

Univerza  
v Ljubljani  
Fakulteta  
*za gradbeništvo  
in geodezijo*

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



Visokošolski program Gradbeništvo,  
Konstrukcijska smer

Kandidat:

**Boštjan Mavrič**

# **Projektiranje armiranobetonskih konstrukcij na potresnih območjih**

**Diplomska naloga št.: 250**

**Mentor:**  
prof. dr. Matej Fischinger

Ljubljana, 23. 10. 2006

## **ERRATA**

**Stran z napako**

**Vrstica z napako**

**Namesto**

**Naj bo**

## **IZJAVA O AVTORSTU**

Podpisani **BOŠTJAN MAVRIČ** izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom:  
**»PROJEKTIRANJE ARMIRANOBETONSKIH KONSTRUKCIJ NA POTRESNIH OBMOČJIH«.**

Izjavljam, da prenašam vse materialne avtorske pravice v zvezi z diplomsko nalogo na UL,  
Fakulteto za gradbeništvo in geodezijo.

Ljubljana, 14.10.2006

---

(podpis)

## **BIBLIOGRAFSKO - DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK**

<b>UDK:</b>	<b>624.012.45:624.042.7(043.2)</b>
<b>Avtor:</b>	<b>Boštjan Mavrič</b>
<b>Mentor:</b>	<b>prof. dr. Matej Fischinger</b>
<b>Naslov:</b>	<b>Projektiranje armiranobetonskih konstrukcij na potresnih območjih</b>
<b>Obseg in oprema:</b>	<b>71 str., 9 pregl., 15 sl., 74 en., 1 pril</b>
<b>Ključne besede:</b>	<b>projektiranje konstrukcij na potresno obtežbo, standardi Evrokod, modalna analiza s spektrom odziva</b>

### **Izvodček**

Diplomsko delo obravnava projektiranje armirano betonske stavbe na potresnem območju po standardu SIST EN 1998-1. V prvem delu je obravnavano projektiranje, dimenzioniranje in konstruiranje armiranobetonskih okvirjev srednje stopnje duktilnosti.

Drugi del diplomskega dela, ki je priložen kot priloga , pa opisuje postopek računa z modalno analizo s spektri odziva po peš poti. Iz njega je razvidno kako poteka izračun nihajnih oblik, nihajnih časov, potresnih sil in pomikov v programu SAP, ki je bil uporabljen za izračun v nalogi.

## **BIBLIOGRAPHIC – DOKUMENTALISTIC INFORMATION**

**UDC:** 624.012.45:624.042.7(043.2)  
**Autor:** Boštjan Mavrič  
**Mentor:** Matej Fischinger, D.Sc.  
**Title:** Sismic design of reinforced concrete structures  
**Notes:** 71 p., 9 tab., 15 fig., 74 eq., 1 add.  
**Key words:** seismic design of constructions, Eurocode, modal response spectrum analysis,

### **Abstract**

The diploma deals with the seismic design of reinforced concrete structures according to SIST EN 1998-1. In the first part of my work we discuss about designing, dimensioning and constructing of reinforced concrete frameworks with ductility class medium.

The second part of the work, indicated as a supplement, describes the procedure of calculation made with multi-modal response spectrum analysis on footpath. The process of calculation for period of forms, period of times, seismic forces and movements was made in SAP programme, which was used in the diploma.

## **ZAHVALA**

Zahvaljujem se mentorju prof. dr. Mateju Fischingerju za strokovno vodenje in usmerjanje pri izdelavi diplomske naloge. Hvala tudi prof. dr. Ruiu Carneiro de Barros z univerze Porto, ki mi je v projektu izmenjave študentov Erasmus rad pomagal pri študiju in pri spoznavanju novega okolja.

Ravno tako hvala staršema, ki sta mi v času študija pomagala in me vzpodbujala.

## **ACKNOWLEDGMENT**

I would like to thank my mentor prof. Matej Fischinger D.Sc. for the expert guidance during the writing of the thesis. A special thanks goes to prof. Rui Carneiro de Barros D.Sc. from the University of Porto, who helped me with in all areas during the Erasmus exchange programme.

I would also like to thank my parents, who helped me and encouraged me throughout the years of my studies.

## KAZALO VSEBINE

<b>1 UVOD</b>	<b>1</b>
<b>2 ZASNOVA IN DIMENZIJE</b>	<b>3</b>
<b>2.1 Geometrija konstrukcije</b>	<b>3</b>
<b>2.2 Izbira dimenzij</b>	<b>4</b>
<b>2.2.1 Steber</b>	<b>4</b>
<b>2.2.2 Grede</b>	<b>4</b>
<b>3 OBTEŽBA IN OBTEŽNE KOMBINACIJE</b>	<b>6</b>
<b>3.1 Obtežba</b>	<b>6</b>
<b>3.1.1 Stalna in lastna teža</b>	<b>6</b>
<b>3.1.1.1 Streha</b>	<b>6</b>
<b>3.1.1.2 Strop (medetaža)</b>	<b>6</b>
<b>3.1.2 Koristna obtežba</b>	<b>7</b>
<b>3.1.3 Potresna obtežba in spekter odziva po prEN 1998-1</b>	<b>7</b>
<b>3.1.3.1 Potresna obtežba</b>	<b>8</b>
<b>3.1.3.2 Določitev spektra odziva po prEN 1998-1</b>	<b>10</b>
<b>3.1.3.2.1 Elastični spekter odziva</b>	<b>10</b>
<b>3.1.3.2.2 Projektni spekter odziva</b>	<b>13</b>
<b>3.2 Obtežne kombinacije</b>	<b>16</b>
<b>3.2.1 Osnovna obtežna kombinacija</b>	<b>16</b>
<b>3.2.2 Potresna obtežna kombinacija</b>	<b>16</b>
<b>4 ANALIZA KONSTRUKCIJE</b>	<b>18</b>
<b>4.1 Modeliranje</b>	<b>18</b>
<b>4.2 Metode analize</b>	<b>18</b>
<b>4.3 Preverjanje varnosti</b>	<b>19</b>
<b>4.3.1 Mejno stanje nosilnosti (MSN)</b>	<b>19</b>
<b>4.3.1.1 Nosilnost</b>	<b>20</b>

<b>4.3.2 Stanje omejenih poškodb – mejno stanje uporabnosti (MSU)</b>	<b>22</b>
<b>5 DIMENZIONIRANJE PRIMARNIH ELEMENTOV AB OKVIRJEV</b>	<b>24</b>
<b>5.1 Uvod</b>	<b>24</b>
<b>5.2 Dimenzioniranje po DCM</b>	<b>25</b>
<b>5.2.1 Projektna trdnost materiala</b>	<b>26</b>
<b>5.2.1.1 Beton</b>	<b>26</b>
<b>5.2.1.2 Armatura</b>	<b>26</b>
<b>5.2.2 Grede</b>	<b>27</b>
<b>5.2.2.1 Upogib z osno silo</b>	<b>28</b>
<b>5.2.2.2 Projektna strižna sila</b>	<b>34</b>
<b>5.2.2.3 Strig zaradi prečne sile in strižna armatura</b>	<b>36</b>
<b>5.2.2.4 Zagotovitev lokalne duktilnosti</b>	<b>38</b>
<b>5.2.3 Stebri</b>	<b>42</b>
<b>5.2.3.1 Upogib z osno silo</b>	<b>42</b>
<b>5.2.3.2 Projektna strižna sila</b>	<b>46</b>
<b>5.2.3.3 Strig zaradi prečne sile in strižna armatura</b>	<b>48</b>
<b>5.2.3.4 Zagotavljanje lokalne duktilnosti</b>	<b>49</b>
<b>5.2.3.5 Načrtovane nosilnosti stebrov</b>	<b>53</b>
<b>5.2.4 Vozlišča gred in stebrov</b>	<b>55</b>
<b>ZAKLJUČEK</b>	<b>56</b>
<b>VIRI</b>	<b>58</b>
<b>PRILOGE</b>	<b>59</b>



## KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Pomiki $d_s$ in $d_r$ določeni z pomiki $d_e$ , ki so izračunani z linearno analizo z uporabo projektnega spektra	22
Preglednica 2: Omejene vrednosti projektnih etažnih pomikov zaradi poškodb nekonstrukcijskih elementov	23
Preglednica 3: Notranje sile pri kombinaciji $1,35g + 1,50q$	42
Preglednica 4: Notranje sile pri potresni kombinaciji $1,0g + 0,3q \pm 1E$	43
Preglednica 5: Notranje sile pri kombinaciji $1,35g + 1,50q$	44
Preglednica 6: Notranje sile pri potresni kombinaciji $1,0g + 0,3q \pm 1E$	44
Preglednica 7: Vrednosti prečnih sil, ki jih moramo kontrolirati	48
Preglednica 8: Projektne vrednosti upogibne nosilnosti stebrov	53
Preglednica 9: Projektne vrednosti upogibne nosilnosti gred	54

## KAZALO SLIK

Slika 1: 3D model konstrukcije	3
Slika 2: Tloris konstrukcije	4
Slika 3: Porazdelitev mas po etažah in tloris objekta	8
Slika 4: Spekter odziva tipa 1 za tla tipa B	15
Slika 5: Prostorski model in dva ravninska modela za glavni smeri	18
Slika 6: Okviri konstrukcije	25
Slika 7: Pozicije elementov za dimenzionirat	25
Slika 8: Interakcijski diagram grede in pozicija armature v gredi	29
Slika 9: Interakcijski diagram grede in pozicija armature v gredi	30
Slika 10: Parametri učinkovite širine pasu	31
Slika 11: Interakcijski diagram grede in pozicija armatura v gredi	32
Slika 12: Interakcijski diagram grede in pozicija armature v gredi	33
Slika 13: Interakcijski diagram stebra in pozicija armature v stebri	44
Slika 14: Interakcijski diagram stebra in pozicija armature v stebri	45
Slika 15: Pozicije upogibnih nosilnosti stebrov in gred	53

## 1 UVOD

Objekte običajno gradimo za daljše časovno obdobje, v katerem bodo izpostavljeni potresom. Večina teh potresov bo manjše intenzitete in ne bodo predstavljali resne nevarnosti za porušitev konstrukcije. Želimo si, da bi konstrukcija pri takšnih potresih ostala tudi nepoškodovana. Lahko pa se zgodijo tudi zelo močni potresi, pri katerih želimo preprečiti porušitev dela konstrukcije ali konstrukcije v celoti. Zaradi tega je pri projektiranju potresno odpornih stavb potrebno posvetiti pozornost vsem fazam projektiranja, od zasnove do dimenzioniranja in same izgradnje.

Vpliv potresa na stavbo je odvisen od številnih lastnosti potresa, med katerimi so najpomembnejši magnituda, maksimalni pospešek, hitrost in premiki tal, spektralna sestava in trajanje močnega dela potresa. Močni potresi v konstrukcijo vnesejo veliko energije, ki jo je potrebno na nek način disipirati v nosilnih elementih.

Glede na majhno verjetnost dogodka močnega potresa med življenjsko dobo objektov je opravičeno omogočiti plastifikacijo določenih prerezov ustreznih nosilnih elementov konstrukcije. V ta namen je potrebno zagotoviti ustrezno duktilnost teh prerezov in konstrukcije v celoti, ker le na ta način dosežemo željeno disipacijo potresne energije. Pri tem namenjamo posebno pozornost dimenzioniranju ter konstruiranju tistih mest primarnih sezmičnih elementov, kjer lahko pride do plastifikacije in kjer želimo disipirati potresno energijo. Takšen način projektiranja predpisujejo tudi sodobni predpisi, ki zahtevajo določeno hierarhijo nosilnosti stikajočih se elementov, kot tudi morebitni plastični mehanizem elementa. Alternativno lahko predpostavimo veliko potresno obtežbo in projektiramo nedisipativno konstrukcijo velike nosilnosti, kjer ne upoštevamo pogojev za zagotovitev duktilnosti.

V nalogi sem z modalno analizo na osnovi izbrane obtežbe ter iteracije dimenzij izračunal nihajne čase, pomike in potresne sile. Na osnovi rezultatov analize sem dimenzioniral primarne sezmične elemente skladno s SIST EN 1998-1. To praktično pomeni dimenzioniranje prečnih prerezov in vzdolžne ter stične armature gred in stebrov analiziranega objekta za eno

vrsto duktilnosti. Vrsta duktilnosti objekta določa vrednosti projektnega spektra pospeškov ter nekatere zahteve pri dimenzioniranju in konstruiranju elementov.

Modalno analizo s spektrom odziva sem izvedel tudi po peš poti in opisal v prilogi. Iz nje je razvidno kako poteka izračun nihajnih oblik, nihajnih časov, potresnih sil in pomikov v programu SAP, ki je bil uporabljen za izračun v nalogi.

## 2 ZASNOVA IN DIMENZIJE

### 2.1 Geometrija konstrukcije

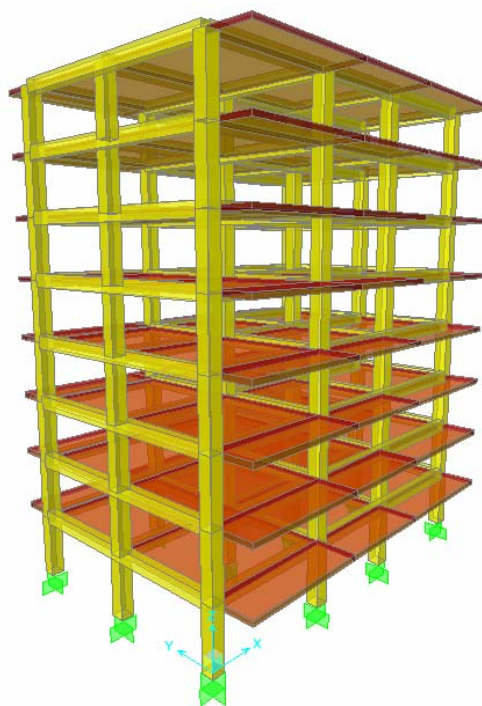
Konstrukcija ima 8 etaž. Višina ene etaže znaša 2,8 m in kota zgornje etaže pa je 22,4 m. Nosilna konstrukcija je sestavljena iz treh okvirjev na oseh 1, 2, 3 v x smeri in štirih okvirjev na oseh A, B, C, D v y smeri.

Nosilni elementi so dimenzije:

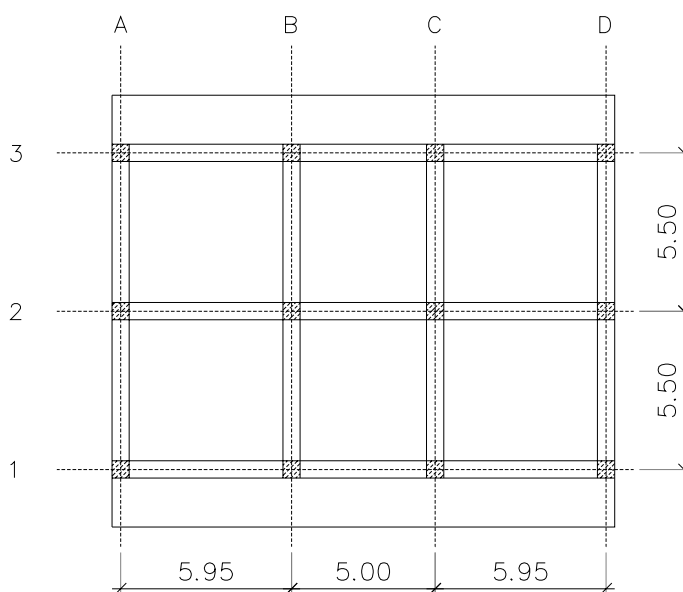
-stebri  $b_s/h_s = 40/40$  cm

-grede  $b_g/h_g = 40/45$  cm

Nosilni elementi konstrukcije so v višini etaž povezani s ploščo tlorisnih dimenzij 17,5 m x 15 m in višino  $h = 18$  cm, katere težišče sovpada s središčem togosti prerezov vertikalnih elementov konstrukcije.



Slika 1: 3D model konstrukcije



Slika 2: Tloris konstrukcije

## 2.2 Izbira dimenzij

### 2.2.1 Steber

$$v_d = \frac{Nsd}{A_c f_{cd}} \leq 0,65 \quad (2.1)$$

$$\frac{Nsd}{0,65 f_{cd}} = \frac{2021,34}{0,65 \cdot 2,6667} = 1166 \text{ cm}^2 \leq A_c = \sqrt{1166} = 35 \text{ cm} \rightarrow \text{STEBRI } b_s/h_s = 40/40 \text{ cm}$$

### 2.2.2 Grede

$$l = 6,025 \text{ m}$$

$$\frac{l}{d} = 15 \rightarrow d = \frac{l}{15} \rightarrow d = 40 \text{ cm} + 5 \text{ cm kritja} \rightarrow \text{iz } h = 45 \text{ cm} \quad (2.2)$$

$$h = d + 5 \text{ cm} = 45 \text{ cm}$$

$$F_s = \frac{M}{z} = \frac{M}{0,8 \cdot h} \quad (2.3)$$

$$z = 0,8h \quad (2.4)$$

$$A_s = \frac{F_s}{f_{yd}} = \frac{M}{0,8 \cdot h \cdot f_{yd}} \quad \rightarrow \quad \text{pogoj od 1 \% do 2 \% armature} \quad (2.5)$$

$$M = \frac{ql^2}{12} = \frac{88,7 \cdot 6,025^2}{12} = 268kNm \quad (2.6)$$

$$A_s = \frac{26800}{0,8 \cdot 45 \cdot 34,8} = 21,4cm^2 = 1,2\%A_c$$

$$\tau = \frac{V_d \cdot 1,2}{h \cdot b} < 2MPa \quad \text{ni v prerezu nevarnosti s strigom} \quad (2.7)$$

$$V_d = \frac{q_d \cdot l}{2} = \frac{88,7 \cdot 6,025}{2} = 267kN \quad (2.8)$$

$$\tau = \frac{277 \cdot 1,2}{0,45 \cdot 0,4} = 1781kN / m^2 = 1,78MPa < 2MPa$$

IZBEREMO GREDE  $b_g/h_g = 40/45cm$

### 3 OBTEŽBA IN OBTEŽNE KOMBINACIJE

#### 3.1 Obtežba

AB okvir je obremenjen s tremi različnimi obtežbami, ki jih razvrstimo v tri obtežne skupine:

- (G) stalna in lastna teža,
- (Q) koristna obtežba,
- (E) potresna obtežba.

##### 3.1.1 Stalna in lastna teža

Stalno in lastno težo obravnavamo skupaj. Streha konstrukcije je pohodna in je v minimalnem naklonu izvedena skupaj z ustrezno toplotno izolacijo.

