi. Pri modeliranju so bili linijski in ploskovni končni elementi nameščeni po težiščih konstrukcijskih elementov. Lastne teže konstrukcijskih elementov so bile pri analizi upoštevane avtomatsko. Kot dodatna lastna teža pa je bila nanešena teža talne konstrukcije (estrih, izolacije, gotovi tlak) nad AB ploščo.

### 4.1 Materiali, obtežbe in obtežne kombinacije

Pri modeliranju konstrukcije so bili uporabljeni sledeči materiali:

#### Beton:

C25

$f_{ck} = 25MPa$  (karakteristična tlačna trdnost)

$E = 3 \cdot 10^7 kN / m^2$  (elastični modul)

$\mu = 0,2$  (poissonov količnik)

$\gamma = 25kN / m^3$  (specifična teža)

#### Jeklo za armiranje:

S500

$f_{yk} = 500MPa$  (karakteristična trdnost na meji elastičnosti)

$E = 2 \cdot 10^8 kN / m^2$  (elastični modul)

$\mu = 0,3$  (poissonov količnik)

$\gamma = 78,5kN / m^3$  (specifična teža)

#### Opeka:

Opečni blok POROTHERM 30 S P+E dimenzij 25/30/23,8cm

$f_{bk} = 10N / mm^2$  (tlačna trdnost)

$E = 2 \cdot 10^6 kN / m^2$  (elastični modul)

$\mu = 0,2$  (poissonov količnik)

$\gamma = 14kN / m^3$  (specifična teža)

**Les:**

Tip: Masiven les

Podtip: Iglavci

Razred: II

Vlažnost: 18%

Les je obravnavan kot izotropen material

$E = 1+10^7 \text{ kN} / \text{m}^2$  (elastični modul v smeri vlaken)

$\mu = 0,2$  (poissonov količnik)

$\gamma = 5 \text{ kN} / \text{m}^3$  (specifična teža)

Pri modeliranju so bile uporabljene sledeče obtežbe:

**Lastna teža G:**

Preglednica 4.1.1: Sestava in obremenitev plošče med etažami

Material	Teža[kN/m3]	Debelina [m]	Teža [kN/m2]
parket	6,70	0,02	0,13
cementni estrih	24,00	0,05	1,20
toplotna izolacija	3,00	0,15	0,45
AB plošča	25,00	0,20	5,00
omet	15,00	0,02	0,30

7,08 kN/m2

Preglednica 4.1.2: Sestava in obremenitev strešne konstrukcije

Material	b [m]	h [m]	Razmak el. [m]	Teža [kN/m2]	Teža [kN/m3]	Debelina [m]	Teža [kN/m2]
pločevinasta kritina				0,20			0,20
prečne letve	0,04	0,05	0,80		4,60		0,01
vzdolžne letve	0,04	0,05	0,80		4,60		0,01
deske					4,60	0,02	0,09
toplotna izolacija					1,40	0,14	0,20
škarniki	0,12	0,16	0,80		4,60		0,11
prečne letve	0,04	0,05	0,62		4,60		0,01
mavčne plošče					15,00	0,01	0,19

0,82 kN/m2

**Koristna obtežba Q:**

Koristna obtežba se določi v skladu s standardom SIST EN 1991-1-1:2004. Površine je potrebno kategorizirati v skladu s podano preglednico in v nadaljevanju določiti koristne obtežbe na ploščah, balkonih in stopnicah stavb.

Preglednica 4.1.3: Kategorije uporabe (člen 6.3.1.2)

<b>Kategorija</b>	<b>Opis uporabe</b>	<b>Primeri</b>
<b>A</b>	Bivalni prostori	Sobe v stanovanjih in hišah, spalnice in oddelki v bolnišnicah, spalnice v hotelih, kuhinje v gostilnah in sanitarije
<b>B</b>	Pisarne	
<b>C</b>	Površine, kjer se zbirajo ljudje (z izjemo površin v kategorijah A, B, D)	<p><b>C1:</b> Površine z mizami, npr. v šolah, kavarnah, restavracijah, jedilnicah, čitalnicah, sprejemnicah</p> <p><b>C2:</b> Površine s pritrjenimi sedeži, npr. v cerkvah, gledališčih in kinih, konferenčnih dvoranh, predavalnicah, skupščinskih dvoranh, čakalnicah, železniških čakalnicah</p> <p><b>C3:</b> Površine brez ovir za gibanje ljudi, npr. v muzejih, razstaviščih, dostopnih prostorih v javnih in upravnih stavbah, hotelih, bolnišnicah, preddverja železniških postaj</p> <p><b>C4:</b> Površine za telesnokulturne dejavnosti, npr. plesne dvorane, telovadnice, odri</p> <p><b>C5:</b> Površine, na katerih lahko pride do gneče, npr. prireditvene stavbe, koncertne dvorane, športne dvorane, vključno s tribunami, terase, dostopne površine, železniške ploščadi</p>
<b>D</b>	Trgovine	<p><b>D1:</b> Površine v trgovini na drobno</p> <p><b>D2:</b> Površine v veleblagovnicah</p>

**Obravnavani objekt – določitev kategorije uporabe**

*Obravnavani objekt se v skladu z gornjo tabelo v celoti razvrsti v kategorijo A.*

Preglednica 4.1.4: Koristne obtežbe na ploščah, balkonih in stopnicah stavb skladno s standardom SIST EN 1991-1-1:2004 in nacionalnim dodatkom SIST EN 1991-1-1:2004/A101 (ki predpisuje priporočene vrednosti obtežb) (člen 6.3.1.2)

Kategorije površin		$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ] (površinska obtežba)	$Q_k$ [kN] (koncentrirana sila)
A	- tla na splošno	2,0	2,0
	- stopnice	2,0	2,0
	- balkoni	2,5	2,0
B		3,0	4,5
C	- C1	3,0	4,0
	- C2	4,0	4,0
	- C3	5,0	4,0
	- C4	5,0	7,0
	- C5	5,0	4,5
D	- D1	4,0	4,0
	- D2	5,0	7,0

#### Obravnani objekt – določitev koristnih obtežb

Glede na kategorijo objekta (A) so predpisane obremenitve po vseh površinah velikosti  $2,0\text{ kN/m}^2$ , razen balkonov, ki so obteženi z obtežbo  $2,5\text{ kN/m}^2$ .

Koristna obtežba » $q_k$ « se upošteva po celotni površini etaž v skladu s standardom SIST EN 1991-1-1:2004, točka 6.2.1.(2).

Tla na splošno:  $2,0\text{ kN/m}^2$

Stopnice:  $2,0\text{ kN/m}^2$

Balkoni:  $2,5\text{ kN/m}^2$

Koncentrirana obtežba je bila v modelu zanemarjena, saj predstavlja bistveno manjšo vrednost kot površinska obtežba in zato v obravnavanem primeru ne predstavlja bistveno povečanega vpliva. Vsekakor bi jo bilo treba upoštevati za lokalno preverjanje konstrukcije, kjer predstavlja edino obtežbo (zanemari se površinska obtežba).

**Obtežba s snegom S:**

Postopek računa obtežbe snega je prikazan v prilogi A, kjer so tudi izračunane vrednosti obtežbe snega za obravnavani objekt.

**Obraavnani objekt – obtežba s snegom**

*Ker ima objekt simetrično dvokapnico, je potrebno upoštevati 2 primera obtežbe s snegom:*

- *primer 1: nenakopičen sneg – na obeh strešinah obtežba s snegom  $1,83\text{kN/m}^2$*
- *primer 2: nakopičen sneg – ena strešina ima obtežbo s snegom velikosti  $0,91\text{kN/m}^2$ , druga pa  $1,83\text{kN/m}^2$*

*Oblika strehe je taka, da ne omogoča zastajanja vode, zato 50% povečanje obtežbe ni potrebno.*

*Za vsak primer, kjer je nadmorska višina višja od 400 m.n.v. (Jesenice se nahajajo na približno 500 m.n.v.), je treba upoštevati previs snega na kapu, ki za obravnavani primer znaša  $2,03\text{kN/m}$ .*

**Obtežba z vetrom W:**

Postopek računa obtežbe vetra je prikazan v prilogi B, kjer so tudi izračunane vrednosti obtežbe vetra za obravnavani objekt.

**Obraavnani objekt – obtežba z vetrom**

*Veter piha po dolini reke Save, zato upoštevamo pritisk na vzhodni steni objekta velikosti  $0,37\text{kN/m}^2$  in srk na zahodni strani v velikosti  $0,18\text{kN/m}^2$ .*



## Obtežne kombinacije

### Mejno stanje nosilnosti – MSN

- stalna in začasna projektna stanja

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (22)$$

$$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q + 1,5 \cdot 0,7(S + W) = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q + 1,05(S + W)$$

$$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot S + 1,5 \cdot 0,7(Q + W) = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot S + 1,05(Q + W)$$

$$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot W + 1,5 \cdot 0,7(S + Q) = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot W + 1,05(S + Q)$$

- potresna projektna stanja

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i > 1} \psi_{E,i} Q_{k,i} \quad (23)$$

Koeficiente za kombinacijo  $\psi_{Ei}$ , za račun učinkov potresnega vpliva se izračuna z enačbo: (SIST EN 1998-1:2006, člen 4.2.4)

$$\psi_{Ei} = \varphi \cdot \psi_{2i} \quad (24)$$

Preglednica 4.1.5: Vrednosti  $\varphi$  za izračun  $\psi_{Ei}$

Vrsta spremenljivega vpliva	Etaža	$\varphi$
Kategorije A-C	<b>Vrhnja etaža (streha)</b>	<b>1,0</b>
	Nekatere etaže so zasedene povezano	0,8
	<b>Etaže so zasedene neodvisno</b>	<b>0,5</b>
Kategorije D-F in arhivi		1,0

**Obraunavani primer - izračun  $\psi_{Ei}$** 

V obraunavanim primeru za vrhno etažo uporabimo faktor  $\varphi = 1,0$ , za ostale etaže pa upoštevamo, da so zasedene neodvisno in uporabimo faktor  $\varphi = 0,5$ . Na model je bila nanešena dodatna obtežba  $Q_{potres}$ , ki se uporablja samo za račun mas pri modalni analizi. Nad zadnjo etažo je bila nanešena vrednost

$$Q_{potres} = 1 \cdot Q$$

na vse ostale etaže, pa je bila nanešena vrednost

$$Q_{potres} = 0,5 \cdot Q$$

Tako smo uporabili obtežni kombinaciji:

$$\begin{aligned} 1,0 \cdot G + 0,3 \cdot Q + E_{X,Y} + M_{eksc} \\ 1,0 \cdot G + 0,3 \cdot Q + E_{X,Y} - M_{eksc} \end{aligned} \quad (25)$$

Vrednost  $M_{eksc}$  predstavlja vrednost torzijskega momenta v centrih togosti posameznih etaž. Na model so bile te vrednosti nanešene kot kontinuirana linijska obtežba na odmiku, ki ga definira SIST EN 1998-1:2006 (člen 4.3.2) za premaknitev masnega središča.

Vrednost  $E_{x,y}$  predstavlja vrednost potresne obtežbe, ki je definirana kot 100% potresna obtežba v eni smeri in 30% potresne obtežbe v drugi smeri:

$$\begin{aligned} E_{x,y} &= 1,0 \cdot E_x + 0,3 \cdot E_y \\ E_{y,x} &= 0,3 \cdot E_x + 1,0 \cdot E_y \end{aligned} \quad (26)$$

Pri tem  $E_x$  predstavlja potresno silo v smeri x, pri masi dobljeni iz  $1,0 \cdot G + 0,3 \cdot Q_{potres}$ ,  $E_y$  pa predstavlja potresno silo v smeri y, pri masi dobljeni iz  $1,0 \cdot G + 0,3 \cdot Q_{potres}$ .

*Mejno stanje uporabnosti – MSU*

- karakteristična kombinacija

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (27)$$

$$1,0 \cdot G + 1,0 \cdot Q + 0,7(S + W)$$

$$1,0 \cdot G + 1,0 \cdot S + 0,7(Q + W)$$

$$1,0 \cdot G + 1,0 \cdot W + 0,7(S + Q)$$

- pogosta kombinacija

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (28)$$

$$1,0 \cdot G + 0,5 \cdot Q + 0,3(S + W)$$

$$1,0 \cdot G + 0,5 \cdot S + 0,3(Q + W)$$

$$1,0 \cdot G + 0,5 \cdot W + 0,3(S + Q)$$

- navidezno stalna kombinacija

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (29)$$

$$1,0 \cdot G + 0,3(Q + S + W)$$

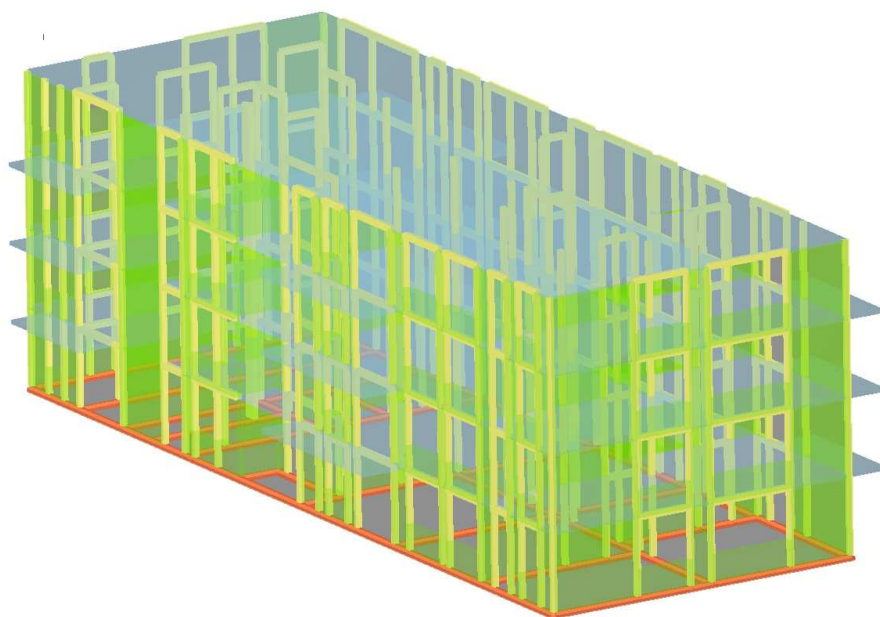
$\psi$  ... faktor varnosti spremenljivega vpliva (določen v skladu s SIST EN 1990:2004  
dodatek A1, člen A.1.2.2)

$\gamma$  ... delni faktor varnosti (določen v skladu s SIST EN 1990:2004 dodatek A1, člen  
A.1.3.1)

## 4.2 Opis modeliranja konstrukcije

Konstrukcija je bila modelirana v programu Tower 6. V modelu so bile upoštevane določene poenostavitve zaradi ekonomičnosti postopka, ki jih opišem v nadaljevanju. Poleg tega je določene stvari, ki bistveno ne vplivajo na rezultate izračuna konstrukcije, nesmiselno modelirati in s tem zabrisati preglednost rezultatov izračuna. V modelu ni upoštevan dvigalni jašek, ki je izveden kot samostojna konstrukcija. V modelu bi tak AB jašek predstavljal preveliko togost v primerjavi z ostalim, zidanim delom objekta, kar bi pomenilo, da bi oba dvigalna jaška prevzela večino potresne obtežbe. Vse etaže so modelirane kot enake, čeprav so v resnici preboji notranjih nosilnih sten po etažah nekoliko različni. Ravno tako so opuščeni določeni manjši deli zidov med dvema oknom, saj k nosilnosti tak steber ne prinese veliko, po drugi strani pa je dimenzioniranje takšnega (večjega) nosilca nad oknom na varni strani.

V program so bile vnešene pomožne osi za modeliranje konstrukcijskih elementov, tako v x kot v y smeri. V z smeri so modelirani nivoji etaž ter nivoji parapetov, ki so v modelu ravno tako upoštevani.



Slika 4.2.1: 3D slika modela konstrukcije

### 4.3 Določitev potresnih sil

Po vnosu podatkov v računalniški program je ključna analiza konstrukcije. V tem poglavju se osredotočimo na analizo v zvezi s potrsno odpornim projektiranjem po Evrokodu 6 in Evrokodu 8.

#### **Vpliv razpokanosti**

Pri sovprežnih, betonskih in zidanih stavbah je treba pri določanju togosti nosilnih elementov na splošno upoštevati vpliv razpokanosti prerezov. Takšna togost mora ustrezati začetku tečenja armature. V kolikor se natančnejša analiza razpokanih prerezov ne izvede, se lahko za elastično upogibno in strižno togost betonskih in zidanih elementov vzame polovično vrednost ustrezne togosti nerazpokanih elementov.

#### **Obravnani primer – upoštevanje vpliva razpokanosti**

*V obravnavanem primeru natančnejša analiza razpokanih prerezov ni bila izvedena. Pri definiranju materialov, uporabljenih v modelu konstrukcije, so bile privzete polovične vrednosti modula elastičnosti, s čimer dosežemo polovično vrednost togosti nerazpokanih prerezov. Na ta način smo korigirali tudi osno togost, česar pa standard ne predpisuje.*

#### **Ekscentričnost mase**

Poleg upoštevanja dejanske ekscentričnosti modela (razporeditev nosilnih konstrukcij in s tem mase modela običajno ni simetrična) je treba zaradi negotovosti, povezanih s položajem mas in s prostorskim spreminjanjem potresnega gibanja, premakniti masno težišče v vsaki etaži »i« iz nazivne lege v vsaki smeri za naključno ekscentričnost:

$$e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i \quad (30)$$

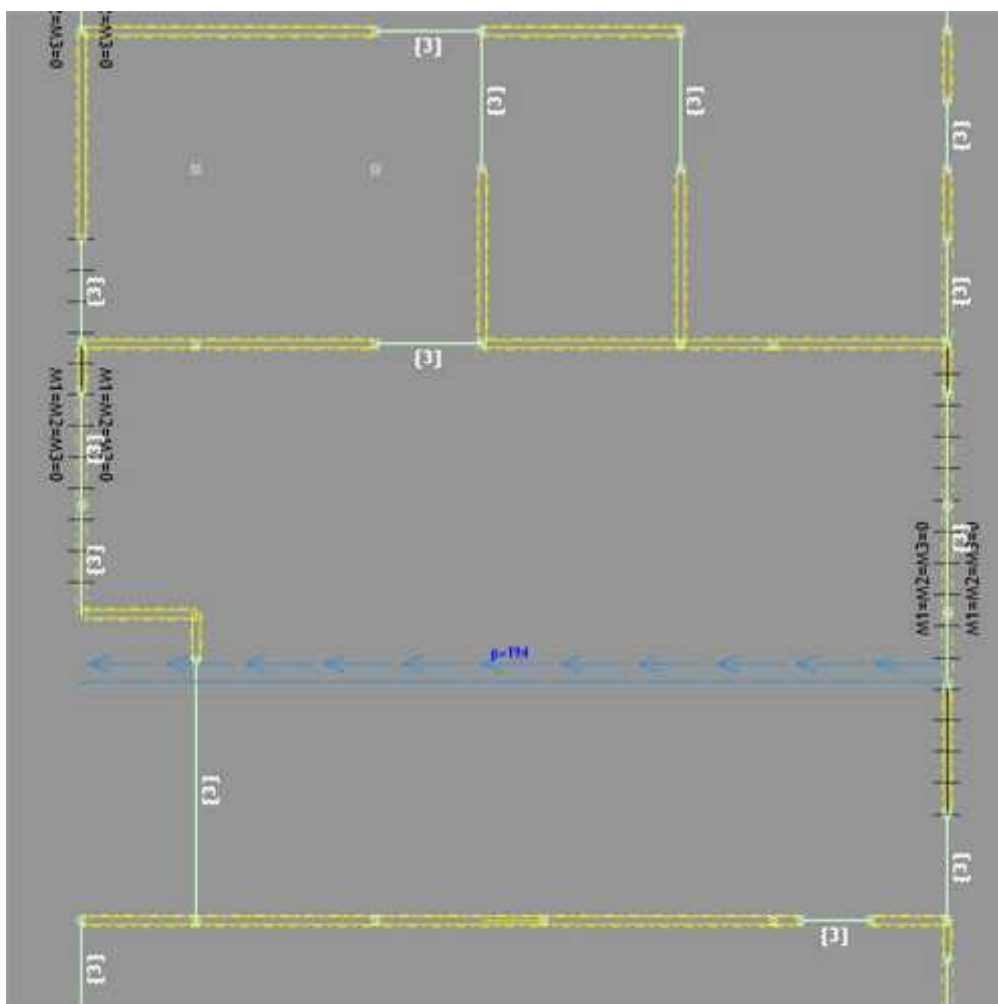
kjer sta:

$e_{ai}$  ... naključna ekscentričnost mase v etaži »i« glede na nazivni položaj; upošteva se v isti smeri v vseh etažah

$L_i$  ... tlorsna dimenzija etaže, pravokotna na smer potresnega vpliva

### Obraunavani primer – določitev naključne ekscentričnosti

V obraunavanim primeru je bila zaradi izrazite pravokotne oblike obraunavanega objekta, upoštevana samo ekscentričnost v y smeri in posledično nanešena zvezna obtežba, ki kaže v smeri y, vzdolž osi x.



Slika 4.3.1: Upoštevanje premika mase v vsaki etaži

### Modalna analiza s spektrom odziva

Za določitev potresnih sil, ki delujejo na konstrukcijo, se navadno uporablja modalna analiza s spektrom odziva. Po tej metodi je treba upoštevati vse nihajne oblike, ki pomembno prispevajo h globalnemu odzivu konstrukcije. Da je to upoštevano, se dokaže, če je izpolnjen eden od dveh pogojev:

- vsota efektivnih modalnih mas za nihajne oblike, ki se upoštevajo, znaša vsaj 90% celotne mase konstrukcije
- upoštevajo se vse nihajne oblike z efektivnimi modalnimi masami, večjimi od 5% celotne mase

Ob uporabi prostorskega modela, je treba pogoje preveriti za vse smeri.

Pri stavbah, kjer pomembno vplivajo torzijske oblike, gornjih zahtev ni mogoče izpolniti. V takih primerih je treba upoštevati najmanj toliko nihajnih oblik, da sta izpolnjena pogoja:

$$k \geq 3 \cdot \sqrt{n} \quad (31)$$

in

$$T_k \leq 0,20s \quad (32)$$

kjer so:

- $k$  ... število upoštevanih nihajnih oblik
- $n$  ... število etaž nad temelji ali nad togo kletjo
- $T_k$  ... nihajni čas za  $k$ -to nihajno obliko

Ob uporabi prostorskega modela, se lahko vplivi naključne torzije določijo kot ovojnica rezultatov, dobljenih s statično analizo, pri kateri obtežbo predstavljajo torzijski momenti  $M_{ai}$  okrog navpične osi v vsaki etaži  $i$ . Vplive obtežbe je treba upoštevati s pozitivnim in negativnim predznakom (enak predznak za vse etaže):

$$M_{ai} = e_{ai} \cdot F_i \quad (33)$$

kjer so:

$M_{ai}$  ... torzijski moment okrog navpične osi v etaži  $i$

$e_{ai}$  ... naključna ekscentričnost mase v etaži » $i$ « po enačbi  $e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i$  za vse ustrezne smeri

$F_i$  ... vodoravna sila v etaži » $i$ «, določena za vse ustrezne smeri

### Razporeditev vodoravnih potresnih sil

V primeru, da se za osnovno nihajno obliko kot približek izberejo vodoravni pomiki, ki linearno naraščajo z višino (v tem primeru je treba predpostaviti, da so stropi tog), se vodoravna sila v etaži » $i$ « določi kot:

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j} \quad (34)$$

kjer so:

$F_b$  ... celotna potresna sila

$z_i, z_j$  ... kota mase  $m_i, m_j$  nad nivojem delovanja potresnega vpliva

$m_i, m_j$  ... mase etaž, izračunani iz potresne obtežne kombinacije

Celotna potresna sila se določi kot:

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad (35)$$

kjer so:

$S_d(T_1)$  ... ordinata v projektnem spektru pri nihajnem času  $T_1$



- $T_1$  ... osnovni nihajni čas konstrukcije za translacijsko gibanje v obravnavani smeri
- $m$  ... celotna masa stavbe nad temelji ali togo kletjo, kjer je upoštevana masa konstrukcijskih elementov ( $G$ ) ter koristna obtežba ( $Q_{potres}$ ), ki je na plošči nad 3. nadstropjem upoštevana kot vrednost  $1 \cdot 0,3 \cdot Q$  in v vseh ostalih etažah kot vrednost  $0,5 \cdot 0,3 \cdot Q$
- $\lambda$  ... korekcijski faktor, ki ima vrednost 0,85, če velja  $T_1 \leq 2T_C$  in ima stavba več kot dve etaži. V drugih primerih je vrednost 1,0.

Osnovni nihajni čas za stavbe do višine 40 m se določi iz enačbe:

$$T_1 = C_t \cdot H^{3/4} \quad (36)$$

kjer je

- $C_t$  ... 0,085 za prostorske jeklene momentne okvirje  
... 0,075 za prostorske betonske momentne okvirje in za ekscentrično zavetrovane jeklene okvirje  
... 0,050 za ostale konstrukcije
- $H$  ... višina stavbe (v metrih), merjeno od vrha temeljev ali vrha toge kleti

Rezultati modalne analize, ki je bila izvedena s programom Tower, so razvidni iz priloge E.

## 5 KONTROLE NOSILNOSTI IN DEFORMACIJE ZIDOV

Skladno s SIST EN 1996-1-1 je treba pri projektiranju zidanih stavb preveriti pomike, tlačno, strižno in upogibno trdnost zidovja.

### Kontrola vodoravnih pomikov

Konstrukcije, ki vsebujejo zidane stene, projektirane v skladu s SIST EN 1996-1-1, morajo imeti njihove dele ustrezno povezane med seboj, tako da se vodoravni pomiki preprečijo ali dopustijo na podalgi izračuna.

Preveriti je potrebno ali posamezni navpični utrditveni elementi (posamezne stene) v ustrezni upogibni smeri na dnu stavbe zadoščajo pogoju:

$$h_{tot} \cdot \sqrt{\frac{N_{Ed}}{\sum EI}} \leq \begin{cases} 0,6 & \text{za } n \geq 4 \\ 0,2 + 0,1 \cdot n & \text{za } 1 \leq n \leq 4 \end{cases} \quad (37)$$

kjer je

$h_{tot}$  ... skupna višina konstrukcije od temeljev do vrha

$N_{Ed}$  ... projektna vrednost navpične obtežbe (v spodnjem delu stavbe)

$\sum EI$  ... vsota upogibnih togosti vseh navpičnih utrditvenih elementov stavbe v ustrezni smeri (odprtine v navpičnih utrditvenih elementih, katerih površina je manjša od  $2\text{m}^2$  in katerih višina ne presega 60% etažne višine, se lahko zanemarijo)

$n$  ... število etaž

V kolikor posamezne stene zadoščajo gornjemu pogoju, ni treba računati dopustnih vodoravnih pomikov.

Slike sten s prikazanimi vplivi pri obtežni kombinaciji  $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q + 1,05 \cdot S$  so prikazani v prilogi F.

Preglednica 5.1: Kontrola za stene v x smeri pri obtežni kombinaciji  $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q + 1,05 \cdot S$

Oznaka stene	b [m]	h [m]	$I_x$ [m <sup>4</sup> ]	$N_y$ [kN/m]	$N_{Ed}$ [kN]	$h_{tot} \cdot \sqrt{\frac{N_{Ed}}{\sum EI}}$
x 1	0,3	3,51	0,007898	83,12	291,75	0,3321
x 2	0,3	2,24	0,00504	78,43	175,68	0,2577
x 3	0,3	0,88	0,00198	65,69	57,81	0,1478
x 4	0,3	3,30	0,007425	83,12	274,30	0,3220
x 5	0,3	2,49	0,005603	104,09	259,18	0,3130
x 6	0,3	5,24	0,01179	136,53	715,42	0,5201
x 7	0,3	3,30	0,007425	125,85	415,31	0,3963
x 8	0,3	1,10	0,002475	83,89	92,28	0,1868
x 9	0,3	1,91	0,004298	170,50	325,66	0,3509

x 10	0,3	4,81	0,010823	129,93	624,96	0,4861
<b>x 11</b>	<b>0,3</b>	<b>10,33</b>	<b>0,023243</b>	<b>180,87</b>	<b>1868,39</b>	<b>0,8405</b>
x 12	0,3	1,10	0,002475	100,52	110,57	0,2045
x 13	0,3	1,64	0,00369	182,34	299,04	0,3362
x 14	0,3	4,23	0,009518	116,73	493,77	0,4321
x 15	0,3	6,68	0,01503	141,30	943,88	0,5974
x 16	0,3	4,24	0,00954	90,25	382,66	0,3804
x 17	0,3	2,85	0,006413	124,50	354,83	0,3663
x 18	0,3	1,87	0,004208	118,72	222,01	0,2897
x 19	0,3	2,85	0,006413	147,25	419,66	0,3983
x 20	0,3	2,09	0,004703	131,88	275,63	0,3228
x 21	0,3	2,45	0,005513	71,70	175,67	0,2577
x 22	0,3	1,06	0,002385	64,19	68,04	0,1604
x 23	0,3	5,09	0,011453	77,99	396,97	0,3874
x 24	0,3	1,33	0,002993	61,35	81,60	0,1756
x 25	0,3	2,50	0,005625	72,13	180,33	0,2611

Kjer predstavljajo

$$I_x = \frac{h \cdot b^3}{12} \quad (38)$$

$N_y$  ... maksimalna vrednost na posamezni steni, dobljenimi iz analize konstrukcije pri obtežni kombinaciji  $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q + 1,05 \cdot S$

$N_{Ed} = N_y \cdot h$  ... projektna vrednost navpične obtežbe v pritlični etaži

Preglednica 5.2: Kontrola za stene v y smeri pri obtežni kombinaciji  $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q + 1,05 \cdot S$

Oznaka stene	b [m]	h [m]	$I_x$ [m <sup>4</sup> ]	$N_y$ [kN/m]	NEd [kN]	$h_{tot} \cdot \sqrt{\frac{N_{Ed}}{\sum EI}}$
y 1	0,3	0,82	0,001845	77,10	63,222	0,1842
y 2	0,3	1,25	0,0028125	55,68	69,6	0,1933
y 3	0,3	0,74	0,001665	68,05	50,357	0,1644
y 4	0,3	1,22	0,002745	95,40	116,388	0,2499
y 5	0,3	1,75	0,0039375	67,78	118,615	0,2523
y 6	0,3	0,46	0,001035	67,78	31,1788	0,1294
y 7	0,3	2,18	0,004905	90,24	196,7232	0,3249
y 8	0,3	0,98	0,002205	119,13	116,7474	0,2503

y 9	0,3	0,63	0,0014175	115,22	72,5886	0,1974
y 10	0,3	1,27	0,0028575	90,25	114,6175	0,2480
y 11	0,3	0,65	0,0014625	104,25	67,7625	0,1907
y 12	0,3	2,90	0,006525	142,48	413,192	0,4709
y 13	0,3	0,65	0,0014625	89,56	58,214	0,1768
y 14	0,3	2,73	0,0061425	82,49	225,1977	0,3476
y 15	0,3	1,03	0,0023175	94,68	97,5204	0,2288
y 16	0,3	1,03	0,0023175	75,62	77,8886	0,2044
y 17	0,3	1,13	0,0025425	72,18	81,5634	0,2092
y 18	0,3	0,60	0,00135	184,02	110,412	0,2434
y 19	0,3	2,26	0,005085	131,04	296,1504	0,3987
<b>y 20</b>	<b>0,3</b>	<b>5,22</b>	<b>0,011745</b>	<b>140,18</b>	<b>731,7396</b>	<b>0,6266</b>
y 21	0,3	1,03	0,0023175	150,33	154,8399	0,2883
y 22	0,3	2,26	0,005085	127,48	288,1048	0,3932
y 23	0,3	3,87	0,0087075	106,03	410,3361	0,4693
y 24	0,3	0,81	0,0018225	66,65	53,9865	0,1702
y 25	0,3	1,95	0,0043875	70,23	136,9485	0,2711
y 26	0,3	1,77	0,0039825	83,95	148,5915	0,2824
y 27	0,3	1,27	0,0028575	76,85	97,5995	0,2289
y 28	0,3	0,39	0,0008775	93,06	36,2934	0,1396
y 29	0,3	1,89	0,0042525	97,96	185,1444	0,3152
y 30	0,3	0,51	0,0011475	95,08	48,4908	0,1613
y 31	0,3	1,70	0,003825	86,00	146,2	0,2801
y 32	0,3	3,82	0,008595	70,22	268,2404	0,3794
y 33	0,3	0,87	0,0019575	73,82	64,2234	0,1856
y 34	0,3	1,15	0,0025875	73,82	84,893	0,2134
y 35	0,3	0,89	0,0020025	91,98	81,8622	0,2096
y 36	0,3	0,91	0,0020475	107,91	98,1981	0,2296
y 37	0,3	1,13	0,0025425	74,78	84,5014	0,2130

Kjer predstavljajo

$$I_y = \frac{h \cdot b^3}{12}$$

$N_y$  ... maksimalna vrednost na posamezni steni, dobljenimi iz analize konstrukcije pri obtežni kombinaciji  $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q + 1,05 \cdot S$

$N_{Ed} = N_y \cdot h$  ... projektna vrednost navpične obtežbe v pritlični etaži

Iz rezultatov je razvidno, da v x smeri vrednost 0,6 presega stena x11, v y smeri pa vrednost presega stena y20.

