

Univerza  
v Ljubljani

Fakulteta  
*za gradbeništvo  
in geodezijo*



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

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

To je izvirna različica zaključnega dela.

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

Besednjak, D. 2012. Uporaba programa SAP2000 za projektiranje armirano-betonskih okvirov po standardu Evrokod 8. Diplomski naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Dolšek, M.): 85 str.

University  
of Ljubljana

Faculty of  
*Civil and Geodetic  
Engineering*



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

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

This is original version of final thesis.

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

Besednjak, D. 2012. Uporaba programa SAP2000 za projektiranje armirano-betonskih okvirov po standardu Evrokod 8. B.Sc. Thesis. Ljubljana, University of Ljubljana, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Dolšek, M.): 85 pp.

Univerza  
v Ljubljani

Fakulteta za  
*gradbeništvo in  
geodezijo*



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

UNIVERZITETNI ŠTUDIJ  
GRADBENIŠTVA  
KONSTRUKCIJSKA SMER

Kandidat:

## **DANI BESEDNJAK**

### **UPORABA PROGRAMA SAP 2000 ZA PROJEKTIRANJE ARMIRANOBETONSKIH OKVIROV PO STANDARDU EVROKOD 8**

Diplomska naloga št.: 3257KS

### **SEISMIC DESIGN OF REINFORCED CONCRETE FRAMES ACCORDING TO THE EUROCODE 8 BY UTILIZING SAP 2000**

Graduation thesis No.: 3257KS

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

**Predsednik komisije:**  
izr. prof. dr. Janko Logar

**Član komisije:**  
izr. prof. dr. Violeta Bokan-Bosiljkov

Ljubljana, 23. 10. 2012

Univerza  
v Ljubljani

Fakulteta za  
*gradbeništvo in  
geodezijo*

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



## **STRAN ZA POPRAVKE, REFRATA**

Stran z napako

Vrstica z napako

Namesto

Naj bo

## **IZJAVE**

Podpisani Dani Besednjak izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom »Uporaba programa SAP2000 za projektiranje armiranobetonskih okvirov po standardu Evrokod 8«.

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

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

Ljubljana, 10.10.2012

---

(podpis)



## **BIBLIOGRAFSKODOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK**

**UDK:** 006:624.012.45(043.2)

**Avtor:** Dani Besednjak

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

**Naslov:** Uporaba programa SAP2000 za projektiranje armiranobetonskih okvirov po standardu Evrokod 8

**Obseg in oprema:** 85 str., 35 pregl., 36 sl., 157 en.

**Ključne besede:** dimenzioniranje, SAP2000, Evrokod 8, armiranobetonske okvirne stavbe, primerjava rezultatov

### **Izvilleček**

V diplomski nalogi je testiran algoritem programa SAP2000 za dimenzioniranje betonskih okvirnih konstrukcij na DCM stopnjo duktilnosti po standardu Evrokod 8. Uporabo programa smo testirali na primerih šest-etažne in enajst-etažne armiranobetonske okvirne stavbe. Podrobno je opisano dimenzioniranje gred in stebrov v okvirnih konstrukcijah po metodi načrtovanja nosilnosti, ki jo uvaja Evrokod 8.

Diplomska naloga je razdeljena na 3 dele. V prvemu so obravnavani vplivi na konstrukcijo ter analiza konstrukcije. Sledi prikaz dimenzioniranja prostorskih okvirov na stopnjo duktilnosti DCM. V zadnjem delu primerjamo rezultate dimenzioniranja s programom SAP2000 s "peš" računom. Ugotovili smo tri pomanjkljivosti algoritma programa SAP 2000 in sicer pri izračunu projektne prečne sile v gredi in stebri po metodi načrtovanja nosilnosti ter pri kontroli upogibne nosilnosti stebrov po metodi načrtovanja nosilnosti (pogoj  $M_c \geq 1,3M_b$ ). Vzroka napake nismo uspeli ugotoviti, ker program ne poda podrobnega postopka izračuna, čeprav je algoritem v priročniku programa SAP2000 v skladu s predpisanim postopkom dimenzioniranja po standardu Evrokod 8. Dimenzioniranje elementov s programom SAP2000 brez upoštevanja standarda Evrokod 8 daje korektne rezultate.