##### 3.1.1.1 Streha

2 cm	–	betonski element	$21 \text{ kN} / \text{m}^3$	→	$0,02 \cdot 21 = 0,42 \text{ kN} / \text{m}^2$
10 cm	–	estrih	$25 \text{ kN} / \text{m}^3$	→	$0,10 \cdot 25 = 2,5 \text{ kN} / \text{m}^2$
15 cm	–	toplotna izolacija	$1,2 \text{ kN} / \text{m}^3$	→	$0,15 \cdot 1,2 = 0,18 \text{ kN} / \text{m}^2$
18 cm	–	AB plošča	$25 \text{ kN} / \text{m}^3$	→	$0,18 \cdot 25 = 4,5 \text{ kN} / \text{m}^2$
inštalacije				→	$0,2 \text{ kN} / \text{m}^2$
spuščen strop				→	$0,15 \text{ kN} / \text{m}^2$

---

$$g_{strehe} = 7,95 \text{ kN} / \text{m}^2$$

##### 3.1.1.2 Strop (medetaža)

2 cm	–	laminat	$5 \text{ kN} / \text{m}^3$	→	$0,02 \cdot 5 = 0,1 \text{ kN} / \text{m}^2$
5 cm	–	toplotna izolacija	$1,2 \text{ kN} / \text{m}^3$	→	$0,05 \cdot 1,2 = 0,06 \text{ kN} / \text{m}^2$



5 cm	–	cementni estrih	$25 \text{ kN} / \text{m}^3$	→	$0,05 \cdot 25 = 1,25 \text{ kN} / \text{m}^2$
18 cm	–	AB plošča	$25 \text{ kN} / \text{m}^3$	→	$0,18 \cdot 25 = 4,5 \text{ kN} / \text{m}^2$
inštalacije				→	$0,2 \text{ kN} / \text{m}^2$
spuščen strop				→	$0,15 \text{ kN} / \text{m}^2$

---

$$g_{me \text{ det aže}} = 6,26 \text{ kN} / \text{m}^2$$

### 3.1.2 Koristna obtežba

Koristno obtežbo upoštevamo po predpisih SIST ENV 1991-2-1. Odvisna je od kategorije objekta:

pisarne → KATEGORIJA B

6

STROP → poslovna pisarna  $q_k = 3 \text{ kN} / \text{m}^2$

STREHA → kategorija A  $q = 2 \text{ kN} / \text{m}^2$

### 3.1.3 Potresna obtežba in spekter odziva po prEN 1998-1

#### 3.1.3.1 Potresna obtežba

Pri določevanju potresnega vpliva se upošteva naslednja kombinacija navpičnih obtežb (G,Q):

$$\sum G_{kj} + \sum \psi_{Ei} \cdot Q_{ki} \quad (3.1)$$

kjer je:

$Q_{ki}$  karakteristična vrednost spremenljivega vpliva i

$G_{kj}$  karakteristična vrednost stalnega vpliva j

$\psi_{Ei}$  koeficient za kombinacijo spremenljivega vpliva i →  $\psi_{Ei} = \varphi \cdot \psi_{2i}$  (3.2)

$$\psi_{2i} = 0,3$$

$\varphi$  faktor zasedenosti stavbe, odvisen od kategorije stavbe:

$$\varphi = 1,0 \text{ - za gornje etaže}$$

$$\varphi = 0,5 \text{ - za ostale etaže}$$

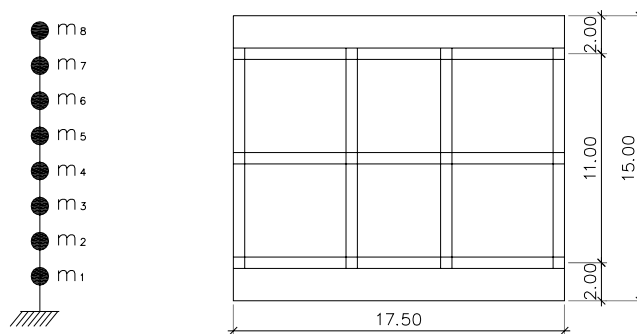
Preglednica: Vrednosti  $\varphi$  za račun  $\psi_{Ei}$  (prevzeto po SIST EN 1998-1, str.51)

Vrsta spremenljivega vpliva	Etaža	$\varphi$
kategorije A-C	vrhnja etaža	1,0
	zasedba nekaterih etaž je povezana	0,8
	etaže so zasedene neodvisno	0,5
kategorije D-F in arhivi		1,0

### Mase po etažah

$$g_{strehe} = 7,95 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$g_{me \text{ det aže}} = 6,26 \text{ kN} / \text{m}^2$$



Slika 3 Porazdelitev mas po etažah in tloris objekta

- za prvo etažo (medetaža)

$$W_1 = G_1 + 0,5 \cdot 0,3 \cdot Q_1$$

$$g_{1me \text{ det aže}} \rightarrow$$

$$6,26 \text{ kN} / \text{m}^2 \cdot 17,5 \text{ m} \cdot 15 \text{ m} = 1643,25 \text{ kN}$$

$$\text{stebri40/40} \rightarrow 0,4m \cdot 0,4m \cdot \left( \frac{2,8m}{2} + \frac{2,8m}{2} \right) \cdot 25kN/m^3 \cdot 12\text{št.steb} = 170kN$$

$$\text{grede40/45} \rightarrow 0,4m \cdot 0,27m \cdot 25kN/m^3 \cdot 84,5m = 228,15kN$$

$$d_g = 5,35m \cdot 6 + 4,4m \cdot 3 + 4,9 \cdot 8 = 84,5m$$

---

$$G_1 = 2041,5kN$$

$$Q_1 = q_k \cdot S = 3kN/m^2 \cdot 262,5m^2 = 787,5kN$$

$$W_1 = 2041,5 + 0,5 \cdot 0,3 \cdot 787,5 = 2159,6kN$$

$$W_1 = W_2 = W_3 = \dots = W_7$$

$$m_1 = \frac{W_1}{g} = \frac{2159,6kN}{9,81m/s^2} = 220,2t$$

- za osmo etažo (streha)

$$W_8 = G_8 + 1 \cdot 0,3Q_8$$

$$g_{1\text{strehe}} \rightarrow 7,95kN/m^2 \cdot 17,5m \cdot 15m = 2087kN$$

$$\text{stebri40/40} \rightarrow 0,4m \cdot 0,4m \cdot \frac{2,8m}{2} \cdot 25kN/m^3 \cdot 12\text{št.steb} = 85,1kN$$

$$\text{grede40/45} \rightarrow 0,4m \cdot 0,27m \cdot 25kN/m^3 \cdot 84,5m = 228,15kN$$

$$d_g = 5,35m \cdot 6 + 4,4m \cdot 3 + 4,9 \cdot 8 = 84,5m$$

---

$$G_8 = 2400,25kN$$

$$Q_8 = q \cdot S = 2kN/m^2 \cdot 262,5m^2 = 525kN$$

$$W_8 = 2400,25 + 1 \cdot 0,3 \cdot 525 = 2557,75kN$$

$$m_8 = \frac{W_8}{g} = \frac{2557,75kN}{9,81m/s^2} = 261t$$

$$[M] = \begin{bmatrix} 220,2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 220,2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 220,2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 220,2 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 220,2 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 220,2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 220,2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 261 \end{bmatrix} (t)$$

V smeri x imamo tri okvirje, zato pri potresni obtežbi vsak okvir prevzame 1/3 celotne mase.

$$[M_x] = [M]/\text{št. okvirjev} = [M]/3$$

$$m_1 = \frac{220,2}{3} = 73,4t \quad m_8 = \frac{261}{3} = 87t$$

$$m_1 = m_2 = \dots = m_7$$

V smeri y imamo štiri okvirje, zato velja:

$$[M_y] = [M]/\text{št. okvirjev} = [M]/4$$

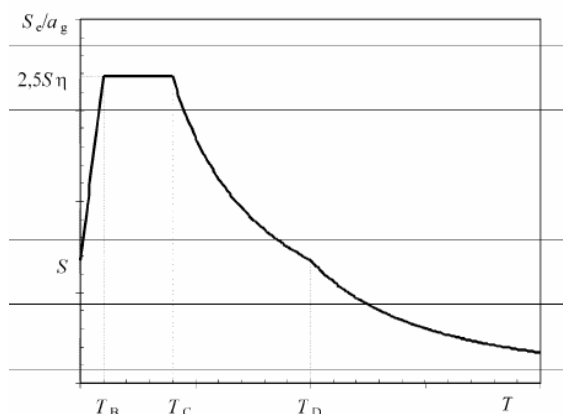
$$m_1 = \frac{220,2}{4} = 55,05t \quad m_8 = \frac{261}{4} = 65,25t$$

$$m_1 = m_2 = \dots = m_7$$

### 3.1.3.2 Določitev spektra odziva po prEN 1998-1

#### 3.1.3.2.1 Elastični spekter odziva

Potresno obtežbo pri projektiranju običajnih objektov največkrat predpostavimo v obliki elastičnega spektra pospeškov. Elastični spekter pospeškov upoštevamo neodvisno v dveh ortogonalnih smereh. Za projektiranje v Sloveniji se uporablja spekter tipa 1.



Slika: Oblika elastičnega spektra dziva (prevzeto po SIST EN 1998-1, str.37)

Pri tem je:

$$a_g \quad \text{projektni pospešek tal (} a_g = a_{gr} \cdot \gamma_I \text{)} \quad (3.3)$$

S koeficient tal

$S_e(T)$  ordinata v elastičnem spektru odziva

$T_B, T_C$  mejni vrednosti nihajnega časa, med katerima ima spektralni pospešek konstantno vrednost

$\eta$  korekcijski faktor dušenja  $\rightarrow$  za 5 % viskozno dušenje  $\eta = 1$

$\gamma_I$  faktor pomembnosti objekta  $\rightarrow \gamma_I = 1$

$a_{gR}$  referenčni pospešek tal, ki je odvisen od potresne cone  $\rightarrow$  za Ljubljano 0,25 g

Elastični spekter pospeškov, za petodstotno dušenje, ki ga običajno upoštevamo pri analizi gradbenih konstrukcij, definiramo z naslednjimi funkcijami:

$$0 \leq T \leq T_B : S_{e(T)} = a_g \cdot S \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \cdot (2,5 - 1) \right] \quad (3.4)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_{e(T)} = a_g \cdot S \cdot 2,5 \quad (3.5)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_{e(T)} = a_g \cdot S \cdot 2,5 \left[ \frac{T_C}{T} \right] \quad (3.6)$$

$$T_C \leq T : S_{e(T)} = a_g \cdot S \cdot 2,5 \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (3.7)$$

Projektni pospešek tal na tleh kategorije B je:

$$a_g = \gamma_1 \cdot a_{gR} = 2,4525m/s^2$$

Preglednica: Kategorija pomembnosti za stavbe (prevzeto po SIST EN 1998-1, str.52)

Kategorija pomembnost	$\gamma_1$	Stavbe
I	0,8	Stavbe, manjše pomembnosti za varnost ljudi, npr. kmetijski objekti.
II	1	Običajne stavbe, ki ne pripadajo ostalim kategorijam.
III	1,2	Stavbe, katerih potresna odpornost je pomembna glede na posledice porušitve, npr. šole, dvorane za srečanja, kulturne ustanove in podobno.
IV	1,4	Stavbe, katerih integriteta med potresi je življenjskega pomena za civilno zaščito, npr. bolnišnice, gasilske postaje, elektrarne in podobno.

Preglednica: Vrednosti parametrov za elastični spekter odziva  
(prevzeto po SIST EN 1998-1, str.37)

Kategorija tal	$S$	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,4	0,15	0,5	2,0

Preglednica: Razporeditev vrste tal (prevzeto po SIST EN 1998-1, str.33)

Tip tal	opis
A	Skale ali podobne geološke formacije, ki vsebujejo največ do 5m slabšega materiala na površju.
B	Plasti zelo gostega peska, gramoza ali zelo trde gline, debele nekaj 10m, pri katerih nosilnost opazno narašča z globino.
C	Debele plasti gostega ali srednje gostega peska, gramoza ali trde gline, debele nekaj 10 do več 100m.
D	Plasti malo in srednje nekoherentnih tal, mehke zemljine.
E	Aluvialne plasti.

### 3.1.3.2.2 Projektni spekter odziva

Sposobnost konstrukcijskega sistema, da prenaša potresne vplive v nelinearnem območju, na splošno dovoljuje, da se pri projektiranju uporabljajo sile, manjše od tistih, ki ustrezajo odzivu v elastičnem območju.

Čim dopuščamo poškodbe, dejanskega obnašanja konstrukcije ni mogoče opisati z elastično analizo, temveč bi bilo potrebno uporabljati nelinearno analizo. Da bi se pri projektiranju izognili vsakodnevni uporabi dinamične nelinearne analize, je sposobnost konstrukcije, da sipa energijo predvsem z duktilnim obnašanjem njenih elementov in drugih mehanizmov upoštevana tako, da opravimo linearno analizo z zmanjšanim spektrom odziva (projektni spekter). To zmanjšanje izvedemo z uvedbo faktorja duktilnosti  $q$ . Pri tem se uporablja reducirana obtežba.

Projektni spekter pospeškov za pet odstotno dušenje, ki ga običajno upoštevamo pri analizi gradbenih konstrukcij, definiramo z naslednjimi funkcijami:

$$0 \leq T \leq T_B : S_{d(T)} = a_g \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (3.8)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_{d(T)} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (3.9)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_{d(T)} = \begin{cases} a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (3.10)$$

$$T_D \leq T : S_{d(T)} = \begin{cases} a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right], \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (3.11)$$

kjer je:

$$\begin{aligned} S_d(T) & \text{ ordinata v projektnem spektru odziva} \\ B & \text{ spodnja meja spektra odziva} \rightarrow \beta = 0,2 \\ q & \text{ faktor obnašanja, ki je odvisen od tipa konstrukcije in od izbrane} \\ & \text{ duktilnosti} \rightarrow q = q_0 \cdot k_w \geq 1,5 \end{aligned} \quad (3.12)$$

- $q_0$  osnovna vrednost faktorja obnašanja, ki je odvisna od tipa in pravilnosti stavbe  $\rightarrow q_0 = 3 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 4,5 \cdot 1,3 = 3,9$  (3.13)
- $k_w$  faktor, ki upošteva vrsto prevladujočega porušnega načina pri konstrukcijskih sistemih s stenami  $\rightarrow$  za okvirje  $k_w = 1,00$
- $\alpha_u$  multiplikator horizontalne potresne obtežbe za nastanek plastičnega mehanizma, pri čemer so vse ostale projektne obtežbe konstantne
- $\alpha_1$  multiplikator horizontalne potresne obtežbe za nastanek prvega plastičnega členka, pri čemer so ostale projektne obtežbe konstantne

V primeru delno nepravilnih konstrukcij se mora  $q_0$  reducirati za 20 %.

Faktor obnašanja je lahko različen v različnih vodoravnih smereh konstrukcije, vendar pa mora biti v vseh smereh uporabljena ista vrsta duktilnosti. Odvisen je od tipa konstrukcije in vrste duktilnosti.

Glede na sposobnost sipanja energije ločimo pri betonskih konstrukcijah 3 vrste duktilnosti:

- **DCL** (angl. ductility class low, slo. nizka stopnja duktilnosti) ustreza konstrukcijam, ki so projektirane in dimenzionirane po EC2 z dodatnimi pravili za izboljšanje razpoložljive duktilnosti, za katere je  $q \leq 1,5$
- **DCM** (angl. ductility class medium, slo. srednja stopnja duktilnosti) ustreza konstrukcijam, ki so projektirane, dimenzionirane in konstruirane po posebnih določilih za potresno varno projektiranje
- **DCH** (angl. ductility class high, slo. visoka stopnja duktilnosti) ustreza konstrukcijam, ki so projektirane, dimenzionirane in konstruirane po določilih, ki pri odzivu na potresno vzbujanje zagotavljajo razvoj stabilnega mehanizma, ki omogoča močno sipanje histerezne energije



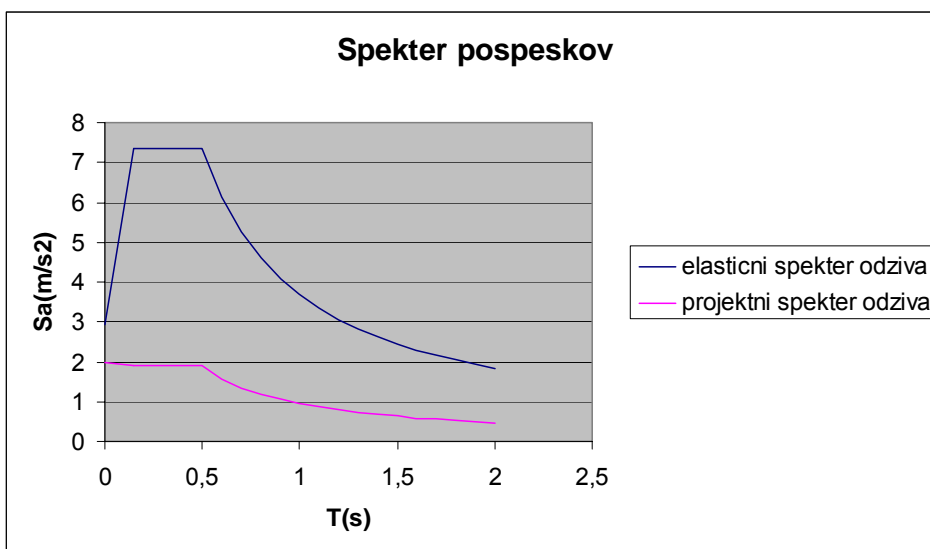
Preglednica: Osnovne vrednosti  $q_0$  za sisteme pravilne po višini  
(prevzeto po SIST EN 1998-1, str.80)

KONSTRUKCIJSKI TIP	DCH	DCM
Okvirni sistem, mešani sistem, sistem povezanih sten (sten z odprtinami)	$4,5\alpha_u/\alpha_1$	$3,0\alpha_u/\alpha_1$
Stenasti sistem	$4,0\alpha_u/\alpha_1$	3,0
Sistem z jedri	3,0	2,0
Sistem obrnjenega nihala	2,0	1,5

Za okvirne konstrukcije velja:

- enoetažni objekti  $\alpha_u/\alpha_1=1,1$
- večetažne, z enim okvirjem  $\alpha_u/\alpha_1=1,2$
- večetažni, z več okvirji  $\alpha_u/\alpha_1=1,3$

Ker imamo okvirni sistem v obeh smereh (x, y), je faktor obnašanja enak za obe smeri. Tako dobimo en projektni spekter, ki velja za obe smeri.



Slika 4: Spekter odziva tipa 1 za tla tipa B

### 3.2 Obtežne kombinacije

Pri obtežnih kombinacijah smo upoštevali samo dva obtežna primera (stalna plus koristna po celi konstrukciji ter potres). Podrobna analiza obtežnih primerov bi bila nedvomno zelo zanimiva, vendar smo zaradi preglednejšega izpisa merodajnih notranjih sil upoštevali samo ti dve.