V tabelah niso upoštevane vertikalne vezi, ampak samo opeka. Dejansko imamo opravka s povezanim zidovjem, kjer beton in opeka delujeta vzajemno. Zato za obe kritični steni upoštevamo še AB vezi, pri čemer se izkaže, da dopustnih vodoravnih pomikov v nobenem primeru ni treba računati.

### **Kontrola tlačnih sil v stenah**

V skladu z EC 6 je treba preveriti zidove iz nearmiranega zidovja pri prevladujoči navpični obtežbi. Upoštevana je obtežna kombinacija  $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q + 1,05 \cdot S$ , iz katere izhajajo največje tlačne sile v stenah.

Zadostiti je treba pogoju

$$N_{Ed} \leq N_{Rd}, \quad (39)$$

kjer predstavljajo vrednosti:

$N_{Ed} = N_y \cdot h$  ... projektna vrednost navpične obtežbe v pritlični etaži

$N_{Rd} = \phi \cdot t \cdot f_d$  ... projektna vrednost odpornosti posameznega zidu proti navpični obtežbi

$\phi_i = 1 - 2 \frac{e_i}{t}$  ... faktor redukcije zaradi vitkosti in ekscentričnosti

$e_i \geq 0,05 \cdot t$  ... ekscentričnost na zgornjem in spodnjem robu zidu, kjer  $t$  predstavlja debelino stene

$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M}$  ... projektna tlačna trdnost zidovja

Tako določimo vrednost:

$$N_{Rd} = \phi \cdot t \cdot f_d = \phi \cdot t \cdot \frac{f_k}{\gamma_M} = 0,9 \cdot 0,3m \cdot \frac{3,66 \cdot 1000kN / m^2}{2,20} = 449kN / m$$

V obravnavanem primeru je v vseh stenah (v x in y smeri) projektna vrednost navpične obtežbe ustrezna (glej preglednico 6.3 in 6.4).

Preglednica 5.3: Preverjanje zidov v smeri x iz neramiranega zidovja pri obtežni kombinaciji  $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q + 1,05 \cdot S$

Oznaka zidu	$N_{Ed}$ [kN/m]	
x 1	83	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
x 2	78	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
x 3	65	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
x 4	83	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
x 5	104	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
x 6	136	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
x 7	125	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
x 8	83	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
x 9	170	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
x 10	129	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
x 11	180	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
x 12	100	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
x 13	182	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
x 14	116	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
x 15	141	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
x 16	90	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
x 17	124	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
x 18	118	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
x 19	147	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
x 20	131	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
x 21	71	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
x 22	64	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
x 23	77	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
x 24	61	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
x 25	72	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$

Preglednica 5.4: Preverjanje zidov v smeri  $y$  iz neramiranega zidovja pri obtežni kombinaciji  
 $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q + 1,05 \cdot S$

Oznaka zidu	$N_{Ed}$ [kN/m]	
y 1	77	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
y 2	55	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
y 3	68	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
y 4	95	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
y 5	67	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
y 6	67	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
y 7	90	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
y 8	119	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
y 9	115	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
y 10	90	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
y 11	104	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
y 12	142	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
y 13	89	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
y 14	82	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
y 15	94	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
y 16	75	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
y 17	72	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
y 18	184	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
y 19	131	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
y 20	140	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
y 21	150	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
y 22	127	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
y 23	106	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
y 24	66	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
y 25	70	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
y 26	83	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
y 27	76	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
y 28	93	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
y 29	97	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
y 30	95	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$

y 31	86	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
y 32	70	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
y 33	73	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
y 34	73	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
y 35	91	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
y 36	107	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
y 37	74	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$

### Kontrola strižnih sil v stenah

V skladu z določili Evrokoda 6 je treba preveriti tudi zidove iz nearmiranega zidovja pri strižni obtežbi. Upoštevana je potresna kombinacija, iz katere izhajajo največje strižne sile v stenah pritličja. Za vsako steno je treba zadostiti pogoju:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} \quad (40)$$

Kjer predstavlja

$V_{Ed}$  ... projektno vrednost strižne obtežbe, ki deluje na zid

$V_{Rd}$  ... projektno vrednost strižne odpornosti zidu

Projektna vrednost strižne odpornosti je podana kot:

$$V_{Rd} = f_{vd} \cdot t \cdot l_c \quad (41)$$

kjer so

$f_{vd}$  ... projektna vrednost strižne trdnosti zidovja

$t$  ... debelina zidu, ki prevzema strig

$l_c$  ... dolžina tlačnega dela zidu

Upoštevano je bilo hkratno delovanje potresa v x in y smeri v celoti po obtežni kombinaciji:

$$1,0 \cdot G + 1,0 \cdot Q_{potres} \pm M_{eksc} + E_x + E_y$$



S tem smo na varni strani, lahko bi upoštevali tudi 100% delovanje potresa v eni smeri ter 30% delovanje potresa v drugi smeri po obtežnih kombinacijah:

$$1,0 \cdot G + 1,0 \cdot Q_{potres} \pm M_{eksc} + 1,0 \cdot E_x + 0,3 \cdot E_y$$

$$1,0 \cdot G + 1,0 \cdot Q_{potres} \pm M_{eksc} + 0,3 \cdot E_x + 1,0 \cdot E_y$$

Preglednica 5.5: Kontrola zidov iz nearmiranega zidovja v x smeri pri strižni obtežbi ob upoštevanju obtežne kombinacije  $1,0 \cdot G + 1,0 \cdot Q_{potres} \pm M_{eksc} + E_x + E_y$

Oznaka stene	$h$ [m]	$l_c$ [m]	$f_{vd}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$V_{Ed}$ [kN/m]	$V_{Ed}$ [kN]	$V_{Rd}$ [kN]	
x1	12,43	11,81	138,9091	99,53	29,859	492,1549	$V_{Ed} \leq V_{Rd}$
x2	5,24	1,86	122,0242	126,68	38,004	68,08953	$V_{Ed} \leq V_{Rd}$
x3	3,3	0,72	106,297	126,02	37,806	22,96015	$V_{Ed} \geq V_{Rd}$
x4	1,1	1,1	123,2303	101,86	30,558	40,666	$V_{Ed} \leq V_{Rd}$
x5	1,91	0,77	151,5152	104,36	31,308	35	$V_{Ed} \leq V_{Rd}$
x6	4,81	0,86	135,7879	118,02	35,406	35,03327	$V_{Ed} \geq V_{Rd}$
x7	10,33	1,44	119,1394	103,33	30,999	51,46822	$V_{Ed} \leq V_{Rd}$
x8	1,1	0,4	119,5576	89,44	26,832	14,34691	$V_{Ed} \geq V_{Rd}$
x9	1,64	0,65	132,0909	52,6	15,78	25,75773	$V_{Ed} \leq V_{Rd}$
x10	4,23	0,85	127,1273	76,28	22,884	32,41745	$V_{Ed} \leq V_{Rd}$
x11	6,68	3,27	135,5212	95,76	28,728	132,9463	$V_{Ed} \leq V_{Rd}$
x12	4,24	2,18	104,2121	75,66	22,698	68,15473	$V_{Ed} \leq V_{Rd}$
x13	2,85	0,38	117,0182	62,92	18,876	13,34007	$V_{Ed} \geq V_{Rd}$
x14	1,87	0,21	128,697	56,02	16,806	8,107909	$V_{Ed} \geq V_{Rd}$
x15	2,85	0,12	122,0485	65,16	19,548	4,393745	$V_{Ed} \geq V_{Rd}$
x16	2,09	0	141,8545	59,49	17,847	0	$V_{Ed} \geq V_{Rd}$
x17	12,43	5,5	114,8303	79,59	23,877	189,47	$V_{Ed} \leq V_{Rd}$

Preglednica 5.6: Kontrola zidov iz nearmiranega zidovja v y smeri pri strižni obtežbi ob upoštevanju obtežne kombinacije  $1,0 \cdot G + 1,0 \cdot Q_{potres} \pm M_{eksc} + E_x + E_y$

Oznaka stene	$h$ [m]	$l_c$ [m]	$f_{vd}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$V_{Ed}$ [kN/m]	$V_{Ed}$ [kN]	$V_{Rd}$ [kN]	
y 1	2,81	2,81	168,5152	120,03	36,009	142,0583	$V_{Ed} \leq V_{Rd}$
y 2	6,58	6,07	134,0606	83,94	25,182	244,1244	$V_{Ed} \leq V_{Rd}$
y 3	2,55	1,74	162,1636	86,19	25,857	84,64942	$V_{Ed} \leq V_{Rd}$
y 4	3,55	3,55	164,4303	47,03	14,109	175,1183	$V_{Ed} \leq V_{Rd}$
y 5	2,73	2,73	126,5576	129,82	38,946	103,6507	$V_{Ed} \leq V_{Rd}$
y 6	3,19	2,74	104,2121	129,95	38,985	85,66236	$V_{Ed} \leq V_{Rd}$
y 7	0,6	0,6	116,3515	80,52	24,156	20,94327	$V_{Ed} \geq V_{Rd}$
y 8	2,26	1,5	127,9455	123	36,9	57,57545	$V_{Ed} \leq V_{Rd}$
y 9	5,22	5,22	129,4788	144,65	43,395	202,7638	$V_{Ed} \leq V_{Rd}$
y 10	1,03	0,66	100,4788	96,48	28,944	19,8948	$V_{Ed} \geq V_{Rd}$
y 11	2,26	0,93	138,0485	130,33	39,099	38,51553	$V_{Ed} \geq V_{Rd}$
y 12	3,87	2,92	127,6909	152,65	45,795	111,8572	$V_{Ed} \leq V_{Rd}$
y 13	2,76	2,76	166,4364	131,04	39,312	137,8093	$V_{Ed} \leq V_{Rd}$
y 14	3,43	2,83	151,9576	121,81	36,543	129,012	$V_{Ed} \leq V_{Rd}$
y 15	2,4	1,63	139,6545	43	12,9	68,29107	$V_{Ed} \leq V_{Rd}$
y 16	8,43	4,76	115,503	93,8	28,14	164,9383	$V_{Ed} \leq V_{Rd}$
y 17	0,91	0,91	154,1939	111,02	33,306	42,09495	$V_{Ed} \leq V_{Rd}$
y 18	1,13	1,13	130,303	106,52	31,956	44,17273	$V_{Ed} \leq V_{Rd}$

Iz rezultatov je razvidno, da posamezne stene sicer same striga ne prenesejo. Obremenitev se v tem primeru lahko prerazporedi tudi na ostale stene. Ko preverimo vsoto dejanske obremenitve v posamezni smeri in vsoto dopustne obremenitve v posamezni smeri, lahko ugotovimo, da objekt kot celota prenese potresno obtežbo.

$$\sum V_{Ed}(x) = 447,82kN$$

$$\sum V_{Ed}(y) = 579,53kN$$

$$\sum V_{Rd}(x) = 1234,31kN$$

$$\sum V_{Rd}(y) = 1873,13kN$$

Omeniti velja, da vertikalne vezi niso bile upoštevane pri kontroli striga.

V kolikor bi upoštevali tudi vertikalne vezi, so vrednosti toliko bolj na varni strani.

### Kontrola upogibnih momentov v stenah

Skladno z Evrokodom 6 je treba preveriti tudi zidovje iz nearmiranega zidovja pri vodoravni obtežbi pravokotno na ravnino. Uporabljena je bila obtežna kombinacija

$$1,35 \cdot G + 1,05 \cdot Q + 1,05 \cdot S + 1,5 \cdot W_{\text{pritisik}} + 1,5 \cdot W_{\text{srk}}$$

kjer je prevladovala obtežba vetra.

Obtežba vetra je bila podana na daljšo stranico objekta, saj je objekt postavljen pravokotno na dolino reke Save in je na daljši stranici tudi dejansko najbolj obremenjen z vetrom.

Zadostiti je treba pogoju:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} \quad (42)$$

kjer je

$M_{Ed}$  ... projektna vrednost momenta, ki deluje na zid

$M_{Rd}$  ... projektna vrednost upogibne odpornosti zidu

Projektna vrednost upogibne odpornosti zidu se določi kot

$$M_{Rd} = f_{xd} \cdot Z \quad (43)$$

kjer sta:

$f_{xd} = \frac{f_{xk}}{\gamma_M}$  ... projektna vrednost upogibne trdnosti glede na upogibno ravnino (porušna

ravnina vzporedna ali pravokotna na naležne rege)

$$Z = \frac{I_y}{\max(z^-, z^+)} = \frac{h \cdot b^3}{\frac{12}{2}} \quad \dots \text{ elastični odpornostni moment prereza zidu}$$

Preverjena je bila stran, na kateri veter deluje s pritiskom. Srk predstavlja manjšo obtežbo in glede na rezultate ni problematičen.

Preglednica 5.7: Kontrola zidov iz nearmiranega zidovja pri vodoravni obtežbi pravokotno na ravnino pri obtežni kombinaciji  $1,35 \cdot G + 1,05 \cdot Q + 1,05 \cdot S + 1,5 \cdot W_{\text{pritisk}} + 1,5 \cdot W_{\text{srk}}$

$$M_{Rd} = f_{xd} \cdot Z = \frac{f_{xk1}}{\gamma_M} \cdot Z = \frac{0,10 \cdot 1000 \text{ kN} / \text{m}^2}{2,2} \cdot 0,015 \text{ m}^3 = 0,68 \text{ kNm}$$

Oznaka zidu	$M_{Ed}$ [kNm]	
y 1	0,11	$M_{Ed} \leq M_{Rd}$
y 2	0,21	$M_{Ed} \leq M_{Rd}$
y 3	0,21	$M_{Ed} \leq M_{Rd}$
y 4	0,45	$M_{Ed} \leq M_{Rd}$
y 5	0,40	$M_{Ed} \leq M_{Rd}$
y 6	0,12	$M_{Ed} \leq M_{Rd}$

Kontrola je ustrezna tudi brez upoštevanja vertikalnih vezi.

## 6 ZAKLJUČEK

Z uvedbo Evrokodov in ob upoštevanju le teh, bi moralo biti projektiranje, in v končni fazi gradnja, kakovostnejša in varnejša. Področje zidanih stavb Evrokodi razmeroma obsežno pokrivajo. Lahko bi celo rekli, da so v nekaterih pogledih preveč obsežni, v drugih pa ne zajamejo vseh obnašanj konstrukcije. Natančno so definirani pogoji za armirano in nearmirano zidovje, medtem ko je treba za povezano zidovje smiselno uporabiti kombinacijo obeh. Z izpolnjevanjem predpisanih zahtev, bi stavba morala izpolnjevati vse pogoje za mehansko odpornost in stabilnost.

V primeru zidanih stavb je pri potresu najbolj problematičen strižni mehanizem obnašanja konstrukcije, katerega je treba kontrolirati v fazi projektiranja konstrukcije. Ločimo dva strižna mehanizma:

- prestrig po naležnih regah in
- strižna porušitev z nastankom diagonalne razpoke.

Prestrig po naležnih regah se pojavi, če so na razmeroma dolgem zidu tlačne napetosti majhne in je malta slabe kakovosti. Navzven se pokaže z nastankom vodoravnih razpok, ko zidaki zdrsnejo po naležnih regah. To se zgodi, ko strižne napetosti presežejo strižno trdnost zidovja. Običajno pa potres povzroči strižno porušitev z nastankom diagonalnih razpok, kar pomeni da v zidovju nastanejo poševne razpoke. Poševne razpoke lahko potekajo po regah med zidaki ali diagonalno preko zidakov. Strižne razpoke so posledica glavnih natezних napetosti, nastalih v ravnini zidu zaradi kombinacije vodoravne in navpične obtežbe. Ko glavne natezne napetosti presežejo natezno trdnost zidovja, zid počne.

Evrokod, kot edini možni in s tem tudi najbolj kritičen strižni mehanizem obravnava prestrig po naležnih regah, ne predvideva pa strižne porušitve z nastankom diagonalnih razpok.

Tako so tudi vse enačbe in predpostavke izpeljane iz predpostavke o najbolj kritičnem mehanizmu prestriga in na podlagi preiskav posameznega materiala (npr. opeke). Ker je zidovje izrazito kompoziten material, je v izpeljanih enačbah predpostavljeno, da bo zid v času uporabe deloval kot homogen material. Predpisane vrednosti za kakovost materiala so definirane na podlagi preizkusov materiala, kar pa pomeni, da bi za uporabo predpisanih vrednosti morali uporabiti natančno takšen material, kot je bil uporabljen pri preizkusu, saj v

nasprotnem ni nujno, da so predpisane vrednosti pravilne. To pomeni, da lahko z uporabo drugačnih materialov dobimo »homogen material« (zid) z drugačnimi mehanskimi lastnosti, kot jih je imel tisti, ki je bil osnova za izvedbo preizkusov in definiranja mehanskih lastnosti.

Kontrola povezanega zidovja (ali splošneje vseh zidanih konstrukcij) je zato problematična tako iz vidika uporabljenih enačb in mehanskih lastnosti kot tudi iz vidika modeliranja konstrukcije. Poleg sten, odprt in parapetov, je treba definirati tudi vertikalne in horizontalne vezi, v primeru armiranega zidovja pa predpostaviti tudi ustrezne lastnosti zidovja, ki bo dalo pravilne (realne) rezultate obnašanja konstrukcije. Ko imamo izdelan model konstrukcije (ki naj bi ponazoril dejansko obnašanje konstrukcije v primeru potresa), moramo iz njega dobiti rezultate, katere je potrebno preveriti v skladu z evrokodi. Težava je v tem, da dobljeni rezultati sami po sebi niso kar takoj primerljivi z zahtevami standarda, pač pa jih je treba predhodno urediti (integrirati, določiti povprečno vrednost,...).

Predstavljeni del v diplomski nalogi je samo del analize, ki jo je potrebno opraviti za posamezen objekt pred pričetkom gradnje. V nadaljevanju bi bilo potrebno še dimenzionirati plošče, nosilce in preklade nad odprtinami in temelje ter za vse armirano betonske dele konstrukcije določiti potrebno armaturo v skladu z Evrokodom 2, način polaganja le te, itd, lesene dele konstrukcije bi bilo potrebno preveriti in dimenzionirati v skladu z Evrokodom 5, morebitne jeklene dele konstrukcije pa v skladu z Evrokodom 3.

Izračun in dimenzioniranje konstrukcijskih sklopov tako predstavlja kompleksen proces v fazi projektiranja, ki nikakor ne bi smel biti zanemarljiv ali podcenjen, kljub temu, da posamezniki (oziroma posamezne organizacije ali ustanove) ne mislijo tako.

## 7 VIRI

Tomažević, M., 2008, Shear resistance of masonry walls and Eurocode 6: shear versus tensile strength of masonry. Gradb. vestn. letn. 57, št. 5, str. 113-128.

Navodila za uporabo računalniškega programa TOWER 6.  
<http://www.zeia.si/zeia/update1.htm> (21.9.2009)

Lapajne J., Šket Motnikar B., Zupančič P. Tolmač karte potresne nevarnosti Slovenije.  
[http://www.arso.gov.si/potresi/podatki/tolmac\\_pospeska\\_tal.html](http://www.arso.gov.si/potresi/podatki/tolmac_pospeska_tal.html) (19.5.2009)

Potresna nevarnost.  
<http://www.vode.si/potresi/potresna%20nevarnost/> (19.5.2009)

Karta potresne nevarnosti (pospeški).  
[http://images.google.com/imgres?imgurl=http://www.arso.gov.si/potresi/podatki/thumb\\_projektni\\_pospesek\\_tal.jpg&imgrefurl=http://www.arso.gov.si/potresi/podatki/projektni\\_pospesek\\_tal.html&usq=\\_\\_v0ntwbF221FKqfeTq-6PdDCrgtI=&h=417&w=600&sz=34&hl=sl&start=12&um=1&tbnid=occ3PEKcTZ2Y-M:&tbnh=94&tbnw=135&prev=/images%3Fq%3Dkarta%2Bpotresne%2Bnevarnosti%26hl%3Dsl%26sa%3DN%26um%3D1](http://images.google.com/imgres?imgurl=http://www.arso.gov.si/potresi/podatki/thumb_projektni_pospesek_tal.jpg&imgrefurl=http://www.arso.gov.si/potresi/podatki/projektni_pospesek_tal.html&usq=__v0ntwbF221FKqfeTq-6PdDCrgtI=&h=417&w=600&sz=34&hl=sl&start=12&um=1&tbnid=occ3PEKcTZ2Y-M:&tbnh=94&tbnw=135&prev=/images%3Fq%3Dkarta%2Bpotresne%2Bnevarnosti%26hl%3Dsl%26sa%3DN%26um%3D1) (16.4.2009)

Ganc, M. 2009. Analiza potresne odpornosti zidane konstrukcije. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer: 82 str.

Slovenski standard. 2006. SIST EN 1996-1-1: 2006, Evrokod 6: Projektiranje zidanih konstrukcij - 1. del: Splošna pravila za armirano in nearmirano zidovje. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo: 103 str.

Slovenski standard. 2005. SIST EN 1998-1: 2005, Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 1. del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavb. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo: 188 str.

Slovenski standard. 2006. SIST EN 1998-1:2005/A101: 2006, Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 1. del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe – Nacionalni dodatek. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo: 11 str.

Slovenski standard. 2005. SIST EN 1990:2004/A101: 2005, Evrokod: Osnove projektiranja – Nacionalni dodatek. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo: 4 str.

Slovenski standard. 2004. SIST EN 1990: 2004, Evrokod: Osnove projektiranja konstrukcij (istoveten EN 1990:2000). Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo: 71 str.

Slovenski standard. 2005. SIST EN 1991-1-1:2004/A101: 2005, Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-1. del: Splošni vplivi – Prostorniske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb – Nacionalni dodatek. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo: 4 str.

Slovenski standard. 2004. SIST EN 1991-1-1: 2004, Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-1. del: Splošni vplivi – Prostorniske teže, lastna teža, koristne obtežbe (istoveten z EN 1991-1-1:2000). Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo: 33 str.

Slovenski standard. 2007. SIST EN 1991-1-3:2004/oA101: 2007, Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-3. del: Splošni vplivi – Obtežba snega – Nacionalni dodatek. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo: 6 str.

Slovenski standard. 2004. SIST EN 1991-1-3: 2004, Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-3. del: Splošni vplivi – Obtežba snega. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo: 47 str.

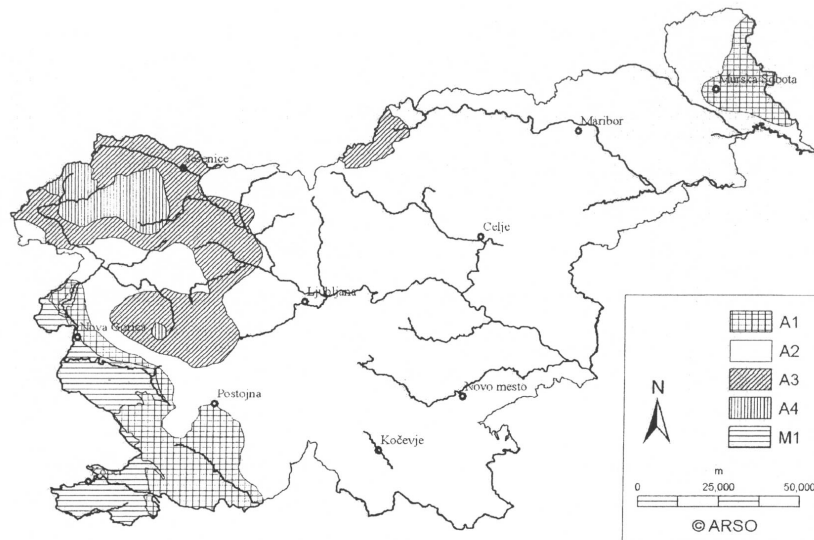
Slovenski standard. 2007. SIST EN 1991-1-4:2005/oA101: 2007, Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-4. del: Splošni vplivi – Obtežbe vetra – Nacionalni dodatek. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo: 9 str.

Slovenski standard. 2005. SIST EN 1991-1-4: 2005, Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-4. del: Splošni vplivi – Vplivi vetra. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo: 129 str.



## **PRILOGE**

## PRILOGA A: Račun obtežbe snega v skladu s SIST EN 1991-1-4:2005/oA101: 2007



$$A1 \quad s_k = 0,651 \left[ 1 + \left( \frac{A}{728} \right)^2 \right]$$

$$A4 \quad s_k = 2,577 \left[ 1 + \left( \frac{A}{728} \right)^2 \right]$$

$$A2 \quad s_k = 1,293 \left[ 1 + \left( \frac{A}{728} \right)^2 \right]$$

$$M1 \quad s_k = 0,289 \left[ 1 + \left( \frac{A}{452} \right)^2 \right]$$

$$A3 \quad s_k = 1,935 \left[ 1 + \left( \frac{A}{728} \right)^2 \right]$$

Slika A.1: Obtežba snega na tleh na nadmorski višini  $A = 0$  m (člen N.2)

### Podatki o lokaciji objekta

Območje nameravana gradnje: **A2**

Nadmorska višina (A): **500 m.n.v.**

### Podatki o strehi objekta

Naklon  $\alpha_1$ : **10°**

Naklon  $\alpha_2$ : **10°**

Snegobrani na strehi: **Da**

### Karakteristična vrednost obtežbe snega

Izračun karakteristične vrednosti obtežbe snega na tleh  $s_k$  za območje A2:

$$s_k = 1,293 \left[ 1 + \left( \frac{A}{728} \right)^2 \right] = 1,293 \left[ 1 + \left( \frac{500}{728} \right)^2 \right] = 1,90 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Preglednica A.1: Priporočene vrednosti koeficientov  $\psi_0$ ,  $\psi_1$  in  $\psi_2$  za stavbe v različnih območjih (člen 4.2)

Območje	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Finska, Islandija, Norveška, Švedska	0,70	0,50	0,20
Druge članice CEN, za kraje z nadmorsko višino nad 1000 m	0,70	0,50	0,20
Druge članice CEN, za kraje z nadmorsko višino pod 1000 m	0,50	0,20	0,00

V krajih z nadmorsko višino večjo od 1500m se upošteva izjemna obtežba snega na tleh v skladu s členom 4.3.

Jesenice ležijo na nadmorski višini približno 500m, zato se izjemna obtežba ne upošteva.

### Obtežba snega na strehi

Obtežbo snega na strehi določimo za trajna/začasna projektna stanja po enačbi

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k \dots \text{enačba 5.1 po SIST EN 1991-1-3:2004}$$

kjer so:

$\mu_i$  ... oblikovni koeficient obtežbe snega

$s_k$  ... karakteristična obtežba snega na tleh

$C_e$  ... koeficient izpostavljenosti

$C_t$  ... toplotni koeficient

### Koeficient izpostavljenosti

Preglednica A.2: Priporočene vrednosti  $C_e$  za različne vrste terena (člen 5.2)

Teren	$C_e$
<b>Teren, izpostavljen vetru:</b> ravne površine brez ovir, izpostavljene vetru z vseh strani ali z majhnimi zakloni, ki jih nudijo teren, višji objekti ali drevje.	0,8
<b>Običajen teren:</b> površine, kjer veter ne prenaša snega na objektih, ker so zaščiteni zaradi terena, drugih objektov ali dreves.	1,0
<b>Teren, zaščiten pred vetrom:</b> površine kjer je obravnavani objekt občutno nižji kot okoliški teren, visoko drevje ali drugi objekti.	1,2

V obravnavanem primeru izberem običajen teren in s tem vrednost koeficienta izpostavljenosti 1,0.

### Toplotni koeficient

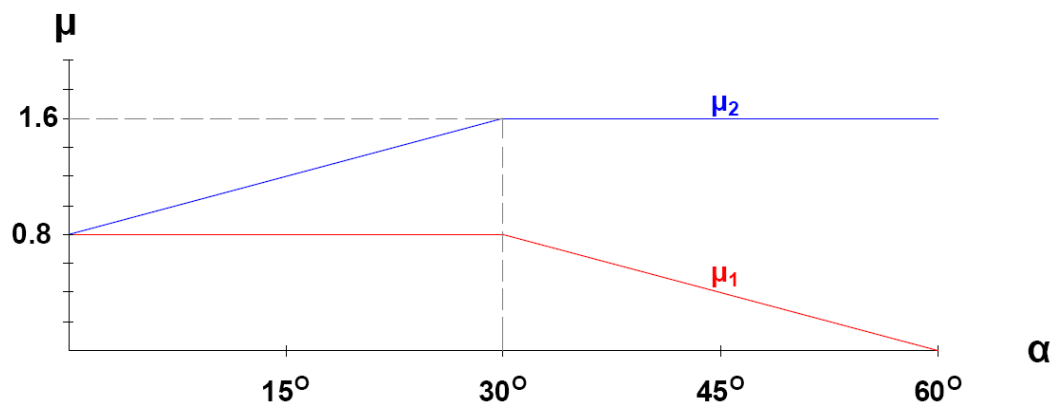
Toplotni koeficient  $C_t$  se upošteva za zmanjšanje obtežbe snega pri strehah z veliko toplotno prevodnostjo.

V obravnavanem primeru je plošča nad 3. nadstropjem toplotno izolirana, zato upoštevam vrednost  $C_t = 1,0$ .

### Oblikovna koeficienta obtežbe snega

Upoštevati je treba dve osnovni porazdelitvi obtežbe snega:

- obtežbo nenakopičenega snega na strehi
- obtežbo nakopičenega snega na strehi

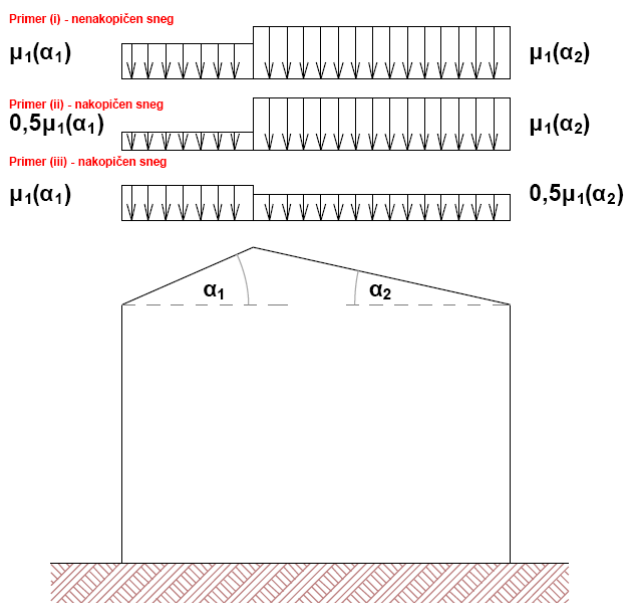


Slika A.2: Oblikovna koeficienta obtežbe snega (člen 5.3.2)

Preglednica A.3: Oblikovna koeficienta obtežbe snega (člen 5.3.2)

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

Vrednosti, podane v gornji preglednici veljajo, če sneg lahko zdrsne s strehe. Če so na strehi snegobrani ali druge ovire, oblikovni koeficient ne sme biti manjši od 0,8.



Slika A.3: Oblikovni koeficient obtežbe snega pri dvokapnici (člen 5.3.3)

V obravnavanem primeru imamo simetrično dvokapnico naklona  $10^0$ , na kateri so nameščeni snegobrani. Določimo oblikovna koeficienta obtežbe snega za  $\alpha_1$  in  $\alpha_2$ :

$$\mu_1(\alpha_1) = 0,8$$

$$\mu_1(\alpha_2) = 0,8$$

Izračunamo obtežbo snega na strehi  $s$  za tri primere prikazane na gornji sliki po enačbi:

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k$$

Preglednica A.4: Obtežba  $s$  snegom za posamezen primer

	$s(\alpha_1)$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$s(\alpha_2)$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Primer I – nenakopičen sneg	1,83	1,83
Primer II – nakopičen sneg	0,91	1,83
Primer III – nakopičen sneg	1,83	0,91

Ker v obravnavanem primeru ni bilo predvideno dimenzioniranje lesene konstrukcije ostrešja, je bila po celotni plošči nad tretjim nadstropjem nanešena zvezno porazdeljena površinska obtežba  $1,83\text{kN/m}^2$ .

### Zastajanje vode

Če je oblika strehe taka, da omogoča zastajanje vode, je potrebno vrednosti pomnožiti s faktorjem 1,5 (50% povečanje obtežbe).

V obravnavanem primeru zastajanje vode ni mogoče, saj streha ni skrita za parapetnim zidom, zato faktor 1,5 ni bil uporabljen.