## **BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION**

**UDK:** 006:624.012.45(043.2)

**Avtor:** Dani Besednjak

**Mentor:** Associate Professor Matjaž Dolšek, Ph.D.

**Naslov:** Seismic design of reinforced concrete frames according to the Eurocode 8 by utilizing SAP 2000

**Obseg in oprema:** 85 p., 35 tab., 36 fig., 157 eq.

**Ključne besede:** design, SAP2000, Eurocode 8, reinforced concrete frames, results comparison

### **Abstract**

Assessed is the adequacy of the SAP2000 algorithm for design of reinforced concrete frames for ductility class medium according to Eurocode 8. The use of the program was demonstrated by means of a six-storey and eleven-storey reinforced concrete frame building. Described is design process of beams and columns according to the capacity design rules prescribed by Eurocode 8. The thesis is divided into three parts. The first part deals with the description of the actions on the building and assessment of corresponding internal forces. Next, the structures are designed for ductility class medium. In the third part, results obtained by SAP2000 are compared by those obtained according to hand calculations. Three shortcomings were found in the SAP algorithm. Namely, the design shear force of beams and columns was not assessed entirely according to capacity design approach prescribed by Eurocode 8. Similar observation can be made for the check of columns bending capacity (strong column – weak beam). The source for such inconsistency could not be found since the program does not provide a detailed output. However, SAP2000 gives correct results for the design of beams and columns without consideration of Eurocode 8 principles.



## ZAHVALA

Zahvaljujem se mentorju izr. prof. dr. Matjažu Dolšku, ki mi je ves čas nastajanja diplomske naloge nudil nasvete in strokovno pomoč.

Posebna zahvala gre članom moje družine, ki so me vsa leta študija podpirali in mi stali ob strani.

Za pomoč in nasvete pri izdelavi diplomske naloge se zahvaljujem Tatjani Škof-Rakovec, Ditki Čakš in Robertu Rihtarecu. Prav tako pa se zahvaljujem tudi vsem prijateljem in sošolcem za nepozabna študijska leta.



## KRATICE IN OKRAJŠAVE

$B_{eff}$	Sodelujoča širina
CFD	Dimenzioniranje betonskih okvirov (angl. Concrete Frame Design)
DCM	Srednja stopnja duktilnosti (ang. Ductility class medium)
DCH	Visoka stopnja duktilnosti (ang. Ductility class high)
FIP	Faktor izkoriščenosti prereza
FEM	Metoda končnih elementov (angl. Finite Elemente Method)
MSN	Mejno stanje nosilnosti
MSU	Mejno stanje uporabnosti
SDOF	Ena prostostna stopnja (angl. Single Degree of Freedom)

## KAZALO VSEBINE

<b>1</b>	<b>UVOD .....</b>	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>OPIS KONSTRUKCIJE .....</b>	<b>2</b>
2.1	Splošno o objektu.....	2
2.2	Karakteristike materiala.....	3
2.2.1	Beton .....	3
2.2.2	Jeklo .....	3
<b>3</b>	<b>VPLIVI NA KONSTRUKCIJO .....</b>	<b>4</b>
3.1	Vertikalna obtežba .....	4
3.1.1	Stalna obtežba fasade.....	4
3.1.2	Lastna in stalna obtežba .....	4
3.1.3	Koristna obtežba .....	5
3.1.4	Koristna obtežba predelnih sten .....	6
3.1.5	Vpliv snega .....	6
3.2	Potresni vpliv.....	7
3.2.1	Značilnosti tal .....	7
3.2.2	Potresno območje .....	7
3.2.3	Faktor obnašanja q .....	7
3.2.3.1	Izračun faktorja duktilnosti: .....	8
3.2.4	Prikaz potresnega vpliva .....	9
3.2.4.1	Projektni spekter odzivov .....	10
3.2.5	Kombinacija potresnega vpliva z ostalimi vplivi .....	11
3.2.6	Mase etaž in slučajna ekscentričnost .....	12
<b>4</b>	<b>LINEARNA ELASTIČNA ANALIZA.....</b>	<b>14</b>
4.1	Uvod .....	14
4.2	Izračun sodelujoče širine $b_{eff}$ po EC2 .....	14
4.3	Metoda z vodoravnimi silami .....	16
4.3.1	Nihajni čas .....	16
4.3.2	Potresne prečne sile .....	17
4.4	Modalna analiza s spektri odziva.....	18
4.4.1	Nihajni časi in nihajne oblike .....	18
4.4.2	Etažne prečne sile.....	21
4.5	Kontrole .....	22