#### 3.2.1 Osnovna obtežna kombinacija

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} \cdot G_{kj} + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{0i} \cdot \gamma_{Qi} \cdot Q_{ki} \quad (3.14)$$

$$\gamma_G = 1,35 ; \gamma_Q = 1,5$$

1. obtežni primer

$$COMB1 = 1,35(G_S + G_L) + 1,5Q$$

#### 3.2.2 Potresna obtežna kombinacija

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + \gamma_I \cdot A_{ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki} , \quad (3.15)$$

kjer je:

$\gamma_I$  faktor pomembnosti objekta  $\rightarrow \gamma_I = 1$

$A_{ed}$  projektna vrednost potresne obtežbe za referenčno povratno dobo

$\psi_{2i}$  kombinacijski faktor za spremenljivo obtežbo  $\rightarrow 0,3$  koristna; 0 za sneg  
in veter

$Q_{ki}$  karakteristična vrednost spremenljive obtežbe

$G_{kj}$  karakteristična vrednost stalne obtežbe

## 2. obtežni primer

$$COMB2 = 1G \pm 1A_{Ed} + 0,3Q$$

EC2 dopušča tudi poenostavljeno kombiniranje spremenljivih vplivov, in sicer tako, da se za vse spremenljive vplive vzame enak delni faktor varnosti (1,35 – vrednost je enaka kot pri delnem faktorju za neugoden stalni vpliv).

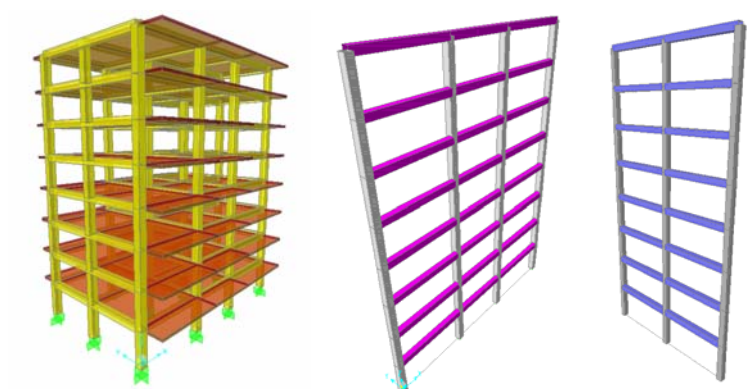
$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} \cdot G_{kj} + 1,5 \cdot Q_{ki} \quad \text{upoštevanje enega spremenljivega vpliva} \quad (3.16)$$

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} \cdot G_{kj} + 1,35 \cdot \sum_{i \geq 1} Q_{ki} \quad \text{upoštevanje več spremenljivih vplivov} \quad (3.17)$$

## 4 ANALIZA KONSTRUKCIJE

### 4.1 Modeliranje

Model stavbe mora biti čim bolj enostaven in mora ustrezno predstaviti porazdelitev togosti in mase stavbe, ker le tako ustrezno upoštevamo vse pomembne deformacijske oblike in potresne sile. Izbira modela za analizo je odvisna tudi od pravilnosti objekta, pri čemer lahko uporabimo dva ravninska modela, po enega za vsako od obeh glavnih smeri, če so izpolnjeni kriteriji za pravilnost v tlorisu. Za nepravilne tlorise pa je potrebno uporabiti prostorski model.



Slika 5: Prostorski model in dva ravninska modela za glavni smeri

Če predpostavimo, da so medetažne diafragme toge v svoji ravnini, lahko mase in masne momente v vsaki etaži koncentriramo v težišču. Upoštevati moramo tudi razpokanost betonskih prereзов, kjer lahko vzamemo polovično strižno ter upogibno togost nosilnih elementov, če ne vršimo bolj natančne analize.

### 4.2 Metode analize

Izbira metod za analizo je odvisna od pravilnosti objekta in njegove pomembnosti. Glede na značilnosti konstrukcije se lahko uporabi ena od linearno elastičnih metod:

- Metoda z vodoravnimi silami. Uporablja se za pravilne objekte in vpošteva le prvo nihajno obliko (višje nihajne oblike nimajo pomembnega vpliva.)

- Modalna analiza s spektri odziva, ki je uporabna za vse vrste stavb

Lahko uporabimo tudi kakšno izmed nelinearnih metod:

- Statična (pushover) analiza

- Dinamična analiza časovnega odziva poljubne statične količine

Običajno učinke obtežb iz potresne obtežne kombinacije na konstrukcijo lahko določimo ob upoštevanju linearno elastičnega obnašanja, pri čemer uporabimo modalno analizo s spektrom odziva.

### **4.3 Preverjanje varnosti**

V primeru močnih potresnih obremenitev je osnovna zahteva, da ne pride do porušitve dela konstrukcije ali konstrukcije v celoti, s čimer bi bila ogrožena življenja ljudi. Želimo pa tudi, da bi konstrukcija ostala nepoškodovana pri majhnih potresih. Zato je potrebno zadovoljiti dva mejna stanja:

- mejno stanje nosilnosti MSN
- stanje omejenih poškodb MSU

#### **4.3.1 Mejno stanje nosilnosti (MSN)**

MSU se nanaša na porušitev konstrukcije. Merodajni potres za kontrolo MSN je potres s povratno dobo  $T_{NCR} = 475$  let (oz. z verjetnostjo prekoračitve v 50-letnem obdobju  $P_{NCR} = 10\%$ ). Na velikost potresne obtežbe, ki jo upoštevamo pri projektiranju vpliva tudi faktor pomembnosti objekta  $\gamma_I$ . Dejanska nosilnost stavbe je običajno precej večja od projektne, ker ne upoštevamo prerazporeditve notranjih statičnih količin v duktilnih nedoločnih konstrukcijah, trdnosti materialov so večje od projektnih, minimalne zahteve so včasih bistveno večje od projektnih in matematični modeli imajo številne konservativne predpostavke.

Običajne stavbe projektiramo na reducirane potresne sile, kjer za stavbe s srednjimi in dolgimi nihajnimi časi predpostavimo, da je maksimalni pomik pri elastičnem ali plastičnem obnašanju enak. Izbrani faktor redukcije, ki je mera sposobnosti deformiranja stavbe v plastičnem področju brez porušitve, vpliva na nekatere zahteve projektiranja. Ker želimo potresno energijo disipirati v največji možni meri, moramo preprečiti krhki lom oziroma kakršenkoli nezaželjeni porušni mehanizem, kot je na primer: formiranje plastičnih členkov v sebrnih ene etaže, strižna porušitev elementa, porušitev vozlišč, plastifikacija temeljev ali kateregakoli elementa, ki naj bi ostal v elastičnem območju. Zato je predvidena hierarhija nosilnosti elementov stavbe in morebitna porušitev na željeni način. Alternativni način je upoštevanje faktorja redukcije  $q \leq 1,5$  in projektiranje nizkoduktilne oziroma toge stavbe, kjer ne upoštevamo nobenega disipiranja energije (stavba naj bi ostala v elastičnem območju). V tem primeru ne upoštevamo tudi pravil načrtovanja nosilnosti in projektiramo po prEN 1992-1.

Zaradi tega so pri močnih potresnih obremenitvah bistveni naslednji parametri stavbe:

#### 4.3.1.1 Nosilnost

Nosilnost je določena z največjo obremenitvijo, ki jo konstrukcija lahko prevzame. Za vse konstrukcijske elemente, stike in relevantne nekonstrukcijske elemente mora biti izpolnjen pogoj

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

kjer je :

$E_d$  projektna obremenitev zaradi potresne obtežne kombinacije

$R_d$  projektna nosilnost elementa, ki je podana v poglavjih za posebna pravila betonskih stavb

Vpliv TDR (teorija drugega reda) ni potrebno upoštevati, če je v vseh etažah izpolnjen pogoj

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0,10, \quad (4.2)$$

kjer je:

$\theta$	koeficient občutljivosti za etažne pomike
$P_{tot}$	celotna sila težnosti v obravnavani etaži in nad njo, ki je upoštevana pri potresnem projektne stanju
$d_r$	projektni etažni pomiki, določeni kot razdalja med povprečnima vodoravnima pomikoma $d_s$ na vrhu in na dnu obravnavane etaže
$V_{tot}$	celotna prečna sila v etaži zaradi potresa
$h$	višina etaže

Če je  $0,1 < \theta \leq 0,2$ , lahko vpliv TDR upoštevamo s povečanjem notranjih sil s faktorjem  $1/(1-\theta)$ . Vrednost koeficinta  $\theta$  ne sme biti večja od 0,3

Če je opravljena linearna analiza, potem pomike, ki jih povzroča projektni potresni vpliv, izračunamo s pomočjo elastične deformacije konstrukcijskega sistema z uporabo poenostavljenega izraza:

$$d_s = q_d \cdot d_e, \quad (4.3)$$

kjer je:

$d_s$	pomik točke konstrukcijskega sistema zaradi projektne potresne vpliva
$q_d$	faktor obnašanja za pomike, ki imajo enako vrednost kot $q=3,9$
$d_e$	pomiki iste točke konstrukcijskega sistema, določene z linearno analizo

Preglednica 1: Pomiki  $d_s$  in  $d_r$  določeni z pomiki  $d_e$ , ki so izračunani z linearno analizo z uporabo projektnega spektra

Etaža	$d_e$ (m)	$d_s=q_d \cdot d_e$ (cm)	$d_r$ (cm)
1	0,0068	2,65	2,65
2	0,01656	6,46	3,81
3	0,02576	10,05	3,59
4	0,03389	13,22	3,17
5	0,04084	15,93	2,71
6	0,04653	18,15	1,4
7	0,05079	19,8	1,65
8	0,05339	20,8	1

#### 4.3.2 Stanje omejenih poškodb – mejno stanje uporabnosti (MSU)

To so stanja, pri katerih dobi konstrukcija po poškodbah nove lastnosti. Želimo, da bi tudi običajni objekti ostali nepoškodovani pri manjših potresih. Verjetnost takšnih potresov je večja od verjetnosti tistih, ki jih upoštevamo pri kontroli MSN. Zato pri določanju projektnih vplivov upoštevamo potres s povratno dobo  $T_{DLR} = 95$  let (oziroma z verjetnostjo prekoračitve v 10-letnem obdobju  $P_{PDR} = 10\%$ ) in faktorjem pomembnosti objekta  $\gamma_I$ . Oblika spektra ostane nespremenjena, kar pomeni, da lahko upoštevamo faktorirani pospešek tal iz kontrole MSN.

Poškodbe omejimo z omejitvijo etažnih pomikov. Stavbe, pri katerih so nekonstrukcijski elementi pritrjeni na konstrukcijo tako, da deformacije konstrukcije nanje ne vplivajo, določimo z:

$$d_r \cdot v \leq 0,010 h, \quad (4.4)$$

kjer je:

$d_r$  projektni etažni pomik

$h$  etažna višina 2,8 m

$v$  redukcijski faktor, ki upošteva manjšo povratno dobo potresa, povezano z zahtevo po omejitvi poškodb. Za kategorija pomembnosti objekta III  $\rightarrow v = 0,5$



Preglednica 2: Omejene vrednosti projektnih etažnih pomikov zaradi poškodb  
nekonstrukcijskih elementov

$d_r v$ (m)	$\leq$	$0,0075 h$ (m)
0,0133	$\leq$	0,028
0,0190	$\leq$	0,028
0,0185	$\leq$	0,028
0,0157	$\leq$	0,028
0,0136	$\leq$	0,028
0,0111	$\leq$	0,028
0,0083	$\leq$	0,028
0,0051	$\leq$	0,028

## 5 DIMENZIONIRANJE PRIMARNIH ELEMENTOV AB OKVIRJEV

### 5.1 Uvod

Pri projektiranju potresnoodporne betonske stavbe moramo konstrukciji zagotoviti ustrezno sposobnost sipanja energije in globalno duktilno obnašanje brez znatne redukcije njene nosilnosti v vodoravni in navpični smeri. Glede na sposobnost sipanja histerezne energije jih uvrščamo v dve stopnji duktilnosti:

- DCM
- DCH

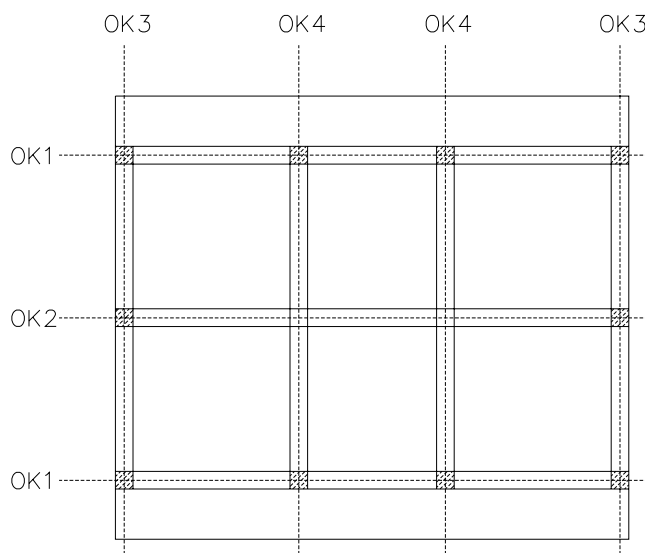
Glede na majhno verjetnost potresne obtežbe in veliko negotovost v postelastičnem obnašanju armiranobetonskih stavb upoštevamo nekatere ukrepe. Z temi ukrepi zmanjšamo negotovost v zasnovi konstrukcije, analizi, nosilnosti in duktilnosti. Tako upoštevamo naslednje zahteve:

- Minimalne dimenzije nosilnih elementov (zmanjšamo občutljivost na geometrijsko napako).
- Omejeni pomiki etaž (omejimo  $P-\Delta$  efekt, to je nevarnost porušitve objekta zaradi lastne teže).
- Omejimo razmerje dimenzij linijskih elementov (zmanjšamo nevarnost pojava nestabilnosti takšnih elementov).
- Določen delež armature peljemo vzdolž celega razpona (izognemo se negotovosti glede lokacije prevojne točke momenta).
- Predvidimo minimalno armaturo grede (upoštevamo morebitno spremembo predznaka momenta iz analize).

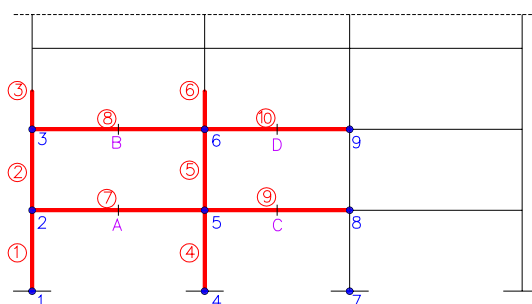
Za zagotovitev ustrezne duktilnosti, ob prej naštetih, upoštevamo še naslednje zahteve:

- Minimalna duktilnost primarnih sezmičnih elementov, neodvisno do izbrane klase duktilnosti.
- Minimalna natezna armatura za preprečitev krhkega loma .
- Omejimo nivo osne sile (razpoložljiva duktilnost je pri močnih tlačnih obremenitvah zelo vprašljiva)

Za dimenzioniranje smo izbrali en okvir -OK2. Od tega okvira bomo dimenzionirali del v okolici šest vozlišč (1, 2, 3, 4, 5, 6), ki so prikazana na sliki.



Slika 6: Okviri konstrukcije



Slika 7: Pozicije elementov za dimenzionirat

## 5.2 Dimenzioniranje po DCM

Minimalni trdnostni razred betona za primarne potresne elemente je C16/20. Za armiranje kritičnih con teh elementov se lahko uporablja samo rebrasta armatura z izjemo zaprtih stremen in prečnih armiranih vezi.

## 5.2.1 Projektna trdnost materiala

### 5.2.1.1 Beton

C40/50

Projektna tlačna trdnost je:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 1 \cdot \frac{4,0}{1,5} = 2,66 \text{ kN} / \text{cm}^2 \quad (5.1)$$

$$f_{ck} = 40 \text{ MPa} = 4,0 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

Projektna natezna trdnost je:

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} = 1 \cdot \frac{0,25}{1,5} = 0,166 \text{ kN} / \text{cm}^2 \quad (5.2)$$

S koeficientom  $\alpha_{ct}$  upoštevamo učinke trajanja in neugoden način nanosa obtežbe na natezno trdnost.  $\rightarrow \alpha_{ct} = 1$

$$f_{ctm} = 0,30 \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 3,5 \text{ MPa} = 0,35 \text{ kN} / \text{cm}^2 \quad (5.3)$$

$$E_c = 35000 \text{ MPa} = 3,5 \cdot 10^7 \text{ kN} / \text{m}^2 = 3500 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

### 5.2.1.2 Armatura

S400

Utrditve armature lahko upoštevamo ali pa tudi ne. Če utrditve ne upoštevamo, je deformacija armature lahko neomejena, projektna nosilnost pa je:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{40}{1,15} = 34,8 \text{ kN} / \text{cm}^2 \quad (5.4)$$

$$f_{yk} = 400 \text{ MPa} = 40 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

## 5.2.2 Grede

Upogibno in strižno nosilnost gred v MSN računamo skladno z EN 1992-1-1:2004. Vrednost projektne osne sile in upogibnega momenta prereza za potresno obtežbeno kombinacijo dobimo iz analize.