### Previs snega na kapu

Za vse objekte, ki ležijo na nadmorski višini 400m ali več, se poleg snega na previsnem delu strehe upošteva še sneg, ki sega preko roba strehe. Predpostavljeno je, da obtežba previsnega snega deluje na kapu in se določi kot linijska obtežba po robu strehe iz enačbe:

$$s_e = \frac{k \cdot s^2}{\gamma} \dots \text{enačba 6.4 po SIST EN 1991-1-3:2004}$$

kjer je:

$s_e$  ... obtežba snega na dolžinski meter zaradi snežnega previsa

$s$  ... najneugodnejša obtežba nenakopičenega snega na obravnavanem delu strehe

$\gamma$  ... prostorninska teža snega, za katero se v tem primeru vzame vrednost  $3 \text{ kN/m}^3$

$k$  ... koeficient oblike snežnega previsa

Koeficient snežnega previsa se določi po enačbi:

$$k = \frac{3}{d} \leq d \cdot \gamma$$

kjer je

$d$  ... debelina snega na strehi v metrih

Za obravnavani primer določimo debelino snega na strehi  $d$  :

$$d = \frac{s}{\gamma} = \frac{1,83 \text{ kN/m}^2}{3 \text{ kN/m}^3} = 0,61 \text{ m}$$

Tako določimo še koeficient snežnega previsa:

$$k = \frac{3}{d} = \frac{3}{0,61} = 4,92 \leq d \cdot \gamma = 0,61 \cdot 3 = 1,83$$

$$k = 1,83$$

Sedaj določimo še obtežbo previsa na kapu:

$$s_e = \frac{k \cdot s^2}{\gamma} = \frac{1,83 \cdot (1,83 \text{ kN/m}^2)^2}{3 \text{ kN/m}^3} = 2,03 \text{ kN/m}$$

## PRILOGA B: Račun obtežbe vetra v skladu s SIST EN 1991-1-4:2005/oA101: 2007

### Določitev osnovne in srednje hitrosti vetra

Osnovno hitrost vetra se izračuna po enačbi:

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} \dots \text{enačba 4.1 po SIST EN 1991-1-4:2005}$$

kjer so:

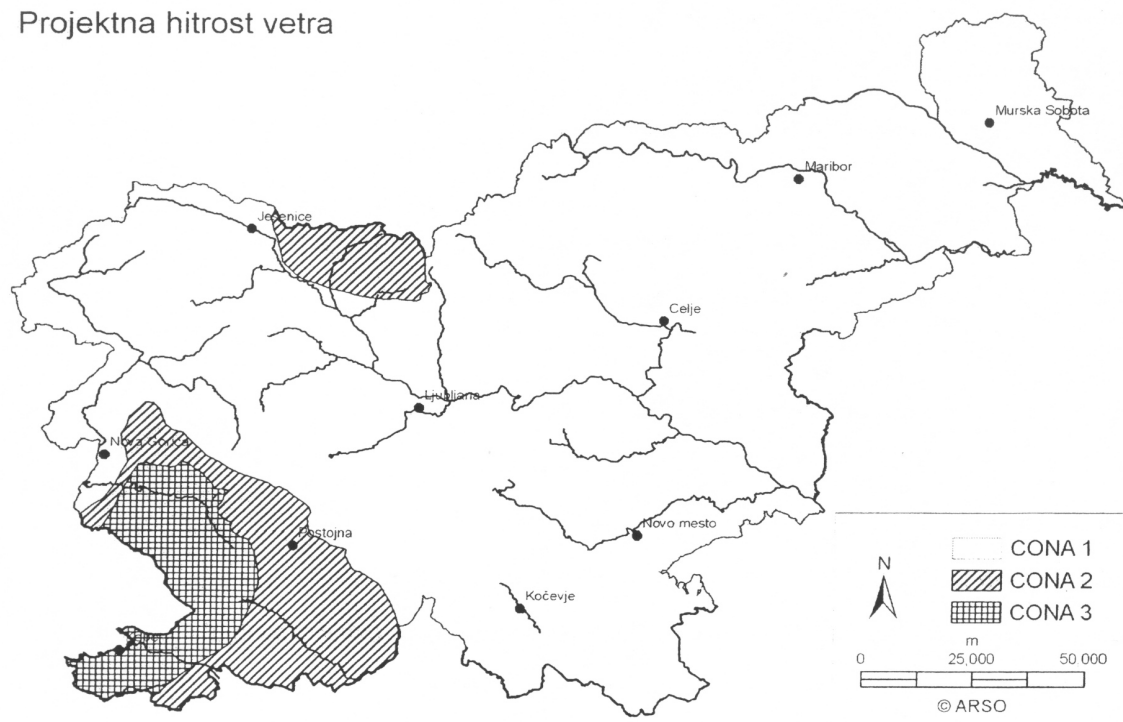
$v_b$  ... osnovna hitrost vetra, določena kot funkcija smeri vetra in letnega časa 10 m nad terenom II. kategorije

$v_{b,0}$  ... temeljna vrednost osnovne hitrosti vetra (10 minutna srednja hitrost vetra, ne glede na smer in letni čas, na višini 10 m nad odprtim terenom z nizkim rastjem in posameznimi ovirami v oddaljenosti najmanj 20-kratne višine ovir)

$c_{dir}$  ... smerni faktor (priporočena vrednost je 1,0)

$c_{season}$  ... faktor letnega časa (priporočena vrednost je 1,0)

### Projektna hitrost vetra



Slika B.1: Temeljna vrednost osnovne hitrosti vetra  $v_{b,0}$

Preglednica B.1: Hitrosti vetra v odvisnosti od cone in nadmorske višine (člen 4.4.3 (1) nacionalnega dodatka)

Cona	Nadmorska višina [m]	Hitrost vetra [m/s]
<b>Cona 1</b> (večina Slovenije)	<b>pod 800</b>	<b>20</b>
	od 800 do 1600	25
	od 1600 do 2000 nad 2000	30 40
<b>Cona 2</b> (Trnovski gozd, Notranjska, Karavanke)	pod 1600	25
	od 1600 do 2000	30
	nad 2000	40
<b>Cona 3</b> (Primorje, Kras, del Vipavske doline)		30

*Obraunavani objekt spada v »cono 1« in nadmorsko višino pod 800 m. Temeljna vrednost osnovne hitrosti vetra tako znaša*

$$v_{b,0} = 20 \text{ m/s}$$

*Tako določim osnovno hitrost vetra*

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

### Spreminjanje vetra z višino

Srednja hitrost vetra na višini »z« nad tlemi je odvisna od hrapavosti in hribovitosti terena ter osnovne hitrosti vetra ter se določi kot:

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b$$

kjer so:

$v_m(z)$  ... srednja hitrost vetra na višini »z« nad tlemi

$c_r(z)$  ... faktor hrapavosti

$c_0(z)$  ... faktor hribovitosti

Faktro hrapavosti upošteva spremenljive srednje hitrosti vetra na lokaciji objekta zaradi višine nad tlemi in hrapavosti tal na privettni strani konstrukcije v smeri vetra. Postopek za določitev faktorja hrapavosti na višini »z« temelji na logaritmičnem profilu hitrosti in se določi kot:

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{za} \quad z_{\min} \leq z \leq z_{\max}$$

in



$$c_r(z) = c_r(z_{\min}) \quad \text{za} \quad z \leq z_{\min}$$

kjer sta:

$z_0$  ... hrapavostna dolžina

$k_r$  ... faktor terena, ki je odvisen od hrapavostne dolžine  $z_0$

$z$  ... največja višina objekta

Faktor terena se določi po izrazu

$$k_r = 0,19 \cdot \left( \frac{z_0}{z_{0,H}} \right)^{0,07}$$

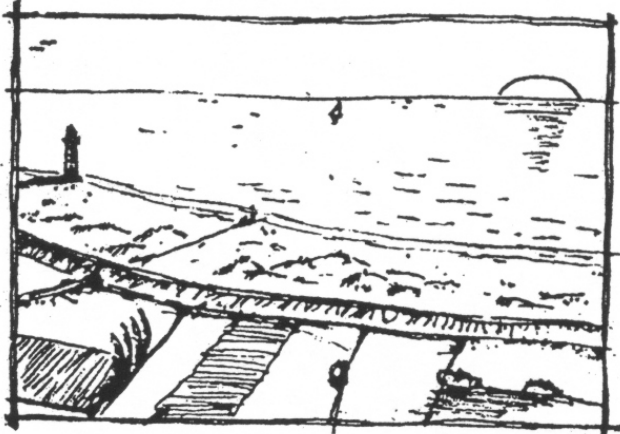
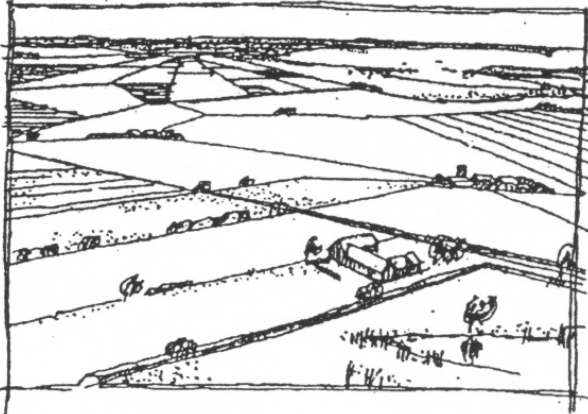
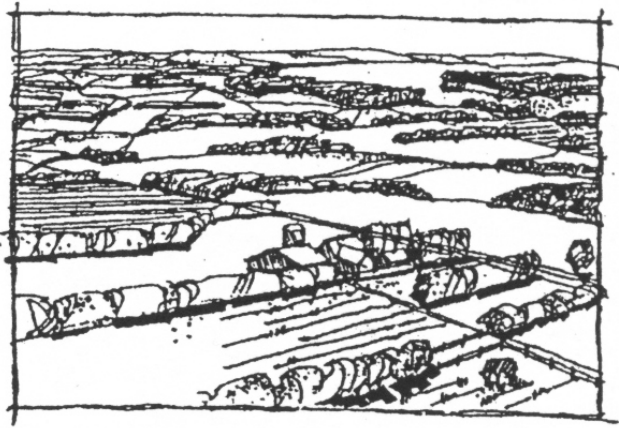
kjer so:

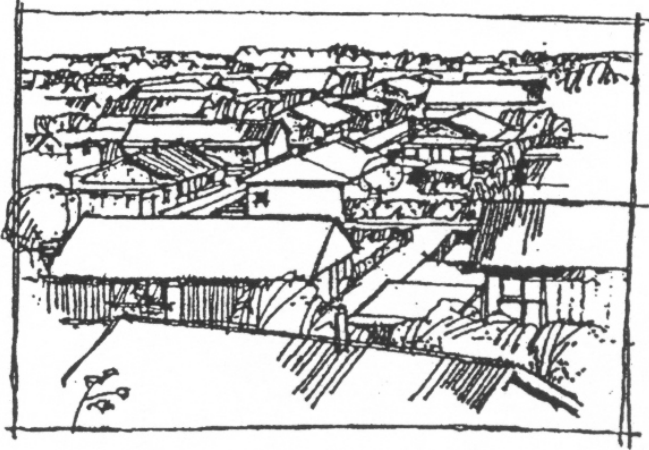
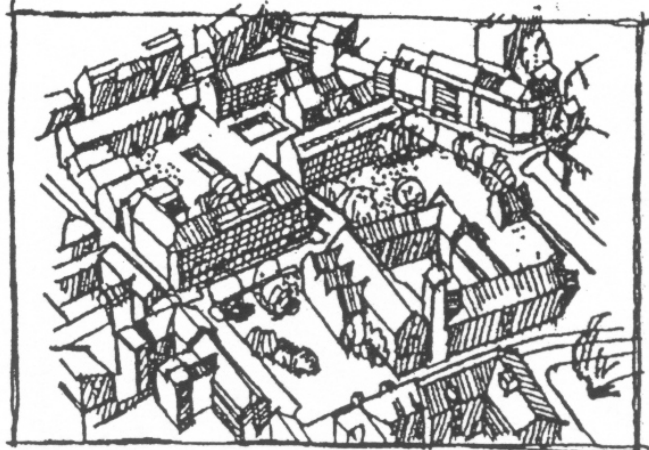
$z_{0,H}$  ... 0,05m

$z_{\min}$  ... najmanjša višina, določena v spodnji preglednici

$z_{\max}$  ... 200m

Preglednica B.2: Kategorija terena in terenski parametri (člen 4.3.2)

Kategorije terena		$z_0$ [m]	$z_{min}$ [m]
0	Morsko ali obalno področje, izpostavljeno proti odprtemu morju 	0,003	1
I	Jezersko ali ravninsko področje z zanemarljivim rastlinjem in brez ovir 	0,01	1
II	Področje z nizkim rastlinjem (trava) in posameznimi ovirami (drevesi, stavbami) na razdalji najmanj 20 višin ovir 	0,05	2

III	<p>Področja z običajnim rastlinjem ali stavbami ali s posameznimi ovirami na razdalji največ 20 višin ovir (vasi podeželsko okolje, stalni gozd)</p> 	0,3	5
IV	<p>Področje, kjer je najmanj 15% površine pokrite s stavbami s povprečno višino več kot 15 m</p> 	1,0	10

Faktor hribovitosti se upošteva, če je lokacija predvidenega objekta na gričih ali strmih pobočjih.

*V obravnavanem primeru se lokacija objekta uvrsti v kategorijo terena III, kar pomeni*

$$z_0 = 0,3 \text{ m}$$

$$z_{min} = 5 \text{ m}$$

*Določimo faktor terena:*

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

*Največja višina objekta znaša*

$$z = 12 \text{ m}$$

*Določimo faktor hrapavosti:*

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln \left( \frac{z}{z_0} \right) = 0,215 \cdot \ln \left( \frac{12m}{0,3m} \right) = 0,793$$

*Faktor hribovitosti  $c_0(z)$  se v obravnavanem primeru privzame kot 1,0, saj se lokacija objekta ne nahaja na gričih ali strmih pobočjih.*

*Določimo srednjo hitrost vetra na višini*

$$z = 12 \text{ m}$$

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b = 0,793 \cdot 1,0 \cdot 20 \text{ m/s} = 15,86 \text{ m/s}$$

### **Vetrna turbulenca**

Intenziteta turbulence na višini »z« je določena kot standardna deviacija turbulence, deljena s srednjo hitrostjo vetra:

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_t}{c_0(z) \cdot \ln(z/z_0)} \quad \text{za} \quad z_{\min} \leq z \leq z_{\max}$$

in

$$I_v(z) = I_v(z_{\min}) \quad \text{za} \quad z < z_{\min}$$

kjer so:

$k_t$  ... turbulenčni faktor (priporočena vrednost je 1,0)

$c_0$  ... faktor hribovitosti

$z_0$  ... hrapavostna dolžina

Standardna deviacija turbulence se določi po izrazu:

$$\sigma_v = k_r \cdot v_b \cdot k_t$$

*Določimo standardno deviacijo turbulence:*

$$\sigma_v = k_r \cdot v_b \cdot k_t = 0,215 \cdot 20 \text{ m/s} \cdot 1,0 = 4,30 \text{ m/s}$$

*V nadaljevanju lahko določimo intenziteto turbulence na višini*

$$z = 12 \text{ m}$$

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{4,30 \text{ m/s}}{15,86 \text{ m/s}} = 0,271$$

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

Določiti je treba tlak pri največji hitrosti ob sunkih vetra na višini »z«, ki vključuje srednjo hitrost in kratkotrajno spreminjanje hitrosti, po enačbi

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = c_e(z) \cdot q_b$$

kjer so:

$q_p(z)$  ... tlak pri največji hitrosti ob sunkih vetra na višini »z«

$\rho$  ... gostota zraka, ki je odvisna od nadmorske višine, temperature in zračnega tlaka, pričakovanega med neurjem na obravnavanem področju

$c_e(z)$  ... faktor izpostavljenosti

$q_b$  ... osnovni tlak vetra

Faktor izpostavljenosti se določi po izrazu

$$c_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b},$$

osnovni tlak vetra pa se določi kot

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2.$$

*V obravnavanem primeru upoštevamo*

$$\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3 \text{ (priporočena vrednost)}$$

*in določimo osnovni tlak vetra:*

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \text{ kg/m}^3 \cdot (20 \text{ m/s})^2 = 250 \frac{\text{kg}}{\text{m} \cdot \text{s}^2}$$

*Izračunamo še tlak pri največji hitrosti ob sunkih vetra*

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = [1 + 7 \cdot 0,271] \cdot 0,5 \cdot 1,25 \text{ kg/m}^3 \cdot (15,86 \text{ m/s})^2 = 455,44 \frac{\text{kg}}{\text{m} \cdot \text{s}^2}$$

### **Tlaki vetra na ploskve**

Tlak vetra na zunanje ploskve se dloči z izrazom

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

kjer so:

$w_e$  ... tlak vetra na zunanje ploskve

$q_p(z_e)$  ... največji tlak pri sunkih vetra

$z_e$  ... referenčna višina za zunanji tlak

$c_{pe}$  ... koeficient zunanjega tlaka

Sila vetra, ki deluje na konstrukcijo ali njen sestavni del, se lahko izračuna neposredno po izrazu

$$F_w = c_s c_d \cdot c_f \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref}$$

kjer so:

$c_s c_d$  ... konstrukcijski faktor (za stavbe nižje od 15 m se lahko privzame vrednost 1,0)

$c_f$  ... koeficient sile za konstrukcijo ali konstrukcijski element (upoštevam vrednost 1,0)

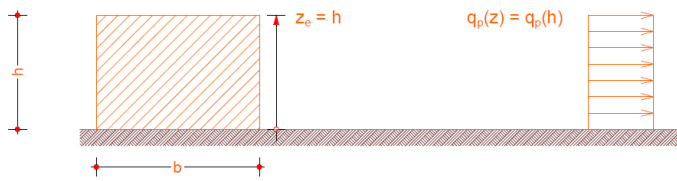
$q_p(z_e)$  ... največji tlak pri sunkih vetra na referenčni višini  $z_e$

$A_{ref}$  ... referenčna površina konstrukcije ali konstrukcijskega elementa

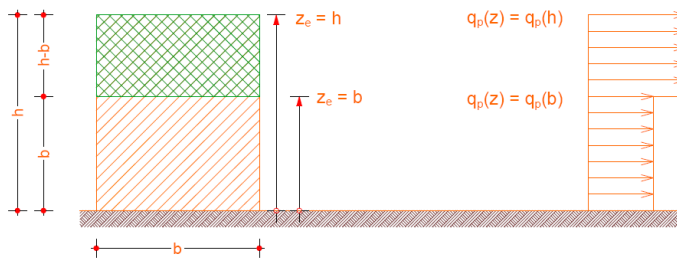
Če notranje sile in sile trenja zanemarimo lahko zunanje sile določimo kot

$$F_{w,e} = c_s c_d \cdot \sum_{\text{površine}} w_e \cdot A_{ref}$$

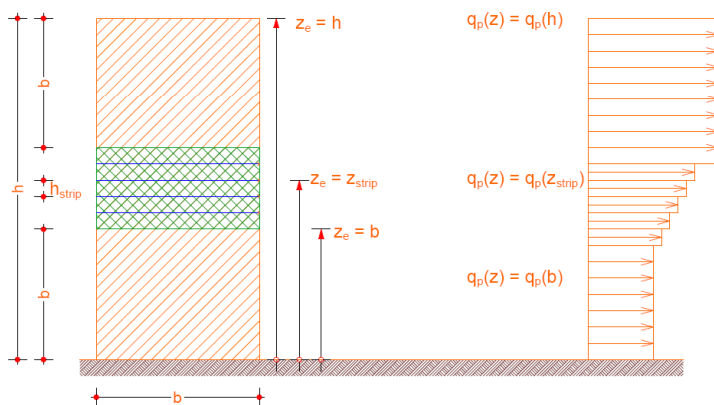
**SLIKA 1:**  
 $h \leq b$



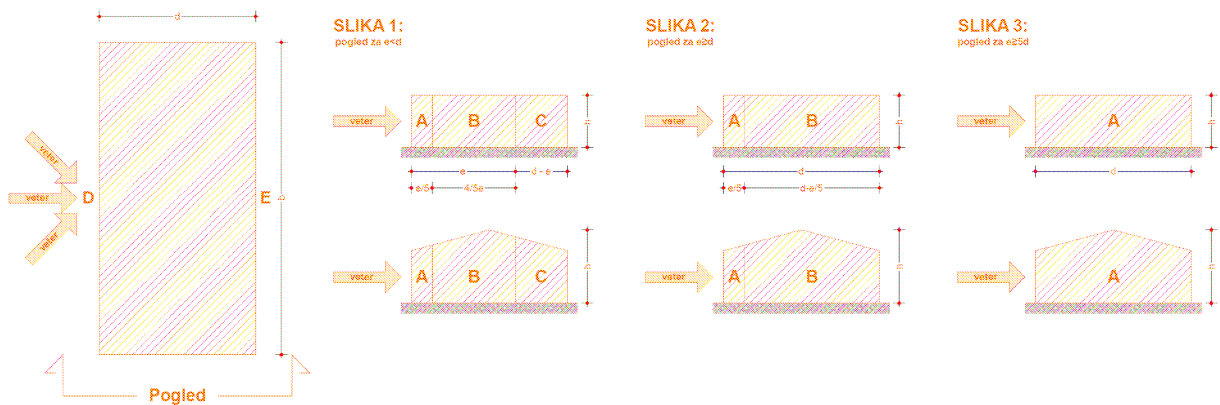
**SLIKA 2:**  
 $b \leq h \leq 2b$



**SLIKA 2:**  
 $h \geq 2b$



Slika B.2: Referenčne višine  $z_e$  v odvisnosti  $h$ ,  $b$  in profila tlakov vetra



Slika B.3: Razdelitev sten na področja

Pri razdelitvi sten na področja je treba upoštevati

$$e = \min \begin{cases} b \\ 2 \cdot h \end{cases}$$

kjer je

$b$  ... širina prečno na smer vetra

Preglednica B.3: Priporočene vrednosti koeficientov zunanje tlaka za navpične stene stavb s pravokotnim tlorisom (člen 7.2.2)

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

*V obravnavanem primeru imamo objekt velikosti:*

$d = 16 \text{ m}$

$b = 32 \text{ m}$

$h = 12 \text{ m}$

$$e = \min \begin{cases} b \\ 2 \cdot h \end{cases} = \min \begin{cases} 32 \text{ m} \\ 24 \text{ m} \end{cases}$$

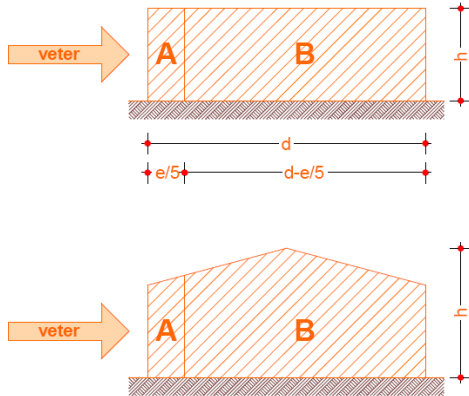
$e = 24 \text{ m}$

$h/d = 0,75$

*Za razdelitev sten na področja upoštevam sliko 2:*



**SLIKA 2:**  
 pogled za ezd



V skladu z zgornjo sliko določimo površine fasade glede na smer neba:

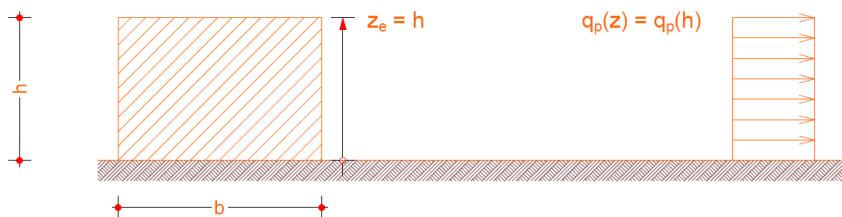
<i>Smer neba</i>	<i>Površina fasade [m<sup>2</sup>]</i>
<i>sever</i>	<i>175</i>
<i>jug</i>	<i>175</i>
<i>vzhod</i>	<i>412</i>
<i>zahod</i>	<i>412</i>

Najbolj obremenjena je vzhodna fasada:

$$A_{ref} = 412 \text{ m}^2$$

Za raporeditev tlakov po višini objekta upoštevam sliko 1:

**SLIKA 1:**  
 $h \leq b$



V obravnavanem primeru deluje enaka obtežba vetra po celi višini stavbe

$$z_e = h = 12 \text{ m}$$

*Intenziteta turbulence na višini  $z_e$  je*

$$I_v(z_e) = \frac{\sigma_v}{v_m(z_e)} = \frac{4,30 \text{ m/s}}{15,86 \text{ m/s}} = 0,271$$

*Tlak pri največji hitrosti ob sunkih vetra pri višini  $z_e$  je*

$$q_p(z_e) = [1 + 7 \cdot I_v(z_e)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = [1 + 7 \cdot 0,271] \cdot 0,5 \cdot 1,25 \text{ kg/m}^3 \cdot (15,86 \text{ m/s})^2 = 455,44 \frac{\text{kg}}{\text{m} \cdot \text{s}^2}$$

*Ker je obtežena površina ( $A_{ref}$ ) večja od  $10 \text{ m}^2$ , uporabimo  $c_{pe,10}$ :*

<b>Področje</b>	<b>D (tlak)</b>	<b>E (srk)</b>
<i><math>h/d</math></i>	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$
<i>5</i>	<i>-0,8</i>	<i>-0,7</i>
<i>1</i>	<i>-0,8</i>	<i>-0,5</i>
<i><math>\leq 0,25</math></i>	<i>-0,8</i>	<i>-0,3</i>

*Ob izračunanem razmerju upoštevamo vrednosti*

$$c_{pe,10}(D) = -0,8$$

$$c_{pe,10}(E) = -0,4$$

*Tlak vetra na zunanje ploskve določimo kot*

$$w_e(D) = q_p(z_e) \cdot c_{pe,10} = 455,44 \frac{\text{kg}}{\text{m} \cdot \text{s}^2} \cdot (-0,8) = -364,65 \frac{\text{kg}}{\text{m} \cdot \text{s}^2} = -0,365 \text{ kN/m}^2$$

$$w_e(E) = q_p(z_e) \cdot c_{pe,10} = 455,44 \frac{\text{kg}}{\text{m} \cdot \text{s}^2} \cdot (-0,4) = -182,18 \frac{\text{kg}}{\text{m} \cdot \text{s}^2} = -0,182 \text{ kN/m}^2$$

## PRILOGA C: Premik masnega težišča v etažah in razporeditev sil po etažah

### Vplivi naključne torzije

Poleg upoštevanja dejanske ekscentričnosti konstrukcije, je treba premakniti masno težišče v vsaki etaži iz nazivne lege za naključno ekscentričnost

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

kjer so:

$e_{ai}$  ... naključna ekscentričnost mase v etaži »i«

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

*V obravnavanem primeru določimo dimenzije stranic objekta po etažah in odmike od masnega težišča v posamezni etaži.*

*Preglednica C.1: Dimenzije stranic objekta po etažah*

<i>Etaža</i>	<i>Smer x (<math>L_x</math>) [m]</i>	<i>Smer y (<math>L_y</math>) [m]</i>
<i>3. nadstropje</i>	<i>13,00</i>	<i>35,00</i>
<i>2. nadstropje</i>	<i>13,00</i>	<i>35,00</i>
<i>1. nadstropje</i>	<i>13,00</i>	<i>35,00</i>
<i>pritličje</i>	<i>13,00</i>	<i>35,00</i>

*Preglednica C.2: Odmiki od masnega težišča v posamezni etaži*

<i>Etaža</i>	<i>Oznaka</i>	<i>Smer x [m]</i>	<i>Smer y [m]</i>
<i>3. nadstropje</i>	<i><math>e_{a3}</math></i>	<i>0,65</i>	<i>1,75</i>
<i>2. nadstropje</i>	<i><math>e_{a2}</math></i>	<i>0,65</i>	<i>1,75</i>
<i>1. nadstropje</i>	<i><math>e_{a1}</math></i>	<i>0,65</i>	<i>1,75</i>
<i>pritličje</i>	<i><math>e_{ap}</math></i>	<i>0,65</i>	<i>1,75</i>

*Ker ima obravnavani objekt enake etaže (velikosti in obliko) so odmiki od masnega težišča v vseh etažah enaki tako v x kot v y smeri.*

### Celotna prečna sila

Celotna prečna sila (na mestu vpetja konstrukcije) za vsako od obeh glavnih smeri, ki se analizirata, se določi z enačbo

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

kjer so:

$S_d(T_1)$  ... ordinata v projektnem spektru pri nihajnem času  $T_1$

$T_1$  ... osnovni nihajni čas konstrukcije za translacijsko gibanje v obravnavani smeri

$m$  ... celotna masa stavbe nad temelji ali nad togo kletjo

$\lambda$  ... korekcijski faktor

Korekcijski faktor  $\lambda$  ima vrednost:

$\lambda = 0,85$ , če velja  $T_1 \leq 2T_c$  in če ima stavba več kot dve etaži

$\lambda = 1,00$  v vseh ostalih primerih.

Za stavbe, visoke do 40 m, se osnovni nihajni čas konstrukcije izračuna kot

$$T_1 = C_t \cdot H^{3/4}$$

kjer so:

$C_t = 0,085$  za prostorske jeklene momentne okvirje

$C_t = 0,075$  za prostorske betonske momentne okvirje in za ekscentrično zavetrovane jeklene okvirje

$C_t = 0,050$  za vse druge konstrukcije

$H$  ... višina stavbe, merjeno od vrha temeljev ali vrha toge kleti

*V obravnavanem primeru upoštevamo vrednost*

$$C_t = 0,050$$

*in višino stavbe*

$$H = 11,60m.$$

*Tako lahko določimo osnovni nihajni čas*

$$T_1 = C_t \cdot H^{3/4} = 0,050 \cdot 11,60^{3/4} = 0,314s$$

*Ko določimo vrednosti*

$$S_d(T_1) = 2,875$$

$$m = 2023,33t$$

$$\lambda = 0,85$$

*določimo celotno potresno silo:*

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda = 2,875 \cdot 2023,33t \cdot 0,85 = 4944,51kN$$

### **Razporeditev vodoravnih potresnih sil**

Učinke potresnega vpliva se določi za dva ravninska modela ob delovanju vodoravnih sil v posameznih etažah. Če se za osnovno nihajno obliko kot približek izberejo vodoravni pomiki, ki linearno naraščajo z višino, se vodoravne sile določijo z enačbo:

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

kjer so:

$F_i$  ... vodoravna sila, ki deluje v etaži »i«

$F_b$  ... celotna potresna sila

$m_i, m_j$  ... mase etaž, izračunani iz potresne obtežne kombinacije

$z_i, z_j$  ... kota mas  $m_i, m_j$  nad temeljem ali nad togo kletjo

*V obravnavanem primeru je treba izračunati mase po etažah in določiti njihove višine.*

*Preglednica C.3: Definiranje mas po etažah in njihovih višin*

<i>Etaža</i>	<i>Mase po etažah [t]</i>	<i>Višinske kote etaž [m]</i>	<i><math>z_i \cdot m_i</math> [tm]</i>
<i>3. nadstropje</i>	<i>348,62</i>	<i>11,6</i>	<i>4043,99</i>
<i>2. nadstropje</i>	<i>531,33</i>	<i>8,7</i>	<i>4622,57</i>
<i>1. nadstropje</i>	<i>531,33</i>	<i>5,8</i>	<i>3081,71</i>
<i>pritličje</i>	<i>612,05</i>	<i>2,9</i>	<i>1774,95</i>
		$\Sigma =$	<i>13523,2</i>

*Določimo lahko vodoravne sile v posameznih etažah po enačbi*

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

*Preglednica C.4: Vodoravne sile v posamezni etaži*

<i>Etaža</i>	<i>Oznaka</i>	<i>Sile [kN]</i>
<i>3. nadstropje</i>	<i><math>F_3</math></i>	<i>1478,61</i>
<i>2. nadstropje</i>	<i><math>F_2</math></i>	<i>1690,16</i>
<i>1. nadstropje</i>	<i><math>F_1</math></i>	<i>1126,77</i>
<i>pritličje</i>	<i><math>F_p</math></i>	<i>648,98</i>

*V nadaljevanju lahko določimo torzijske momente v centrih togosti kot produkt sile in odmika od masnega težišča posamezne etaže po enačbi:*

$$M_i = F_i \cdot e_i$$

*za vsako smer (x in y).*

*Preglednica C.5: Torzijski momenti v centrih togosti za primer odmika v smeri x*

<i>Etaža</i>	<i>Oznaka</i>	<i>Momenti [kNm]</i>
<i>3. nadstropje</i>	<i>M<sub>3,x</sub></i>	<i>961,10</i>
<i>2. nadstropje</i>	<i>M<sub>2,x</sub></i>	<i>1098,60</i>
<i>1. nadstropje</i>	<i>M<sub>1,x</sub></i>	<i>732,40</i>
<i>pritličje</i>	<i>M<sub>p,x</sub></i>	<i>421,83</i>

*Preglednica C.6: Torzijski momenti v centrih togosti za primer odmika v smeri y*

<i>Etaža</i>	<i>Oznaka</i>	<i>Momenti [kNm]</i>
<i>3. nadstropje</i>	<i>M<sub>3,y</sub></i>	<i>2587,57</i>
<i>2. nadstropje</i>	<i>M<sub>2,y</sub></i>	<i>2957,77</i>
<i>1. nadstropje</i>	<i>M<sub>1,y</sub></i>	<i>1971,85</i>
<i>pritličje</i>	<i>M<sub>p,y</sub></i>	<i>1135,71</i>

*Torzijski moment predpostavim kot zvezno linijsko obtežbo na odmiku  $e_x$  oziroma  $e_y$ . Upoštevam širino objekta, kot je modeliran:*

*širina objekta v x smeri: 12,43m*

*širina objekta v y smri:*

*Preglednica C.7: Linijska obtežba za nadomestitev torzijskega momenta – odkmik v smeri x*

<i>Etaža</i>	<i>Oznaka</i>	<i>Momenti [kNm]</i>
<i>3. nadstropje</i>	<i>q<sub>3,x</sub></i>	<i>44,18</i>
<i>2. nadstropje</i>	<i>q<sub>2,x</sub></i>	<i>50,50</i>
<i>1. nadstropje</i>	<i>q<sub>1,x</sub></i>	<i>33,67</i>
<i>pritličje</i>	<i>q<sub>p,x</sub></i>	<i>19,39</i>

*Preglednica C.8: Linijska obtežba za nadomestitev torzijskega momenta – odmik v smeri y*

<i>Etaža</i>	<i>Oznaka</i>	<i>Momenti [kNm]</i>
<i>3. nadstropje</i>	<i><math>q_{3,y}</math></i>	<i>115,66</i>
<i>2. nadstropje</i>	<i><math>q_{2,y}</math></i>	<i>132,20</i>
<i>1. nadstropje</i>	<i><math>q_{1,y}</math></i>	<i>88,14</i>
<i>pritičje</i>	<i><math>q_{p,y}</math></i>	<i>50,76</i>

*V modelu so upoštevane samo linijske obtežbe ki potekajo v smeri osi x na oddaljenosti 1,75m*

## PRILOGA D: Kontrola zidanih sten v skladu s SIST EN 1996-1-1:2006

### Osnovne spremenljivke

Definirati je potrebno osnovne lastnosti uporabljenih materialov in uporabiti ustrezne vrednosti varnostnega faktorja za materiale po spodnji preglednici.