4.5.1	Vpliv teorije drugega reda.....	22
4.5.2	Mejno stanje uporabnosti - omejitve poškodb - kontrola pomikov .....	23
4.6	Optimizacija prereza stebrov .....	24
<b>5</b>	<b>DIMENZIONIRANJE OKVIROV PO PRINCIPU NAČRTOVANJA NOSILNOSTI ZA DCM STOPNJO DUKTILNOSTI .....</b>	<b>26</b>
5.1	Obtežne kombinacije.....	26
5.2	Grede.....	26
5.2.1	Zahteve glede materialov .....	27
5.2.2	Geometrijske omejitve.....	27
5.2.3	Upogibna armatura.....	27
5.2.3.1	Zunanja greda G4-23 .....	28
5.2.3.2	Notranja greda G4-22.....	30
5.2.3.3	Izračun vzdolžne armature v gredah za prerez A-A.....	32
5.2.4	Prečna armatura .....	36
5.2.4.1	Izračun projektne prečne sile.....	36
5.2.4.2	Izračun potrebne prečne armature .....	38
5.2.4.3	Konstrukcijska pravila za prečno armaturo .....	39
5.2.4.4	Izračun strižne armature v gredah za prerez A-A .....	39
5.3	Stebri.....	43
5.3.1	Omejitve tlačnih napetosti .....	43
5.3.2	Upogibna armatura.....	43
5.3.2.1	Načrtovanje nosilnosti stebrov $M_{Rc} \geq 1,3M_{Rb}$ .....	45
5.3.3	Prečna armatura .....	49
5.3.3.1	Zagotavljanje objetja betonskega jedra ob vpetju .....	51
5.3.4	Vozlišča gred in stebrov .....	65
<b>6</b>	<b>DIMENZIONIRANJE S PROGRAMOM SAP2000 IN PRIMERJAVA REZULTATOV .....</b>	<b>66</b>
6.1	Nastavitve načrtovanja .....	66
6.2	Armaturo v gredah.....	68
6.2.1	Vzdolžna armatura .....	69
6.2.2	Strižna armatura.....	70
6.3	Armaturo v stebrih.....	71
6.3.1	Kontrola nivoja osne sile .....	71
6.3.2	Kontrola vzdolžne armature v stebrih .....	72
6.3.2.1	Kontrola upogibne nosilnosti stebrov .....	72
6.3.2.2	Načrtovanje upogibne nosilnosti stebrov za zagotovitev globalne duktilnosti.....	74

6.3.3	Strižna armatura v stebrih .....	77
6.4	Prikaz delovanja programa.....	80
<b>7</b>	<b>ZAKLJUČEK .....</b>	<b>83</b>
<b>VIRI.....</b>		<b>85</b>



## KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 3.1: Izračun $m^2$ teže fasade .....	4
Preglednica 3.2: Izračun ekvivalentne tlorisne obtežbe .....	4
Preglednica 3.3: Izračun ekvivalentne ploskovne obtežbe gred in stebrov za lastno in stalno obtežbo po etažah za 11 etažno zgradbo .....	5
Preglednica 3.4 : Izračun ekvivalentne ploskovne obtežbe gred in stebrov za lastno in stalno obtežbo po etažah za 6 etažno zgradbo .....	5
Preglednica 3.5: Kategorija površine in pripadajoča obtežba .....	5
Preglednica 3.6: Izračun teže stene .....	6
Preglednica 3.7: Faktor $q_0$ .....	9
Preglednica 3.8: Vrednosti določene za tip tal B .....	11
Preglednica 3.9: Faktorji za določitev sodelujoče mase in kombinacijo potresnega vpliva ...	12
Preglednica 3.10: Tabela mas in slučajnih torzijskih momentov za 11 etažno zgradbo .....	13
Preglednica 3.11: Tabela mas in slučajnih torzijskih momentov za 6 etažno zgradbo .....	13
Preglednica 4.1: $B_{eff}$ za 11 etažno zgradbo .....	15
Preglednica 4.2: $B_{eff}$ za 6 etažno zgradbo .....	15
Preglednica 4.3: Izračun horizontalnih sil za 11 etažno zgradbo .....	16
Preglednica 4.4: Izračun horizontalnih sil za 6 etažno zgradbo .....	17
Preglednica 4.5: Projektna časa in projektna pospeška za.....	17
Preglednica 4.6: Nihajni časi in efektivne mase za 11 etažno zgradbo.....	19
Preglednica 4.7: Nihajni časi in efektivne mase za 6 etažno zgradbo.....	19
Preglednica 4.8: Etažne prečne sile za 11 etažno zgradbo .....	21
Preglednica 4.9: Etažne prečne sile za 6 etažno zgradbo .....	21
Preglednica 4.10: Koeficient občutljivosti za etažne premike (11 etaž).....	23
Preglednica 4.11: Koeficient občutljivosti za etažne premike (6 etaž).....	23
Preglednica 4.12: Izračun MSU za 11 etažno zgradbo.....	24
Preglednica 4.13: Izračun MSU za 6 etažno zgradbo.....	24
Preglednica 5.1: Izračun vzdolžne armature v gredah za prerez A-A .....	32
Preglednica 5.2: Izračun prečne sile v gredi G4-23 .....	37
Preglednica 5.3: Izračun prečne sile v gredi G4-22 .....	37
Preglednica 5.4: Izračun strižne armature v gredah za prerez A-A.....	39
Preglednica 5.5: Načrtovanje nosilnosti "Capacity design" za prerez A-A .....	47
Preglednica 5.6: Izračun strižne sile v stebri 4019 .....	50
Preglednica 5.7 Izračun strižne sile v stebri 4013 .....	50
Preglednica 5.8: Izračun strižne armature v stebrih.....	52
Preglednica 6.1: Primerjava kontrol načrtovanja nosilnosti za vozlišče 99.....	76
Preglednica 6.2: Primerjava izračunane prečne sile s pomočjo odpornosti stebrov in gred poračunanih v DIAS-u in SAP-u .....	79
Preglednica 6.3: Kontrole predvidene za betonske okvirne konstrukcije stopnje DCM .....	80

## KAZALO SLIK

Slika 2.1: Prerez tipične in zgornje etaže .....	2
Slika 2.2: Prerez 4-4 .....	2
Slika 3.1: Plošča ravne strehe.....	4
Slika 3.2: Medetažna plošča .....	5
Slika 3.3: Ponazoritev principa redukcije potresnih sil.....	8
Slika 3.4: Elastični in projektni spekter .....	11
Slika 4.1: Prerez A-A ter Prerez 4-4 .....	14
Slika 4.2: Pozicije gred.....	15
Slika 4.3: 1. Nihajna oblika (T=1,76 s).....	20
Slika 4.4: 2. Nihajna oblika (T=1,71 s).....	20
Slika 4.5: 3. Nihajna oblika (T=1,51 s).....	20
Slika 4.6: 1. Nihajna oblika (T=1,09 s).....	20
Slika 4.7: 2. Nihajna oblika (T=1,07 s).....	20
Slika 4.8: 3. Nihajna oblika (T=0,92 s).....	20
Slika 5.1: Ovojnica momentov v gredah G4-21 do G4-23 .....	27
Slika 5.2: Prerez grede G4-23 s prikazano sodelujočo širino .....	28
Slika 5.3: Interakcijski diagram za gredo G4-23 .....	28
Slika 5.4: Prerez grede G4-22 s prikazano sodelujočo širino .....	30
Slika 5.5: Ovojnica prečnih sil za grede G4-23 do G4-21 .....	36
Slika 5.6: Kombinacija 1.0G+0.3Q .....	36
Slika 5.7: Tipični stebri 11 etažne konstrukcije .....	44
Slika 5.8: Tipični stebri 6 etažne konstrukcije .....	44
Slika 5.9: Ilustracija načrtovanja upogibne nosilnosti stebra.....	45
Slika 6.1: Prvi nivo nastavitve dimenzioniranja "Design Preferences" .....	66
Slika 6.2: Faktor izkoriščenosti prereza.....	67
Slika 6.3: Drugi nivo nastavitve dimenzioniranja "Design overwrites" .....	68
Slika 6.4: Izpis podatkov o dimenzioniranju za gredo G4-23 (ovojnica) .....	69
Slika 6.5: Izpis podatkov o dimenzioniranju za gredo G4-23 (Kombinacija K4) .....	70
Slika 6.6: Kontrola nivoja osne sile.....	72
Slika 6.7: Kontrola nosilnosti za steber 4019 (ovojnica potres).....	73
Slika 6.8: Razmerje nosilnosti "column capacity ratio" .....	73
Slika 6.9: Nosilnost stebra 4019 preverjena s programom DIAS .....	73
Slika 6.10: Kontrola načrtovanja nosilnosti za vozlišče 41 .....	75
Slika 6.11: Kontrola načrtovanja nosilnosti za vozlišče 99.....	76
Slika 6.12: Kontrola strižne nosilnosti za vozlišče 41.....	78
Slika 6.13: Enačba za izračun potresne strižne sile privzeta iz priročnika. ....	79