Če želimo izkoristiti ugoden vpliv tlačnih napetosti v stebri na sprejemnost armature grede, ki poteka skozi vozlišče, omejimo širino grede.

$$b_w = 40\text{cm} \leq \min \begin{cases} b_c + h_w = 40 + 45 = 85\text{cm} \\ 2b_c = 80\text{cm} \end{cases} \Rightarrow b_w = 40\text{cm} \leq 80\text{cm}, \quad (5.5)$$

kjer je:

$b_c$  največja dimenzija prečnega prereza stebra na os grede  $\rightarrow b_c = 40\text{cm}$

$h_w$  višina grede  $\rightarrow h_w = 45\text{cm}$

Zgornjo armaturo v krajnih prerezih gred (T in L preseka) razporedimo v območju širine stojine in samo del te armature se lahko postavi zunaj širine stojine, vendar pa znotraj sodelujoče širine pasnice  $b_{eff}$ . Širina pasnice  $b_{eff}$  je odvisna od pozicije vozlišča in od tega, ali se na steber priključi tudi greda v prečni smeri. Določimo jo:

- primarne potresne grede ob zunanjih stebrih s prečno gredo  $b_{eff} = b_c + 2 \cdot 2h_f$  (5.6)

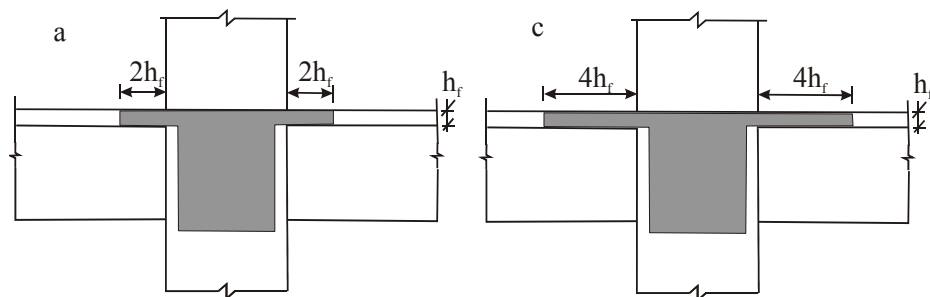
(slika a)

$$b_{eff} = 40 + 2 \cdot 2 \cdot 18 = 112\text{ cm}$$

- primarne potresne grede ob notranjih stebrih s prečno gredo  $b_{eff} = b_c + 2 \cdot 4h_f$  (5.7)

(slika c)

$$b_{eff} = 40 + 2 \cdot 4 \cdot 18 = 184\text{ cm}$$



Slika: Sodelujoča širina  $b_{eff}$  pastnice grede, ki so vpete v stebre  
(prevzeto po SIST EN 1998-1, str.93)

### 5.2.2.1 Upogib z osno silo

Pri dimenzioniranju na upogib z osno silo upoštevamo:

- Bernullijevo hipotezo, da ravni prerezi ostanejo ravni tudi po deformaciji
- Deformacije armature in betona, ki ju oddajata sta enaki
- Zanemarimo natezno nosilnost betona
- **Greda 7-vozlišče 2; Greda 8-vozlišče 3**

Kombinacija	$M_{max}(kNm)$	$M_{min}(kN)$
1,35g + 1,50q	94,61	149
1,0g + 0,3q ± 1E	82,5	197,7

$$M_d = 197,7kNm$$

$$A_c = 40 \cdot 45 = 1800cm^2$$

$$\delta = \frac{a}{h} = \frac{5cm}{45cm} = 0,11 \approx 0,1 \quad (5.8)$$

$$k = \frac{\mu'}{\mu} = \frac{0,5}{1} = 0,5 \quad (5.9)$$

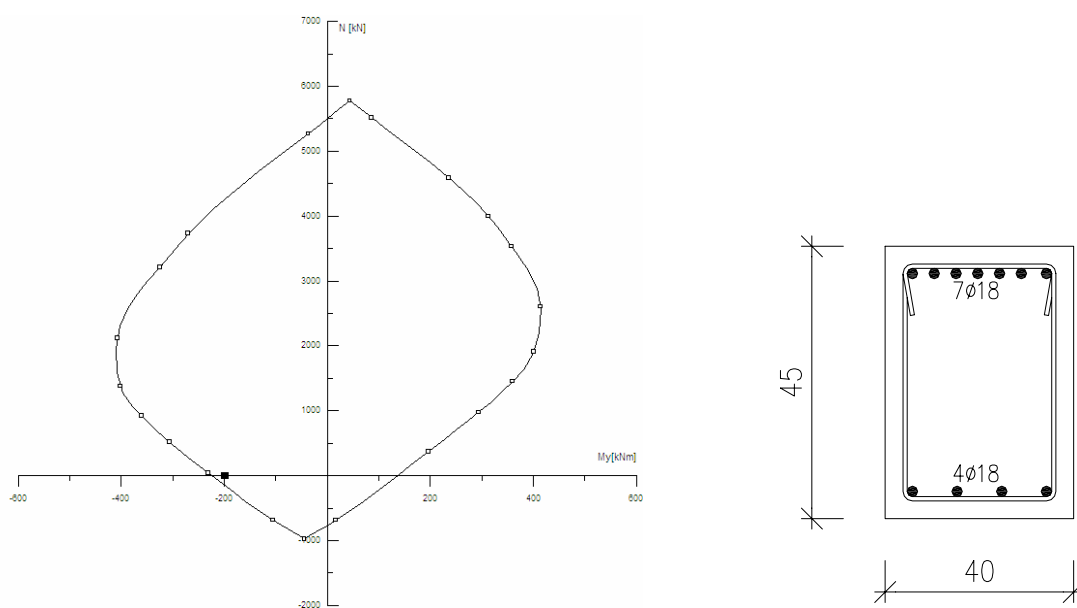
$$m_d = \frac{M_d}{A_c \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{19770kNcm}{1800cm^2 \cdot 45cm \cdot 2,6667kN/cm^2} = 0,0915 \Rightarrow \bar{\mu}_0 = 0,175 \quad (5.10)$$

$$\mu = \frac{\bar{\mu}_0}{(1+k)} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,175}{(1+0,5)} \cdot \frac{2,6667}{34,8} = 0,0089 \quad (5.11)$$

$$\mu' = \mu \cdot k = 0,0089 \cdot 0,5 = 0,0044 \quad (5.12)$$

$$A_s = \mu \cdot A_c = 0,0089 \cdot 1800 = 16,02 \text{ cm}^2 \Rightarrow 7\phi 18, A_{s,dej} = 17,81 \text{ cm}^2 \text{ zgoraj} \quad (5.13)$$

$$A'_s = \mu' \cdot A_c = 0,0044 \cdot 1800 = 8,05 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\phi 18, A'_{s,dej} = 10,18 \text{ cm}^2 \text{ spodaj} \quad (5.14)$$



Slika 8: Interakcijski diagram grede in pozicija armature v gredi

- **Greda 7**-vozlišče 5; **Greda 8**-vozlišče 6; **Greda 9**-vozlišče 5, **Greda 10**-vozlišče 6

Kombinacija	$M_{\min}$ (kNm)
1,35g + 1,50q	149
1,0g + 0,3q ± 1E	188,31

$$M_d = 188,31 \text{ kNm}$$

$$A_c = 40 \cdot 45 = 1800 \text{ cm}^2$$

$$\delta = \frac{a}{h} = \frac{5 \text{ cm}}{45 \text{ cm}} = 0,11 \approx 0,1$$

$$k = \frac{\mu'}{\mu} = \frac{0,5}{1} = 0,5$$

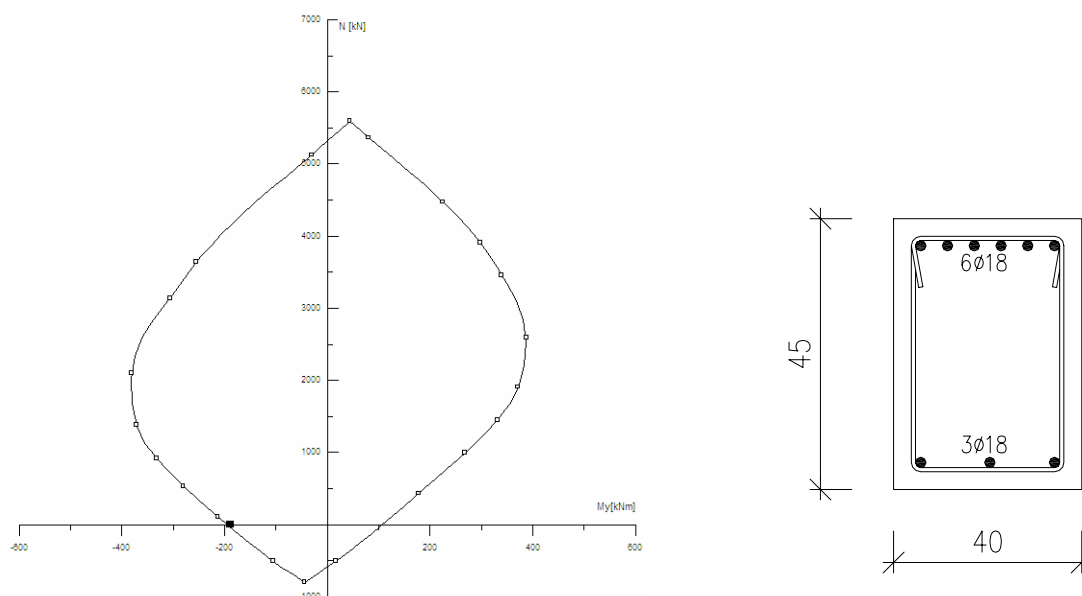
$$m_d = \frac{M_d}{A_c \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{18831 \text{ kNcm}}{1800 \text{ cm}^2 \cdot 45 \text{ cm} \cdot 2,6667 \text{ kN/cm}^2} = 0,0872 \Rightarrow \bar{\mu}_0 = 0,16$$

$$\mu = \frac{\bar{\mu}_0}{(1+k)} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,16}{(1+0,5)} \cdot \frac{2,6667}{34,8} = 0,0082$$

$$\mu' = \mu \cdot k = 0,0082 \cdot 0,5 = 0,00409$$

$$A_s = \mu \cdot A_c = 0,0082 \cdot 1800 = 14,76 \text{ cm}^2 \Rightarrow 6\phi 18, A_{s,dej} = 15,27 \text{ cm}^2 \text{ zgoraj}$$

$$A'_s = \mu' \cdot A_c = 0,00409 \cdot 1800 = 7,362 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3\phi 18, A'_{s,dej} = 7,63 \text{ cm}^2 \text{ spodaj}$$



Slika 9: Interakcijski diagram grede in pozicija armature v gredi

- **Greda 7-prerez A; Greda 8-prerez B**

Kombinacija	$M_{\max}$ (kNm)
1,35g + 1,50q	94,61
1,0g + 0,3q ± 1E	82,5

$$M_d = 94,61 \text{ kNm}$$



V polju, kjer so pozitivni momenti, lahko pri izračunu upoštevamo učinkovito širino pasu T nosilca, ki temelji na medsebojni razdalji momentnih ničelnih točk  $l_0$ .

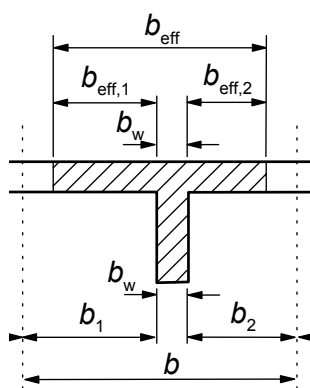
$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w = 1,022 + 1,022 + 0,4 = 2,444m \leq b = 5,5m \quad (5.15)$$

$$b_{eff,i} = 0,2b_i + 0,1l_0 \leq \min(0,2l_0; b_i) \quad (5.16)$$

$$l_0 = 0,85l = 5,12m \quad (5.17)$$

$$b_{eff,1} = 0,2 \cdot 2,55 + 0,1 \cdot 5,12 = 1,022m \leq \min(1,024m; 2,55m)$$

$$A_c = 244,4 \cdot 18 + 27 \cdot 40 = 5475,6cm^2$$



Slika 10: Parametri učinkovite širine pasu

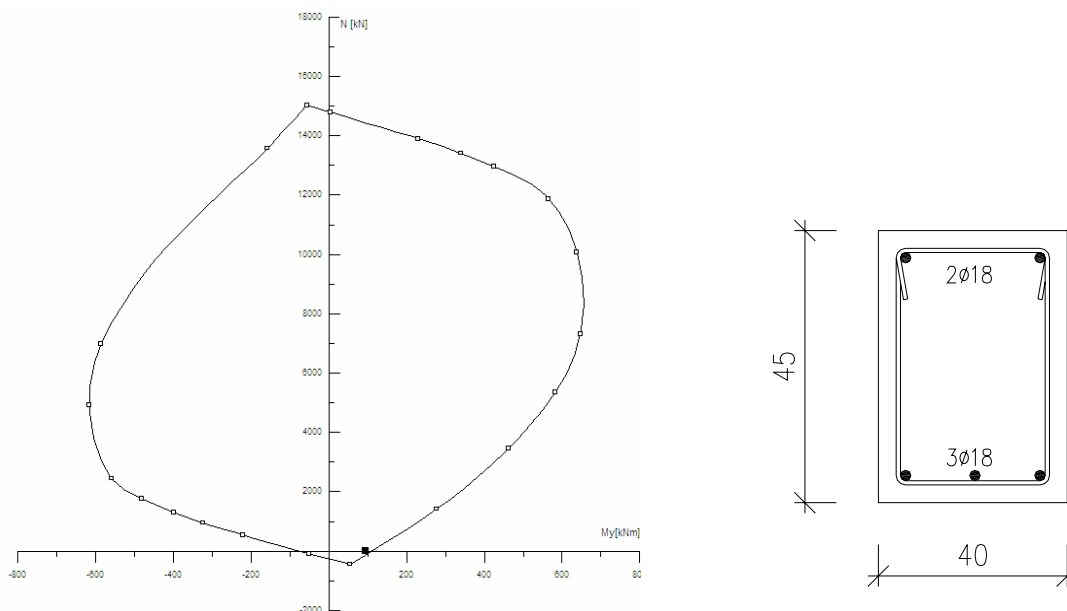
$$\delta = \frac{a}{h} = \frac{5cm}{45cm} = 0,11 \approx 0,1$$

$$\frac{b_0}{b} = \frac{40}{244,4} = 0,16 \approx 1,5 \quad (5.18)$$

$$\frac{h_0}{h} = \frac{18}{45} = 0,4 \quad (5.19)$$

$$m_d = \frac{M_d}{A_c \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{9461kNcm}{5475,6cm^2 \cdot 45cm \cdot 2,6667kN/cm^2} = 0,014$$

$3\phi 18, A_{s,dej} = 7,63cm^2$  spodaj



Slika 11: Interakcijski diagram grede in pozicija armatura v gredi

- **Greda 9-prerez C; Greda 10-prerez D**

Kombinacija	$M_{\max}$ (kNm)
1,35g + 1,50q	39,7
1,0g + 0,3q ± 1E	44

$$M_d = 44kNm$$

$$A_c = 180 \cdot 18 + 27 \cdot 40 = 4320cm^2$$

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w = 0,7 + 0,7 + 0,4 = 1,8m \leq b = 5,5m$$

$$b_{eff,i} = 0,2b_i + 0,1l_0 \leq \min(0,2l_0; b_i)$$

$$l_0 = 0,7l = 3,5m$$

$$b_{eff,1} = 0,2 \cdot 2,55 + 0,1 \cdot 3,5 = 0,86m \leq \min(0,7m; 2,55m)$$

$$b_{eff,2} = 0,2 \cdot 2,55 + 0,1 \cdot 3,5 = 0,86m \leq \min(0,7m; 2,55m)$$

$$\delta = \frac{a}{h} = \frac{5\text{cm}}{45\text{cm}} = 0,11 \approx 0,1$$

$$k = \frac{\mu'}{\mu} = \frac{0,5}{1} = 0,5$$

$$\frac{b_0}{b} = \frac{40}{180} = 0,22$$

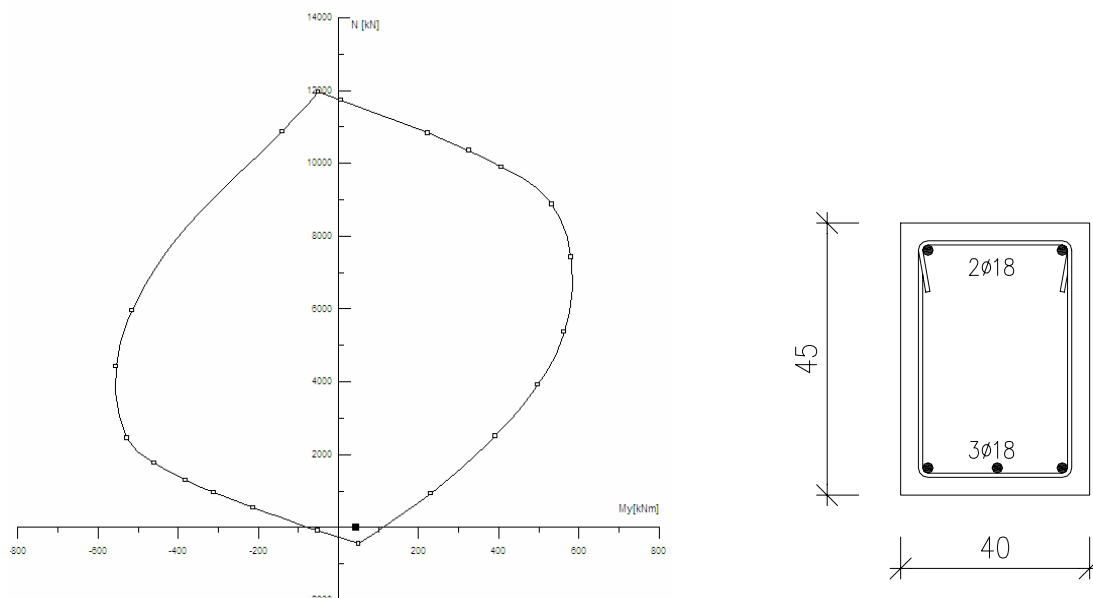
$$\frac{h_0}{h} = \frac{18}{45} = 0,4$$

$$m_d = \frac{M_d}{A_c \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{4400\text{kNcm}}{4320\text{cm}^2 \cdot 45\text{cm} \cdot 2,6667\text{kN/cm}^2} = 0,008 \Rightarrow \text{minimalna armatura}$$

Ko odčitujemo  $\mu_0$  iz interakcijskega diagrama nosilnosti, vidimo, da pade v tisto območje, kjer zadostuje že minimalna armatura, ki znaša po Eurocodu 8:

$$3\phi 18, A_{s,dej} = 7,63\text{cm}^2 \text{ spodaj}$$

$$2\phi 18, A'_{s,dej} = 5,09\text{cm}^2 \text{ zgoraj}$$



Slika 12: Interakcijski diagram grede in pozicija armature v gredi

### 5.2.2.2 Projektna strižna sila

- **Greda 7-vozišče 2; Greda 8-vozišče 3**

Projektna strižna sila se določi po pravilu načrtovanja nosilnosti, kjer onemogočimo nastanek stišnega porušnega mehanizma, preden dosežemo maksimalno upogibno nosilnost grede. Strižna porušitev sodi med krhke porušitve, ki imajo veliko manjšo površino histerezne zanke od duktilnega (upogibnega) obnašanja. Površina histerezne zanke je proporcionalna količini energije, ki jo disipiramo v določenem prerezu elementa. Izhajamo iz ravnotežja grede, ki je obremenjeno z naslednjo obtežbo:

- a) prečna obtežba, ki deluje na gredo v potresni obtežni kombinaciji

$$V_p^{1g+0,3q+1E} = 104kN$$

- b) momentih v krajišču grede  $M_{i,d}$  ( $i = 1,2$  označuje krajna prereza grede), ki ustrezajo stanju, ko se formirajo plastični členki za pozitivno in negativno smer delovanja potresne obremenitve

$$M_{i,d} = \gamma_{R,d} M_{Rb,i} \min\left(1, \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}}\right), \quad (5.20)$$

kjer je:

$\gamma_{Rd}$  faktor, ki upošteva morebitno večjo nosilnost zaradi utrjevanja jekla za DCM  $\rightarrow \gamma_{Rd} = 1$   
 $M_{Rb,i}$  projektna vrednost upogibne nosilnosti grede v krajišču  $i$  v smeri upogibnega momenta zaradi potresa pri upoštevanju smeri potresnega vpliva

$$M_{voz2,d} = \gamma_{R,d} \cdot M_{Rb7,voz2} \cdot \min\left(1, \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}}\right) = 1 \cdot (-225) = -225kNm$$

$$M_{voz5,d} = \gamma_{R,d} \cdot M_{Rb7,voz5} \cdot \min\left(1, \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}}\right) = 1 \cdot 129 = 129kNm$$

$$V_{Mb} = \frac{|M_{voz2,d}| + M_{voz5,d}}{l_b} = \frac{225 + 129}{6} = 163kN \quad (5.21)$$