Preglednica D.1: Delni faktor varnosti za materiale

Material		$\gamma_M$				
		Razred				
		1	2	3	4	5
A	Zidovje sezidano iz: zidakov kategorije I, projektirana malta	1,5	1,7	2,0	2,2	2,5
B	zidakov kategorije I, predpisana malta	1,7	2,0	2,2	2,5	2,7
C	zidakov kategorije II, katerakoli malta	2,0	2,2	2,5	2,7	3,0
D	sidranje armaturnega jekla	1,7	2,0	2,2	2,5	2,7
E	jeklo za armiranje in prednapenjanje	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15
F	dodatne komponente	1,7	2,0	2,2	2,5	2,7
G	preklade v skladu z EN 845-2	od 1,5 do 2,5				

Tlačna trdnost zidakov, ki se uporabljajo pri projektiranju in kasnehe pri gradnji, mora biti normalizirana povprečna vrednost tlačne trdnosti zidaka, ki jo deklarira proizvajalec ali pa se dobi s pretvorbo tlačne trdnosti po standardu EN 772-1, dodatek A.

Zidaki, ki se uporabljajo za zidanje so lahko:

- opečni zidaki
- zidaki iz kalcijevega silikata
- betonski zidaki
- zidaki iz avtoklaviranega celičnega betona
- zidaki iz umetnega kamna
- zidaki iz obdelanega naravnega kamna

Zidaki so lahko I. ali II. kategorije in se razvrstijo v skupino 1, skupino 2, skupino 3 ali skupino 4 pri uporabi v nadaljevanju predstavljenih enačb.



Preglednica D.2: Geometrijske zahteve za razvrščanje zidakov v skupine

	Materiali in meje za zidake							
	Skupina 1 (vsi materiali)	Zidaki	Skupina 2		Skupina 3		Skupina 4	
			Navpične luknje				Vodoravne luknje	
Prostornina lukenj (% bruto prostornine)	≤ 25	opečni	> 25; ≤ 55		≥ 25; ≤ 70		> 25; ≤ 70	
		kalcijev silikat	> 25; ≤ 55		se ne uporablja		se ne uporablja	
		beton <sup>b</sup>	> 25; ≤ 60		> 25; ≤ 70		> 25; ≤ 50	
Prostornina posamezne luknje (% bruto prostornine)	≤ 12,5	opečni	vsaka luknja ≤ 2 luknje za prijem v celoti do 12,5		vsaka luknja ≤ 2 luknje za prijem v celoti do 12,5		vsaka luknja ≤ 30	
		kalcijev silikat	vsaka luknja ≤ 15 luknje za prijem v celoti do 30		se ne uporablja		se ne uporablja	
		beton <sup>b</sup>	vsaka luknja ≤ 30 luknje za prijem v celoti do 30		vsaka luknja ≤ 30 luknje za prijem v celoti do 30		vsaka luknja ≤ 25	
Deklarirane vrednosti debeline reber in sten (mm)	Ni zahtev		rebro	stena	rebro	stena	rebro	stena
		opečni	≥ 5	≥ 8	≥ 3	≥ 6	≥ 5	≥ 6
		kalcijev silikat	≥ 5	≥ 10	se ne uporablja		se ne uporablja	
		beton <sup>b</sup>	≥ 15	≥ 18	≥ 15	≥ 15	≥ 20	≥ 20
Deklarirana vrednost kombinirane debeline <sup>a</sup> reber in sten (% celotne širine)	Ni zahtev	opečni	≥ 16		≥ 12		≥ 12	
		kalcijev silikat	≥ 20		se ne uporablja		se ne uporablja	
		beton <sup>b</sup>	≥ 18		≥ 15		≥ 45	
<sup>a</sup> Kombinirana debelina je debelina reber in sten, merjena vodoravno v ustrezni smeri. Preverjanje je mišljeno kot kvalifikacijska preiskava, ki jo je treba ponoviti samo v primeru bistvenih sprememb projektnih dimenzij zidakov.								
<sup>b</sup> V primeru koničnih oziroma celičnih lukenj se uporabi srednja vrednost debeline reber in sten.								

Malte za zidanje, ki se uporabljajo za armirano zidovje, razen za zidovje armirano z armaturo v naležnih regah, ne smejo imeti tlačne trdnosti manjše od  $4 \text{ N/mm}^2$ , tiste za zidovje z armaturo, v naležnih regah pa ne manj kot  $2 \text{ N/mm}^2$ .

Malte za zidanje se glede na sestavo delijo na:

- malte za splošno uporabo
- tankoslojne malte
- lahke malte

Glede na metodo, kako so določene njihove sestavine pa se delijo na:

- projektirane malte
- predpisane malte

*V obravnavanem primeru definiramo uporabljene (predvidene) materiale:*

*Material zidakov: opečni*

*skupina zidakov: 2 (v skladu s preglednico D.2)*

$$f_b = 10 \text{ N/mm}^2 \dots \text{ tlačna trdnost zidaka}$$

$$f_m = 5 \text{ N/mm}^2 \dots \text{ tlačna trdnost malte}$$

$$\gamma_M = 2,2 \dots \text{ delni faktor varnosti (v skladu s preglednico D.1)}$$

*Uporabljena malta glede na sestavo: Malta za splošno uporabo*

### Karakteristična tlačna trdnost zidovja

Karakteristična tlačna trdnost zidovja se za zidovje, sezidano z malto za splošno uporabo in lahko malto izračuna po enačbi:

$$f_k = K \cdot f_b^{0,7} \cdot f_m^{0,3}$$

kjer so:

$f_k$  ... karakteristična tlačna trdnost zidovja v  $\text{N/mm}^2$

$K$  ... konstanta v skladu s spodnjo preglednico

$f_b$  ... normalizirana povprečna tlačna trdnost zidakov v smeri vpliva obtežbe v  $\text{N/mm}^2$

$f_m$  ... tlačna trdnost malte v  $\text{N/mm}^2$

Preglednica D.3: Vrednosti  $K$  za malte za splošno uporabo, tankoslojne in lahke malte

Zidak		Malta za splošno uporabo	Tankoslojna malta (naležna rega $\geq 0,5 \text{ mm}$ in $\leq 3 \text{ mm}$ )	Lahka malta in gostota	
				$600 \leq \rho_d \leq 800 \text{ kg/m}^3$	$800 < \rho_d \leq 1300 \text{ kg/m}^3$
Opečni	Skupina 1	0,55	0,75	0,30	0,40
	Skupina 2	0,45	0,70	0,25	0,30
	Skupina 3	0,35	0,50	0,20	0,25
	Skupina 4	0,35	0,35	0,20	0,25
Kalcijev silikat	Skupina 1	0,55	0,80	‡	‡
	Skupina 2	0,45	0,65	‡	‡
Beton	Skupina 1	0,55	0,80	0,45	0,45
	Skupina 2	0,45	0,65	0,45	0,45
	Skupina 3	0,40	0,50	‡	‡
	Skupina 4	0,35	‡	‡	‡
Avtoklavirani celični beton	Skupina 1	0,55	0,80	0,45	0,45
Umetni kamen	Skupina 1	0,45	0,75	‡	‡
Obdelani naravni kamen	Skupina 1	0,45	‡	‡	‡

‡ Kombinacija malta/zidak se ponavadi ne uporablja, zato ni vrednosti.

*V obravnavanem primeru ob uporabi opečnih zidakov skupine 2 in malte za splošno uporabo, določim konstanto  $K$ :*

$$K = 0,45$$

*Tako lahko določimo karakteristično tlačno trdnost zidovja*

$$f_k = K \cdot f_b^{0,7} \cdot f_m^{0,3} = 0,45 \cdot 10^{0,7} \cdot 5^{0,3} = 3,66 \text{ N / mm}^2$$

### **Karakteristična strižna trdnost zidovja**

Karakteristična strižna trdnost zidovja, sezidanega z malto za splošno uporabo, tankoslojno malto v naležnih regah, debeline med 0,5mm in 3,0mm, ali lahko malto, pri katerem so vse rege zapolnjene, se lahko določi z enačbo:

$$f_{vk} = f_{vko} + 0,4 \cdot \sigma_d \leq 0,065 \cdot f_b$$

kjer so:

$f_{vk}$  ... karakteristična strižna trdnost zidovja

$f_{vko}$  ... karakteristična začetna strižna trdnost pri ničelni tlačni napetosti (se določi v skladu s spodnjo preglednico)

$\sigma_d$  ... projektna tlačna napetost, pravokotna na strig v obravnavani višini elementa, izračunana pri ustrezni obtežni kombinaciji (povprečna navpična napetost v tlačnem delu zidu, ki zagotavlja strižno odpornost)

$f_b$  ... normalizirana tlačna trdnost zidakov

Preglednica D.4: Vrednosti začetne strižne trdnosti zidovja  $f_{vko}$

Zidaki	$f_{vko}$ (N/mm <sup>2</sup> )			
	Malta za splošno uporabo danega trdnostnega razreda	Tankoslojna malta (naležna rega $\geq 0,5$ mm in $\leq 3$ mm)	Lahka malta	
Opečni	M10 – M20	0,30	0,30	0,15
	M2,5 – M9	0,20		
	M1 – M2	0,10		
Kalcijev silikat	M10 – M20	0,20	0,40	0,15
	M2,5 – M9	0,15		
	M1 – M2	0,10		
Beton	M10 – M20	0,20	0,30	0,15
Avtoklavirani celični beton	M2,5 – M9	0,15		
Umetni kamen in obdelani naravni kamen	M1 – M2	0,10		

*V obravnavanem primeru upoštevamo uporabo opečnih zidakov, malto za splošno uporabo s tlačno trdnostjo  $5\text{N/mm}^2$  in določimo vrednost:*

$$f_{vko} = 0,20\text{N/mm}^2$$

*Maksimalno vrednost karakteristične strižne trdnosti zidovja določim kot*

$$f_{vk,max} = 0,065 \cdot f_b = 0,065 \cdot 10\text{N/mm}^2 = 0,65\text{N/mm}^2 = 650\text{kN/m}^2$$

*Projektno tlačno napetost določim kot*

$$\sigma_d = \frac{N_y}{d}$$

*kjer je:*

*$N_y$  ... vrednost tlačne sile v posameznih stenah pri potresni obtežni kombinaciji*

$$1,0 \cdot G + 1,0 \cdot Q_{potres} \pm M_{eksc} + E_x + E_y$$

*$d$  ... debelina obravnavanega zidu (za vse stene privzamem vrednost  $d = 0,30$  m)*

*Vrednost  $f_{vk}$  določim po enačbi*

$$f_{vk} = f_{vko} + 0,4 \cdot \sigma_d$$

*Preglednica D.5: Kontrola karakteristične strižne trdnosti zidovja za zidovje v smeri x*

Oznaka zidu	$N_y$ [kN/m]	$\sigma_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$f_{vk}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Kontrola ustreznosti
x 1	79,20	264,00	264,00	$f_{vk} \leq f_{vk,max}$
x 2	51,34	171,13	171,13	$f_{vk} \leq f_{vk,max}$
x 3	25,39	84,63	84,63	$f_{vk} \leq f_{vk,max}$
x 4	53,33	177,77	177,77	$f_{vk} \leq f_{vk,max}$
x 5	100,00	333,33	333,33	$f_{vk} \leq f_{vk,max}$
x 6	74,05	246,83	246,83	$f_{vk} \leq f_{vk,max}$
x 7	46,58	155,27	155,27	$f_{vk} \leq f_{vk,max}$
x 8	47,27	157,57	157,57	$f_{vk} \leq f_{vk,max}$
x 9	67,95	226,50	226,50	$f_{vk} \leq f_{vk,max}$
x 10	59,76	199,20	199,20	$f_{vk} \leq f_{vk,max}$
x 11	73,61	245,37	245,37	$f_{vk} \leq f_{vk,max}$
x 12	21,95	73,17	73,17	$f_{vk} \leq f_{vk,max}$
x 13	43,08	143,60	143,60	$f_{vk} \leq f_{vk,max}$
x 14	62,35	207,83	207,83	$f_{vk} \leq f_{vk,max}$
x 15	51,38	171,27	171,27	$f_{vk} \leq f_{vk,max}$
x 16	84,06	280,20	280,20	$f_{vk} \leq f_{vk,max}$
x 17	39,47	131,57	131,57	$f_{vk} \leq f_{vk,max}$
x 18	28,57	95,23	95,23	$f_{vk} \leq f_{vk,max}$
x 19	16,67	55,57	55,57	$f_{vk} \leq f_{vk,max}$
x 20	0,00	0,00	0,00	$f_{vk} \leq f_{vk,max}$
x 21	76,33	254,43	254,43	$f_{vk} \leq f_{vk,max}$
x 22	32,08	106,93	106,93	$f_{vk} \leq f_{vk,max}$
x 23	23,29	77,63	77,63	$f_{vk} \leq f_{vk,max}$
x 24	0,00	0,00	0,00	$f_{vk} \leq f_{vk,max}$
x 25	53,23	177,43	177,43	$f_{vk} \leq f_{vk,max}$

*Preglednica D.6: Kontrola karakteristične strižne trdnosti zidovja za zidovje v smeri y*

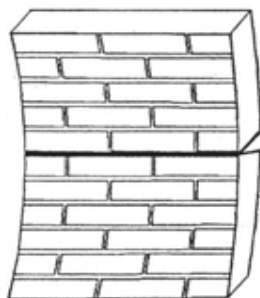
Oznaka zidu	$N_y$ [kN/m]	$\sigma_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$f_{vk}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Kontrola ustreznosti
y 1	128,05	426,83	370,73	$f_{vk} \leq f_{vk,max}$
y 2	71,20	237,33	294,93	$f_{vk} \leq f_{vk,max}$
y 3	117,57	391,90	356,76	$f_{vk} \leq f_{vk,max}$
y 4	121,31	404,37	361,75	$f_{vk} \leq f_{vk,max}$
y 5	58,82	196,07	278,43	$f_{vk} \leq f_{vk,max}$
y 6	21,95	73,17	229,27	$f_{vk} \leq f_{vk,max}$
y 7	41,98	139,93	255,97	$f_{vk} \leq f_{vk,max}$
y 8	61,11	203,70	281,48	$f_{vk} \leq f_{vk,max}$
y 9	63,64	212,13	284,85	$f_{vk} \leq f_{vk,max}$
y 10	15,79	52,63	221,05	$f_{vk} \leq f_{vk,max}$
y 11	77,78	259,27	303,71	$f_{vk} \leq f_{vk,max}$
y 12	60,69	202,30	280,92	$f_{vk} \leq f_{vk,max}$
y 13	124,62	415,40	366,16	$f_{vk} \leq f_{vk,max}$
y 14	100,73	335,77	334,31	$f_{vk} \leq f_{vk,max}$
y 15	80,43	268,10	307,24	$f_{vk} \leq f_{vk,max}$
y 16	40,58	135,27	254,11	$f_{vk} \leq f_{vk,max}$
y 17	104,42	348,07	339,23	$f_{vk} \leq f_{vk,max}$
y 18	65,00	216,67	286,67	$f_{vk} \leq f_{vk,max}$
y 19	63,77	212,57	285,03	$f_{vk} \leq f_{vk,max}$
y 20	66,60	222,00	288,80	$f_{vk} \leq f_{vk,max}$
y 21	51,52	171,73	268,69	$f_{vk} \leq f_{vk,max}$
y 22	51,61	172,03	268,81	$f_{vk} \leq f_{vk,max}$
y 23	86,64	288,80	315,52	$f_{vk} \leq f_{vk,max}$
y 24	69,14	230,47	292,19	$f_{vk} \leq f_{vk,max}$
y 25	75,39	251,30	300,52	$f_{vk} \leq f_{vk,max}$
y 26	71,75	239,17	295,67	$f_{vk} \leq f_{vk,max}$
y 27	63,01	210,03	284,01	$f_{vk} \leq f_{vk,max}$
y 28	70,59	235,30	294,12	$f_{vk} \leq f_{vk,max}$
y 29	46,84	156,13	262,45	$f_{vk} \leq f_{vk,max}$
y 30	45,10	150,33	260,13	$f_{vk} \leq f_{vk,max}$

y 31	56,99	189,97	275,99	$f_{vk} \leq f_{vk,max}$
y 32	49,16	163,87	265,55	$f_{vk} \leq f_{vk,max}$
y 33	27,91	93,03	237,21	$f_{vk} \leq f_{vk,max}$
y 34	32,84	109,47	243,79	$f_{vk} \leq f_{vk,max}$
y 35	60,61	202,03	224,24	$f_{vk} \leq f_{vk,max}$
y 36	56,04	186,80	222,42	$f_{vk} \leq f_{vk,max}$
y 37	74,04	246,80	229,62	$f_{vk} \leq f_{vk,max}$

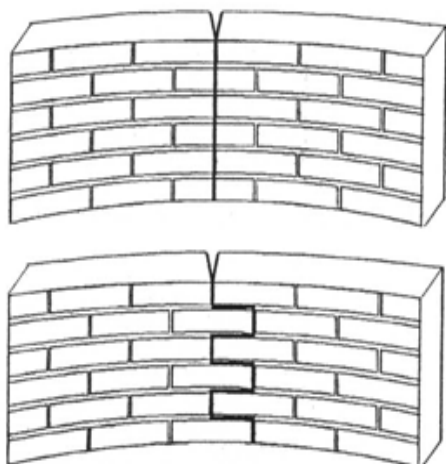
### Karakteristična upogibna trdnost zidovja

Glede na upogib pravokotno na ravnino je treba obravnavati naslednja stanja:

- upogibno trdnost, pri kateri je porušna ravnina vzporedna z naležnimi regami
- upogibno trdnost, pri kateri je porušna ravnina pravokotna na naležne rege



Slika D.1: Porušna ravnina vzporedna z naležnimi regami



Slika D.2: Porušna ravnina pravokotna na naležne rege

Preglednica D.7: Vrednosti  $f_{xk1}$  za porušno ravnino, vzporedno naležnim regam

Material zidaka	$f_{xk1}$ [N/mm <sup>2</sup> ]			
	Malta za splošno uporabo		Tankoslojna malta	Lahka malta
	$f_m < 5$ N/mm <sup>2</sup>	$f_m \geq 5$ N/mm <sup>2</sup>		
opečni	0,10	0,10	0,15	0,10
kalcijev silikat	0,05	0,10	0,20	/
beton	0,05	0,10	0,20	/
avtoklavirani celični beton	0,05	0,10	0,15	0,10
umetni kamen	0,05	0,10	/	/
obdelani naravni kamen	0,05	0,10	0,15	/

Preglednica D.8: Vrednosti  $f_{xk2}$  za porušno ravnino, pravokotno na naležne rege

Material zidaka	$f_{xk2}$ [N/mm <sup>2</sup> ]			
	Malta za splošno uporabo		Tankoslojna malta	Lahka malta
	$f_m < 5$ N/mm <sup>2</sup>	$f_m \geq 5$ N/mm <sup>2</sup>		
opečni	0,20	0,40	0,15	0,10
kalcijev silikat	0,20	0,40	0,30	/
beton	0,20	0,40	0,30	/
avtoklavirani celični beton:				
- $\rho < 400$ kg/m <sup>3</sup>	0,20	0,20	0,20	0,15
- $\rho \geq 400$ kg/m <sup>3</sup>	0,20	0,40	0,30	0,15
umetni kamen	0,20	0,40	/	/
obdelani naravni kamen	0,20	0,40	0,15	/

*V obravnavanem primeru v skladu z izbranim opečnim zidakom in malto za splošno uporabo, določimo:*

$$f_{xk1} = 0,10 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{xk2} = 0,40 \text{ N/mm}^2$$

### Analiza konstrukcije - vplivi drugega reda

Konstrukcije, ki vsebujejo zidane stene, morajo imeti njihove dele ustrezno povezane med seboj, tako da se vodoravni pomiki preprečijo ali dopustijo na podlagi izračuna. Če navpični utrditveni element v ustrezni pogibni smeri na dnu stavbe zadoščajo pogojem

$$h_{tot} \cdot \sqrt{\frac{N_{Ed}}{\sum EI}} \leq \begin{cases} 0,6 & n \geq 4 \\ 0,2 + 0,1 \cdot n & 1 \leq n \leq 4 \end{cases} \quad \text{za}$$

ni treba računati dopustnih vodoravnih pomikov.



$h_{tot}$  ... skupna višina konstrukcije od temeljev do vrha

$N_{Ed}$  ... projektna vrednost navpične obtežbe (v spodnjem delu stavbe)

$\sum EI$  ... vsota upogibnih togosti vseh navpičnih utrditvenih elementov stavbe v ustrezni smeri (odprtine v navpičnih utrditvenih elementih, katerih površina je manjša od  $2\text{m}^2$  in katerih višina ne presega 60% etažne višine, se lahko zanemarijo)

$n$  ... število etaž

*V obravnavanem primeru definiram lastnosti uporabljenih materialov:*

$$E_{\text{opeka}} = 2\,000\,000 \text{ kN/m}^2$$

$$E_{\text{beton}} = 30\,000\,000 \text{ kN/m}^2$$

$$I_x = I_y = \frac{h \cdot b^3}{12}$$

*kjer sta*

*$h$  ... dolžina posamezne stene*

*$b$  ... debelina posamezne stene*

*$N_y$  se določi iz obtežne kombinacije  $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q + 1,05 \cdot S$ ,  $N_{Ed}$  pa se določi po enačbi:*

$$N_{Ed} = N_y \cdot b$$

*Preglednica D.9: Kontrola pomikov v x smeri*

Oznaka stene	b [m]	h [m]	$I_x$ [m <sup>4</sup> ]	$N_y$ [kN/m]	$N_{Ed}$ [kN]	$h_{tot} \cdot \sqrt{\frac{N_{Ed}}{\sum EI}}$
x 1	0,3	3,51	0,007898	83,12	291,75	0,3321
x 2	0,3	2,24	0,00504	78,43	175,68	0,2577
x 3	0,3	0,88	0,00198	65,69	57,81	0,1478
x 4	0,3	3,30	0,007425	83,12	274,30	0,3220
x 5	0,3	2,49	0,005603	104,09	259,18	0,3130
x 6	0,3	5,24	0,01179	136,53	715,42	0,5201
x 7	0,3	3,30	0,007425	125,85	415,31	0,3963
x 8	0,3	1,10	0,002475	83,89	92,28	0,1868
x 9	0,3	1,91	0,004298	170,50	325,66	0,3509
x 10	0,3	4,81	0,010823	129,93	624,96	0,4861
<b>x 11</b>	<b>0,3</b>	<b>10,33</b>	<b>0,023243</b>	<b>180,87</b>	<b>1868,39</b>	<b>0,8405</b>
x 12	0,3	1,10	0,002475	100,52	110,57	0,2045
x 13	0,3	1,64	0,00369	182,34	299,04	0,3362

x 14	0,3	4,23	0,009518	116,73	493,77	0,4321
x 15	0,3	6,68	0,01503	141,30	943,88	0,5974
x 16	0,3	4,24	0,00954	90,25	382,66	0,3804
x 17	0,3	2,85	0,006413	124,50	354,83	0,3663
x 18	0,3	1,87	0,004208	118,72	222,01	0,2897
x 19	0,3	2,85	0,006413	147,25	419,66	0,3983
x 20	0,3	2,09	0,004703	131,88	275,63	0,3228
x 21	0,3	2,45	0,005513	71,70	175,67	0,2577
x 22	0,3	1,06	0,002385	64,19	68,04	0,1604
x 23	0,3	5,09	0,011453	77,99	396,97	0,3874
x 24	0,3	1,33	0,002993	61,35	81,60	0,1756
x 25	0,3	2,50	0,005625	72,13	180,33	0,2611

*Preglednica D.10: Kontrola pomikov v y smeri*

Oznaka stene	b [m]	h [m]	I <sub>x</sub> [m <sup>4</sup> ]	N <sub>y</sub> [kN/m]	NEd [kN]	$h_{tot} \cdot \sqrt{\frac{N_{Ed}}{\sum EI}}$
y 1	0,3	0,82	0,001845	77,10	63,222	0,1842
y 2	0,3	1,25	0,0028125	55,68	69,6	0,1933
y 3	0,3	0,74	0,001665	68,05	50,357	0,1644
y 4	0,3	1,22	0,002745	95,40	116,388	0,2499
y 5	0,3	1,75	0,0039375	67,78	118,615	0,2523
y 6	0,3	0,46	0,001035	67,78	31,1788	0,1294
y 7	0,3	2,18	0,004905	90,24	196,7232	0,3249
y 8	0,3	0,98	0,002205	119,13	116,7474	0,2503
y 9	0,3	0,63	0,0014175	115,22	72,5886	0,1974
y 10	0,3	1,27	0,0028575	90,25	114,6175	0,2480
y 11	0,3	0,65	0,0014625	104,25	67,7625	0,1907
y 12	0,3	2,90	0,006525	142,48	413,192	0,4709
y 13	0,3	0,65	0,0014625	89,56	58,214	0,1768
y 14	0,3	2,73	0,0061425	82,49	225,1977	0,3476
y 15	0,3	1,03	0,0023175	94,68	97,5204	0,2288
y 16	0,3	1,03	0,0023175	75,62	77,8886	0,2044
y 17	0,3	1,13	0,0025425	72,18	81,5634	0,2092
y 18	0,3	0,60	0,00135	184,02	110,412	0,2434
y 19	0,3	2,26	0,005085	131,04	296,1504	0,3987
<b>y 20</b>	<b>0,3</b>	<b>5,22</b>	<b>0,011745</b>	<b>140,18</b>	<b>731,7396</b>	<b>0,6266</b>
y 21	0,3	1,03	0,0023175	150,33	154,8399	0,2883
y 22	0,3	2,26	0,005085	127,48	288,1048	0,3932
y 23	0,3	3,87	0,0087075	106,03	410,3361	0,4693
y 24	0,3	0,81	0,0018225	66,65	53,9865	0,1702
y 25	0,3	1,95	0,0043875	70,23	136,9485	0,2711
y 26	0,3	1,77	0,0039825	83,95	148,5915	0,2824
y 27	0,3	1,27	0,0028575	76,85	97,5995	0,2289
y 28	0,3	0,39	0,0008775	93,06	36,2934	0,1396

y 29	0,3	1,89	0,0042525	97,96	185,1444	0,3152
y 30	0,3	0,51	0,0011475	95,08	48,4908	0,1613
y 31	0,3	1,70	0,003825	86,00	146,2	0,2801
y 32	0,3	3,82	0,008595	70,22	268,2404	0,3794
y 33	0,3	0,87	0,0019575	73,82	64,2234	0,1856
y 34	0,3	1,15	0,0025875	73,82	84,893	0,2134
y 35	0,3	0,89	0,0020025	91,98	81,8622	0,2096
y 36	0,3	0,91	0,0020475	107,91	98,1981	0,2296
y 37	0,3	1,13	0,0025425	74,78	84,5014	0,2130

*Ugotovimo lahko, da so v dveh primerih pomiki prekoračeni. Za obravnavani steni upoštevam še vertikalne armiranobetonske vezi dimenzij 30 x 30 cm. Določim vztrajnostni moment za armiranobetonsko vez:*

$$I_{x,beton} = I_{y,beton} = \frac{h \cdot b^3}{12} = \frac{0,3 \cdot 0,3^3}{12} = 0,000675m^4$$

*Obravnavati moramo steni x11 in y20.*

x11:

$$\sum I_{opeka} = 0,1779525m^4$$

*Ob upoštevanju, da je v objektu 58 vertikalnih armiranobetonskih vezi določimo*

$$\sum I_{beton} = 0,000675m^4 \cdot 58 = 0,03915m^4$$

$$\sum E_{opeka} \cdot I_{opeka} = 2000000kN / m^2 \cdot 0,1779525m^4 = 355905kNm^2$$

$$\sum E_{beton} \cdot I_{beton} = 30000000kN / m^2 \cdot 0,03915m^4 = 1174500kNm^2$$

$$\sum E_{opeka} \cdot I_{opeka} + \sum E_{beton} \cdot I_{beton} = 355905kNm^2 + 1174500kNm^2 = 1530405kNm^2$$

$$h_{tot} \cdot \sqrt{\frac{N_{Ed}}{\sum EI}} = 11,6 \cdot \sqrt{\frac{1868,39}{1530405}} = 0,405$$

*Ker je izračunana vrednost manjša od predpisane (0,60), dopustnih vodoravnih pomikov ni treba računati.*

y20:

$$\sum I_{\text{opeka}} = 0,12537m^4$$

*Ob upoštevanju, da je v objektu 58 vertikalnih armiranobetonskih vezi določimo*

$$\sum I_{\text{beton}} = 0,000675m^4 \cdot 58 = 0,03915m^4$$

$$\sum E_{\text{opeka}} \cdot I_{\text{opeka}} = 2000000kN / m^2 \cdot 0,12537m^4 = 250740kNm^2$$

$$\sum E_{\text{beton}} \cdot I_{\text{beton}} = 30000000kN / m^2 \cdot 0,03915m^4 = 1174500kNm^2$$

$$\sum E_{\text{opeka}} \cdot I_{\text{opeka}} + \sum E_{\text{beton}} \cdot I_{\text{beton}} = 250740kNm^2 + 1174500kNm^2 = 1425240kNm^2$$

$$h_{\text{tot}} \cdot \sqrt{\frac{N_{Ed}}{\sum EI}} = 11,6 \cdot \sqrt{\frac{731,74}{1425240}} = 0,263$$

*Ker je izračunana vrednost manjša od predpisane (0,60), dopustnih vodoravnih pomikov ni treba računati.*

#### **Zidovi pri navpični obtežbi – efektivna višina**

Efektivno višino nosilnega zidu je treba ugotoviti z upoštevanjem relativne togosti elementov konstrukcije, priključenih k zidu, ter učinkovitosti stikov.

Efektivna višina zidu se upošteva kot:

$$h_{ef} = \rho_n \cdot h$$

kjer so:

$h_{ef}$  ... efektivna višina zidu

$h$  ... svetla etažna višina zidu

$\rho_n$  ... faktor redukcije, kjer je  $n = 2, 3$  ali  $4$  (v odvisnosti od vpetosti na robu ali utrditve zidu)

Za zidove vpete zgoraj in spodaj v armiranobetonske stropne plošče oziroma strehe, ki na obeh straneh zidu ležijo v isti višini, ali pa so vpeti v armiranobetonsko stropno ploščo, ki leži samo na eni strani zidu in katere ležišče je vsaj 2/3 debeline zidu, upoštevamo

$$\rho_2 = 0,75$$

Predpostavi se lahko, da se začetna ekscentričnost lahko določi z izrazom:

$$e_{\text{init}} = \frac{h_{ef}}{450}$$

kjer sta:

$e_{init}$  ... začetna ekscentričnost

$h_{ef}$  ... efektivna višina zidu

*V obravnavanem primeru določimo:*

$$h = 2,9 \text{ m}$$

$$\rho_2 = 0,75$$

*in izračunamo efektivno višino*

$$h_{ef} = \rho_n \cdot h = 0,75 \cdot 2,9 \text{ m} = 2,175 \text{ m}.$$

*V nadaljevanju določimo še začetno ekscentričnost*

$$e_{init} = \frac{h_{ef}}{450} = \frac{2,175 \text{ m}}{450} = 0,00483 \text{ m} = 4,83 \text{ mm}$$

### **Zidovi pri navpični obtežbi – efektivna debelina**

Kote efektivna debelina enoslojnega zidu, dvoslojnega zidu, fasadnega zidu, zidu z naleganjem ob robovih in zalitega zidu z odprtino, se upošteva dejanska debelina zidu:

$$t_{ef} = t$$

kjer je:

$t_{ef}$  ... efektivna debelina zidu

$t$  ... dejanska debelina zidu

*V obravnavanem primeru upoštevamo*

$$t_{ef} = t = 0,30 \text{ m}$$

### **Preverjanje zidov iz nearmiranega zidovja pri prevladujoči navpični obtežbi**

Odpornost zidov proti navpični obtežbi mora temeljiti na geometriji zidov, vplivih ekscentričnosti in materialnih lastnostih zidovja. V izračunu odpornosti zidov proti navpični obtežbi se lahko predpostavi, da:

- ravninski prerezi ostanejo ravninski in da
- je natezna trdnost zidovja pravokotno na naležne rege enaka nič.