## 1 UVOD

Slovenija leži na potresno ogroženemu območju, zaradi česar je potrebno upoštevati potresni vpliv na gradbene konstrukcije in opraviti ustrezne potresne analize konstrukcij. SIST EN 1998-1 (v nadaljevanju EC8) obravnava projektiranje potresno odpornih konstrukcij in je tako osnova za dimenzioniranje na potresne vplive.

Analiza potresnega vpliva je dolgotrajen in zapleten proces, zaradi česar so se razvijali računalniški programi, ki omogočajo analizo konstrukcij. Na žalost pa le malo od teh programov omogoča dimenzioniranje konstrukcijskih elementov. Eden izmed takšnih, ki omogoča dimenzioniranje je SAP2000, ki ga razvija podjetje Computers and Structures. Program je namenjen statični analizi konstrukcij po metodi končnih elementov. Omogoča izvajanje obsežnega spektra analiz, od preprostih linearno elastičnih analiz na linijskem elementu, pa vse do materialno nelinearnih analiz. Zadnja verzija SAP2000.v15 nam poleg analize konstrukcije ponuja možnost avtomatičnega dimenzioniranja stebrov in nosilcev po metodi načrtovanja nosilnosti, ki jo predpisuje Evrokod 8 (EC8).

Metoda načrtovanja nosilnosti je metoda projektiranja, pri kateri izbrane elemente konstrukcijskega sistema projektiramo in konstruiramo tako, da lahko sipajo energijo med velikimi deformacijami, vsem ostalim elementom pa zagotovimo tako veliko nosilnost, da je izbran način sipanja energije mogoč. Metoda je bila razvita z namenom zagotavljanja ugodnega mehanizma porušitve, pri čemer za osnovo služijo obremenitve iz linearne analize konstrukcije (Lazar, 2011).

V okviru diplomske naloge smo preverili delovanje programa za dimenzioniranje po EC8, saj je detajlna implementacija EC8 v program za dimenzioniranje konstrukcij težavna. Omejili smo se na vrednotenje primernosti postopka dimenzioniranja za okvirne betonske konstrukcije ter stopnje duktilnosti DCM, saj bi bilo obravnavanje celotnega EC8 preobsežno za namene te diplomske naloge. Za referenčne rezultate smo uporabili rezultate "peš" računa.

Cilji diplomske naloge so bili naslednji:

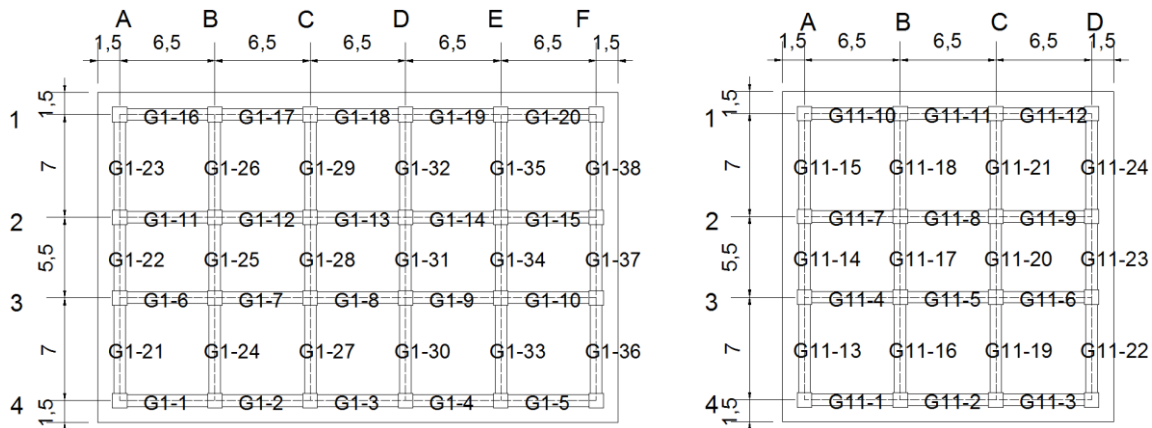
- preučitev trenutno veljavnih standardov za projektiranje okvirnih armiranobetonskih konstrukcij na potresno obtežbo,
- spoznavanje z dimenzioniranjem po standardu EC8
- spoznavanje in razumevanje delovanja programa SAP 2000,
- primerjava rezultatov med "peš" dimenzioniranjem in dimenzioniranjem, ki ga opravi program.