To pomeni, da v krajiščih grede i dobimo dve vrednosti prečne sile  $V_{Ed,max,i}$  in  $V_{Ed,min,i}$ , ki ustrezata maksimalnim pozitivnim in maksimalnim negativnim krajiščnim momentom  $M_{i,d}$ .

$$\left. \begin{aligned} V_{Ed,max} &= V_{Mb} + V_p^{1g+0,3q+1E} = 59 + 104 = 163kN \\ V_{Ed,min} &= V_{Mb} - V_p^{1g+0,3q+1E} = 59 - 104 = -45kN \\ V_p^{1,35g+1,5q} &= 120kN \end{aligned} \right\} \text{maksimalna prečna sila je } V_{Ed}=163kN$$

- **Greda 7-vozlišče 5; Greda 8-vozlišče 6**

$$M_{i,d} = \gamma_{R,d} M_{Rb,i} \min\left(1, \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}}\right)$$

$$M_{voz2,d} = \gamma_{R,d} \cdot M_{Rb7,voz2} \cdot \min\left(1, \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}}\right) = 1 \cdot 159 = 159kNm$$

$$M_{voz5,d} = \gamma_{R,d} \cdot M_{Rb7,voz5} \cdot \min\left(1, \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}}\right) = 1 \cdot (-195) = -195kNm$$

$$V_{Mb} = \frac{|M_{voz5,d}| + M_{voz2,d}}{l_b} = \frac{195 + 159}{6} = 58,8kN$$

$$V_p^{1g+0,3q+1E} = 104kN$$

$$\left. \begin{aligned} V_{Ed,max} &= V_{Mb} + V_p^{1g+0,3q+1E} = 58,8 + 104 = 162,8kN \\ V_{Ed,min} &= V_{Mb} - V_p^{1g+0,3q+1E} = 59 - 104 = -45kN \\ V_p^{1,35g+1,5q} &= 120kN \end{aligned} \right\} \text{maks. prečna sila je } V_{Ed}=163kN$$

- **Greda 9-vozlišče 5; Greda 10-vozlišče 6**

$$M_{i,d} = \gamma_{R,d} M_{Rb,i} \min\left(1, \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}}\right)$$

$$M_{voz5,d} = \gamma_{R,d} \cdot M_{Rb9,voz5} \cdot \min\left(1, \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}}\right) = 1 \cdot (-195) = -195 kNm$$

$$M_{voz8,d} = \gamma_{R,d} \cdot M_{Rb10,voz5} \cdot \min\left(1, \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}}\right) = 1 \cdot 129 = 129 kNm$$

$$V_{Mb} = \frac{|M_{voz5,d}| + M_{voz8,d}}{l_b} = \frac{195 + 129}{5} = 64,6 kN$$

$$V_p^{1g+0,3q+1E} = 92 kN$$

$$\left. \begin{aligned} V_{Ed,max} &= V_{Mb} + V_p^{1g+0,3q+1E} = 64,6 + 92 = 156,6 kN \\ V_{Ed,min} &= V_{Mb} - V_p^{1g+0,3q+1E} = 64,6 - 92 = -27,4 kN \\ V_p^{1,35g+1,5q} &= 81 kN \end{aligned} \right\} \text{maks. prečna sila je } V_{Ed} = 156,6 kN$$

### 5.2.2.3 Strig zaradi prečne sile in strižna armatura

Strižna armatura se postavi pod kotom  $45^0 \leq \alpha \leq 90^0$  glede na vzdolžno os elementa in vsaj 50 % potrebne strižne armature mora biti v obliki stremenske armature.

- **Greda 7-vozlišče 2; Greda 8-vozlišče 3**

(1) Projektna strižna odpornost grede brez strižne armature

$$V_{Rd,c} = \left[ C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d, \quad (5.22)$$

kjer je:

$$k_1 = 0,15$$

$$f_{ck} = 40 MPa = 4,0 kN / cm^2$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0,2 f_{cd} \quad [MPa] \rightarrow \sigma_{cp} = 0 \quad (5.23)$$

$$A_c \quad \text{ploščina prečnega prereza betona} \rightarrow A_c = 1600 \text{ cm}^2$$

$$N_{Ed} \quad \text{projektna osna sila prereza} \rightarrow N_{Ed} = 0$$

$$b_w \quad \text{širina elementa} \rightarrow b_w = 40 \text{ cm}$$

$d$  statična višina elementa  $\rightarrow d = 40\text{cm}$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12 \quad (5.24)$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{17,78}{40 \cdot 40} = 0,0111 \leq 0,02 \text{ delež natezne armature} \quad (5.25)$$

$A_{sl}$  ploščina prereza natezne armature, ki poteka najmanj do prereza, ki je  
 $l_{bd} + d$  stran od obravnavanega prereza  $\rightarrow A_{sl} = 7 \cdot 2,54 = 17,78 \text{ cm}^2$

$$v_{\min} = 0,035 \cdot k^{2/3} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot \sqrt[3]{1,7^2} \cdot \sqrt{40} = 0,315 \quad (5.26)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d[\text{mm}]}} \leq 2 \rightarrow k = 1 + \sqrt{\frac{200}{400}} = 1,7 \leq 2 \quad (5.27)$$

$$V_{Rd,c} = \left[ 0,12 \cdot 1,7 \cdot \sqrt[3]{100 \cdot 0,0111 \cdot 40} + 0,15 \cdot 0 \right] \cdot 400 \cdot 400 = 115\text{kN} \geq 0,315 \cdot 400 \cdot 400 = 50\text{kN}$$

(2) Tam, kjer je  $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$ , lahko damo minimalno strižno armaturo, ki jo izračunamo iz minimalnega količnika strižnega armiranja.

$$\rho_{w,\min} = 0,08 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = 0,08 \cdot \frac{\sqrt{40\text{MPa}}}{400\text{MPa}} = 0,126\% \quad (5.28)$$

Kjer pa je  $V_{Ed} \geq V_{Rd,c}$ , mora biti zagotovljena zadostna strižna armatura, da velja  $V_{Ed} \leq V_{Rd,s}$ .

$$V_{Ed} = 163\text{kN} \geq V_{Rd,c} = 115\text{kN}$$

(3) Projektna strižna odpornost z vertikalno strižno armaturo

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta \geq V_{Ed}, \quad (5.29)$$

kjer je:

$V_{Rd,s}$  strižna nosilnost armature

$A_{sw}$  prerez strižne armature  $\rightarrow$  izberemo dvostržno streme  $\Phi 8$

$s$  razmik stremen

$f_{ywd}$  projektna meja elastičnosti strižne armature

$\theta$  kot med betonsko tlačno diagonalo in osjo grede, ki je pravokotna na prečno silo. Ker je merodajna nosilnost tlačne diagonale, maksimalno efektivno nosilnost dobimo pri naklonu diagonale  $\theta = 45^\circ$

$z$  ročica notranjih sil  $z = 0,9d = 0,9 \cdot 40 = 36\text{cm}$

$$\Rightarrow s \leq \frac{A_{sw} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \phi}{V_{Ed}} = \frac{1 \cdot 36 \cdot 34,8 \cdot 1}{163} = 7,68\text{cm}$$

IZBEREMO STREME:  $\Phi 8/7,5\text{cm}$

- **Greda 9-vozlišče 5; Greda 10-vozlišče 6**

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

$$V_{Rd,c} = \left[ 0,12 \cdot 1,7 \cdot \sqrt[3]{100 \cdot 0,00952 \cdot 40} + 0,15 \cdot 0 \right] \cdot 400 \cdot 400 = 109\text{kN} \geq 50\text{kN}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{15,24}{40 \cdot 40} = 0,00952 \leq 0,02$$

$$A_{sl} = 6 \cdot 2,54 = 15,24 \text{ cm}^2$$

$$(2) \rho_{w,\min} = 0,08 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = 0,08 \cdot \frac{\sqrt{40\text{MPa}}}{400\text{MPa}} = 0,126\%$$

$$(3) V_{Ed} = 156,6\text{kN} \geq V_{Rd,c} = 109,7\text{kN} \Rightarrow V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta \geq V_{Ed} = 1$$

$$\Rightarrow s \leq \frac{A_{sw} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \phi}{V_{Ed}} = \frac{1 \cdot 36 \cdot 34,8 \cdot 1}{156,6} = 8\text{cm} \Rightarrow \text{dvostrizno streme } \Phi 8/8\text{cm}$$

#### 5.2.2.4 Zagotovitev lokalne duktilnosti

Vzdolž cele dolžine primarne potresne grede ne sme biti delež armature v natezni coni  $\rho$  manjši od  $\rho_{\min}$ . Z minimalnim odstotkom armiranja zagotovimo, da natezna upogibna armatura lahko prevzame natezno silo v trenutku, ko ta krhko počí.



$$\rho_{\min} = 0,5 \left( \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) = 0,5 \left( \frac{3,5MPa}{400MPa} \right) = 0,437\% \Rightarrow 0,00437 \leq \frac{n \cdot 2,54}{40 \cdot 45} \Rightarrow 3 \leq n \quad (5.30)$$

Območje primarnih potresnih gred na razdalji do  $l_{cr} = h_w$ , ki se lahko pri projektne stanju plastificira, se mora obravnavati kot kritična območja.

$h_w$  višina grede  $\rightarrow h_w = 45 \text{ cm}$

V kritičnih območjih morajo biti predpisana (zaprta) stremena, ki ustrezajo pogojem:

- a) primer stremena  $d_{bw} \geq 6 \text{ mm}$   $\rightarrow 8 \text{ mm} \geq 6 \text{ mm}$
- b) razmik stremen  $s$  ne sme biti večji od:

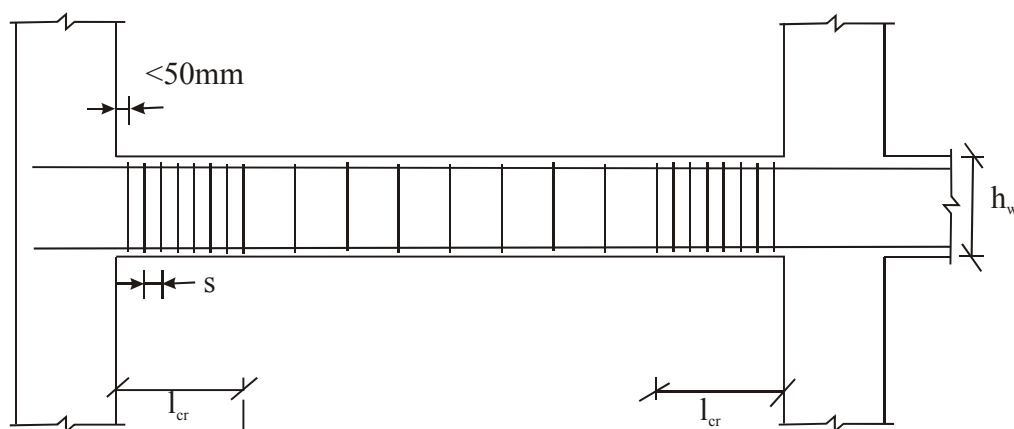
$$s \leq \min \begin{cases} h_w / 4 = 45 / 4 = 11,25 \text{ cm} \\ 24d_{bw} = 24 \cdot 0,8 = 19,2 \text{ cm} \Rightarrow s = 11,25 \text{ cm} , \\ 8d_{bl} = 8 \cdot 1,8 = 14,4 \text{ cm} \end{cases} \quad (5.31)$$

kjer je:

$d_{bL}$  primer najtanjše vzdolžne palice  $\rightarrow d_{bL} = 1,8 \text{ cm}$

$h_w$  višina grede  $\rightarrow h_w = 45 \text{ cm}$

- c) prvo streme na krajišču grede ni oddaljeno več kot 50 mm od stebra



Slika: Prečna armatura v kritičnih območjih gred (prevzeto po SIST EN 1998-1, str.95)

- **Greda 7-vozlišče 2; Greda 8-vozlišče 3**

(1) V kritičnih območjih primarnih potresnih gred mora biti vrednost faktorja duktilnosti za ukrivljenost  $\mu_\phi$  vsaj enaka vrednosti:

$$\mu_\phi = 2q_0 - 1 = 2 \cdot 3,9 - 1 = 6,8 \quad \text{za } T_I=1,7s > T_c=0,5s \quad (5.32)$$

Upošteva se lahko, da je pogoj izpolnjen, če:

- a) v tlačni coni je poleg armature, ki sledi iz preveritve mejnega stanja grede pri potresni obtežbi, položena še armatura s presežkom vsaj polovice preseka dejanske natezne armature:

$$A_{sb} / A_{st} \geq 0,5 \Rightarrow 4 / 7 = 0,57 \geq 0,5$$

S tem povečamo duktilnost in prevzamemo morebitne pozitivne momente, ki lahko nastanejo med močnim potresom ob vozliščih.

- b) delež armature v natezni coni  $\rho$  ne presega vrednosti  $\rho_{max}$ . Tako preprečimo krhki upogibni lom grede v kritičnih conah pri mejni obremenitvi.

$$\rho_{max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_\phi \varepsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,56\% + \frac{0,0018}{6,8 \cdot 0,00174} \cdot \frac{2,6667kN/cm^2}{34,8kN/cm^2} \cdot 100 = 1,726\% \quad (5.33)$$

kjer je:

$$\rho = \frac{7 \cdot 2,54cm^2}{40cm \cdot 45cm} = 0,99\% \quad \text{delež armature v natezni coni}$$

$$\rho' = \frac{4 \cdot 2,54cm^2}{40cm \cdot 45cm} = 0,56\% \quad \text{delež armature v tlačni coni}$$

Pri tem sta deleža armature  $\rho$  in  $\rho'$  normirani z  $b \cdot d$ , kjer  $b$  je širina tlačne stojine grede.

(2) Za dosego primerne duktilnosti vzdolž cele dolžine primarne potresne grede ne sme biti delež armature v natezni coni  $\rho$  manjši od  $\rho_{min}$ .

$$\rho_{min} = 0,5 \left( \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) = 0,5 \left( \frac{3,5MPa}{400MPa} \right) = 0,437\% \Rightarrow \rho_{min} \leq \rho \leq \rho_{max} \quad (5.34)$$

- **Greda 7-vozlišče 5; Greda 8-vozlišče 6**

$$(1) \quad \mu_{\varphi} = 2q_0 - 1 = 2 \cdot 3,9 - 1 = 6,8 \quad \text{za} \quad T_I = 1,7\text{s} > T_c = 0,5\text{s}$$

$$A_{sb} / A_{st} \geq 0,5 \Rightarrow 3 / 6 = 0,5 \geq 0,5$$

$$\rho_{\max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_{\varphi} \varepsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,423\% + \frac{0,0018}{6,8 \cdot 0,00174} \cdot \frac{2,6667\text{kN/cm}^2}{34,8\text{kN/cm}^2} \cdot 100 = 1,589\%$$

$$\rho = \frac{6 \cdot 2,54\text{cm}^2}{40\text{cm} \cdot 45\text{cm}} = 0,845\%$$

$$\rho' = \frac{3 \cdot 2,54\text{cm}^2}{40\text{cm} \cdot 45\text{cm}} = 0,423\%$$

$$(2) \quad \rho_{\min} = 0,5 \left( \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) = 0,5 \left( \frac{3,5\text{MPa}}{400\text{MPa}} \right) = 0,437\% \Rightarrow \rho_{\min} \leq \rho \leq \rho_{\max}$$

- **Greda 9-vozlišče 5; Greda 10-vozlišče 6**

$$(1) \quad \mu_{\varphi} = 2q_0 - 1 = 2 \cdot 3,9 - 1 = 6,8 \quad \text{za} \quad T_I = 1,7\text{s} > T_c = 0,5\text{s}$$

$$A_{sb} / A_{st} \geq 0,5 \Rightarrow 3 / 6 = 0,5 \geq 0,5$$

$$\rho_{\max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_{\varphi} \varepsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,423\% + \frac{0,0018}{6,8 \cdot 0,00174} \cdot \frac{2,6667\text{kN/cm}^2}{34,8\text{kN/cm}^2} \cdot 100 = 1,589\%$$

$$\rho = \frac{6 \cdot 2,54\text{cm}^2}{40\text{cm} \cdot 45\text{cm}} = 0,845\%$$

$$\rho' = \frac{3 \cdot 2,54\text{cm}^2}{40\text{cm} \cdot 45\text{cm}} = 0,423\%$$

$$(2) \quad \rho_{\min} = 0,5 \left( \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) = 0,5 \left( \frac{3,5\text{MPa}}{400\text{MPa}} \right) = 0,437\% \Rightarrow \rho_{\min} \leq \rho \leq \rho_{\max}$$

## Stebri

Upogibno in strižno nosilnost stebrov v MSN računamo skladno z EN 1992-1-1:2004 ob upoštevanju vrednosti osne sile iz potresne obtežne kombinacije. Dvoosni upogib lahko obravnavamo na poenostavljen način, tako da se preveri vsako smer ločeno in se pri tem za 30 % zmanjša enoosno upogibno nosilnost.