Pri končnem mejnem stanju mora biti projektna vrednost navpične obtežbe, ki deluje na zid, manjša ali enaka od projektne vrednosti odpornosti zidu proti navpični obtežbi. Zadostiti je treba izrazu:

$$N_{Ed} \leq N_{Rd}$$

kjer je:

$N_{Ed}$  ... projektna vrednost navpične obtežbe, ki deluje na zid

$N_{Rd}$  ... projektna vrednost odpornosti zidu proti navpični obtežbi

Projektna vrednost navpične odpornosti enoslojnega zidu na enoto dolžine, je podana z enačbo:

$$N_{Rd} = \phi \cdot t \cdot f_d$$

kjer so:

$\phi$  ... faktor redukcije nosilnosti zaradi vpliva vitkosti in ekscentričnosti obtežbe (na zgornjem robu, spodnjem robu ali sredini)

$t$  ... debelina zidu

$f_d$  ... projektna tlačna trdnost zidovja

Vrednost faktorja redukcije zaradi vitkosti in ekscentričnosti, se lahko na podlagi pravokotnega napetostnega bloka določi kot

$$\phi_i = 1 - 2 \frac{e_i}{t}$$

kjer vrednost  $e_i$  predstavlja ekscentričnost na zgornjem in spodnjem robu zidu in mora ustrezati pogoju:

$$e_i \geq 0,05 \cdot t$$

kjer je  $t$  debelina zidu.

*V obravnavanem primeru upoštevamo debelino zidu 30 cm in določimo:*

$$e_i \geq 0,05 \cdot t \geq 0,05 \cdot 0,3m \geq 0,015m$$

$$\phi_i = 1 - 2 \frac{e_i}{t} = 1 - 2 \frac{0,015m}{0,3m} = 0,9$$

$$N_{Rd} = \phi \cdot t \cdot f_d = \phi \cdot t \cdot \frac{f_k}{\gamma_M} = 0,9 \cdot 0,3m \cdot \frac{3,66 \cdot 1000kN / m^2}{2,20} = 449,18kN / m$$

Sile v posameznih stenah ob upoštevanju obtežne kombinacije  $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q + 1,05 \cdot S$  morajo ustrezati gornjemu pogoju.

*Preglednica D.11: Kontrola odpornosti zidov pri navpični obtežbi – stene v smeri x*

Oznaka zidu	$N_{Ed}$ [kN/m]	
x 1	83,12	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
x 2	78,43	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
x 3	65,69	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
x 4	83,12	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
x 5	104,09	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
x 6	136,53	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
x 7	125,85	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
x 8	83,89	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
x 9	170,50	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
x 10	129,93	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
x 11	180,87	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
x 12	100,52	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
x 13	182,34	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
x 14	116,73	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
x 15	141,30	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
x 16	90,25	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
x 17	124,50	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
x 18	118,72	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
x 19	147,25	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
x 20	131,88	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
x 21	71,70	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
x 22	64,19	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
x 23	77,99	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
x 24	61,35	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
x 25	72,13	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$

*Preglednica D.12: Kontrola odpornosti zidov pri navpični obtežbi – stene v smeri y*

Oznaka zidu	$N_{Ed}$ [kN/m]	
y 1	77,10	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
y 2	55,68	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
y 3	68,05	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
y 4	95,40	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
y 5	67,78	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
y 6	67,78	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
y 7	90,24	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
y 8	119,13	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
y 9	115,22	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
y 10	90,25	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
y 11	104,25	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
y 12	142,48	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
y 13	89,56	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
y 14	82,49	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
y 15	94,68	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
y 16	75,62	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
y 17	72,18	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
y 18	184,02	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
y 19	131,04	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
y 20	140,18	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
y 21	150,33	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
y 22	127,48	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
y 23	106,03	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
y 24	66,65	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
y 25	70,23	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
y 26	83,95	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
y 27	76,85	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
y 28	93,06	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
y 29	97,96	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
y 30	95,08	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
y 31	86,00	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
y 32	70,22	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$



y 33	73,82	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
y 34	73,82	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
y 35	91,98	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
y 36	107,91	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
y 37	74,78	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$

### Preverjanje zidov iz nearmiranega zidovja pri strižni obtežbi

Pri končnem mejnem stanju mora biti projektna vrednost strižne obtežbe, ki deluje na zid, manjša ali enaka kot projektna vrednost strižne odpornosti zidu. Izpolniti je treba pogoj:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}$$

kjer je:

$V_{Ed}$  ... biti projektna vrednost strižne obtežbe, ki deluje na zid

$V_{Rd}$  ... projektna vrednost strižne odpornosti zidu

Projektna vrednost strižne odpornosti zidu se določi po enačbi:

$$V_{Rd} = f_{vd} \cdot t \cdot l_c$$

kjer so:

$f_{vd}$  ... projektna vrednost strižne trdnosti zidovja

$t$  ... debelina zidu, ki prevzema strig

$l_c$  ... dolžina tlačnega dela zidu

*Dolžina tlačnega dela zidu je povzeta iz obtežne kombinacije*

*$1,0 \cdot G + 0,3 \cdot Q \pm M_{eksc} + E_x + E_y$ , ob upoštevanju rezultatov tlačnih sil  $N_y$ . Debelina vseh sten je upoštevana kot debelina 30 cm, projektna vrednost strižne trdnosti zidovja pa je povzeta po preglednicah D.5 in D.6, ob upoštevanju faktorja varnosti  $\gamma_M = 2,20$ .*

*Preglednica D.13: Kontrola strižnih sil v stenah v smeri x*

Oznaka stene	$h$ [m]	$l_c$ [m]	$f_{vd}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$V_{Ed}$ [kN/m]	$V_{Ed}$ [kN]	$V_{Rd}$ [kN]	
x1	12,43	11,81	138,9091	99,53	29,859	492,1549	$V_{Ed} \leq V_{Rd}$
x2	5,24	1,86	122,0242	126,68	38,004	68,08953	$V_{Ed} \leq V_{Rd}$
x3	3,3	0,72	106,297	126,02	37,806	22,96015	$V_{Ed} \geq V_{Rd}$
x4	1,1	1,1	123,2303	101,86	30,558	40,666	$V_{Ed} \leq V_{Rd}$
x5	1,91	0,77	151,5152	104,36	31,308	35	$V_{Ed} \leq V_{Rd}$

x6	4,81	0,86	135,7879	118,02	35,406	35,03327	$V_{Ed} \geq V_{Rd}$
x7	10,33	1,44	119,1394	103,33	30,999	51,46822	$V_{Ed} \leq V_{Rd}$
x8	1,1	0,4	119,5576	89,44	26,832	14,34691	$V_{Ed} \geq V_{Rd}$
x9	1,64	0,65	132,0909	52,6	15,78	25,75773	$V_{Ed} \leq V_{Rd}$
x10	4,23	0,85	127,1273	76,28	22,884	32,41745	$V_{Ed} \leq V_{Rd}$
x11	6,68	3,27	135,5212	95,76	28,728	132,9463	$V_{Ed} \leq V_{Rd}$
x12	4,24	2,18	104,2121	75,66	22,698	68,15473	$V_{Ed} \leq V_{Rd}$
x13	2,85	0,38	117,0182	62,92	18,876	13,34007	$V_{Ed} \geq V_{Rd}$
x14	1,87	0,21	128,697	56,02	16,806	8,107909	$V_{Ed} \geq V_{Rd}$
x15	2,85	0,12	122,0485	65,16	19,548	4,393745	$V_{Ed} \geq V_{Rd}$
x16	2,09	0	141,8545	59,49	17,847	0	$V_{Ed} \geq V_{Rd}$
x17	12,43	5,5	114,8303	79,59	23,877	189,47	$V_{Ed} \leq V_{Rd}$

Preglednica D.14: Kontrola strižnih sil v stenah v smeri y

Oznaka stene	h [m]	l <sub>c</sub> [m]	f <sub>vd</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	V <sub>Ed</sub> [kN/m]	V <sub>Ed</sub> [kN]	V <sub>Rd</sub> [kN]	
y 1	2,81	2,81	168,5152	120,03	36,009	142,0583	$V_{Ed} \leq V_{Rd}$
y 2	6,58	6,07	134,0606	83,94	25,182	244,1244	$V_{Ed} \leq V_{Rd}$
y 3	2,55	1,74	162,1636	86,19	25,857	84,64942	$V_{Ed} \leq V_{Rd}$
y 4	3,55	3,55	164,4303	47,03	14,109	175,1183	$V_{Ed} \leq V_{Rd}$
y 5	2,73	2,73	126,5576	129,82	38,946	103,6507	$V_{Ed} \leq V_{Rd}$
y 6	3,19	2,74	104,2121	129,95	38,985	85,66236	$V_{Ed} \leq V_{Rd}$
y 7	0,6	0,6	116,3515	80,52	24,156	20,94327	$V_{Ed} \geq V_{Rd}$
y 8	2,26	1,5	127,9455	123	36,9	57,57545	$V_{Ed} \leq V_{Rd}$
y 9	5,22	5,22	129,4788	144,65	43,395	202,7638	$V_{Ed} \leq V_{Rd}$
y 10	1,03	0,66	100,4788	96,48	28,944	19,8948	$V_{Ed} \geq V_{Rd}$
y 11	2,26	0,93	138,0485	130,33	39,099	38,51553	$V_{Ed} \geq V_{Rd}$
y 12	3,87	2,92	127,6909	152,65	45,795	111,8572	$V_{Ed} \leq V_{Rd}$
y 13	2,76	2,76	166,4364	131,04	39,312	137,8093	$V_{Ed} \leq V_{Rd}$
y 14	3,43	2,83	151,9576	121,81	36,543	129,012	$V_{Ed} \leq V_{Rd}$
y 15	2,4	1,63	139,6545	43	12,9	68,29107	$V_{Ed} \leq V_{Rd}$
y 16	8,43	4,76	115,503	93,8	28,14	164,9383	$V_{Ed} \leq V_{Rd}$
y 17	0,91	0,91	154,1939	111,02	33,306	42,09495	$V_{Ed} \leq V_{Rd}$
y 18	1,13	1,13	130,303	106,52	31,956	44,17273	$V_{Ed} \leq V_{Rd}$

*Iz preglednic je razvidno, da so strižne sile v posameznih stenah presežene. Zato preverimo pogoj*

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}$$

*za vsoto sil. Za stene v posamezni smeri izračunamo*

$$\sum V_{Ed}(x) = 447,82kN$$

$$\sum V_{Ed}(y) = 579,53kN$$

*in*

$$\sum V_{Rd}(x) = 1234,31kN$$

$$\sum V_{Rd}(y) = 1873,13kN$$

*Iz rezultatov lahko ugotovimo, da je globalni nosilnosti brez upoštevanja vertikalnih vezi, zadoščeno. V stenah, v katerih so strižne sile prekoračene, se te sile prenesejo tudi na vertikalne vezi, poleg tega pa se deloma tudi prerazporedijo na druge stene.*

### **Preverjanje zidov iz nearmiranega zidovja pri vodoravni obtežbi pravokotno na ravnino**

Pri končnem mejnem stanju mora biti projektna vrednost momenta, ki deluje na zid, manjša ali enaka projektni vrednosti upogibne odpornosti zidu. Zadostiti je treba pogoju:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd}$$

kjer je:

$M_{Ed}$  ... projektna vrednost momenta, ki deluje na zid

$M_{Rd}$  ... projektna vrednost upogibne odpornosti zidu

Projektna vrednost upogibne odpornosti zidu na enoto višine oziroma dolžine se določi po izrazu:

$$M_{Rd} = f_{xd} \cdot Z$$

kjer sta:

$f_{xd}$  ... projektna vrednost upogibne trdnosti glede na upogibno ravnino

$Z$  ... elastični odpornostni moment prereza enote višine ali dolžine zidu

Elastični odpornostni moment prereza zidu se določi kot:

$$Z = \frac{I_y}{\max(z^-, z^+)} = \frac{\frac{h \cdot b^3}{12}}{\frac{b}{2}} = \frac{h \cdot b^2}{6}$$

kjer sta:

$h$  ... dolžina zidu

$b$  ... debelina zidu

*V obravnavanem primeru določimo elastični odpornostni moment, pri čemer upoštevam dolžino zidu*

$$h = 1,0 \text{ m}$$

$$Z = \frac{h \cdot b^2}{6} = \frac{1,0 \text{ m} \cdot (0,3 \text{ m})^2}{6} = 0,015 \text{ m}^3$$

*V nadaljevanju določimo projektno vrednost upogibne odpornosti zidu*

$$M_{Rd} = f_{xd} \cdot Z = \frac{f_{xk1}}{\gamma_M} \cdot Z = \frac{0,10 \cdot 1000 \text{ kN} / \text{m}^2}{2,2} \cdot 0,015 \text{ m}^3 = 0,68 \text{ kNm}$$

Obravnavana je samo zunanja stena v smeri osi  $y$ , na katero deluje veter s pritiskom.

Upogibni momenti so bili dobljeni z izračunom po obtežni kombinaciji

$$1,35 \cdot G + 1,05 \cdot Q + 1,05 \cdot S + 1,5 \cdot W_{\text{pritisik}} + 1,5 \cdot W_{\text{srk}}$$

*Preglednica D.15: Kontrola upogibnih momentov v stenah*

Oznaka zidu	$M_{Ed}$ [kNm]	
y 1	0,11	$M_{Ed} \leq M_{Rd}$
y 2	0,21	$M_{Ed} \leq M_{Rd}$
y 3	0,21	$M_{Ed} \leq M_{Rd}$
y 4	0,45	$M_{Ed} \leq M_{Rd}$
y 5	0,40	$M_{Ed} \leq M_{Rd}$
y 6	0,12	$M_{Ed} \leq M_{Rd}$

## Vsebina

Osnovni podatki o modelu	2
Vhodni podatki	
Vhodni podatki - Konstrukcija	3
Vhodni podatki - Obtežba	8
Rezultati	
Modalna analiza	14
Seizmični preračun	15
Statični preračun	19

## Osnovni podatki o modelu

Datoteka: statika blok diploma.twp  
Datum preračuna: 11.10.2009

Način preračuna: 3D model

- Teorija I-ga reda       Modalna analiza       Stabilnost  
 Teorija II-ga reda       Seizmični preračun       Faze gradnje  
 Nelinearen preračun

### Velikost modela

Število vozlišč: 14435  
Število ploskovnih elementov: 12758  
Število grednih elementov: 2898  
Število robnih elementov: 2922  
Število osnovnih obtežnih primerov: 10  
Število kombinacij obtežb: 14

### Enote mer

Dožina: m [cm,mm]  
Sila: kN  
Temperatura: Celsius

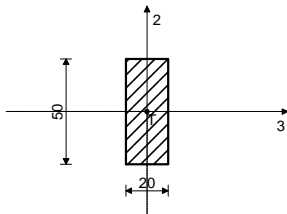
## Tabele materialov

No	Naziv materiala	E[kN/m <sup>2</sup> ]	$\mu$	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\alpha$ [1/C]	Em[kN/m <sup>2</sup> ]	$\mu$ m
1	Beton MB 25	3.000e+7	0.20	25.00	1.000e-5	3.000e+7	0.20
2	opeka E/2	1.000e+6	0.20	14.00	1.000e-5	1.000e+6	0.20
3	Beton MB 25 E/2	1.500e+7	0.20	25.00	1.000e-5	1.500e+7	0.20

## Seti gred

Set: 1 Prerez: b/d=20/50 stebri, Fiktivna ekscentričnost

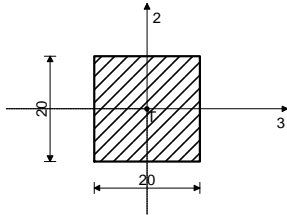
Mat.	A1	A2	A3	I1	I2	I3
3 - Beton MB 25 E/2	1.000e-1	8.333e-2	8.333e-2	9.981e-4	3.333e-4	2.083e-3



[cm]

Set: 2 Prerez: b/d=20/20 vezi, Fiktivna ekscentričnost

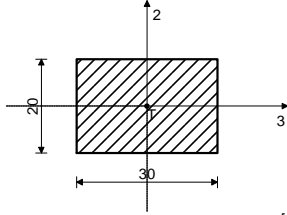
Mat.	A1	A2	A3	I1	I2	I3
3 - Beton MB 25 E/2	4.000e-2	3.333e-2	3.333e-2	2.253e-4	1.333e-4	1.333e-4



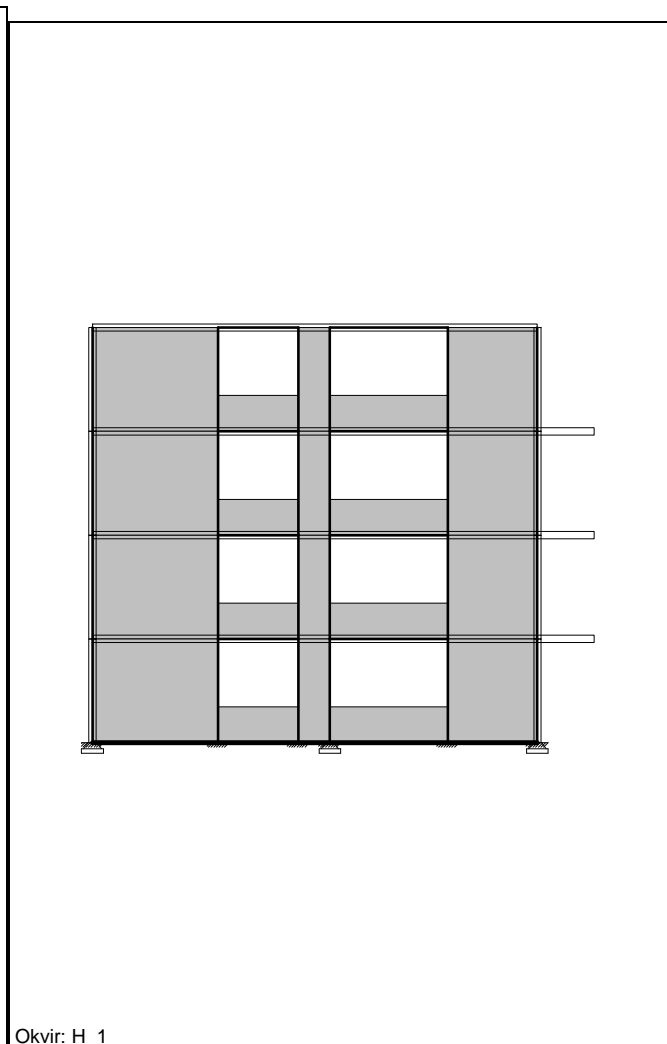
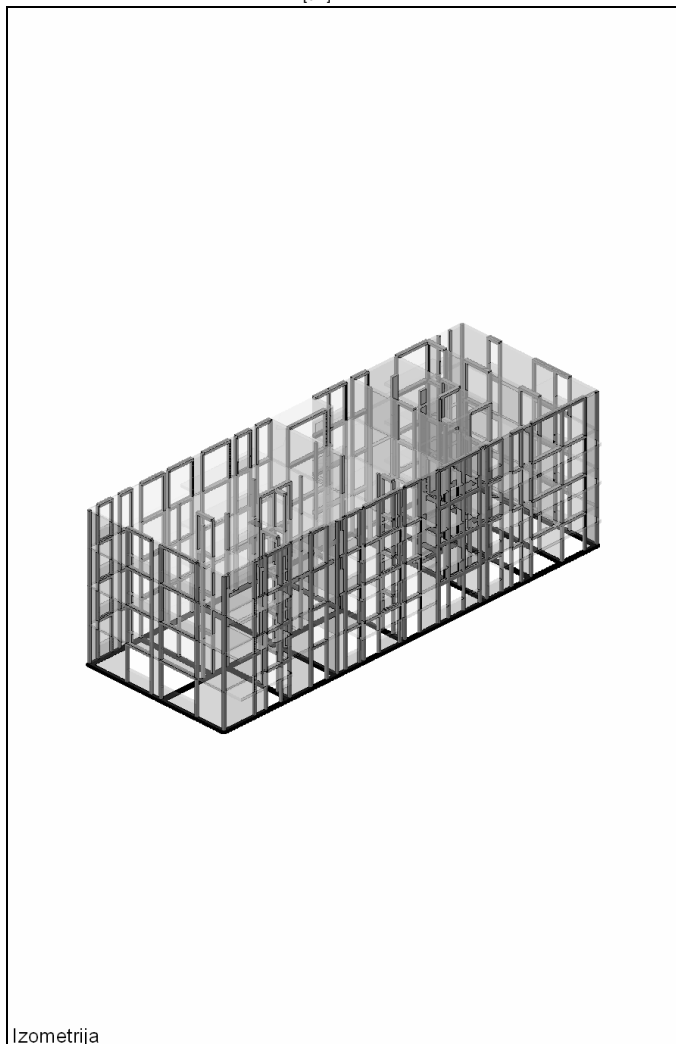
[cm]

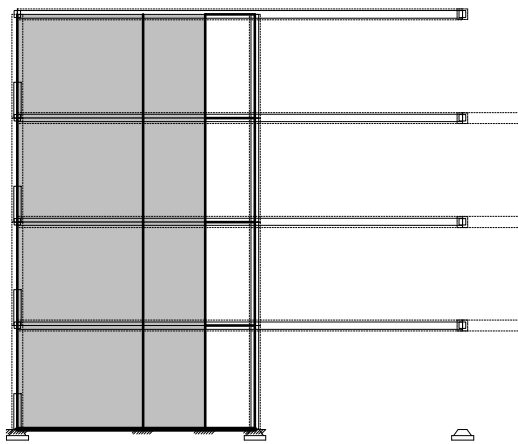
Set: 3 Prerez: b/d=30/20 preklade, Fiktivna ekscentričnost

Mat.	A1	A2	A3	I1	I2	I3
3 - Beton MB 25 E/2	6.000e-2	5.000e-2	5.000e-2	4.695e-4	4.500e-4	2.000e-4

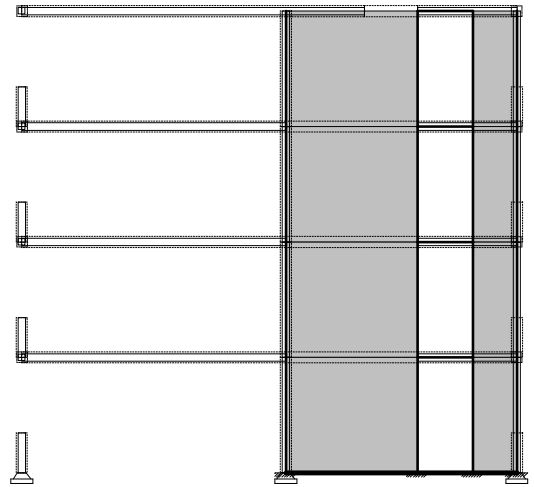


[cm]

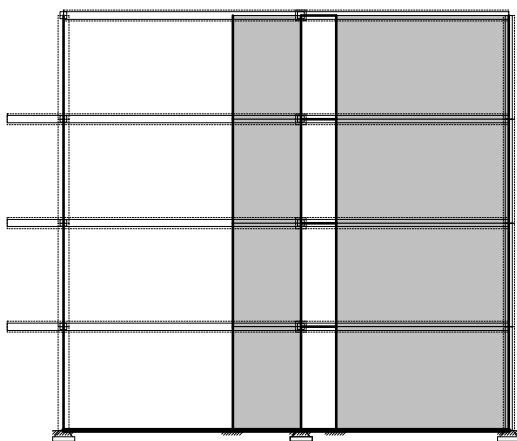




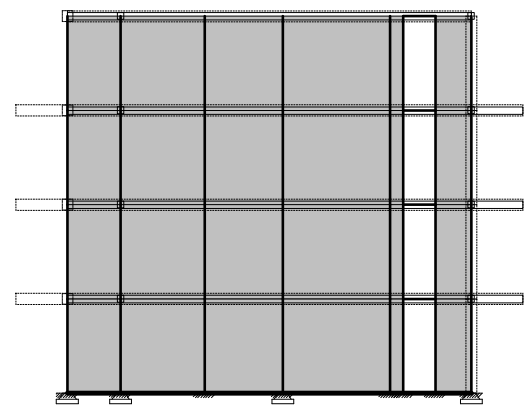
Okvir: H\_4



Okvir: H\_5

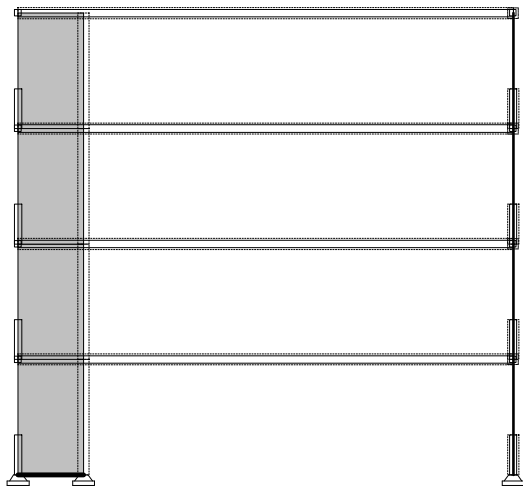


Okvir: H\_6

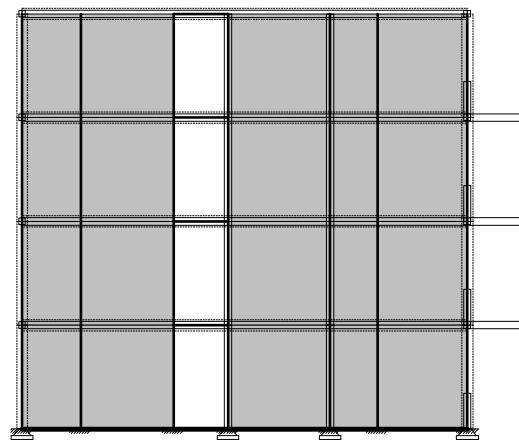


Okvir: H\_7

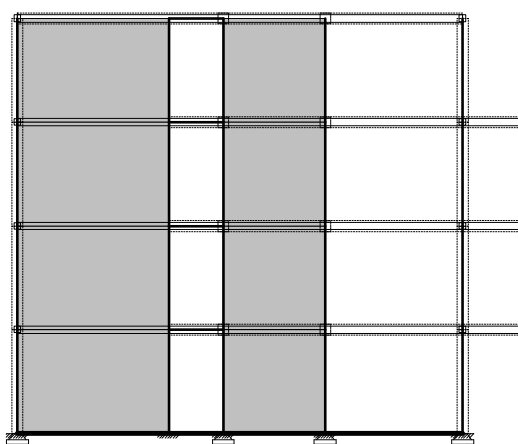




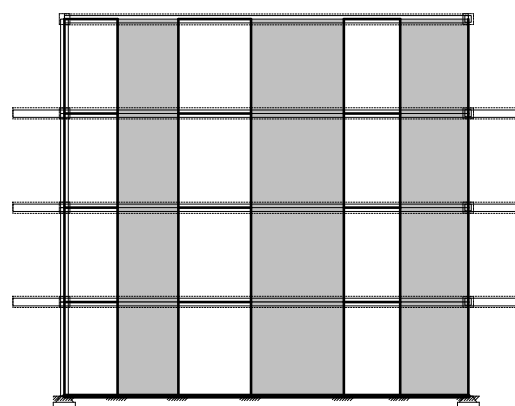
Okvir: H\_8



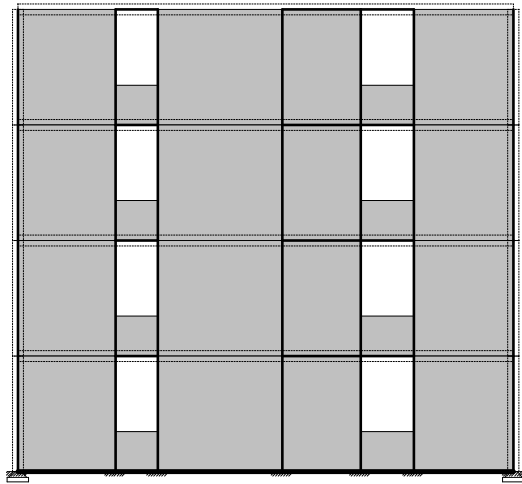
Okvir: H\_3



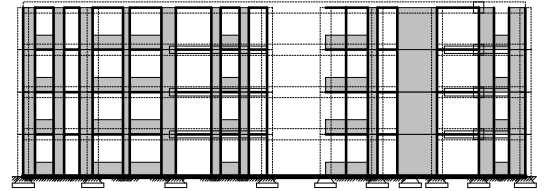
Okvir: H\_9



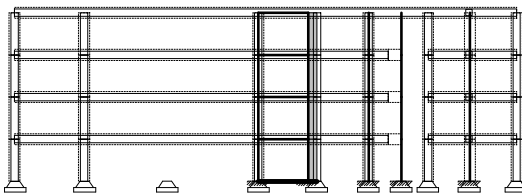
Okvir: H\_10



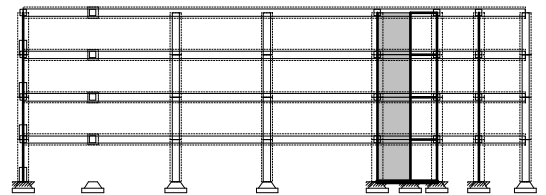
Okvir: H\_2



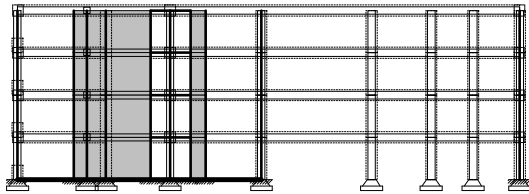
Okvir: V\_1



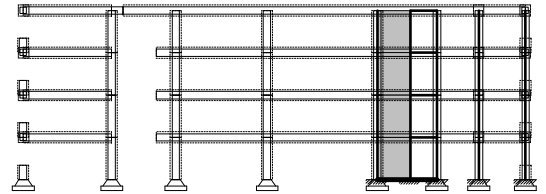
Okvir: V\_6



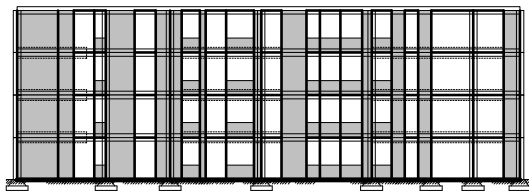
Okvir: V\_4



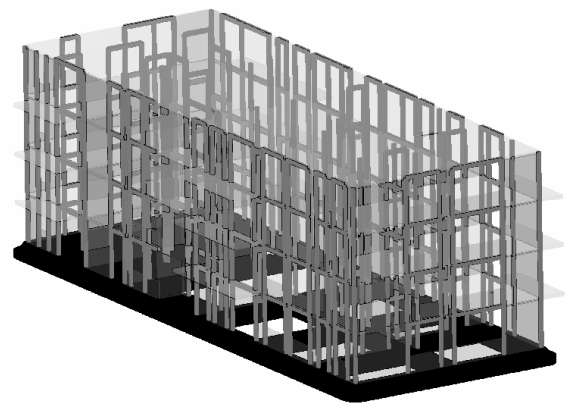
Okvir: V\_3



Okvir: V\_5



Okvir: V\_2



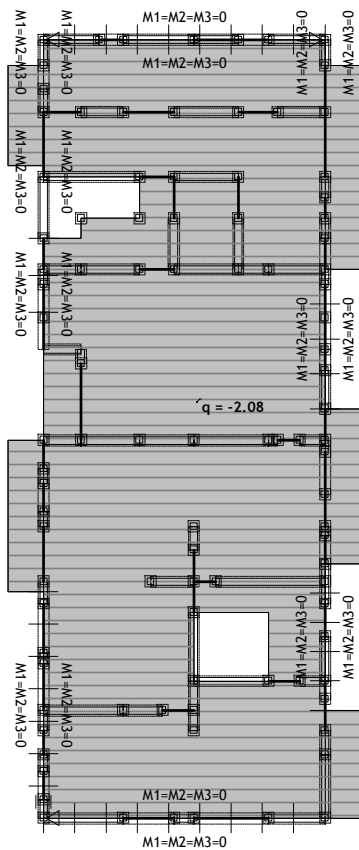
Izometrija

## Lista obtežnih primerov

No	Naziv
1	G (g)
2	Q (vertikalno)
3	Q (potres)
4	S
5	W - pritisk
6	W - srk
7	torzijski momenti v +x
8	torzijski momenti v -x
9	potres x
10	potres y
11	Komb.: MSN 1.35xI+1.5xII+ +1.05xIV (1.35xI+ +1.5xII+1.05xIV+1.05xV+1.05xVI)
12	Komb.: MSN 1.35xI+1.05xII +1.5xIV+1.05xV+1.05xVI (1.35xI+ +1.05xII+1.5xIV+1.05xV+1.05xVI)
13	Komb.: MSN 1.35xI+1.05xII +1.05xIV+1.5xV+ +1.5xVI (1.35xI+1.05xII+1 .05xIV+1.5xV+1.5xVI)
14	Komb.: MSU I+II+ +0.7xIV+0.7xV+ +0.7xVI - karakteristična (I+II+ +0.7xIV+0.7xV+0.7xVI)
15	Komb.: MSU I+0.7xII+ +IV+0.7xV+0.7xVI - karakt