Diplomska naloga je sestavljena iz sedmih poglavij. V diplomski nalogi so predstavljeni problem ter cilji diplomske naloge. Opisani sta obravnavani konstrukciji ter lastnosti materialov in predstavljeni so vplivi na konstrukcijo, le ti pa zajemajo stalno in koristno obtežbo, kot tudi obtežbo zaradi potresa. Opisana je linearna elastična analiza, ki jo je potrebno opraviti za izračun notranjih statičnih količin zaradi zunanjih vplivov, ki delujejo na konstrukcijo in prikazano je dimenzioniranje okvirov po principu načrtovanja nosilnosti za DCM stopnjo duktilnosti. Opisano je tudi dimenzioniranje z uporabo programa SAP2000 ter primerjavo dobljenih rezultatov. V zaključku so podani sklepi in ugotovitve.

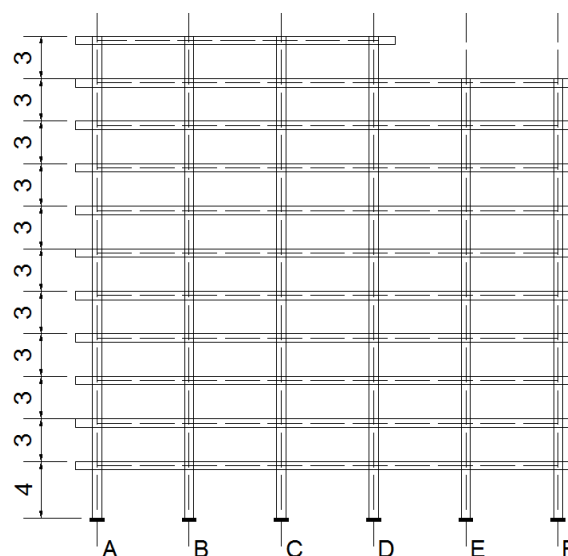
## 2 OPIS KONSTRUKCIJE

### 2.1 Splošno o objektu

V diplomski nalogi smo obravnavali dva stanovanjska objekta, sestavljena iz čiste okvirne konstrukcije, pri čemer ima en 11 etaž drugi pa 6 etaž. Višina pritlične etaže za oba objekta znaša 4 m, vse ostale imajo višino 3 m. V zadnji etaži je terasa široka 19,5 m in dolga 13 m. Grede so v vseh etažah dimenzij 55/60 cm, stebri pa se med konstrukcijama razlikujejo. V višji zgradbi so 65/70 cm, v nižji pa 55/60 cm. Plošča je debeline 22 cm in je naknadno prednapeta. Plošča v diplomski nalogi ni bila modelirana, namesto tega je bil njen vpliv na togost konstrukcije nadomeščen z togo diafragmo, ki bo zmanjšala število prostostnih stopenj in poenostavila račun.



Slika 2.1: Prerez tipične in zgornje etaže



Slika 2.2: Prerez 4-4

## 2.2 Karakteristike materiala

Za primarne nosilne elemente EC8 predpisuje uporabo jekla iz razredov B ali C po določilih EN 1992-1-1:2005 (v nadaljevanju EC2), preglednica C.1. Upoštevali smo delna materialna faktorja  $\gamma_c = 1,5$  za beton in  $\gamma_j = 1,15$  za armaturo.

### 2.2.1 Beton

Za obe konstrukciji smo izbrali beton trdnostnega razreda C35/45:

- karakteristična tlačna trdnost:  $f_{ck} = 3,5 \text{ kN/cm}^2$
- elastični modul:  $E_{cm} = 3400 \text{ kN/cm}^2$
- specifična teža:  $\gamma_B = 25 \text{ kN/m}^3$

### 2.2.2 Jeklo

Izbrali smo kvaliteto S500 za rebrasto armaturo in S500/600 za mrežno armaturo:

- karakteristična meja plastičnosti (S500):  $f_{yk} = 50 \text{ kN/cm}^2$
- karakteristična natezna trdnost (S500):  $f_{tk} = 65 \text{ kN/cm}^2$
- karakteristična meja plastičnosti (S500/600):  $f_{yk} = 50 \text{ kN/cm}^2$
- karakteristična natezna trdnost (S500/600):  $f_{tk} = 60 \text{ kN/cm}^2$

### 3 VPLIVI NA KONSTRUKCIJO

#### 3.1 Vertikalna obtežba

##### 3.1.1 Stalna obtežba fasade

Obtežbo fasade se upošteva kot linijsko obtežbo na rob konstrukcije. Za namen te diplomske naloge smo upoštevali poenostavitev in tako je obtežba fasade porazdeljena po celotnem tlorisu etaže.