Normirana osna sila  $v_d$  v primarnih potresnih stebrih je zaradi zagotavljanja duktilnosti omejena na  $v_d \leq 0,65$ .

$$v_d = \frac{Nsd}{A_c f_{cd}} = \frac{2021,34}{1600 \cdot 2,6667} = 0,4734 \leq 0,65 \quad (5.35)$$

### 5.2.3.1 Upogib z osno silo

- Steber 1; Steber2

Preglednica 3: Notranje sile pri kombinaciji 1,35g + 1,50q

Steber	Vozlišče	
1	1	N= -2007,39kN M= 25,45kNm
	2	N= -2007,39kN M= -52,44kNm
2	2	N= -1761,3kN M= 71,77kNm
	3	N= -1761,3kN M= -67,5kNm

Preglednica 4: Notranje sile pri potresni kombinaciji  $1,0g + 0,3q \pm 1E$

Steber	Vozlišče	$N_{\max}$	$N_{\min}$	$M_{\max}$	$M_{\min}$
1	1	$N_{\max} = -970,06$ $M = 106,05$	$N_{\min} = -1384,78$ $M = 135,65$	$M_{\max} = 135,65$ $N = -1384,78$	$M_{\min} = 106,05$ $N = -970,06$
	2	$N_{\max} = -970,06$ $M = -23,8$	$N_{\min} = -1384,78$ $M = -81,81$	$M_{\max} = -23,8$ $N = -970,06$	$M_{\min} = -81,81$ $N = -1384,78$
2	2	$N_{\max} = -860,5$ $M = 29,3$	$N_{\min} = -1209$ $M = 108,7$	$M_{\max} = 108,7$ $N = -1209$	$M_{\min} = 29,3$ $N = -860,5$
	3	$N_{\max} = -860,5$ $M = -30,17$	$N_{\min} = -1209$ $M = -104,33$	$M_{\max} = -30,17$ $N = -860,5$	$M_{\min} = -104,33$ $N = -1209$

Merodajna obremenitev za dimenzioniranje je  $M_d = 135,65 \text{ kNm}$  in  $N_d = -1385 \text{ kN}$  (tlak)

$$A_c = 40 \cdot 40 = 1600 \text{ cm}^2$$

$$\delta = \frac{a}{h} = \frac{5 \text{ cm}}{40 \text{ cm}} = 0,125$$

$$k = \frac{\mu'}{\mu} = \frac{1}{1} = 1$$

$$n_d = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{-1385 \text{ kN}}{1600 \text{ cm}^2 \cdot 2,6667 \text{ kN/cm}^2} = -0,32$$

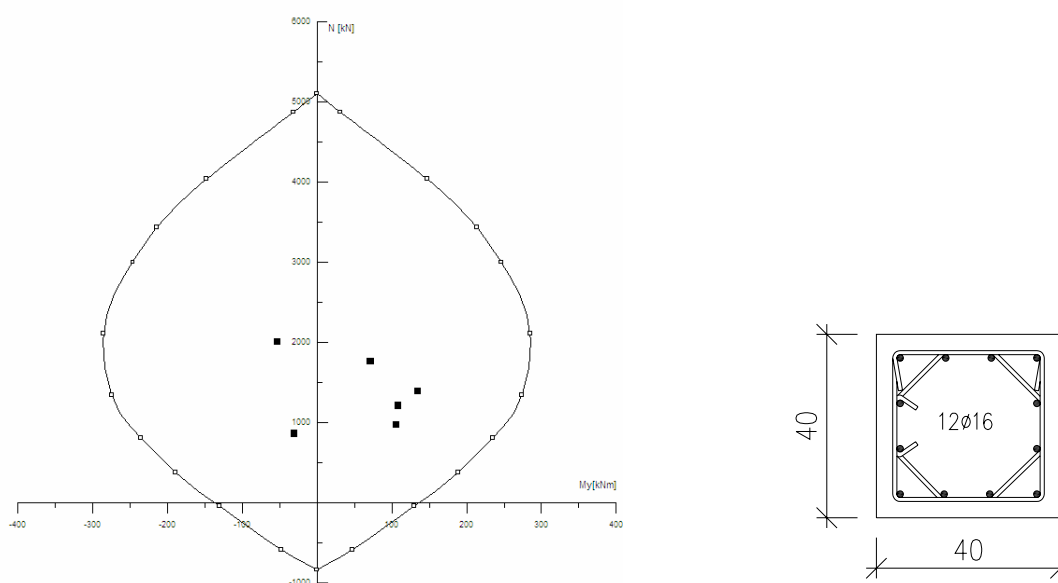
$$m_d = \frac{M_d}{A_c \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{13565 \text{ kNcm}}{1600 \text{ cm}^2 \cdot 40 \text{ cm} \cdot 2,6667 \text{ kN/cm}^2} = 0,0795 \Rightarrow \bar{\mu}_0 = 0,125$$

$$\mu = \frac{\bar{\mu}_0}{(1+k)} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,125}{(1+1)} \cdot \frac{2,6667}{34,8} = 0,00479$$

$$\mu' = \mu \cdot k = 0,00479 \cdot 1 = 0,00479$$

$$A_s = \mu \cdot A_c = 0,00479 \cdot 1600 = 7,66 \text{ cm}^2$$

$$A_s' = \mu' \cdot A_c = 0,00479 \cdot 1600 = 7,66 \text{ cm}^2$$



Slika 13: Interakcijski diagram stebra in pozicija armature v stebri

- **Steber 4; Steber 5**

Preglednica 5: Notranje sile pri kombinaciji  $1,35g + 1,50q$

Steber	Vozlišče	
4	4	N= -3431,02kN M= -10,02kNm
	5	N= -3431,02kN M= 21,10kNm
5	5	N= -3001,87kN M= -28,7kNm
	6	N= -3001,87kN M= 25,61kNm

Preglednica 6: Notranje sile pri potresni kombinaciji  $1,0g + 0,3q \pm 1E$

Steber	Vozlišče	$N_{max}$	$N_{min}$	$M_{max}$	$M_{min}$
4	4	$N_{max} = -1931,42$ M= 145,6	$N_{min} = -2021,34$ M= 134,6	$M_{max} = 145,66$ N= -1931,42	$M_{min} = 134,6$ N= -2021,34
	5	$N_{max} = -1931,42$ M= -104,36	$N_{min} = -2021,34$ M= -81,04	$M_{max} = -81,04$ N= -2021,34	$M_{min} = -104,36$ N= -1931,42
5	5	$N_{max} = -1694,1$ M= 141,45	$N_{min} = -1771,7$ M= 109,75	$M_{max} = 141,45$ N= -1694,1	$M_{min} = 109,75$ N= -1771,7
	6	$N_{max} = -1694,1$ M= -136,18	$N_{min} = -1771,7$ M= -107,92	$M_{max} = -107,92$ N= -1771,7	$M_{min} = -136,18$ N= -1694,1

Merodajna obremenitev za dimenzioniranje je  $M_d = 146kNm$  in  $N_d = -1931kN$  (tlak)

$$A_c = 40 \cdot 40 = 1600cm^2$$

$$\delta = \frac{a}{h} = \frac{5cm}{40cm} = 0,125$$

$$k = \frac{\mu'}{\mu} = \frac{1}{1} = 1$$

$$n_d = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{-1931kN}{1600cm^2 \cdot 2,6667kN/cm^2} = -0,45$$

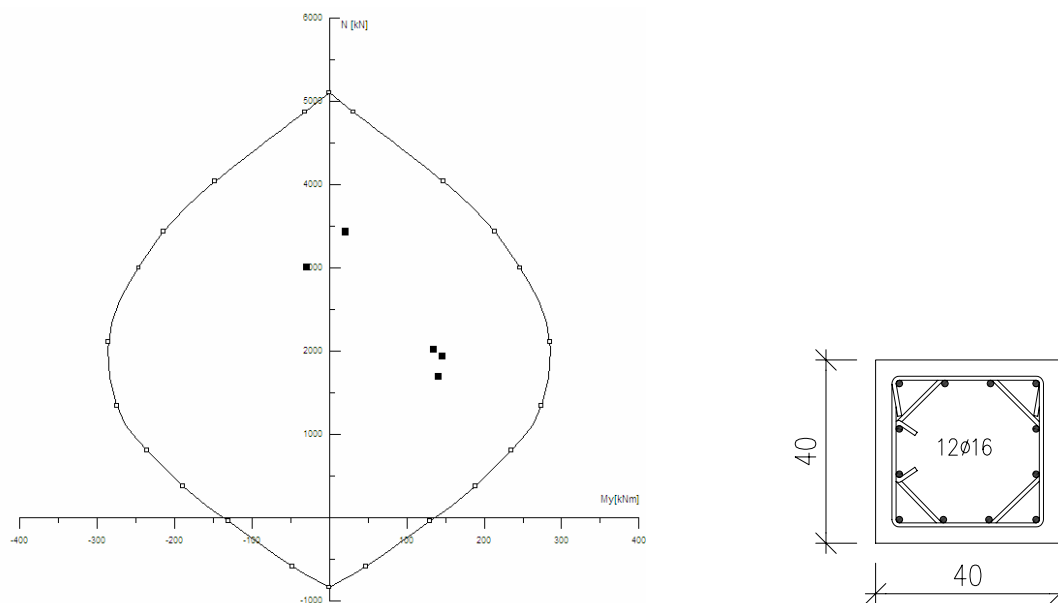
$$m_d = \frac{M_d}{A_c \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{14600kNcm}{1600cm^2 \cdot 40cm \cdot 2,6667kN/cm^2} = 0,0855 \Rightarrow \mu_0 = 0,125$$

$$\mu = \frac{\mu_0}{(1+k)} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,125}{(1+1)} \cdot \frac{2,6667}{34,8} = 0,00479$$

$$\mu' = \mu \cdot k = 0,00479 \cdot 1 = 0,00479$$

$$A_s = \mu \cdot A_c = 0,00479 \cdot 1600 = 7,66cm^2$$

$$A'_s = \mu' \cdot A_c = 0,00479 \cdot 1600 = 7,66cm^2$$



Slika 14: Interakcijski diagram stebra in pozicija armature v stebri

### 5.2.3.2 Projektna strižna sila

- **Steber 1**

Projektno strižno silo stebra določimo po pravilu načrtovanja nosilnosti. Izhajamo iz ravnotežja stebra pri delovanju momentov  $M_{i,d}$  na krajiščih ( $i = 1,2$  označuje krajna prereza stebra), ki ustrezajo stanju, ko se formirajo plastični členki za pozitivno in negativno smer delovnja potresne obremenitve. Upošteva se, da se plastični členek formira na krajiščih gred, ki so povezane na istih krajiščih kot steber ali pa (če se to zgodi prej) v krajiščih stebra.

Vrednost momenta  $M_{i,d}$  lahko dolčimo z enačbo:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rc,i} \min\left(1, \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}}\right) \quad (5.36)$$

kjer je:

$\gamma_{Rd}$  faktor, ki upošteva večjo nosilnost zaradi utrjevanja jekla in objetja betona v tlačni coni prereza  $\rightarrow \gamma_{Rd} = 1,1$

$M_{Rb,i}$  projektna vrednost upogibne nosilnosti stebra v krajišču  $i$  v smeri upogibnega momenta zaradi potresa pri upoštevanju smeri potresnega vpliva.

$$M_{voz1,d} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rc1,voz1} \cdot \min\left(1, \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}}\right) = 1,1 \cdot 251 = 276,1kNm$$

$$M_{voz2,d} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rc1,voz2} \cdot \min\left(1, \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}}\right) = 1,1 \cdot 251 \cdot \frac{225}{251 + 240} = 126,5kNm$$

$$V_{Mc} = \frac{|M_{voz2,d}| + M_{voz1,d}}{h} = \frac{126,5 + 276,1}{2,8} = 144kN \quad (5.37)$$



- **Steber 2**

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

$$M_{voz2,d} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rc2,voz2} \cdot \min\left(1, \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}}\right) = 1,1 \cdot 240 \cdot \frac{225}{251 + 240} = 121 kNm$$

$$M_{voz3,d} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rc2,voz3} \cdot \min\left(1, \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}}\right) = 1,1 \cdot 240 \cdot \frac{225}{240 + 230} = 126,4 kNm$$

$$V_{Mc} = \frac{|M_{voz3,d}| + M_{voz2,d}}{h} = \frac{126,4 + 121}{2,8} = 88 kN$$

- **Steber 4**

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

$$M_{voz4,d} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rc4,voz4} \cdot \min\left(1, \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}}\right) = 1,1 \cdot 285 = 313,5 kNm$$

$$M_{voz5,d} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rc4,voz5} \cdot \min\left(1, \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}}\right) = 1,1 \cdot 285 \cdot \frac{195 + 129}{285 + 283} = 178 kNm$$

$$V_{Mc} = \frac{|M_{voz5,d}| + M_{voz4,d}}{h} = \frac{178 + 313,5}{2,8} = 175,5 kN$$

- **Steber 5**

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

$$M_{voz5,d} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rc5,voz5} \cdot \min\left(1; \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}}\right) = 1,1 \cdot 283 \cdot \frac{195 + 129}{285 + 283} = 177 kNm$$

$$M_{voz6,d} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rc5,voz6} \cdot \min\left(1; \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}}\right) = 1,1 \cdot 283 \cdot \frac{195 + 129}{283 + 277} = 180 kNm$$

$$V_{Mc} = \frac{|M_{voz6,d}| + M_{voz5,d}}{h} = \frac{177 + 180}{2,8} = 127,5 kN$$

### 5.2.3.3 Strig zaradi prečne sile in strižna armatura

- Steber 1, steber 2, steber 4, steber 5

Preglednica 7: Vrednosti prečnih sil, ki jih moramo kontrolirati

Prečna sila (kN)	Steber 1	Steber 2	Steber 4	Steber 5
$V_{Mc}$	144	88	175,5	127,5
$V_p^{1g+0,3q+1E}$	77	76	89,27	99
$V_p^{1,35g+1,5q}$	28	45	11	19,4

Projektna strižna odpornost stebrov brez strižne armature je:

$$V_{Rd,c} = \left[ C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

Glede na to, da so dimenzije stebrov enake in da je delež natezne armature v vseh prerezih enak je strižna odpornost za vse štiri stebre enaka. Pri določevanju napetosti, smo izbrali najmanjšo osno silo, ki se pojavi v stebrih tako da smo na varni strani.

$$V_{Rd,c} = \left[ 0,12 \cdot 1,756 \cdot \sqrt[3]{100 \cdot 0,005 \cdot 40} + 0,15 \cdot 5,33 \right] \cdot 400 \cdot 350 = 192 kN \geq 156 kN$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{860500 N}{160000 mm^2} = 6,06 < 0,2 f_{cd} = 5,37 [MPa] \rightarrow \sigma_{cp} = 5,33$$

$$\rho_1 = \frac{4 \cdot 2,01}{40 \cdot 35} = 0,005 \leq 0,02$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d[mm]}} \leq 2 \rightarrow k = 1 + \sqrt{\frac{200}{350}} \cdot 1,756 \leq 2$$

Ker je  $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$  lahko damo minimalno strižno armaturo  $\Phi 6/32\text{cm}$ .

#### 5.2.3.4 Zagotavljanje lokalne duktilnosti

Območje primarnih potresnih stebrov na razdalji do  $l_{cr}$  od obeh krajišč, se morajo obravnavati kot kritična območja njihova dolžina je določena z:

$$l_{cr} = \max \begin{cases} h_c = 0,4\text{m} \\ l_{cl} / 6 = 2,8/6 = 0,47\text{m} \Rightarrow l_{cr} = 0,47\text{m} \\ 0,45\text{m} \end{cases} \quad (5.38)$$

kjer je:

$h_c$  večja dimenzija prečnega prereza stebra

$l_{cl}$  svetla višina stebra

Če je  $l_c/h_c < 3$ , je cel steber kritičen (kratki steber) in ga moramo temu ustrezno armirati.

V kritičnih območjih morajo stremena zagotoviti minimalno duktilnost in preprečiti lokalni uklon vzdolžnih armaturnih palic. Minimalni pogoji so izpolnjeni, če je:

a) premer stremena  $d_{bw} \geq 6\text{mm} \rightarrow 8\text{mm} \geq 6\text{mm}$

b) razmik stremen  $s$  ne sme biti večji od:

$$s \leq \min \begin{cases} b_0 / 2 = 32,6 / 2 = 16,3\text{cm} \\ 17,5\text{cm} \\ 8d_{bl} = 8 \cdot 1,6 = 12,8\text{cm} \end{cases} \Rightarrow s = 12,8\text{cm}, \quad (5.39)$$

kjer je:

$d_{bL}$  primer najtanjše vzdolžne palice  $\rightarrow d_{bL}=1,6\text{cm}$

$b_0$  minimalna dimenzija betonskega jedra (merjena od srednje črte stremen)  $\rightarrow b_0=32,6\text{cm}$

c) razdalja med dvema sosednjima vzdolžnima palicama, ki ju podpirajo stremena, ne sme biti večja od 200 mm ob upoštevanju EN 1992-1-1:2004

• **Steber 1**

(1) Skupni delež vzdolžne armature  $\rho_l$  je omejen na  $0,01 \leq \rho_l \leq 0,04$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b \cdot h} = \frac{12 \cdot 2,01}{40 \cdot 40} = 0,0151 = 1,51\% \quad (5.40)$$

(2) V kritičnih območjih ob vpetju primarnih potresnih stebrov mora biti vrednost faktorja duktilnosti za ukrivljenost  $\mu_\varphi$  vsaj enaka vrednosti  $\mu_\varphi = 2q_0 - 1 = 6,8$  za  $T_I=1,7s > T_c=0,5s$ .

Včasih je za dosego predvidene duktilne ukrivljenosti  $\mu_\varphi$  potrebna deformacija betona  $\varepsilon_{cu2} \geq 0,0035$ . V tem primeru se upošteva zmanjšanje nosilnosti na račun luščenja krovne plasti betona in to izgubo nosilnosti je potrebno nadomestiti z ustreznim objetjem betonskega jedra s stremeni. Pri tem se upošteva lastnosti objetega betona iz EN 1992-1-1:2004. Upošteva se, da je pogoj izpolnjen, če:

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \mu_\varphi \cdot v_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_o} - 0,035, \quad (5.41)$$

kjer je:

$\omega_{wd}$  mehanski volumenski delež stremen, ki objemajo kritično območje

$$\omega_{wd} = \frac{V_{stremen}}{V_{bet, jedro}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{f_n \cdot (4 \cdot 32,6 + 4 \cdot 10 + 4 \cdot 14,14)}{8 \cdot 32,6^2} \cdot \frac{34,8}{2,6667} = 0,348 \cdot f_n \quad (5.42)$$

$$v_d \quad \text{normirana projektna osna sila } v_d = \frac{Nsd}{A_c f_{cd}} = \frac{1384,78}{1600 \cdot 2,6667} = 0,324$$

$\varepsilon_{sy,d}$  projektna vrednost deformacije na meji plastičnosti za natezno armaturo

$\alpha$  faktor učinkovitosti objetja betonskega jedra

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s = 0,812 \cdot 0,7696 = 0,625 \quad (5.43)$$

$$h_o = b_o = 40 - 2 \cdot 5 + 0,8 + 1,8 = 32,6 \text{ cm} \quad (5.44)$$

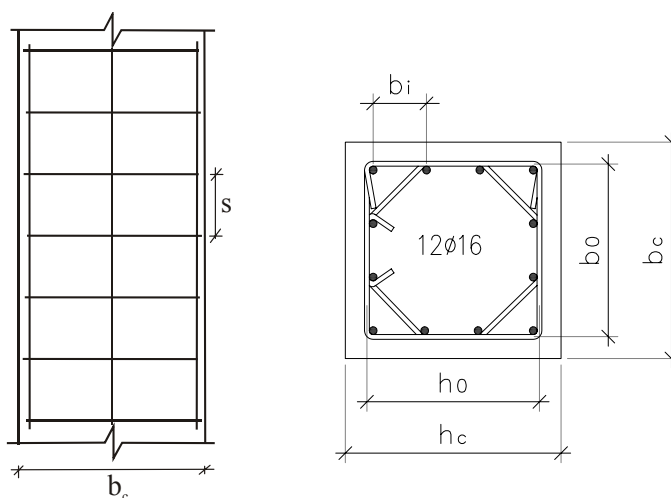
$$\alpha_n = 1 - \frac{\sum b_i^2}{6 b_o h_o} = 1 - \frac{12 \cdot 10^2}{6 \cdot 32,6 \cdot 32,6} = 0,812 \quad (5.45)$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2b_o}\right) \left(1 - \frac{s}{2h_o}\right) = \left(1 - \frac{8}{2 \cdot 32,6}\right) \cdot \left(1 - \frac{8}{2 \cdot 32,6}\right) = 0,7696 \quad (5.46)$$

kjer je

$n$  skupno št. vzdolžnih armaturnih palic, ki jih v prečni smeri podpirajo stremena  $\rightarrow n = 12$

$b_i$  razdalje med sosednjimi podprtimi palicami



Slika: Objetje betonskega jedra (prevzeto po SIST EN 1998-1, str.97)

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \mu_\phi \cdot \nu_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_o} - 0,035$$

$$\omega_{wd} \geq \frac{1}{0,625} \cdot (30 \cdot 6,8 \cdot 0,324 \cdot 0,00174 \cdot \frac{40}{32,6} - 0,035) = 0,1696$$

$$0,348 \cdot f_n \geq 0,1696 \Rightarrow f_n \geq \frac{0,1696}{0,348} = 0,487 \Rightarrow \phi 8 / 8cm$$

(3) V kritičnem območju ob vpetju stebrov na temelj mora biti  $\omega_{wd} \geq 0,08$ .