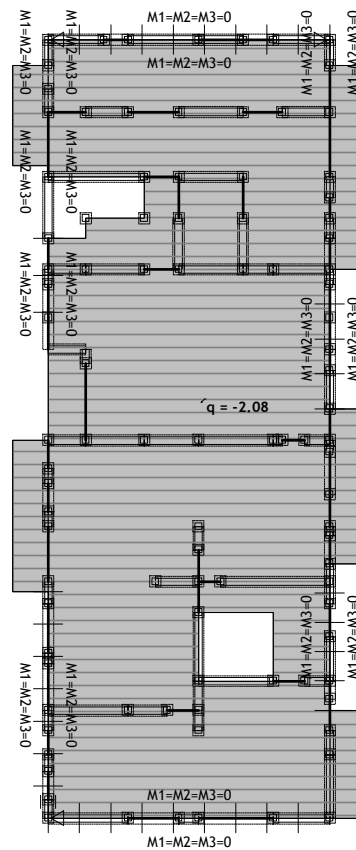
16	eristična (I+0.7xII+ +IV+0.7xV+0.7xVI)
17	Komb.: MSU I+0.7xII+ +0.7xIV+V+VI - karakteris tična (I+0.7xII+0.7xIV+V+VI)
18	Komb.: MSU I+0.3xII+ +0.5xIV+0.3xV+ +0.3xVI - pogosta (I+0.5xII+ +0.3xIV+0.3xV+0.3xVI)
19	Komb.: MSU I+0.3xII+ +0.5xIV+0.3xV+ +0.3xVI - pogost (I+ +0.3xII+0.5xIV+0.3xV+0.3xVI)
20	Komb.: MSU I+0.3xII+ +0.3xIV+0.3xV+ +0.3xVI - navidezno stalna (I+ +0.3xII+0.3xIV+0.3xV+0.3xVI)
21	Komb.: I+III+VII+IX+X
22	Komb.: I+III+VIII+IX+X
23	Komb.: I+III+VII+IX+0.3xX
24	Komb.: I+III+VIII+0.3xIX+X

Obt. 1: G (g)



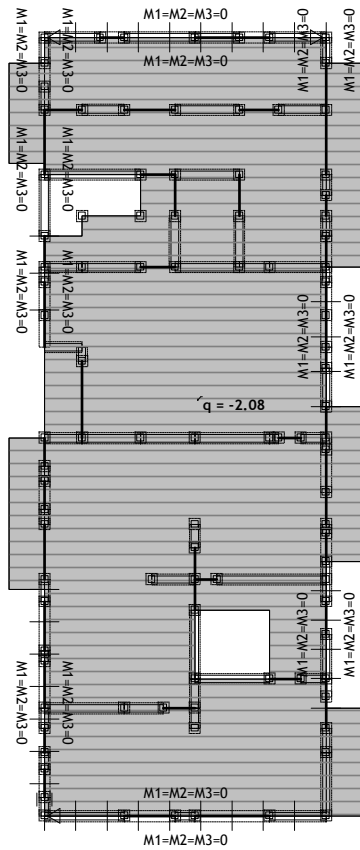
Nivo: plošča nad II. nadstropjem [8.70 m]

Obt. 1: G (g)



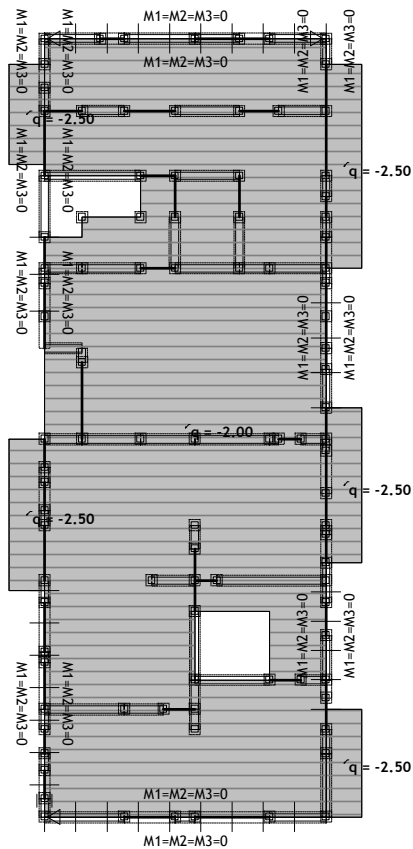
Nivo: plošča nad I. nadstropjem [5.80 m]

Obt. 1: G (g)



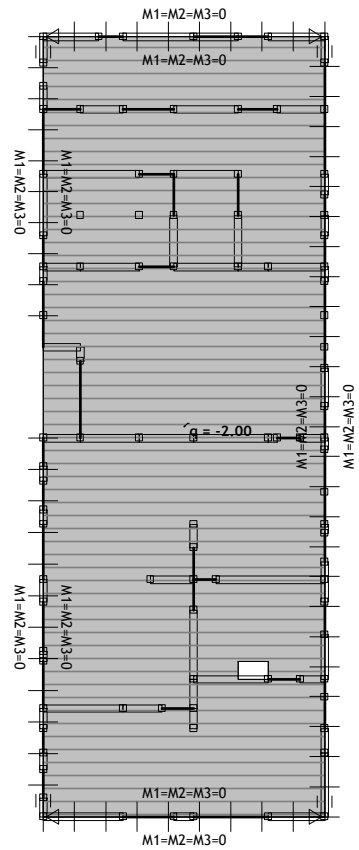
Nivo: plošča nad pritičjem [2.90 m]

Obt. 2: Q (vertikalno)



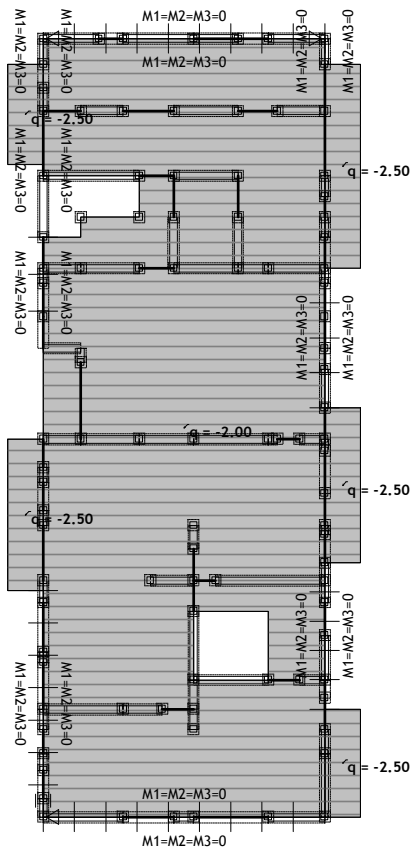
Nivo: plošča nad II. nadstropjem [8.70 m]

Obt. 2: Q (vertikalno)



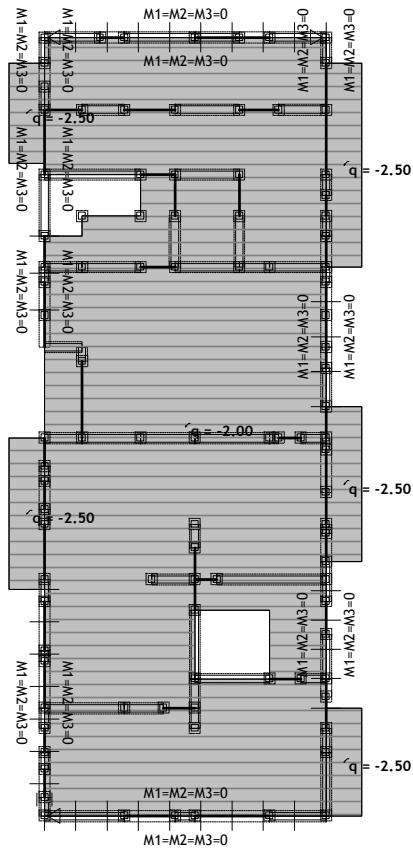
Nivo: plošča nad III. nadstropjem [11.60 m]

Obt. 2: Q (vertikalno)



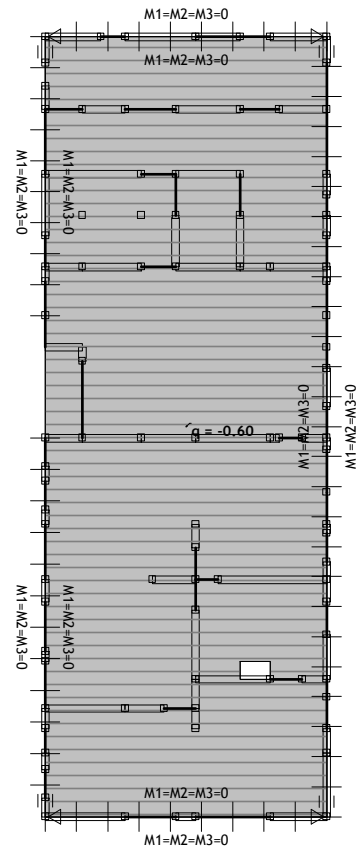
Nivo: plošča nad I. nadstropjem [5.80 m]

Obt. 2: Q (vertikalno)



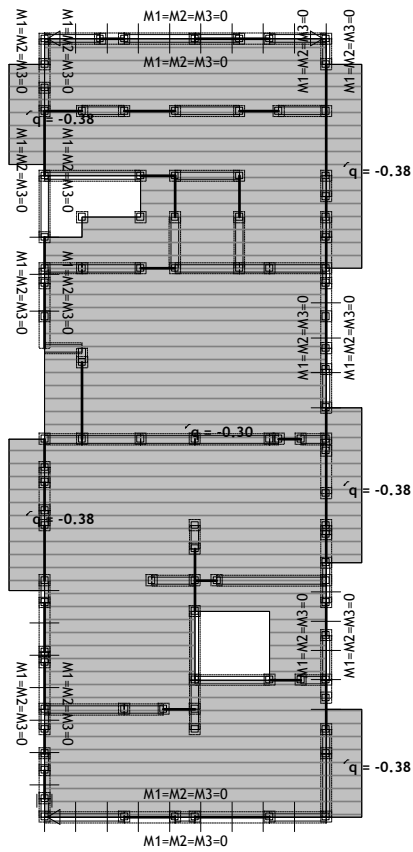
Nivo: plošča nad pritličjem [2.90 m]

Obt. 3: Q (potres)



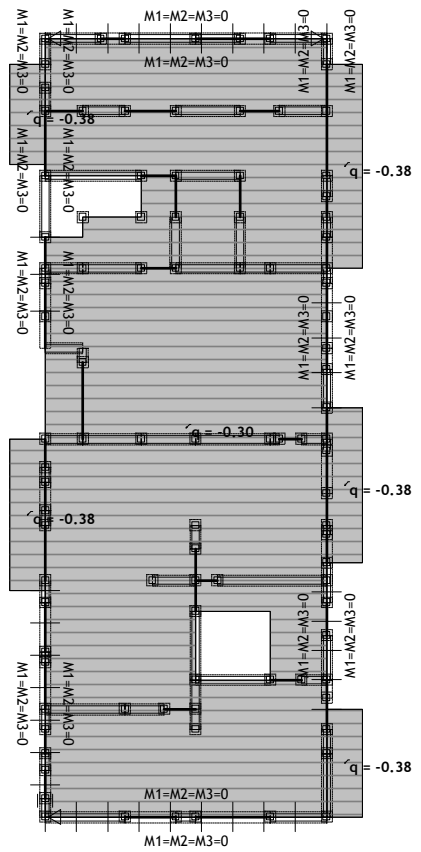
Nivo: plošča nad III. nadstropjem [11.60 m]

Obt. 3: Q (potres)



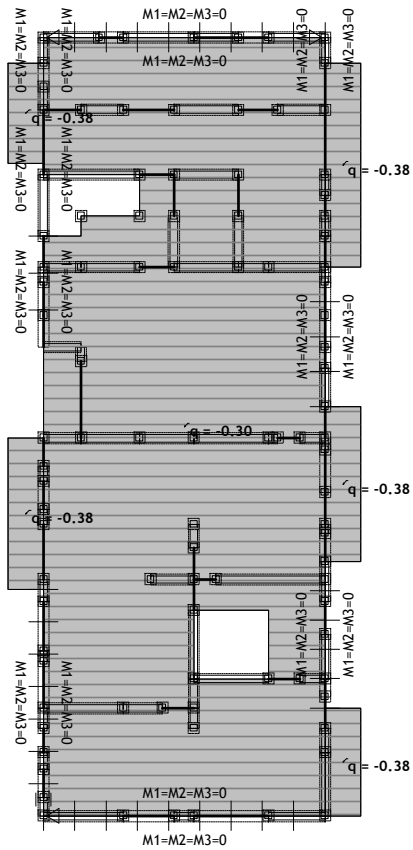
Nivo: plošča nad II. nadstropjem [8.70 m]

Obt. 3: Q (potres)



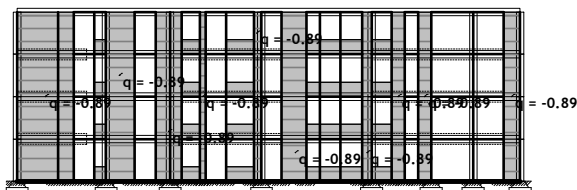
Nivo: plošča nad I. nadstropjem [5.80 m]

Obt. 3: Q (potres)



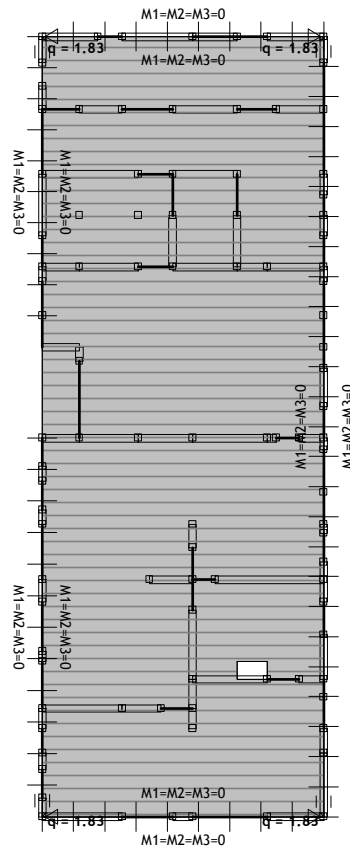
Nivo: plošča nad pritičjem [2.90 m]

Obt. 5: W - pritisak



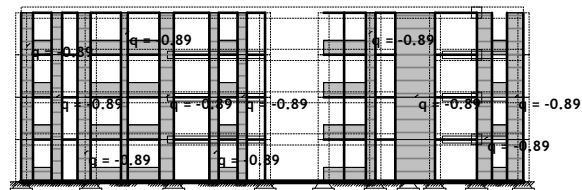
Okvir: V\_2

Obt. 4: S



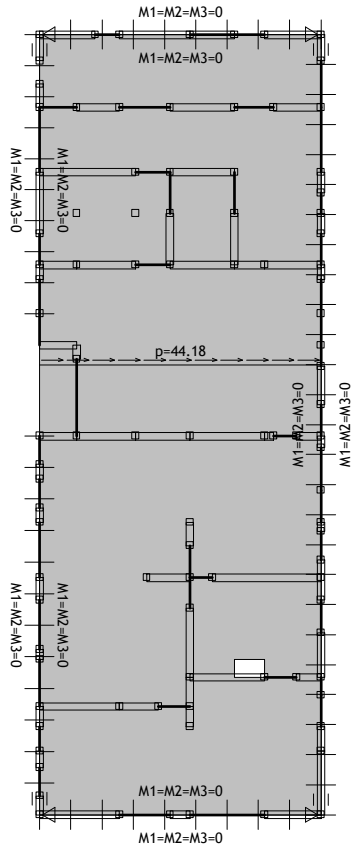
Nivo: plošča nad III. nadstropjem [11.60 m]

Obt. 6: W - srk



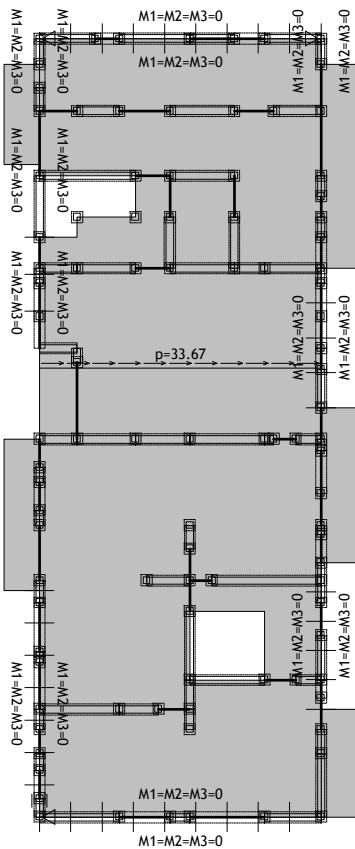
Okvir: V\_1

Obt. 7: torzijski momenti v +x



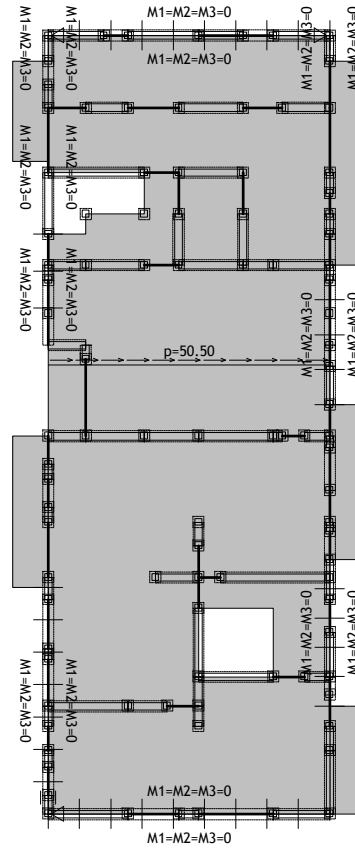
Nivo: plošča nad III. nadstropjem [11.60 m]

Obt. 7: torzijski momenti v +x



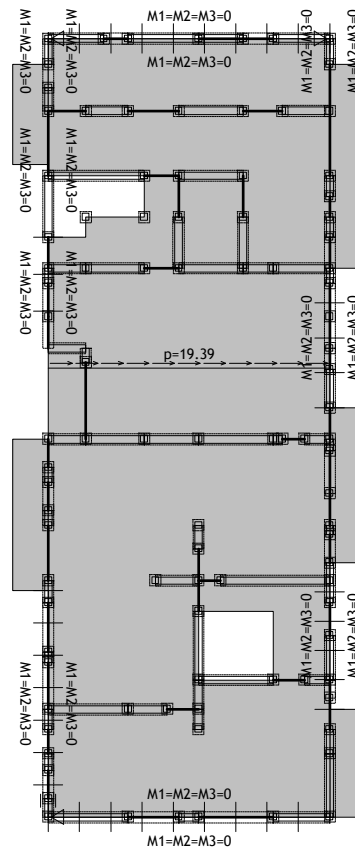
Nivo: plošča nad I. nadstropjem [5.80 m]

Obt. 7: torzijski momenti v +x



Nivo: plošča nad II. nadstropjem [8.70 m]

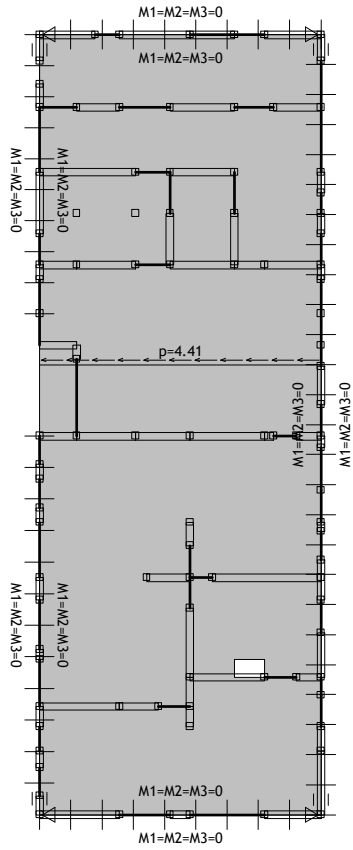
Obt. 7: torzijski momenti v +x



Nivo: plošča nad pritličjem [2.90 m]

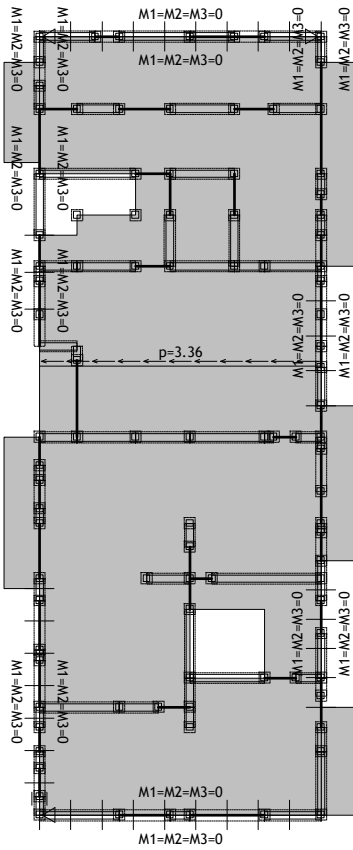


Obt. 8: torzijski momenti v -x



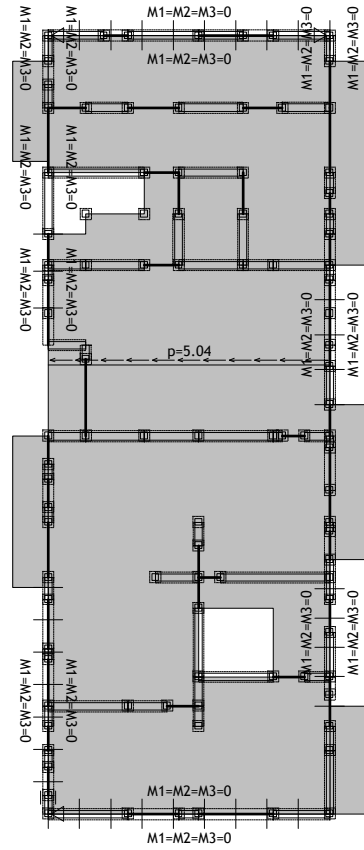
Nivo: plošča nad III. nadstropjem [11.60 m]

Obt. 8: torzijski momenti v -x



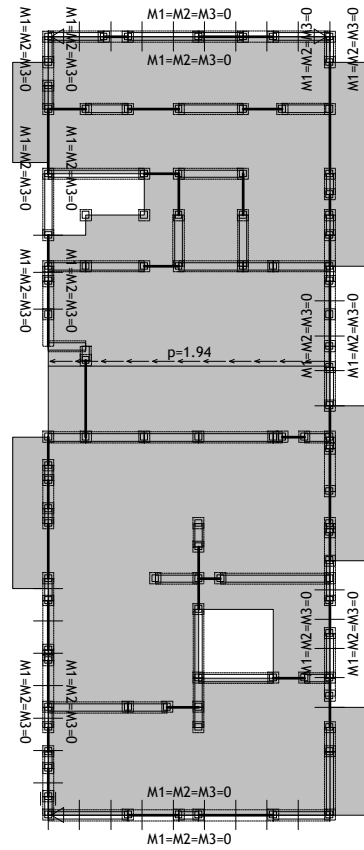
Nivo: plošča nad I. nadstropjem [5.80 m]

Obt. 8: torzijski momenti v -x



Nivo: plošča nad II. nadstropjem [8.70 m]

Obt. 8: torzijski momenti v -x



Nivo: plošča nad pritličjem [2.90 m]

## Modalna analiza

Napredne opcije seizmičnega preračuna

Mase grupirane v nivojih izbranih etaž

### Faktorji obtežb za preračun mas

No	Naziv	Koeficient
1	G (g)	1.00
2	Q (vertikalno)	0.00
3	Q (potres)	1.00
4	S	0.00

5	W - pritisk	0.00
6	W - srk	0.00
7	torzijski momenti v +x	0.00
8	torzijski momenti v -x	0.00

### Razporeditev mas po višini objekta

Nivo	Z [m]	X [m]	Y [m]	Masa [T]	T/m2
plošča nad III. nadstropjem	11.60	6.24	17.48	348.62	0.82
plošča nad II. nadstropjem	8.70	6.42	17.54	531.33	1.16
plošča nad I. nadstropjem	5.80	6.42	17.54	531.33	1.16
plošča nad pritličjem	2.90	6.41	17.53	612.05	1.33
Skupno:	6.68	6.39	17.52	2023.33	

### Položaj centra togosti po višini objekta

Nivo	Z [m]	X [m]	Y [m]
plošča nad III. nadstropjem	11.60	7.22	17.86
plošča nad II. nadstropjem	8.70	6.79	17.26
plošča nad I. nadstropjem	5.80	6.79	17.26
plošča nad pritličjem	2.90	6.79	17.26

### Ekscentriciteta po višini objekta

Nivo	Z [m]	eox [m]	eoy [m]
plošča nad III. nadstropjem	11.60	0.97	0.38
plošča nad II. nadstropjem	8.70	0.37	0.28
plošča nad I. nadstropjem	5.80	0.37	0.28
plošča nad pritličjem	2.90	0.39	0.27

### Nihajne dobe konstrukcije

No	T [s]	f [Hz]
1	0.3667	2.7272
2	0.2674	3.7398
3	0.2262	4.4218
4	0.1264	7.9139
5	0.1095	9.1294
6	0.1004	9.9645
7	0.1002	9.9805
8	0.0956	10.4595
9	0.0938	10.6566
10	0.0878	11.3917
11	0.0818	12.2281
12	0.0794	12.5998
13	0.0767	13.0299
14	0.0760	13.1518
15	0.0746	13.4053
16	0.0746	13.4095
17	0.0740	13.5084
18	0.0711	14.0649
19	0.0705	14.1841
20	0.0690	14.4920
21	0.0671	14.9116
22	0.0653	15.3049
23	0.0652	15.3381
24	0.0640	15.6337
25	0.0636	15.7244
26	0.0635	15.7499
27	0.0624	16.0360
28	0.0620	16.1275
29	0.0619	16.1566
30	0.0615	16.2575

# Seizmični preračun

Seizmični preračun: EUROCODE

Kategorija tal: C  
 Kategorija pomena: II ( $\gamma=1.2$ )  
 Razmerje  $a_g/g$ : 0.175  
 Faktor obnašanja: 2  
 Koefficient dušenja: 0  
 S: 1.15  
 Tb: 0.2  
 Tc: 0.6  
 Td: 2

**Faktorji smeri potresa:**

Naziv	Kx	Ky	Kz
potres x	1.000	0.000	0.000
potres y	0.000	1.000	0.000

potres x

Nivo	Z [m]	Ton 1			Ton 2			Ton 3		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
plošča nad III. nadstropjem	11.60	5.07	-78.74	-0.14	1045.1	77.07	4.01	326.22	-10.62	-2.09
plošča nad II. nadstropjem	8.70	5.83	-99.61	-0.33	1324.4	128.75	-0.54	420.04	-23.74	-3.84
plošča nad I. nadstropjem	5.80	3.65	-68.79	-0.36	921.47	103.18	-0.54	293.28	-14.35	-4.00
parapet nadstropja	3.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
plošča nad pritličjem	2.90	1.71	-37.14	-0.31	510.72	65.40	0.10	163.20	-5.85	-3.25
parapet pritličja	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
temelji	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
<b>Σ=</b>		<b>16.26</b>	<b>-284.29</b>	<b>-1.14</b>	<b>3801.7</b>	<b>374.40</b>	<b>3.02</b>	<b>1202.7</b>	<b>-54.56</b>	<b>-13.18</b>

Nivo	Z [m]	Ton 4			Ton 5			Ton 6		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
plošča nad III. nadstropjem	11.60	-1.09	32.00	1.46	-0.86	-4.34	8.19	-0.32	-0.01	0.19
plošča nad II. nadstropjem	8.70	0.82	2.67	2.29	0.41	-1.89	14.41	0.00	-0.20	2.73
plošča nad I. nadstropjem	5.80	2.27	-39.61	1.51	1.68	4.76	10.89	0.33	0.15	-3.07
parapet nadstropja	3.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
plošča nad pritličjem	2.90	2.08	-46.32	0.53	1.76	6.66	6.40	0.30	0.61	-1.75
parapet pritličja	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
temelji	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
<b>Σ=</b>		<b>4.08</b>	<b>-51.26</b>	<b>5.79</b>	<b>2.99</b>	<b>5.19</b>	<b>39.89</b>	<b>0.32</b>	<b>0.55</b>	<b>-1.90</b>

Nivo	Z [m]	Ton 7			Ton 8			Ton 9		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
plošča nad III. nadstropjem	11.60	-0.38	-0.21	0.16	-219.79	-17.30	-44.59	-4.24	-0.78	-20.09
plošča nad II. nadstropjem	8.70	-0.08	-0.02	-0.00	-14.43	-21.52	-85.85	-0.79	2.77	2.55
plošča nad I. nadstropjem	5.80	0.46	0.28	2.60	278.83	23.81	-58.36	5.75	-0.58	1.85
parapet nadstropja	3.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
plošča nad pritličjem	2.90	0.53	0.45	-5.07	333.57	49.29	-25.12	7.27	-3.98	0.27
parapet pritličja	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
temelji	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
<b>Σ=</b>		<b>0.53</b>	<b>0.50</b>	<b>-2.32</b>	<b>378.19</b>	<b>34.29</b>	<b>-213.93</b>	<b>7.99</b>	<b>-2.57</b>	<b>-15.42</b>

Nivo	Z [m]	Ton 10			Ton 11			Ton 12		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
plošča nad III. nadstropjem	11.60	-53.19	0.71	62.92	-59.00	3.43	0.86	-0.39	-2.57	-3.04
plošča nad II. nadstropjem	8.70	-14.66	5.01	83.67	-3.26	7.21	2.78	-0.20	5.49	-4.25
plošča nad I. nadstropjem	5.80	62.67	-1.13	62.28	76.49	-7.35	1.81	0.50	1.48	-3.29
parapet nadstropja	3.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
plošča nad pritličjem	2.90	82.43	-6.47	37.92	91.12	-16.99	-0.16	0.72	-7.81	-2.04
parapet pritličja	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
temelji	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
<b>Σ=</b>		<b>77.25</b>	<b>-1.88</b>	<b>246.78</b>	<b>105.35</b>	<b>-13.70</b>	<b>5.28</b>	<b>0.62</b>	<b>-3.41</b>	<b>-12.63</b>

Nivo	Z [m]	Ton 13			Ton 14			Ton 15		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
plošča nad III. nadstropjem	11.60	-0.61	9.89	-0.97	-4.17	-10.53	8.31	0.03	-0.10	0.13
plošča nad II. nadstropjem	8.70	-0.10	-12.41	-0.94	-1.62	11.97	10.73	-0.02	0.07	0.82
plošča nad I. nadstropjem	5.80	0.68	-7.68	-0.76	4.96	8.46	8.56	-0.00	0.09	-1.18
parapet nadstropja	3.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
plošča nad pritličjem	2.90	0.87	18.13	-0.47	6.91	-18.12	4.96	0.05	-0.12	0.13
parapet pritličja	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
temelji	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
<b>Σ=</b>		<b>0.83</b>	<b>7.93</b>	<b>-3.13</b>	<b>6.08</b>	<b>-8.22</b>	<b>32.55</b>	<b>0.06</b>	<b>-0.06</b>	<b>-0.10</b>

Nivo	Z [m]	Ton 16			Ton 17			Ton 18		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
plošča nad III. nadstropjem	11.60	-3.51	6.07	-6.40	-0.04	0.21	0.23	-1.86	-2.39	-9.89
plošča nad II. nadstropjem	8.70	-2.99	-4.83	-6.83	-0.21	-0.23	0.84	-1.14	1.17	-14.97
plošča nad I. nadstropjem	5.80	3.86	-5.26	-6.12	0.14	-0.19	-0.19	2.04	2.74	-11.47
parapet nadstropja	3.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
plošča nad pritličjem	2.90	6.89	7.64	-2.37	0.47	0.33	-3.65	3.28	-3.01	-6.99
parapet pritličja	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
temelji	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
<b>Σ=</b>		<b>4.24</b>	<b>3.63</b>	<b>-21.72</b>	<b>0.36</b>	<b>0.12</b>	<b>-2.77</b>	<b>2.32</b>	<b>-1.49</b>	<b>-43.33</b>

Nivo	Z [m]	Ton 19			Ton 20			Ton 21		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
plošča nad III. nadstropjem	11.60	0.13	0.56	4.09	-1.24	-1.95	-3.58	-0.21	-0.65	0.04
plošča nad II. nadstropjem	8.70	-0.50	-0.32	-0.12	-2.45	0.29	-7.33	-0.50	-0.12	0.41
plošča nad I. nadstropjem	5.80	0.06	-0.64	-0.27	1.82	2.63	-5.22	0.32	0.94	0.53
parapet nadstropja	3.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
plošča nad pritličjem	2.90	0.75	0.72	0.20	4.51	-1.89	-3.05	0.85	-0.46	0.34
parapet pritličja	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
temelji	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
<b>Σ=</b>		<b>0.44</b>	<b>0.31</b>	<b>3.91</b>	<b>2.64</b>	<b>-0.93</b>	<b>-19.18</b>	<b>0.47</b>	<b>-0.29</b>	<b>1.31</b>

Nivo	Z [m]	Ton 22			Ton 23			Ton 24		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
plošča nad III. nadstropjem	11.60	0.11	0.13	-0.09	0.02	0.21	-0.03	0.47	-0.25	0.03
plošča nad II. nadstropjem	8.70	-0.13	-0.16	0.30	-0.04	-0.29	0.13	-0.72	0.26	1.76
plošča nad I. nadstropjem	5.80	-0.08	-0.15	-0.46	-0.03	-0.01	0.11	-0.35	0.40	-3.07
parapet nadstropja	3.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
plošča nad pritličjem	2.90	0.17	0.28	0.15	0.14	0.02	-0.42	1.06	-0.58	-0.02
parapet pritličja	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
temelji	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

temelji	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Σ=	0.08	0.09	-0.10	0.10	-0.07	-0.21	0.46	-0.16	-1.29

Nivo	Z [m]	Ton 25			Ton 26			Ton 27		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
plošča nad III. nadstropjem	11.60	-0.12	-0.39	0.06	-0.34	0.21	-0.84	1.33	0.48	-1.19
plošča nad II. nadstropjem	8.70	-0.52	0.65	1.02	-0.37	-0.10	-0.78	-2.55	-0.75	-1.27
plošča nad I. nadstropjem	5.80	0.05	-0.07	-0.01	0.38	-0.15	-0.23	-0.94	-0.21	1.02
parapet nadstropja	3.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
plošča nad pritičjem	2.90	1.25	-0.02	-4.31	0.61	-0.02	0.96	5.22	0.44	0.45
parapet pritičja	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
temelji	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Σ=	0.66	0.18	-3.23	0.28	-0.07	-0.89	3.06	-0.03	-1.00

Nivo	Z [m]	Ton 28			Ton 29			Ton 30		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
plošča nad III. nadstropjem	11.60	-0.07	-0.39	-0.40	-0.74	-0.18	-0.33	0.02	-0.03	-0.28
plošča nad II. nadstropjem	8.70	-2.23	0.87	-0.73	-0.95	0.31	-0.49	0.09	0.15	-0.08
plošča nad I. nadstropjem	5.80	0.22	-1.50	0.33	0.66	-0.61	-0.94	-0.01	-0.20	-0.05
parapet nadstropja	3.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
plošča nad pritičjem	2.90	2.87	1.13	-0.33	1.81	0.36	0.33	-0.08	0.17	-0.10
parapet pritičja	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
temelji	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Σ=	0.79	0.10	-1.13	0.78	-0.12	-1.42	0.01	0.08	-0.51

Nivo	Z [m]	Vsi toni		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
plošča nad III. nadstropjem	11.60	1026.4	-0.44	-3.28
plošča nad II. nadstropjem	8.70	1701.1	1.45	-3.92
plošča nad I. nadstropjem	5.80	1661.2	0.41	-8.11
parapet nadstropja	3.90	0.00	0.00	0.00
plošča nad pritičjem	2.90	1233.0	2.86	-6.67
parapet pritičja	1.00	0.00	0.00	0.00
temelji	0.00	0.00	0.00	0.00
	Σ=	5621.7	4.29	-21.99

potres y

Nivo	Z [m]	Ton 1			Ton 2			Ton 3		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
plošča nad III. nadstropjem	11.60	-88.69	1377.0	2.51	102.93	7.59	0.39	-14.80	0.48	0.09
plošča nad II. nadstropjem	8.70	-101.97	1742.1	5.75	130.43	12.68	-0.05	-19.05	1.08	0.17
plošča nad I. nadstropjem	5.80	-63.75	1203.0	6.27	90.75	10.16	-0.05	-13.30	0.65	0.18
parapet nadstropja	3.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
plošča nad pritičjem	2.90	-29.87	649.60	5.44	50.30	6.44	0.01	-7.40	0.27	0.15
parapet pritičja	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
temelji	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Σ=	-284.29	4971.8	19.97	374.40	36.87	0.30	-54.56	2.48	0.60

Nivo	Z [m]	Ton 4			Ton 5			Ton 6		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
plošča nad III. nadstropjem	11.60	13.71	-402.01	-18.32	-1.50	-7.55	14.24	-0.56	-0.01	0.33
plošča nad II. nadstropjem	8.70	-10.28	-33.58	-28.76	0.72	-3.29	25.03	0.00	-0.35	4.76
plošča nad I. nadstropjem	5.80	-28.53	497.66	-18.94	2.92	8.28	18.93	0.58	0.26	-5.35
parapet nadstropja	3.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
plošča nad pritičjem	2.90	-26.16	581.85	-6.72	3.06	11.58	11.12	0.52	1.07	-3.05
parapet pritičja	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
temelji	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Σ=	-51.26	643.92	-72.73	5.19	9.02	69.32	0.55	0.96	-3.31

Nivo	Z [m]	Ton 7			Ton 8			Ton 9		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
plošča nad III. nadstropjem	11.60	-0.36	-0.20	0.15	-19.93	-1.57	-4.04	1.36	0.25	6.46
plošča nad II. nadstropjem	8.70	-0.08	-0.02	-0.00	-1.31	-1.95	-7.78	0.25	-0.89	-0.82
plošča nad I. nadstropjem	5.80	0.43	0.26	2.44	25.28	2.16	-5.29	-1.85	0.19	-0.60
parapet nadstropja	3.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
plošča nad pritičjem	2.90	0.50	0.43	-4.77	30.24	4.47	-2.28	-2.34	1.28	-0.09
parapet pritičja	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
temelji	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Σ=	0.50	0.47	-2.18	34.29	3.11	-19.39	-2.57	0.83	4.96

Nivo	Z [m]	Ton 10			Ton 11			Ton 12		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
plošča nad III. nadstropjem	11.60	1.29	-0.02	-1.53	7.67	-0.45	-0.11	2.12	14.01	16.59
plošča nad II. nadstropjem	8.70	0.36	-0.12	-2.04	0.42	-0.94	-0.36	1.11	-29.99	23.20
plošča nad I. nadstropjem	5.80	-1.52	0.03	-1.51	-9.95	0.96	-0.23	-2.72	-8.08	17.99
parapet nadstropja	3.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
plošča nad pritičjem	2.90	-2.00	0.16	-0.92	-11.85	2.21	0.02	-3.92	42.66	11.17
parapet pritičja	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
temelji	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Σ=	-1.88	0.05	-6.00	-13.70	1.78	-0.69	-3.41	18.59	68.95

Nivo	Z [m]	Ton 13			Ton 14			Ton 15		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
plošča nad III. nadstropjem	11.60	-5.84	94.21	-9.28	5.64	14.24	-11.24	-0.03	0.11	-0.14
plošča nad II. nadstropjem	8.70	-0.94	-118.22	-8.92	2.20	-16.18	-14.51	0.02	-0.07	-0.85
plošča nad I. nadstropjem	5.80	6.47	-73.18	-7.21	-6.71	-11.44	-11.57	0.00	-0.09	1.22
parapet nadstropja	3.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
plošča nad pritičjem	2.90	8.25	172.75	-4.45	-9.34	24.50	-6.71	-0.05	0.13	-0.13
parapet pritičja	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
temelji	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Σ=	7.93	75.56	-29.86	-8.22	11.12	-44.02	-0.06	0.07	0.11

Nivo	Z [m]	Ton 16			Ton 17			Ton 18		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
plošča nad III. nadstropjem	11.60	-3.00	5.20	-5.48	-0.01	0.07	0.08	1.20	1.54	6.36
plošča nad II. nadstropjem	8.70	-2.56	-4.13	-5.85	-0.07	-0.08	0.29	0.74	-0.76	9.63
plošča nad I. nadstropjem	5.80	3.30	-4.50	-5.24	0.05	-0.07	-0.07	-1.31	-1.76	7.38
parapet nadstropja	3.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
plošča nad pritičjem	2.90	5.89	6.54	-2.03	0.16	0.11	-1.26	-2.11	1.93	4.50
parapet pritičja	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
temelji	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Σ=	3.63	3.11	-18.59	0.12	0.04	-0.95	-1.49	0.96	27.87

		Ton 19			Ton 20			Ton 21		

Nivo	Z [m]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
plošča nad III. nadstropjem	11.60	0.09	0.40	2.89	0.43	0.68	1.26	0.13	0.40	-0.02
plošča nad II. nadstropjem	8.70	-0.36	-0.23	-0.08	0.86	-0.10	2.57	0.31	0.07	-0.25
plošča nad I. nadstropjem	5.80	0.05	-0.46	-0.19	-0.64	-0.92	1.83	-0.20	-0.58	-0.32
parapet nadstropja	3.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
plošča nad pritličjem	2.90	0.53	0.51	0.14	-1.58	0.66	1.07	-0.52	0.29	-0.21
parapet pritličja	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
temelji	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Σ=	0.31	0.22	2.77	-0.93	0.33	6.72	-0.29	0.18	-0.81

Nivo	Z [m]	Ton 22			Ton 23			Ton 24		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
plošča nad III. nadstropjem	11.60	0.13	0.16	-0.11	-0.02	-0.15	0.02	-0.16	0.09	-0.01
plošča nad II. nadstropjem	8.70	-0.16	-0.20	0.36	0.03	0.22	-0.10	0.25	-0.09	-0.61
plošča nad I. nadstropjem	5.80	-0.09	-0.19	-0.56	0.02	0.01	-0.08	0.12	-0.14	1.06
parapet nadstropja	3.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
plošča nad pritličjem	2.90	0.21	0.33	0.19	-0.11	-0.02	0.31	-0.37	0.20	0.01
parapet pritličja	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
temelji	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Σ=	0.09	0.11	-0.12	-0.07	0.05	0.15	-0.16	0.06	0.45

Nivo	Z [m]	Ton 25			Ton 26			Ton 27		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
plošča nad III. nadstropjem	11.60	-0.03	-0.11	0.02	0.08	-0.05	0.20	-0.01	-0.00	0.01
plošča nad II. nadstropjem	8.70	-0.14	0.18	0.28	0.09	0.02	0.19	0.02	0.01	0.01
plošča nad I. nadstropjem	5.80	0.01	-0.02	-0.00	-0.09	0.04	0.05	0.01	0.00	-0.01
parapet nadstropja	3.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
plošča nad pritličjem	2.90	0.34	-0.01	-1.18	-0.15	0.01	-0.23	-0.05	-0.00	-0.00
parapet pritličja	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
temelji	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Σ=	0.18	0.05	-0.88	-0.07	0.02	0.21	-0.03	0.00	0.01

Nivo	Z [m]	Ton 28			Ton 29			Ton 30		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
plošča nad III. nadstropjem	11.60	-0.01	-0.05	-0.05	0.12	0.03	0.05	0.18	-0.34	-2.96
plošča nad II. nadstropjem	8.70	-0.29	0.11	-0.10	0.15	-0.05	0.08	0.93	1.57	-0.82
plošča nad I. nadstropjem	5.80	0.03	-0.20	0.04	-0.10	0.09	0.15	-0.15	-2.15	-0.50
parapet nadstropja	3.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
plošča nad pritličjem	2.90	0.38	0.15	-0.04	-0.28	-0.06	-0.05	-0.88	1.75	-1.07
parapet pritličja	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
temelji	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Σ=	0.10	0.01	-0.15	-0.12	0.02	0.22	0.08	0.84	-5.35

Nivo	Z [m]	Vsi toni		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
plošča nad III. nadstropjem	11.60	2.13	1104.0	-1.63
plošča nad II. nadstropjem	8.70	1.65	1546.8	0.43
plošča nad I. nadstropjem	5.80	-0.91	1620.0	-0.18
parapet nadstropja	3.90	0.00	0.00	0.00
plošča nad pritličjem	2.90	1.41	1511.8	-1.07
parapet pritličja	1.00	0.00	0.00	0.00
temelji	0.00	0.00	0.00	0.00
	Σ=	4.29	5782.6	-2.45

#### Faktorji participacije - angažiranje mase

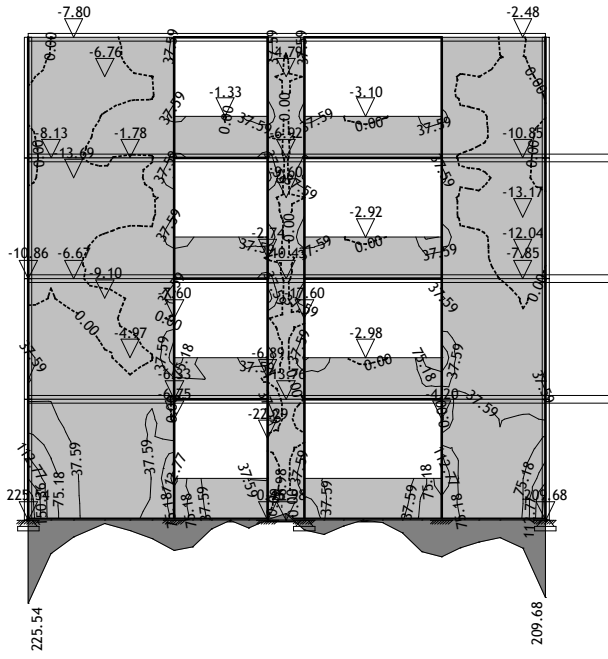
Ton \ Naziv	1. potres x	2. potres y
1	0.003	0.860
2	0.676	0.006
3	0.214	0.000
4	0.001	0.111
5	0.001	0.002
6	0.000	0.000
7	0.000	0.000
8	0.067	0.001
9	0.001	0.000
10	0.014	0.000
11	0.019	0.000
12	0.000	0.003
13	0.000	0.013
14	0.001	0.002
15	0.000	0.000
16	0.001	0.001
17	0.000	0.000
18	0.000	0.000
19	0.000	0.000
20	0.000	0.000
21	0.000	0.000
22	0.000	0.000
23	0.000	0.000
24	0.000	0.000
25	0.000	0.000
26	0.000	0.000
27	0.001	0.000
28	0.000	0.000
29	0.000	0.000
30	0.000	0.000

#### Faktorji participacije - relativno sodelovanje

Ton	UX (%)	UY (%)	UZ (%)	ΣUX (%)	ΣUY (%)	ΣUZ (%)
1	0.27	83.00	0.00	0.27	83.00	0.00
2	63.47	0.62	0.00	63.74	83.62	0.00
3	20.08	0.04	0.00	83.82	83.66	0.00
4	0.08	12.98	0.17	83.90	96.64	0.17
5	0.06	0.19	11.27	83.97	96.83	11.44
6	0.01	0.02	0.25	83.97	96.85	11.69
7	0.01	0.01	0.22	83.98	96.86	11.91
8	8.35	0.07	2.67	92.33	96.93	14.58
9	0.18	0.02	0.66	92.51	96.95	15.24
10	1.75	0.00	17.83	94.26	96.95	33.07
11	2.43	0.04	0.01	96.68	96.99	33.08
12	0.01	0.43	5.94	96.70	97.42	39.02
13	0.02	1.77	0.28	96.72	99.20	39.29
14	0.14	0.26	4.09	96.86	99.46	43.39
15	0.00	0.00	0.00	96.86	99.46	43.39

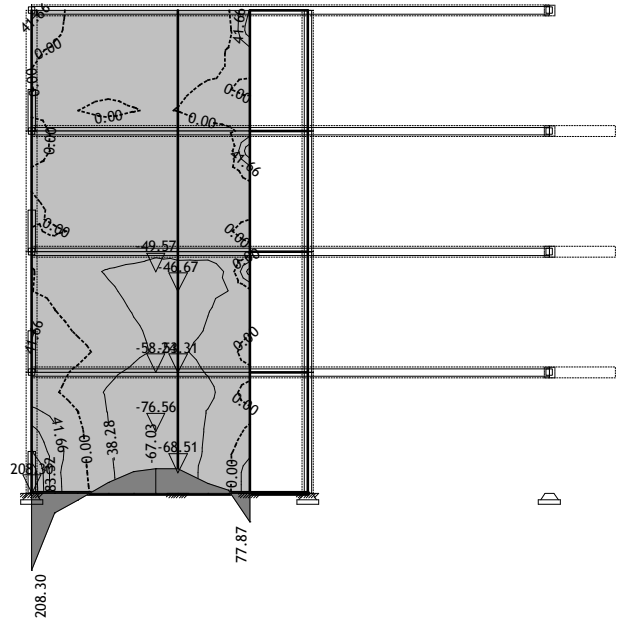
16	0.10	0.07	2.62	96.96	99.53	46.02
17	0.01	0.00	0.50	96.97	99.53	46.52
18	0.06	0.02	19.35	97.03	99.56	65.87
19	0.01	0.01	0.83	97.04	99.56	66.70
20	0.06	0.01	3.34	97.10	99.57	70.04
21	0.01	0.00	0.09	97.11	99.57	70.13
22	0.00	0.00	0.00	97.11	99.58	70.14
23	0.00	0.00	0.01	97.12	99.58	70.15
24	0.01	0.00	0.09	97.13	99.58	70.23
25	0.02	0.00	0.39	97.14	99.58	70.62
26	0.01	0.00	0.07	97.15	99.58	70.69
27	0.08	0.00	0.01	97.23	99.58	70.70
28	0.02	0.00	0.04	97.25	99.58	70.74
29	0.02	0.00	0.06	97.26	99.58	70.80
30	0.00	0.02	0.84	97.27	99.60	71.65

Obt. 21: I+0.3xII+VII+IX+X



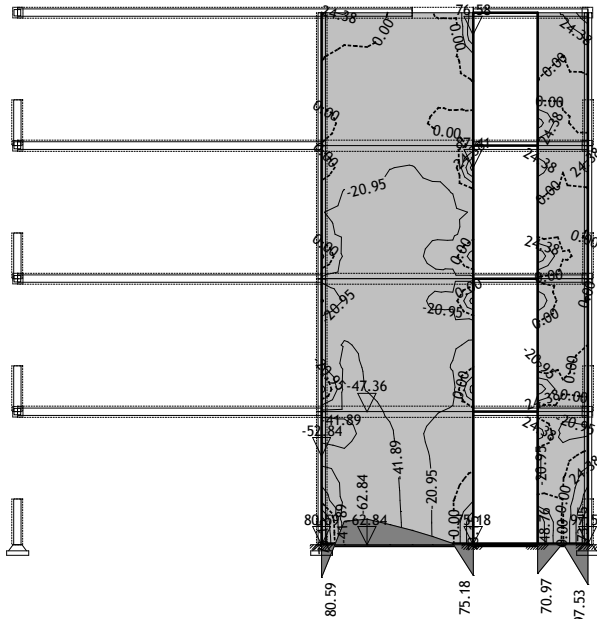
Okvir: H\_1  
Vplivi v plošči: max N<sub>y</sub>= 225.54 / min N<sub>y</sub>= -22.29 kN/m

Obt. 21: I+0.3xII+VII+IX+X



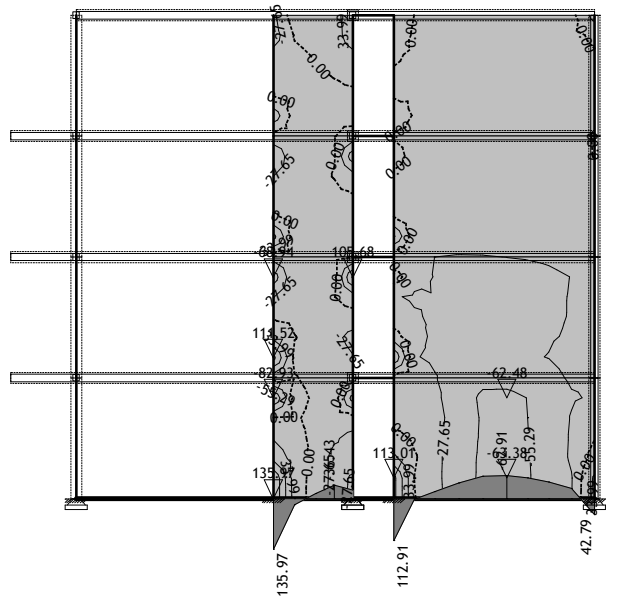
Okvir: H\_4  
Vplivi v plošči: max N<sub>y</sub>= 208.30 / min N<sub>y</sub>= -76.56 kN/m

Obt. 21: I+0.3xII+VII+IX+X



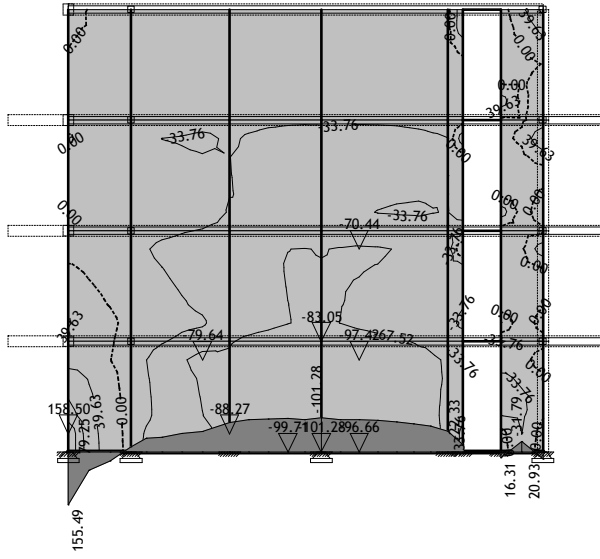
Okvir: H\_5  
Vplivi v plošči: max N<sub>y</sub>= 97.53 / min N<sub>y</sub>= -62.84 kN/m

Obt. 21: I+0.3xII+VII+IX+X



Okvir: H\_6  
Vplivi v plošči: max N<sub>y</sub>= 135.97 / min N<sub>y</sub>= -82.93 kN/m

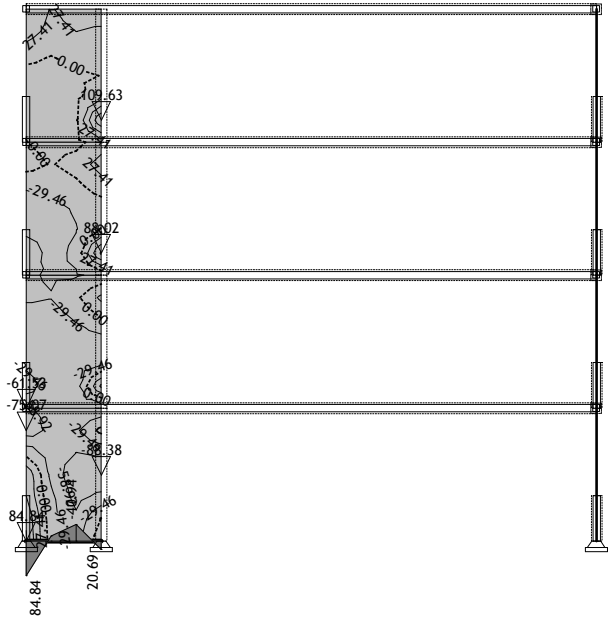
Obt. 21: I+0.3xII+VII+IX+X



Okvir: H\_7

Vplivi v plošči: max Ny= 158.50 / min Ny= -101.28 kN/m

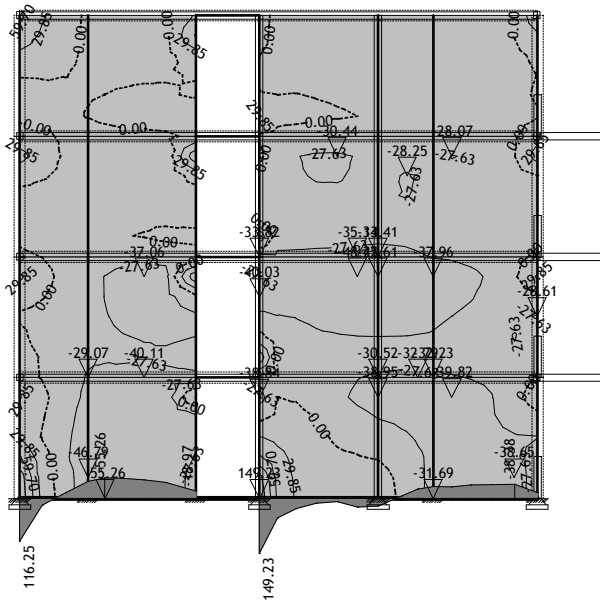
Obt. 21: I+0.3xII+VII+IX+X



Okvir: H\_8

Vplivi v plošči: max Ny= 109.63 / min Ny= -88.38 kN/m

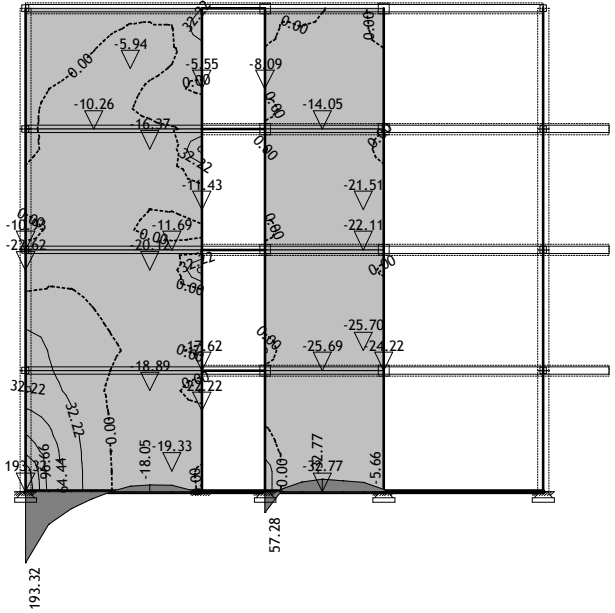
Obt. 21: I+0.3xII+VII+IX+X



Okvir: H\_3

Vplivi v plošči: max Ny= 149.23 / min Ny= -55.26 kN/m

Obt. 21: I+0.3xII+VII+IX+X

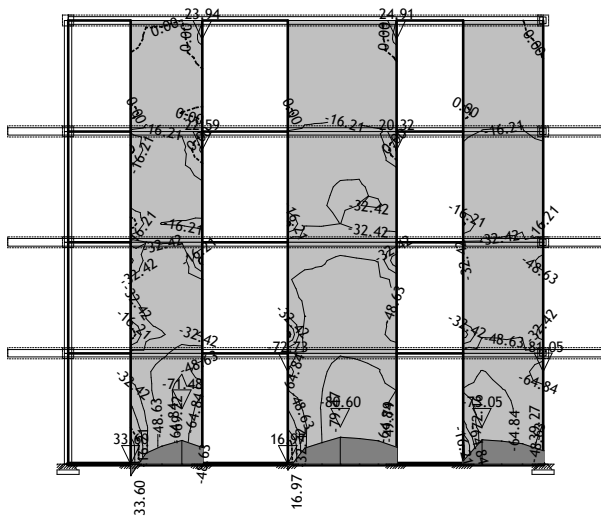


Okvir: H\_9

Vplivi v plošči: max Ny= 193.32 / min Ny= -32.77 kN/m



Obt. 21: I+0.3xII+VII+IX+X

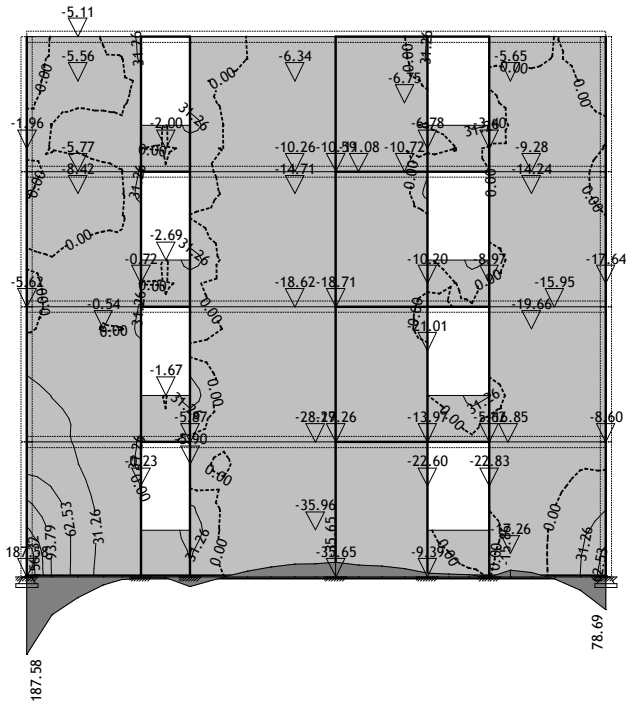


Okvir: H\_10

Vplivi v plošči: max Ny= 33.60 / min Ny= -81.05 kN/m

Obt. 21: I+0.3xII+VII+IX+X

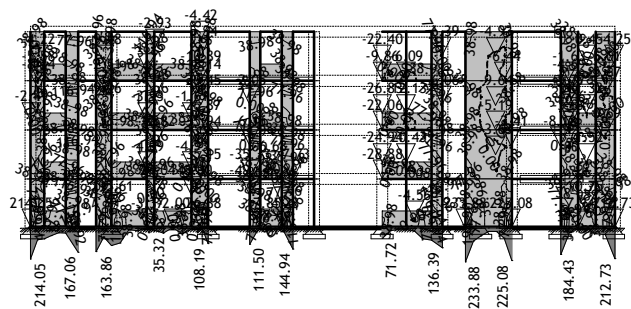
Obt. 21: I+0.3xII+VII+IX+X



Okvir: H\_2

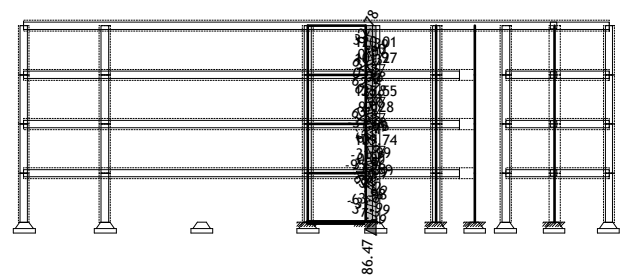
Vplivi v plošči: max Ny= 187.58 / min Ny= -35.96 kN/m

Obt. 21: I+0.3xII+VII+IX+X



Okvir: V\_1

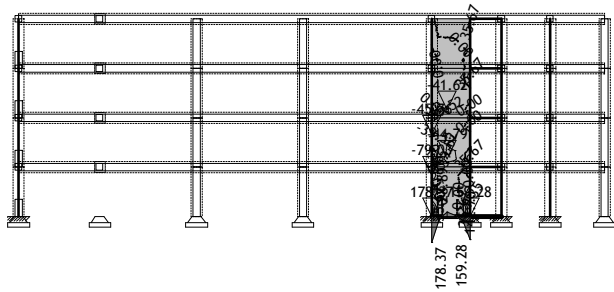
Vplivi v plošči: max Ny= 233.88 / min Ny= -49.44 kN/m