- **Steber 2**

(1)  $0,01 \leq \rho_l \leq 0,04$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b \cdot h} = \frac{12 \cdot 2,01}{40 \cdot 40} = 0,0151 = 1,51\%$$

• **Steber 4**

(1)  $0,01 \leq \rho_l \leq 0,04$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b \cdot h} = \frac{12 \cdot 2,01}{40 \cdot 40} = 0,0151 = 1,51\%$$

(2)  $\alpha \omega_{wd} \geq 30 \mu_\varphi \cdot \nu_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_o} - 0,035$

$$\omega_{wd} = \frac{V_{stremen}}{V_{bet, jedro}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{f_n \cdot (4 \cdot 32,6 + 4 \cdot 10 + 4 \cdot 14,14)}{5,5 \cdot 32,6^2} \cdot \frac{34,8}{2,6667} = 0,5068 \cdot f_n$$

$$\nu_d = \frac{Nsd}{A_c f_{cd}} = \frac{2021,34}{1600 \cdot 2,6667} = 0,4734$$

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s = 0,812 \cdot 0,8384 = 0,6808$$

$$h_o = b_o = 40 - 2 \cdot 5 + 0,8 + 1,8 = 32,6 \text{ cm}$$

$$\alpha_n = 1 - \frac{\sum b_i^2}{6 b_o h_o} = 1 - \frac{12 \cdot 10^2}{6 \cdot 32,6 \cdot 32,6} = 0,812$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2b_o}\right) \left(1 - \frac{s}{2h_o}\right) = \left(1 - \frac{5,5}{2 \cdot 32,6}\right) \cdot \left(1 - \frac{5,5}{2 \cdot 32,6}\right) = 0,8384$$

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \mu_\varphi \cdot \nu_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_o} - 0,035$$

$$\omega_{wd} \geq \frac{1}{0,6808} \cdot (30 \cdot 6,8 \cdot 0,4734 \cdot 0,00174 \cdot \frac{40}{32,6} - 0,035) = 0,2511$$

$$0,5068 \cdot f_n \geq 0,2511 \Rightarrow f_n \geq \frac{0,2511}{0,5068} = 0,495 \Rightarrow \phi 8 / 5,5 \text{ cm}$$

(3) V kritičnem območju ob vpetju stebrov na temelj mora biti  $\omega_{wd} \geq 0,08$ .

• **Steber 5**

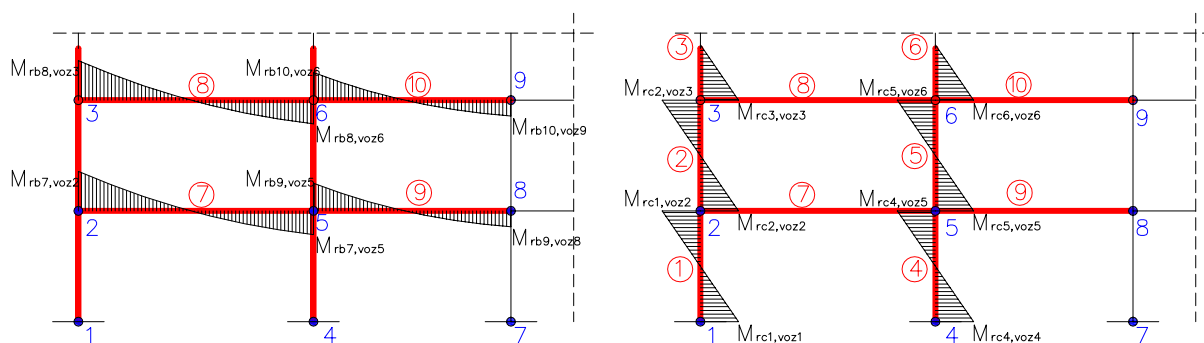
(1)  $0,01 \leq \rho_l \leq 0,04$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b \cdot h} = \frac{12 \cdot 2,01}{40 \cdot 40} = 0,0151 = 1,51\%$$

(2)  $\rho = \rho^*$

**5.2.3.5 Načrtovane nosilnosti stebrov**

V vseh vozliščih potresnih nosilcev s stebri, ki tvorijo primarni potresni sistem, moramo izpolniti pogoj  $\sum M_{Rc} \geq 1,3 \sum M_{Rb}$ . Pri tem moramo v vsakem stebru upoštevati celotno območje osnih sil, ki se pojavijo pri potresnem projektnejm stanju, in v neenačbi uporabiti najmanjšo vrednost nosilnosti.



Slika 15: Pozicije upogibnih nosilnosti stebrov in gred

Preglednica 8: Projektne vrednosti upogibne nosilnosti stebrov

Steber	Vozlišče	( kNm )	Steber	Vozlišče	( kNm )
1	1	$M_{Rc1,voz1} = 251$	4	4	$M_{Rc4,voz4} = 285$
	2	$M_{Rc1,voz2} = 251$		5	$M_{Rc4,voz5} = 285$
2	2	$M_{Rc2,voz2} = 240$	5	5	$M_{Rc5,voz5} = 283$
	3	$M_{Rc2,voz3} = 240$		6	$M_{Rc5,voz6} = 283$
3	3	$M_{Rc3,voz3} = 230$	6	6	$M_{Rc6,voz6} = 277$

Preglednica 9: Projektne vrednosti upogibne nosilnosti gred

Greda	Vozlišče	( kNm )	Greda	Vozlišče	( kNm )
7	2	$M_{Rb7,voz2} = 255$	8	3	$M_{Rb8,voz3} = 225$
	5	$M_{Rb7,voz5} = 129$		6	$M_{Rb8,voz6} = 129$
9	5	$M_{Rb9,voz5} = 195$	10	6	$M_{Rb10,voz6} = 195$

Vrednosti  $M_{Rci}$  in  $M_{Rbi}$  so odčitane iz programa Dias.

- **Vozlišče 2**

$$\sum M_{Rc} = |M_{Rc1,voz2}| + M_{Rc2,voz2} = 251 + 240 = 491kNm$$

$$\sum M_{Rb} = |M_{Rb7,voz2}| = 225kNm$$

$$\sum M_{Rc} = 491kNm \geq 1,3 \sum M_{Rb} = 292,5kNm$$

- **Vozlišče 3**

$$\sum M_{Rc} = |M_{Rc2,voz3}| + M_{Rc3,voz3} = 240 + 230 = 470kNm$$

$$\sum M_{Rb} = |M_{Rb8,voz3}| = 225kNm$$

$$\sum M_{Rc} = 470kNm \geq 1,3 \sum M_{Rb} = 292,5kNm$$

- **Vozlišče 5**

$$\sum M_{Rc} = |M_{Rc4,voz5}| + M_{Rc5,voz5} = 285 + 283 = 568kNm$$

$$\sum M_{Rb} = |M_{Rb9,voz5}| + M_{Rb7,voz5} = 195 + 129 = 324kNm$$

$$\sum M_{Rc} = 568kNm \geq 1,3 \sum M_{Rb} = 421,2kNm$$

- **Vozlišče 6**

$$\sum M_{Rc} = |M_{Rc5,voz6}| + M_{Rc6,voz6} = 283 + 277 = 560kNm$$

$$\sum M_{Rb} = |M_{Rb9,voz6}| + M_{Rb8,voz6} = 195 + 129 = 324kNm$$

$$\sum M_{Rc} = 560kNm \geq 1,3 \sum M_{Rb} = 421,2kNm$$



#### **5.2.4 Vozlišča gred in stebrov**

Horizontalna strižna armatura v vozlišču ne sme biti manjša od tiste, ki je predpisana za kritično cono stebra, razen naslednje izjeme:

-če se v steber priključijo grede z vseh štirih strani in je širina grede vsaj  $\frac{3}{4}$  ustrezne širine stebra, lahko podvojimo maksimalno računsko dovoljeno razdaljo med stremeni, vendar največ do 150mm.

Na vsaki stranici vozlišča primarnih potresnih gred in stebrov je treba med vogalne armaturne palice v stebru postaviti vsaj eno vmesno navpično armaturno palico.

## ZAKLJUČEK

Običajne stavbe projektiramo na reducirane potresne sile. Za stavbe s srednjimi in dolgimi nihajnimi časi predpostavimo, da je maksimalni pomik pri elastičnem ali plastičnem obnašanju enak. Izbrani faktor redukcije, to je mera sposobnosti konstrukcije za sipanje energije, upoštevamo tako, da opravimo linearno analizo z zmanjšanim spektrom odziva (projektni spekter). Zato moramo pri redukciji potresnih sil konstrukciji omogočiti sipanje potresne energije z duktilnim obnašanjem. Pri tem duktilno obnašanje zagotavljamo na lokalni ravni s konstrukcijskimi ukrepi in na globalni ravni s povečanjem načrtovanja nosilnosti. Globalno duktilno obnašanje zagotovimo, če področja, kjer je zahtevano duktilno obnašanje, zajemajo velik volumen konstrukcije kot celote. S tem morajo duktilni načini porušitev, na primer. upogib, z zadostno gotovostjo nastopiti pred krhkimi načini porušitve (na primer strig).

V primeru lokalnega duktilnega obnašanja za gred predpostavimo, da se bo med močnim potresom plastificirala ob vozlišču. Zaradi tega je potrebno temu kritičnemu območju na predpisani razdalji od vozlišča zagotoviti zadostno duktilnost. To naredimo z dvema ukrepoma. Prvič, tlačno betonsko cono utrdimo s pozitivno armaturo, katere delež je vsaj polovico prereza dejanske natezne armature. Pri tem delž armature v natezni coni ne sme presegati predpisane maksimalne vrednosti armiranja. Drugič, v kritičnih območjih moramo beton objeti z dovolj gostimi stremeni. Pri tem je maksimalna razdalja med stremeni določena z različno stopnjo duktilnosti. Pri stebri imamo velike tlačne osne sile, kar lahko povzroči zmanševanje njegove duktilnosti. Lahko se zgodi, da so stebri med potresom podvrženi zelo neugodni kombinaciji natezne osne sile, strižne sile in upogibnega momenta. Zato moramo stebrom posvetiti skrbno konstruiranje. Primerno duktilnost stebra zagotovimo z: a) Omejitvijo tlačne napetosti. Tlačno obremenitev izrazimo z normirano projektno osno silo, pri kombinaciji vertikalne in potresne obtežbe, omejeno na  $v_d \leq 0,65$ . b) Uporabo gostih stremen. Gosta stremena v kritičnih območjih so določena z mehanskim volumskim deležem zaprtih stremen, ki objemajo betonsko jedro kritičnega območja. Potrebni delež stremen je odvisen od velikosti osne sile, betonskega kritja, stopnje duktilnosti in deformabilnosti materiala. Poleg

tega moramo upoštevati še maksimalno dovoljeno razdaljo med stremeni in minimalno debelino stremen.

## **VIRI**

Fajfar, P. 1984. Dinamika gradbenih konstrukcij. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: 550 str.

Fajfar, P. 1995. Osnove potresnega inženirstva. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: 83 str.

EVROKOD 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – Del 1: Splošna pravila, potresni vplivi na stavbe. SIST EN 1998-1, 2005

EUROKOD 2: Projektiranje betonskih konstrukcij – Del 1-1: Splošna pravila in pravila za stavbe. SIST EN 1992-1-1, 2004

## **PRILOGE**

PRILOGA A: Modalna analiza s spektrom odziva po peš poti

## PRILOGA A: Modalna analiza s spektrom odziva po peš poti

### A.1 Uvod

V prilogi je opisano, kako izračunamo potresne sile in pomike konstrukcije po peš poti. Za izračun se uporabi modalno analizo s spektrom odziva. Ta metoda nam pri konstrukcijah z več prostostnimi stopnjami omogoča, da dokaj enostavno določimo približne maksimalne vrednosti odziva.

### A.2 Modalna analiza s spektrom odziva in potresna obtežba

Pri potresni obtežbi zelo pogosto uporabljamo metodo s spektri odziva. Ta metoda nam pri konstrukcijah z več prostostnimi stopnjami omogoča, da dokaj enostavno določimo približne maksimalne vrednosti odziva.

Pri analizi moramo upoštevati vse pomembne nihajne oblike, za kar je nujno izpolniti enega izmed pogojev:

- vsota efektivnih mas upoštevanih nihajnih oblik ni manjša od 90 % mase celotne konstrukcije;

- upoštevamo vsako nihajno obliko, katere efektivna masa je večja od 5 % celotne mase

$$m_{eff,i} = \sum \Phi_{ij} \cdot m_j \cdot \Gamma_i = \frac{(\sum \Phi_{ij} \cdot m_j)^2}{\sum \Phi_{ij}^2 \cdot m_j} \quad (A.1)$$

Preglednica A1: Efektivne mase prvih štirih nihajnih oblik

Smer x		
$m_{eff,1}$	1489	t
$m_{eff,2}$	169	t
$m_{eff,3}$	64	t
$m_{eff,4}$	33	t
$\Sigma m_{eff}$	1752	t

Smer y		
$m_{eff,1}$	1486	t
$m_{eff,2}$	169	t
$m_{eff,3}$	64	t
$m_{eff,4}$	33	t
$\Sigma m_{eff}$	1752	t

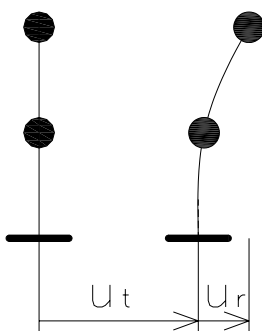
Masa celotne konstrukcije s kombinacijo  $\sum G_{kj} + \sum \psi_{Ei} \cdot Q_{ki}$  je 1802 t. Iz tega sledi, da je vsota efektivnih mas 97 % mase celotne konstrukcije za obe smeri.

## A.2.1 Potresna dinamična analiza

### A.2.1.1 Račun lastnega nihanja

Pri potresni dinamični analizi rešujemo enačbo:

$$[M]\{\ddot{U}_r\} + [K]\{\dot{U}_r\} + [C]\{U_r\} = -[M]\{\ddot{U}_t\} = \{F\} \quad (\text{A.2})$$



Slika A1: Prikaz relativnih pomikov ter pomikov tal

Za nadaljnje reševanje enačbe moramo najprej narediti analizo lastnega nihanja. Najvažnejše karakteristike lastnega nihanja so lastne frekvence  $\omega$  in nihajne oblike, ki jih dobimo iz enačbe:

$$([K] - \omega^2[M])\{\Phi\} = \{0\} \quad (\text{A.3})$$

### A.2.1.2 Določitev togostne matrike [K]

Večkrat je lažje izračunati podajnostno kot togostno matriko.

Ko imamo opravka z regularnimi okvirji, je možno pomike okvirjev, ki predstavljajo koeficiente podajnostne matrike, izračunati s pomočjo Sigalovih enačb.

Koeficienti podajnostne matrike vedno predstavljajo horizontalne pomike ali zasuke v posameznih točkah zaradi delovanja enotne horizontalne obtežbe. Po zakonu recipročnosti velja, da je premik v točki j zaradi obtežbe v točki i enak premiku v točki i zaradi obtežbe v točki j, zato je podajnostna matrika vedno simetrična in velja  $d_{ij} = d_{ji}$ .

Enačbe za izračun podajnostne matrike po Sigalu:

$$s_j = \sum_k \frac{E \cdot I_{skj}}{h_j} \quad (\text{A.4})$$

$$p_j = \sum_k \frac{E \cdot I_{pkj}}{l_k} \quad (\text{A.5})$$

$$d_{11} = \frac{h_1^2}{12} \left( \frac{1}{s_1} + \frac{1}{4p_1 + 0,33s_1} \right) \quad (\text{A.6})$$

$$d_{12} = d_{11} + \frac{h_1 \cdot h_2}{48p_1 + 4s_1} = d_{21} \quad (\text{A.7})$$

$$d_{ji} = d_{ij} + \frac{h_j \cdot h_{j+1}}{48p_j} \quad (\text{A.8})$$

$$d_{22} = d_{11} + \frac{h_2^2}{12} \left( \frac{1}{s_1} + \frac{1}{4p_1} + \frac{1}{4p_2} \right) + \frac{h_1 \cdot h_2}{24p_1 + 2s_1} \quad (\text{A.9})$$

$$d_{ii} = d_{i-1,i-1} + \frac{h_i^2}{12} \left( \frac{1}{s_1} + \frac{1}{4p_{i-1}} + \frac{1}{4p_i} \right) + \frac{h_{i-1} \cdot h_i}{24p_{i-1}} \quad (\text{A.10})$$

Ker sta togostna in podajnostna matrika inverzni matriki, izračunamo togostno matriko z enačbo:

$$[D]^{-1} = [K] \quad (\text{A.11})$$

Podajnostno matriko konstrukcije lahko izračunamo tudi po računalniški poti, tako da postavljamo poljubno silo na en okvir v vsako etažo in pri tem odčitavamo pomike. Nato rešimo enačbo:



$$\{u\} = [D]\{F\} \quad (\text{A.12})$$

$$[K_x] = \begin{bmatrix} 134810 & -70757 & 13581 & -3517 & 911 & -236 & 60 & -12 \\ -70757 & 113961 & -71851 & 18605 & -4817 & 1246 & -317 & 62 \\ 13581 & -71851 & 119395 & -75746 & 19613 & -5073 & 1292 & -252 \\ -3517 & 18605 & -75746 & 120880 & -76125 & 19691 & -5016 & 980 \\ 911 & -4817 & 19613 & -76125 & 120958 & -76068 & 19378 & -3784 \\ -236 & 1246 & -5073 & 19691 & -76068 & 120645 & -74834 & 14614 \\ 60 & -317 & 1292 & -5016 & 19378 & -74836 & 115881 & -56438 \\ -12 & 62 & -252 & 980 & -3784 & 14614 & -56438 & 44829 \end{bmatrix}$$

Togost konstrukcije v smeri X je:  $[K_{KX}] = [K_x] \cdot \text{št. okvirjev} = [K_x] \cdot 3$

$$[K_y] = \begin{bmatrix} 99309 & -51841 & 10174 & -2780 & 760 & -207 & 56 & -11 \\ -51841 & 82932 & -52914 & 14458 & -3950 & 1078 & -289 & 59 \\ 10174 & -52915 & 87560 & -56262 & 15372 & -4194 & 1124 & -228 \\ -2780 & 14458 & -56262 & 88882 & -56618 & 15449 & -4141 & 840 \\ 760 & -3950 & 15372 & -56618 & 88959 & -56565 & 15164 & -3074 \\ -207 & 1078 & -4194 & 15449 & -56565 & 88674 & -55497 & 11250 \\ 56 & -289 & 1124 & -4141 & 15164 & -55497 & 84760 & -41173 \\ -11 & 59 & -228 & 840 & -3074 & 11250 & -4117 & 32337 \end{bmatrix}$$

Togost konstrukcije v smeri Y je:  $[K_{KY}] = [K_y] \cdot \text{št. okvirjev} = [K_y] \cdot 4$

### A.2.1.3 Določitev masne matrike [M]

Diagonalni elementi masne matrike konstrukcije so mase posameznih etaž, ostali koeficienti pa so enaki nič.

$$[M] = \begin{bmatrix} 208 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 208 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 208 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 208 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 208 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 208 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 208 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 245 \end{bmatrix} (t)$$

V matriki upoštevamo mase brez kombinacijskega vpliva.