Okvir: V\_6

Vplivi v plošči: max Ny= 125.55 / min Ny= -95.96 kN/m

Obt. 21: I+0.3xII+VII+IX+X

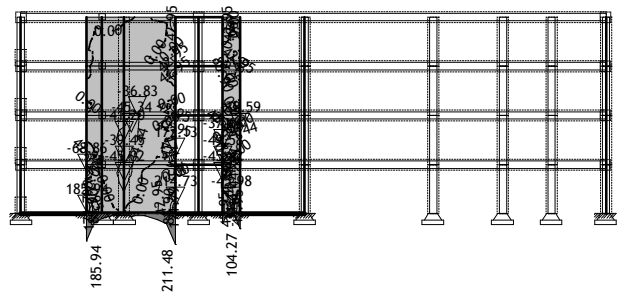


Okvir: V\_4

Vplivi v plošči: max  $N_y = 178.37$  / min  $N_y = -79.03$  kN/m

Obt. 21: I+0.3xII+VII+IX+X

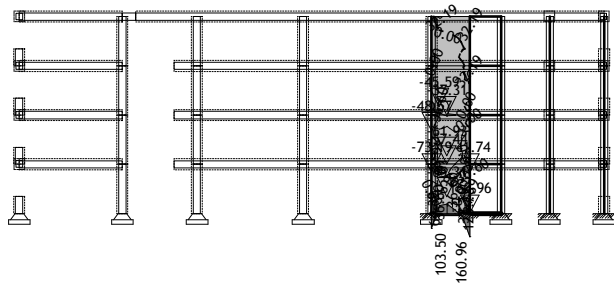
Obt. 21: I+0.3xII+VII+IX+X



Okvir: V\_3

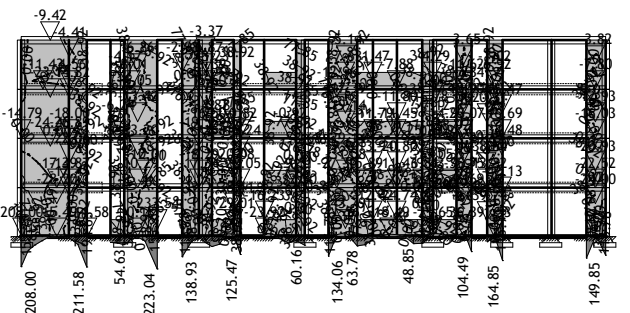
Vplivi v plošči: max  $N_y = 214.73$  / min  $N_y = -68.86$  kN/m

Obt. 21: I+0.3xII+VII+IX+X



Okvir: V\_5

Vplivi v plošči: max  $N_y = 160.96$  / min  $N_y = -73.19$  kN/m

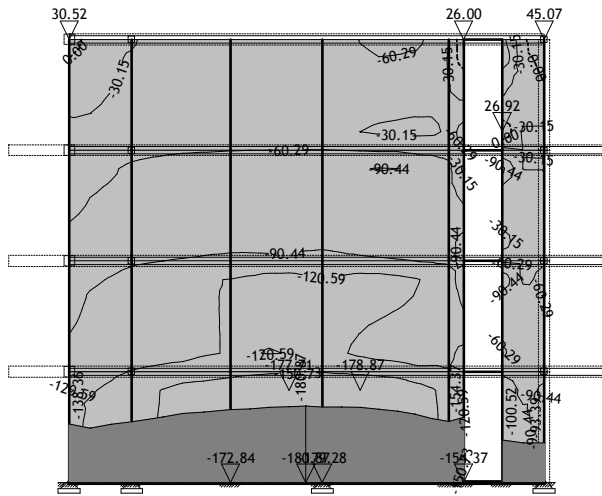


Okvir: V\_2

Vplivi v plošči: max  $N_y = 233.54$  / min  $N_y = -45.69$  kN/m



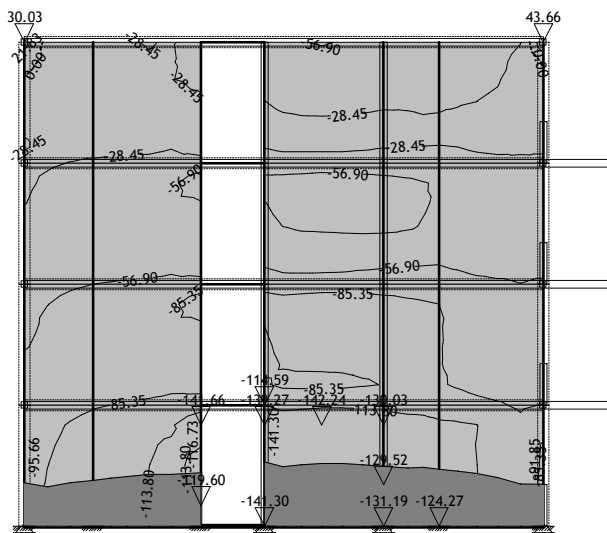
Obt. 11: MSN 1.35xl+1.5xII+1.05xIV



Okvir: H\_7

Vplivi v plošči: max Ny= 45.07 / min Ny= -180.87 kN/m

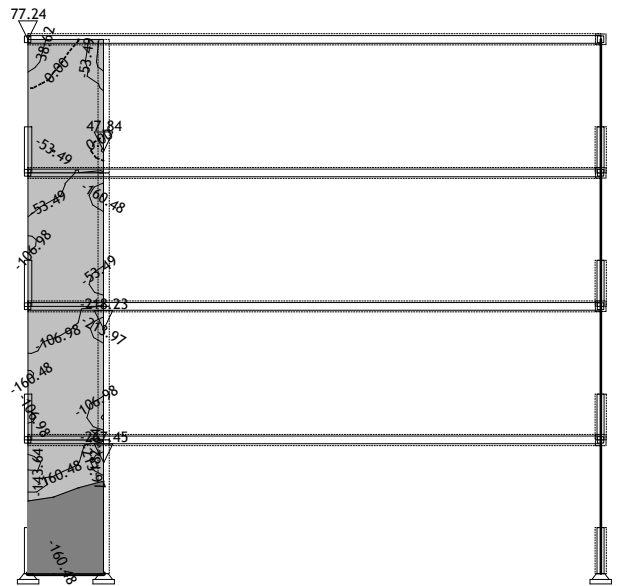
Obt. 11: MSN 1.35xl+1.5xII+1.05xIV



Okvir: H\_3

Vplivi v plošči: max Ny= 43.66 / min Ny= -142.24 kN/m

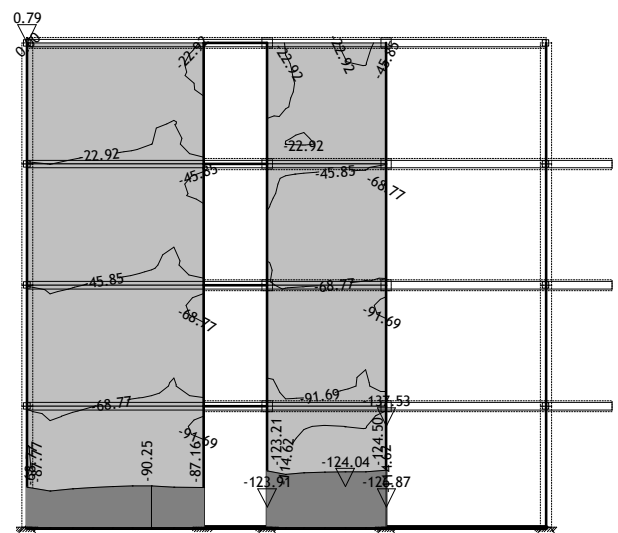
Obt. 11: MSN 1.35xl+1.5xII+1.05xIV



Okvir: H\_8

Vplivi v plošči: max Ny= 77.24 / min Ny= -267.45 kN/m

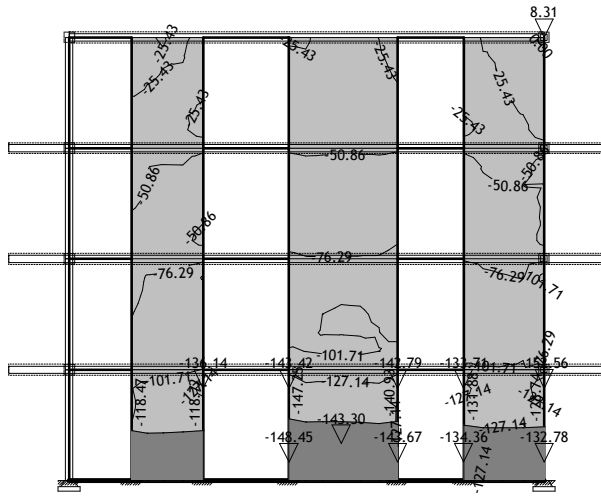
Obt. 11: MSN 1.35xl+1.5xII+1.05xIV



Okvir: H\_9

Vplivi v plošči: max Ny= 0.79 / min Ny= -137.53 kN/m

Obt. 11: MSN 1.35xl+1.5xII+1.05xIV

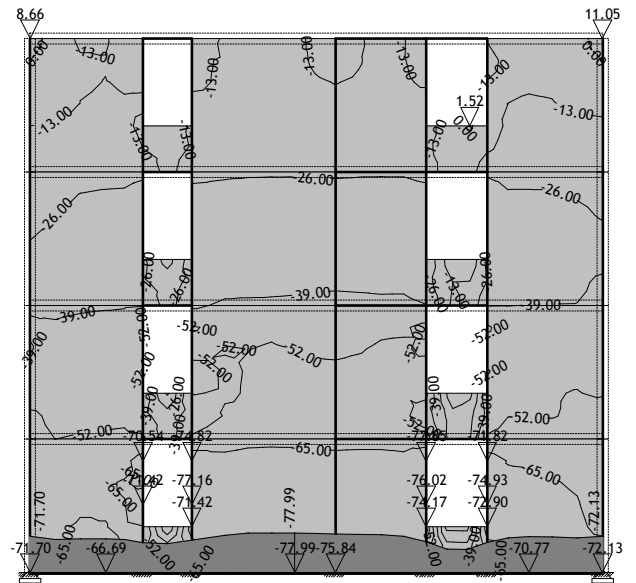


Okvir: H\_10

Vplivi v plošči: max  $N_y = 8.31$  / min  $N_y = -152.56$  kN/m

Obt. 11: MSN 1.35xl+1.5xII+1.05xIV

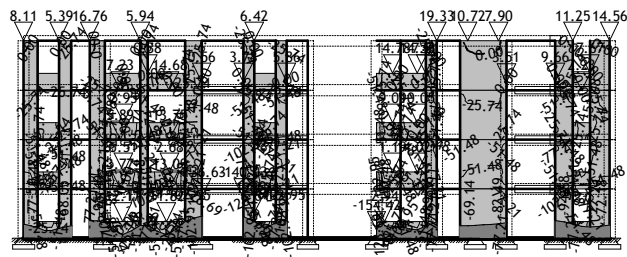
Obt. 11: MSN 1.35xl+1.5xII+1.05xIV



Okvir: H\_2

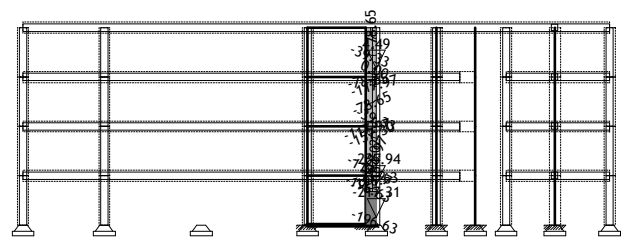
Vplivi v plošči: max  $N_y = 11.05$  / min  $N_y = -77.99$  kN/m

Obt. 11: MSN 1.35xl+1.5xII+1.05xIV



Okvir: V\_1

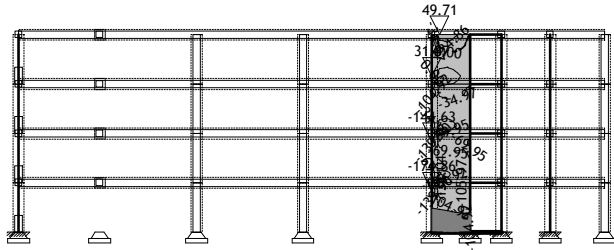
Vplivi v plošči: max  $N_y = 19.33$  / min  $N_y = -154.42$  kN/m



Okvir: V\_6

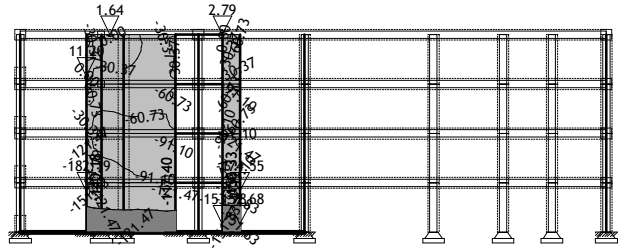
Vplivi v plošči: max  $N_y = 4.49$  / min  $N_y = -235.94$  kN/m

Obt. 11: MSN 1.35xI+1.5xII+1.05xIV



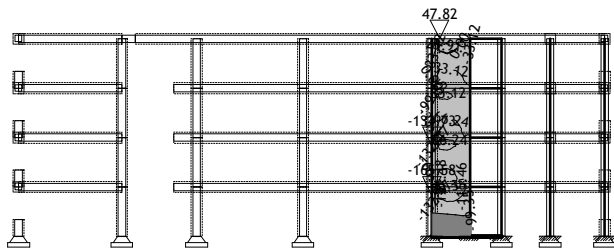
Okvir: V\_4  
 Vplivi v plošči: max Ny= 49.71 / min Ny= -174.86 kN/m

Obt. 11: MSN 1.35xI+1.5xII+1.05xIV



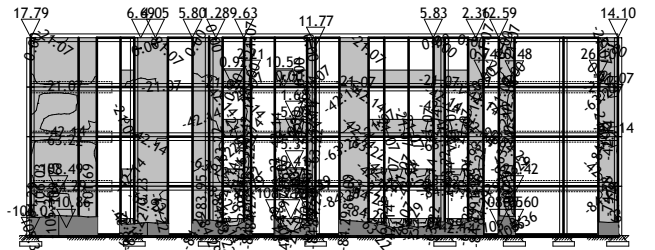
Okvir: V\_3  
 Vplivi v plošči: max Ny= 11.20 / min Ny= -182.19 kN/m

Obt. 11: MSN 1.35xI+1.5xII+1.05xIV



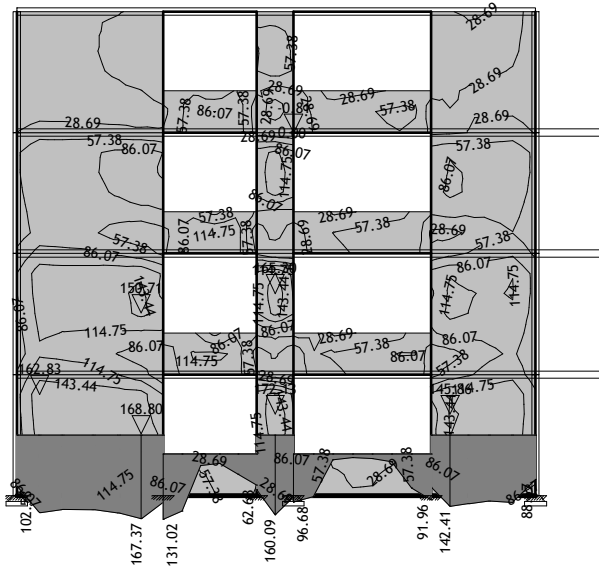
Okvir: V\_5  
 Vplivi v plošči: max Ny= 47.82 / min Ny= -165.58 kN/m

Obt. 11: MSN 1.35xI+1.5xII+1.05xIV



Okvir: V\_2  
 Vplivi v plošči: max Ny= 26.10 / min Ny= -126.42 kN/m

Obt. 21: I+0.3xII+VII+IX+X

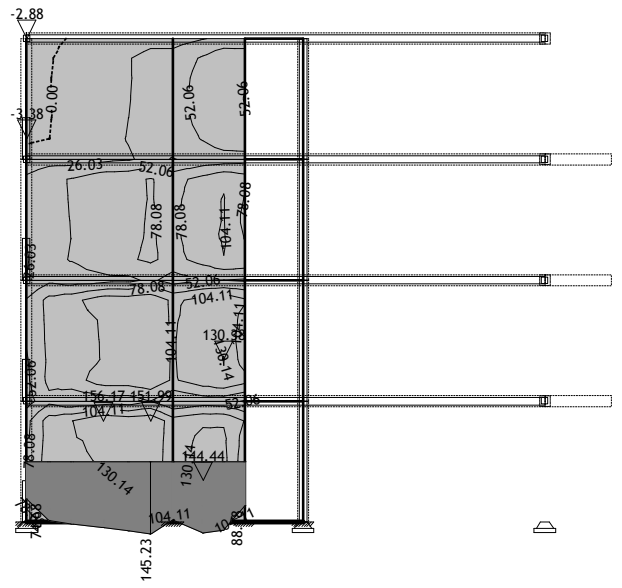


Okvir: H\_1

Vplivi v plošči: max Nxy= 172.13 / min Nxy= -0.81 kN/m

Obt. 21: I+0.3xII+VII+IX+X

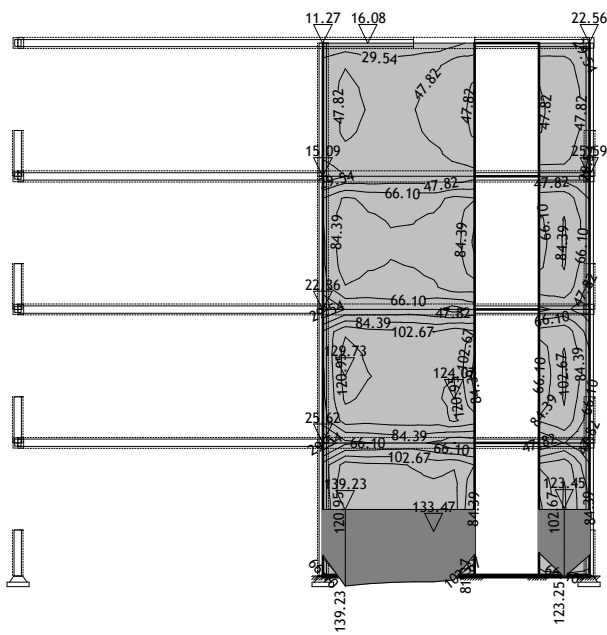
Obt. 21: I+0.3xII+VII+IX+X



Okvir: H\_4

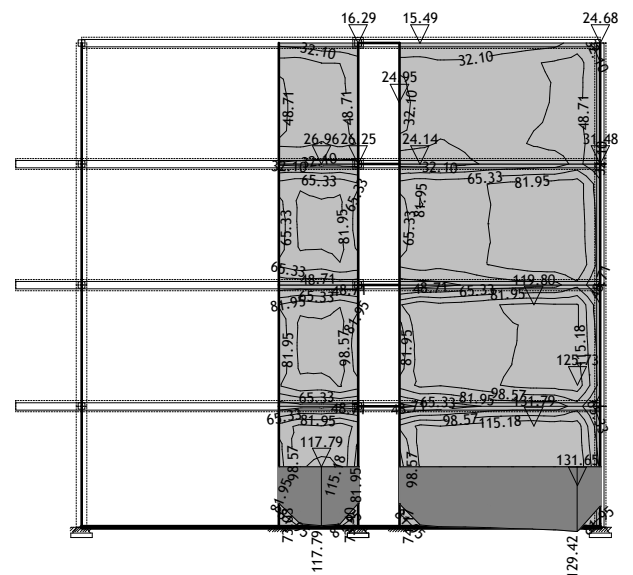
Vplivi v plošči: max Nxy= 156.17 / min Nxy= -3.38 kN/m

Obt. 21: I+0.3xII+VII+IX+X



Okvir: H\_5

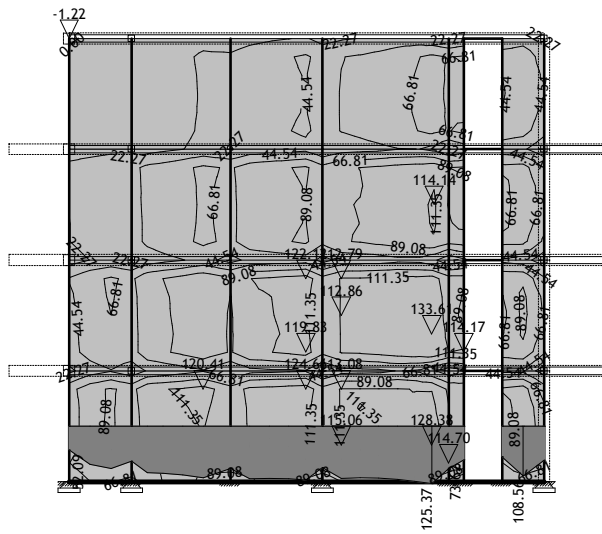
Vplivi v plošči: max Nxy= 139.23 / min Nxy= 11.27 kN/m



Okvir: H\_6

Vplivi v plošči: max Nxy= 131.79 / min Nxy= 15.49 kN/m

Obt. 21: I+0.3xII+VII+IX+X

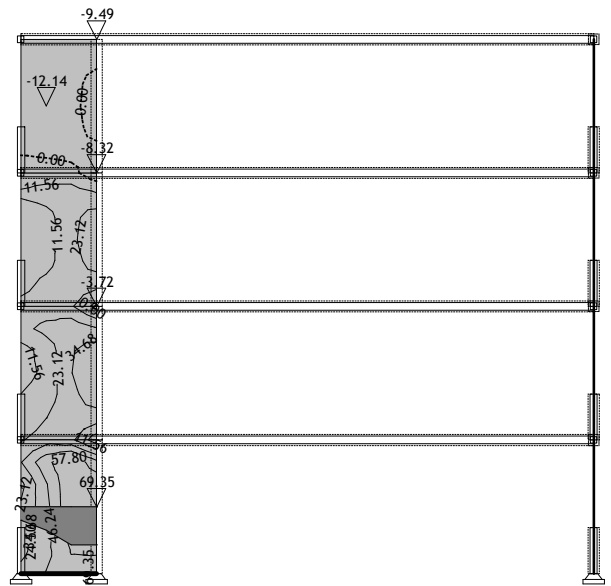


Okvir: H\_7

Vplivi v plošči: max Nxy= 133.61 / min Nxy= -1.22 kN/m

Obt. 21: I+0.3xII+VII+IX+X

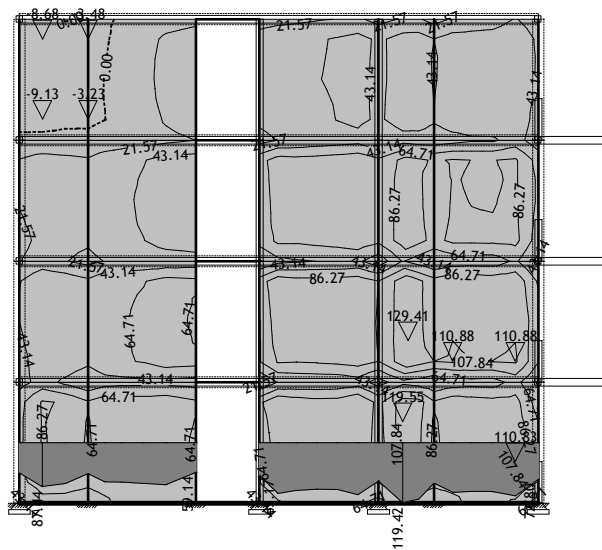
Obt. 21: I+0.3xII+VII+IX+X



Okvir: H\_8

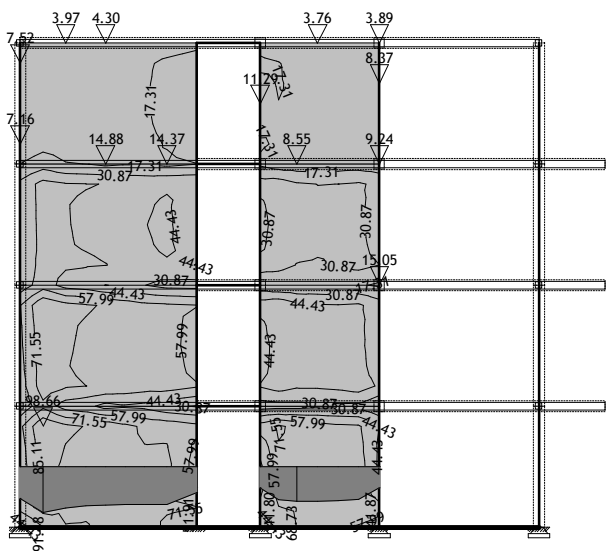
Vplivi v plošči: max Nxy= 69.35 / min Nxy= -12.14 kN/m

Obt. 21: I+0.3xII+VII+IX+X



Okvir: H\_3

Vplivi v plošči: max Nxy= 129.41 / min Nxy= -9.13 kN/m

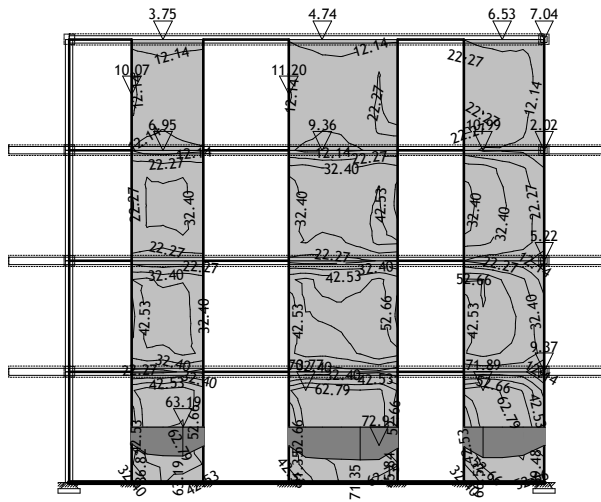


Okvir: H\_9

Vplivi v plošči: max Nxy= 98.66 / min Nxy= 3.76 kN/m



Obt. 21: I+0.3xII+VII+IX+X

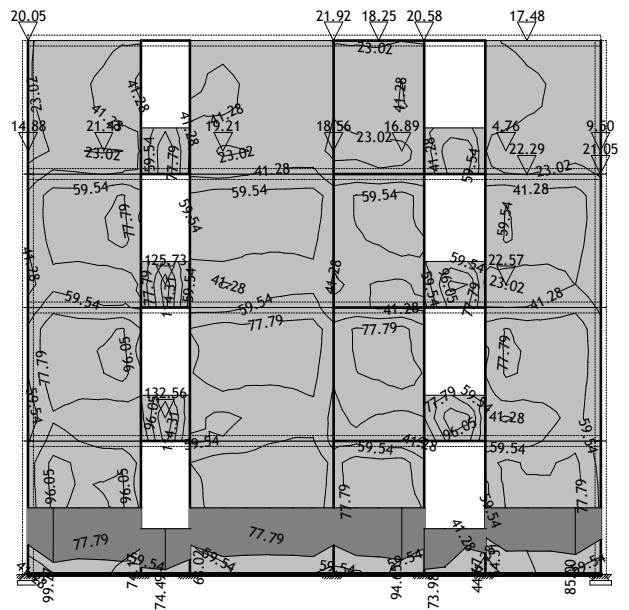


Okvir: H\_10

Vplivi v plošči: max Nxy= 72.91 / min Nxy= 2.02 kN/m

Obt. 21: I+0.3xII+VII+IX+X

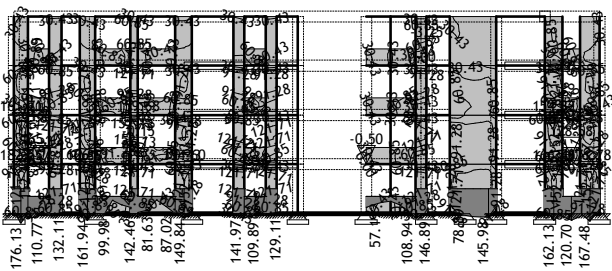
Obt. 21: I+0.3xII+VII+IX+X



Okvir: H\_2

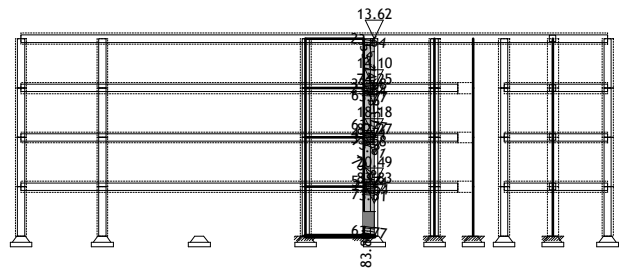
Vplivi v plošči: max Nxy= 132.56 / min Nxy= 4.76 kN/m

Obt. 21: I+0.3xII+VII+IX+X



Okvir: V\_1

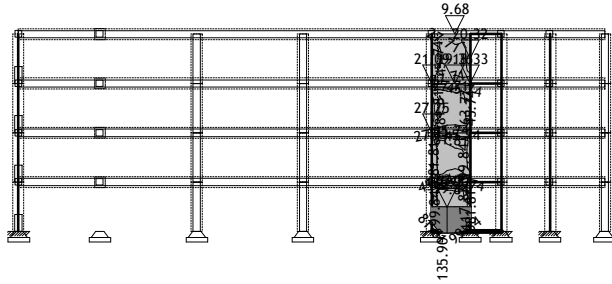
Vplivi v plošči: max Nxy= 182.55 / min Nxy= -3.25 kN/m



Okvir: V\_6

Vplivi v plošči: max Nxy= 83.83 / min Nxy= 13.62 kN/m

Obt. 21: I+0.3xII+VII+IX+X

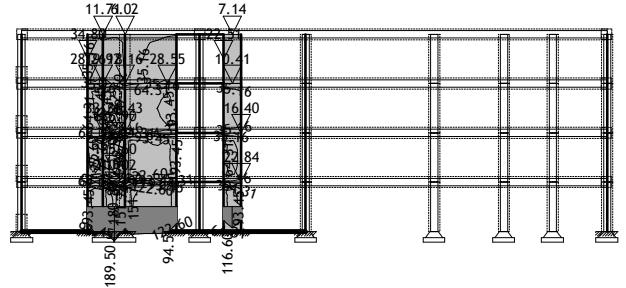


Okvir: V\_4

Vplivi v plošči: max Nxy= 135.90 / min Nxy= 9.68 kN/m

Obt. 21: I+0.3xII+VII+IX+X

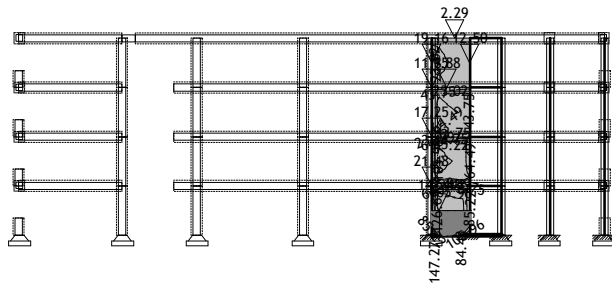
Obt. 21: I+0.3xII+VII+IX+X



Okvir: V\_3

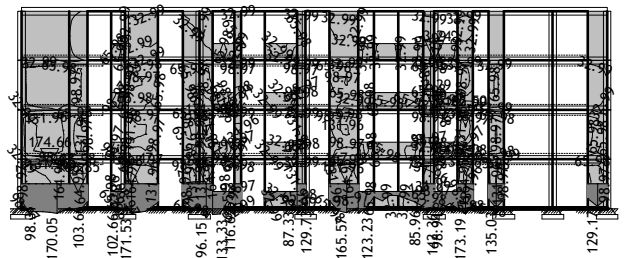
Vplivi v plošči: max Nxy= 210.02 / min Nxy= 6.02 kN/m

Obt. 21: I+0.3xII+VII+IX+X



Okvir: V\_5

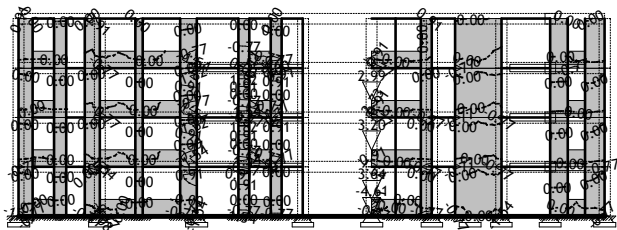
Vplivi v plošči: max Nxy= 147.43 / min Nxy= 2.29 kN/m



Okvir: V\_2

Vplivi v plošči: max Nxy= 197.93 / min Nxy= -3.24 kN/m

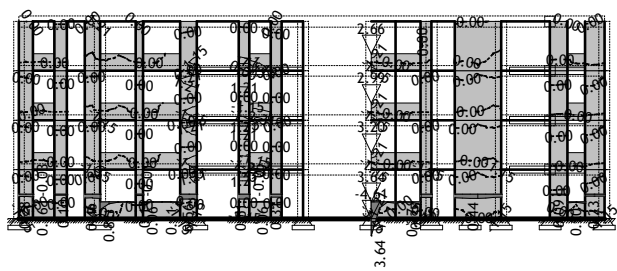
Obt. 13: MSN 1.35xI+1.05xII+1.05xIV+1.5xV+1.5xVI



Okvir: V\_1

Vplivi v plošči: max My= 3.64 / min My= -4.61 kNm/m

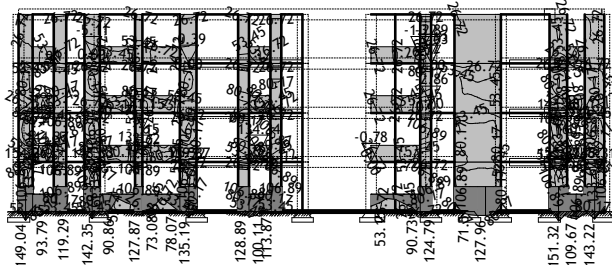
Obt. 13: MSN 1.35xI+1.05xII+1.05xIV+1.5xV+1.5xVI



Okvir: V\_1

Vplivi v plošči: max My= 3.64 / min My= -4.61 kNm/m

Obt. 24: I+III+VIII+0.3xIX+X



Okvir: V\_1

Vplivi v plošči: max Nxy= 160.34 / min Nxy= -5.11 kN/m