#### A.2.1.4 Določitev lastnih frekvenc $\omega$ in nihajnih oblik $\Phi$

Enačba (A.3) je rešljiva le, če je determinanta sistema enaka nič

$$(D)\omega^2 = | [K] - \omega^2[M] | = 0 \quad (A.13)$$

Od tod dobimo polinom n-tega reda, ki ima n korenov ( $\omega_1^2, \omega_2^2, \dots, \omega_n^2$ ). Koreni polinoma predstavljajo kvadrate frekvenc za načine nihanja, ki so možni za ta sistem.

Smer x	Smer y
$\omega_1 = 3,83 \text{ rad/s}$	$\omega_1 = 3,72 \text{ rad/s}$
$\omega_2 = 11,6 \text{ rad/s}$	$\omega_2 = 11,3 \text{ rad/s}$
$\omega_3 = 19,9 \text{ rad/s}$	$\omega_3 = 19,4 \text{ rad/s}$
$\omega_4 = 28,9 \text{ rad/s}$	$\omega_4 = 28,3 \text{ rad/s}$
$\omega_5 = 38,8 \text{ rad/s}$	$\omega_5 = 38,1 \text{ rad/s}$
$\omega_6 = 48,5 \text{ rad/s}$	$\omega_6 = 47,8 \text{ rad/s}$
$\omega_7 = 57,2 \text{ rad/s}$	$\omega_7 = 56,6 \text{ rad/s}$
$\omega_8 = 65,1 \text{ rad/s}$	$\omega_8 = 64,8 \text{ rad/s}$

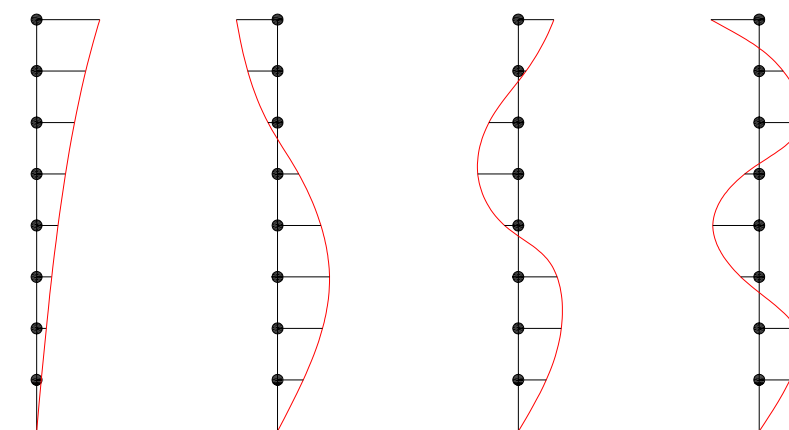
Izračunamo še vektor amplitud  $\{\Phi\}$ . Ker imamo n frekvenc, dobimo n sistemov oblike

$[B_j]\{\Phi_j\}=\{0\}$  (A.14), kjer je  $[B_j] = [K]-\omega^2[M]$  (A.15). Matrika  $[B]$  je različna za vsak način nihanja, zato dobimo  $n$  vektorjev  $\{\Phi_j\}$ , ki jih imenujemo lastne nihajne oblike.

$$[\Phi] = [\{\Phi_1\}, \{\Phi_2\}, \dots, \{\Phi_n\}] = \begin{bmatrix} \{\Phi_{11}\}, \{\Phi_{12}\}, \dots, \{\Phi_{1n}\} \\ \{\Phi_{21}\}, \{\Phi_{22}\}, \dots, \{\Phi_{2n}\} \\ \vdots \\ \{\Phi_{m1}\}, \{\Phi_{m2}\}, \dots, \{\Phi_{mn}\} \end{bmatrix}$$

Preglednica A2: Vrednosti lastnih vektorjev v smeri x

$\{\Phi_1\} =$	0,124	0,303	0,479	0,638	0,774	0,882	0,959	1,000
$\{\Phi_2\} =$	0,363	0,798	1,000	0,884	0,489	-0,060	-0,591	-0,926
$\{\Phi_3\} =$	0,580	1,000	0,602	-0,312	-0,964	-0,806	0,029	0,820
$\{\Phi_4\} =$	0,766	0,804	-0,371	-1,000	-0,088	0,950	0,528	-0,687

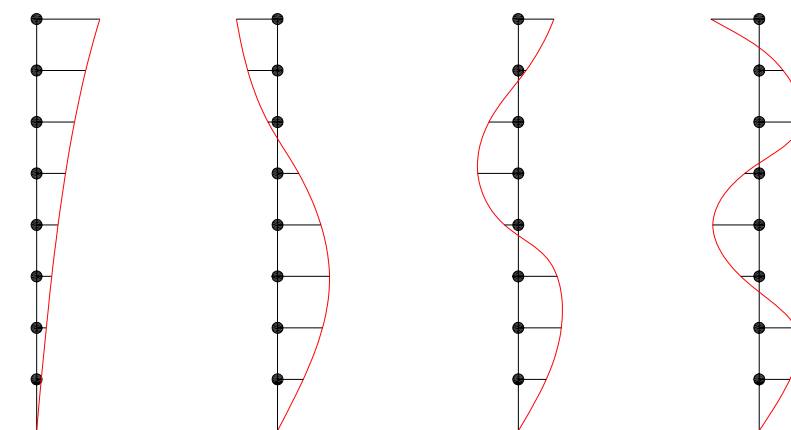


Slika A2: Prve štiri oblike lastnega nedušenega nihanja konstrukcije z osmimi prostostnimi stopnjami (1., 2., 3. in 4. način lastnega nihanja) v smeri x

Vektor  $\{\Phi\}$  predstavlja deformacijsko obliko sistema (amplitudo nihanja posameznih točk).

Preglednica A3: Vrednosti lastnih vektorjev v smeri y

$\{\Phi_1\} =$	0,122	0,357	0,569	0,750
	0,300	0,793	1,000	0,812
	0,477	1,000	0,612	-0,353
	0,636	0,887	-0,304	-1,000
	0,773	0,493	-0,964	-0,099
	0,882	-0,057	-0,810	0,955
	0,959	-0,589	0,027	0,530
	1,000	-0,926	0,821	-0,684



Slika A3: Prve štiri oblike lastnega nedušenega nihanja konstrukcije z osmimi prostostnimi stopnjami (1., 2., 3. in 4. način lastnega nihanja) v smeri y

### A.2.1.5 Transformacija v glavne koordinate

V diferencialni enačbi (A.2) so enačbe medsebojno odvisne. Če jih transformiramo tako, da posamezne enačbe postanejo medsebojno neodvisne, potem jih lahko rešujemo same zase z uporabo spektrov odziva. Enačbe postanejo neodvisne, če so vse matrike v enačbi diagonalne. Matrike diagonaliziramo s transformacijo v glavni koordinatni sistem.

Zaradi diagonalnih matrik lahko sistem diferencialnih enačb v glavnih koordinatah napišemo v obliki:

$$\ddot{Y}_i + 2E_i\omega_i \dot{Y}_i + \omega_i^2 Y_i = \frac{F_i}{M_i}, \quad (\text{A.16})$$

kjer je:

$$M_i = \{\Phi_i\}^T [M] \{\Phi_i\} \quad (\text{A.17})$$

$$F_i = \{\Phi_i\}^T \{F\} \quad (\text{A.18})$$

### A.2.1.6 Pomiki

Enačbo (A.16) rešujemo z uporabo spektra pomikov, kar pomeni, da dobimo maksimalne vrednosti za pomik v glavnih koordinatah z enačbo:

$$Y_{i\max} = \Gamma_i \cdot S_d(\omega_i, E_i) \quad (\text{A.19})$$

$$\Gamma_i = \frac{L_i}{M_i} = \frac{\{\Phi_i\}^T [M] \{s\}}{\{\Phi_i\}^T [M] \{\Phi_i\}}, \quad (\text{A.20})$$

kjer je:

$\Gamma_i$  faktor participacije za i-to nihajno obliko – vrednost je proporcionalna vplivu nihajne oblike

$\{s\}$  vektor vplivnih koeficientov

Usrezne maksimalne pomike v osnovnem koordinatnem sistemu dobimo z enačbo:

$$\{U_i\}_{\max} = \{\Phi_i\} \cdot Y_{i\max} = \{\Phi_i\} \cdot \Gamma_i \cdot S_d(\omega_i, E_i) \quad (\text{A.21})$$

$$S_{pa,i} \approx S_{a,i} = \omega^2 \cdot S_{d,i} \quad \Rightarrow \quad S_{d,i} = \frac{S_{a,i}}{\omega^2}, \quad (\text{A.22})$$

kjer je:

$S_{pa,i}$  vrednost v spektru pseudopospeškov

$S_{a,i}$  vrednost v projektnem spektru pospeškov za i-to nihajno obliko

$S_{d,i}$  vrednost v spektru pomikov

Preglednica A4: Vrednosti pomikov in pospeškov za i-to nihajno obliko po projektнем spektru odziva

Smer x					Smer y				
i	$T_i$ (s)	$\omega_i^2$ (rad <sup>2</sup> /s <sup>2</sup> )	$S_{ai}$ (m/s <sup>2</sup> )	$S_{di}$	i	$T_i$	$\omega_i^2$ (rad <sup>2</sup> /s <sup>2</sup> )	$S_{ai}$ (m/s <sup>2</sup> )	$S_{di}$
1	1,70	13,90	0,559	0,0403	1	1,74	13,10	0,543	0,0415
2	0,56	128,00	1,698	0,0133	2	0,57	121,10	1,652	0,0136
3	0,32	374,80	1,887	0,0050	3	0,33	355,90	1,887	0,0053
4	0,22	793,00	1,887	0,0024	4	0,23	758,200	1,887	0,0025

Izračunani pomiki se korigirajo, tako da se pomnožijo s faktorjem q.

$$\{U_i\}_{\max} = \{\Phi_i\} \cdot \Gamma_i \cdot S_d(\omega_i, E_i) \cdot q \quad (\text{A.23})$$

Preglednica A5: Maksimalne vrednosti pomikov za posamezno nihajno obliko v smeri x

$\{U_1\}_{\max}$	$\{U_2\}_{\max}$	$\{U_3\}_{\max}$	$\{U_4\}_{\max}$
0,025m	0,008	0,003	0,001
0,060m	0,018	0,005	0,001
0,095m	0,022	0,003	-0,001
0,127m	0,020	-0,002	-0,002
0,154m	0,011	-0,005	0,000
0,175m	-0,001	-0,004	0,002
0,191m	-0,013	0,0002	0,001
0,199m	-0,021	0,004	-0,001

Preglednica A6: Maksimalne vrednosti pomikov za posamezno nihajno obliko v smeri y

$\{U_1\}_{\max}$	$\{U_2\}_{\max}$	$\{U_3\}_{\max}$	$\{U_4\}_{\max}$
0,025m	0,008	0,003	0,001
0,061m	0,018	0,005	0,002
0,098m	0,023	0,003	-0,001
0,130m	0,020	-0,002	-0,002
0,158m	0,011	-0,005	0,000
0,180m	-0,001	-0,004	0,002
0,196m	-0,013	0,0002	0,001
0,205m	-0,021	0,004	-0,001

Tako dobljene maksimalne količine za posamezne nihajne oblike pri potresni obtežbi moramo medsebojno kombinirati z geometrijsko vsoto:

$$\{U\}_{\max} = \sqrt{\sum_{i=1}^m \{U_i\}_{\max}^2} \quad (\text{A.24})$$

Preglednica A7: Končne vrednosti pomikov kombinirane z geometrijsko vsoto

$\{U_x\}_{\max}$	$\{U_y\}_{\max}$
0,03m	0,03m
0,06m	0,06m
0,10m	0,10m
0,13m	0,13m
0,15m	0,16m
0,18m	0,18m
0,19m	0,20m
0,20m	0,21m

### A.2.1.7 Sile

Ustrezne maksimalne notranje sile v osnovnem koordinatnem sistemu dobimo z enačbo:

$$\{F_{Ei}\}_{\max} = [M]\{\Phi_i\} \cdot \Gamma_i \cdot S_a(\omega_i, E_i) \quad (\text{A.25})$$

Splošne enačbe za račun pri potresni obtežbi lahko poenostavimo. To naredimo, če konstrukcijo predstavimo z matematičnim modelom, ki ima koncentrirane mase v višini etaž in po eno prostostno stopnjo (horizontalen pomik), povezano z vsako maso.

Če upoštevamo, da je masna matrika diagonalna in da je vektor vplivnih koeficientov  $\{\Gamma\}$  sestavljen iz samih enic, sledi iz enačbe (A.25) in (A.20) da je:

$$\Gamma_i = \frac{\sum_{j=1}^n \Phi_{ij} m_j}{\sum_{j=1}^n \Phi_{ij}^2 m_j} \quad (\text{A.26})$$

$$\{F_{Eij}\}_{\max} = S_{ij} = m_j \Phi_{ij} \Gamma_i S_{pa}(\omega_i, E_i), \quad (\text{A.27})$$

kjer je:

$S_{ij}$  potresna sila v etaži j, ki ustrza nihajni obliki i.

### smer X

Preglednica A8: Faktorji participacije za nihajno obliko 1, 2, 3, 4, izračunani po enačbi (A.26)

$\Sigma\Phi_{1j}^*m_j$	1177	$\Sigma\Phi_{2j}^*m_j$	393	$\Sigma\Phi_{3j}^*m_j$	242	$\Sigma\Phi_{4j}^*m_j$	173
$\Sigma\Phi_{1j}^{2*}m_j$	931	$\Sigma\Phi_{2j}^{2*}m_j$	916	$\Sigma\Phi_{3j}^{2*}m_j$	919	$\Sigma\Phi_{4j}^{2*}m_j$	911
$\Gamma_1$	1,265	$\Gamma_2$	0,430	$\Gamma_3$	0,264	$\Gamma_4$	0,190

Preglednica A9: Potresne sile v etaži j = 1, ..., 8, ki ustrezajo nihajnim oblikam T<sub>1</sub>, T<sub>2</sub>, T<sub>3</sub>, T<sub>4</sub> izračunane po enačbi (A.27)

S <sub>11</sub>	19	S <sub>21</sub>	58	S <sub>31</sub>	63	S <sub>41</sub>	60	kN
S <sub>12</sub>	47	S <sub>22</sub>	128	S <sub>32</sub>	110	S <sub>42</sub>	63	kN
S <sub>13</sub>	75	S <sub>23</sub>	161	S <sub>33</sub>	66	S <sub>43</sub>	-29	kN
S <sub>14</sub>	98	S <sub>24</sub>	142	S <sub>34</sub>	-34	S <sub>44</sub>	-79	kN
S <sub>15</sub>	121	S <sub>25</sub>	79	S <sub>35</sub>	-106	S <sub>45</sub>	-7	kN
S <sub>16</sub>	137	S <sub>26</sub>	-10	S <sub>36</sub>	-88	S <sub>46</sub>	76	kN
S <sub>17</sub>	149	S <sub>27</sub>	-95	S <sub>37</sub>	3	S <sub>47</sub>	42	kN
S <sub>18</sub>	185	S <sub>28</sub>	-176	S <sub>38</sub>	106	S <sub>48</sub>	-64	kN

### smer Y

Preglednica A10: Faktorji participacije za nihajno obliko 1, 2, 3, 4, izračunani po enačbi (A.26)

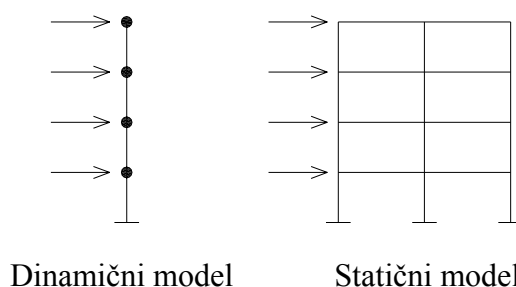
$\Sigma\Phi_{1j}^*m_j$	1175	$\Sigma\Phi_{2j}^*m_j$	393	$\Sigma\Phi_{3j}^*m_j$	243	$\Sigma\Phi_{4j}^*m_j$	173
$\Sigma\Phi_{1j}^{2*}m_j$	929	$\Sigma\Phi_{2j}^{2*}m_j$	914	$\Sigma\Phi_{3j}^{2*}m_j$	919	$\Sigma\Phi_{4j}^{2*}m_j$	904
$\Gamma_1$	1,265	$\Gamma_2$	0,430	$\Gamma_3$	0,264	$\Gamma_4$	0,191



Preglednica A11: Potresne sile v etaži  $j=1, \dots, 8$ , ki ustrezajo nihajnim oblikam  $T_1, T_2, T_3, T_4$  izračunane po enačbi (A.27)

S <sub>11</sub>	18	S <sub>21</sub>	56	S <sub>31</sub>	62	S <sub>41</sub>	59	kN
S <sub>12</sub>	45	S <sub>22</sub>	124	S <sub>32</sub>	110	S <sub>42</sub>	64	kN
S <sub>13</sub>	72	S <sub>23</sub>	156	S <sub>33</sub>	67	S <sub>43</sub>	-28	kN
S <sub>14</sub>	97	S <sub>24</sub>	139	S <sub>34</sub>	-33	S <sub>44</sub>	-79	kN
S <sub>15</sub>	117	S <sub>25</sub>	77	S <sub>35</sub>	-106	S <sub>45</sub>	-8	kN
S <sub>16</sub>	133	S <sub>26</sub>	-9	S <sub>36</sub>	-98	S <sub>46</sub>	76	kN
S <sub>17</sub>	145	S <sub>27</sub>	-92	S <sub>37</sub>	3	S <sub>47</sub>	42	kN
S <sub>18</sub>	179	S <sub>28</sub>	-172	S <sub>38</sub>	107	S <sub>48</sub>	-64	kN

Če se dinamični model razlikuje od statičnega, potem s silami  $\{F_{Ei}\}_{\max}$  obremenimo statični model in za vsako nihajno obliko posebej izračunamo vse količine, potrebne za dimenzioniranje.



Slika A4: Primer dinamičnega in statičnega modela

Tako dobljene maksimalne količine za posamezne nihajne oblike pri potresni obtežbi moramo medsebojno kombinirati z geometrijsko vsoto:

$$\{F_E\}_{\max} = \sqrt{\sum_{i=1}^m \{F_{Ei}\}_{\max}^2} \quad (\text{A.28})$$