Preglednica 3.1: Izračun  $m^2$  teže fasade

Element	$d \cdot \gamma$	$g_f$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Max plošče 12mm		0,20
Podkonstrukcija		0,20
PE folija		0,06
Termo izolacija	0,20*1,0	0,20
Podkonstrukcija		0,20
Mavčno-kartonaste plošče	2*0,0125*12	0,30
$\sum g_{FASADA} =$		<b>1,16</b>

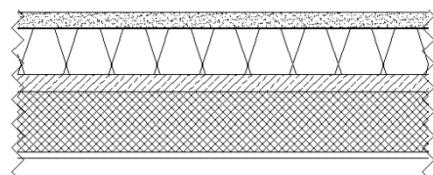
Preglednica 3.2: Izračun ekvivalentne tlorisne obtežbe

Etaža	Bruto površina etaže [m <sup>2</sup> ]	Teža fasade [kN]	$g_3$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Pritličje	799	2,5*116*1,16=336,4	0,42
Nadstropja	799	3*116*1,16=403,7	0,51
Streha	506	1,5*90*1,16=156,6	0,31

##### 3.1.2 Lastna in stalna obtežba

Lastna teža je stalen in nepomičen vpliv. Kot lastna teža ( $g_1$ ) so bili upoštevani konstrukcijski elementi (nosilci, stebri, plošče). Stalno obtežbo ( $g_2$ ) predstavljajo vsi nekonstrukcijski elementi ter na nosilno konstrukcijo pritrjene naprave. Izračun ekvivalentne ploskovne obtežbe gred in stebrov za lastno in stalno obtežbo po etažah je prikazan v preglednicah 3.1 ter 3.2.

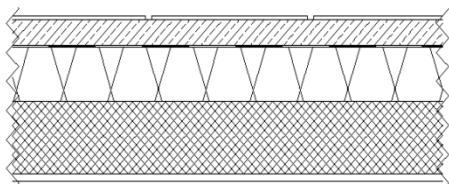
Plošča ravne strehe:



Slika 3.1: Plošča ravne strehe

nasutje	$0,08 \cdot 20 =$	1,60 kN/m <sup>2</sup>
hidroizolacija	$0,01 \cdot 19 =$	0,19 kN/m <sup>2</sup>
toplotna izolacija	$0,15 \cdot 1 =$	0,15 kN/m <sup>2</sup>
parna zapora	$0,005 \cdot 12 =$	0,06 kN/m <sup>2</sup>
naklonski beton	$0,06 \cdot 23 =$	1,38 kN/m <sup>2</sup>
AB plošča	$0,22 \cdot 25 =$	5,50 kN/m <sup>2</sup>
omet	$0,01 \cdot 18 =$	0,18 kN/m <sup>2</sup>
$g_1 =$		<b>5,50 kN/m<sup>2</sup></b>
$g_2 =$		<b>3,56 kN/m<sup>2</sup></b>

### Medetažna plošča:



Slika 3.2: Medetažna plošča

keramika	$0,01 \cdot 20 =$	$0,20 \text{ kN/m}^2$
mikroarmirni estrih	$0,05 \cdot 24 =$	$1,20 \text{ kN/m}^2$
hidroizolacija	$0,005 \cdot 19 =$	$0,10 \text{ kN/m}^2$
toplotna izolacija	$0,04 \cdot 1 =$	$0,04 \text{ kN/m}^2$
parna zapora	$0,01 \cdot 12 =$	$0,12 \text{ kN/m}^2$
AB plošča	$0,22 \cdot 25 =$	$5,50 \text{ kN/m}^2$
omet	$0,01 \cdot 18 =$	$0,18 \text{ kN/m}^2$
<b><math>g_1 =</math></b>		<b><math>5,50 \text{ kN/m}^2</math></b>
<b><math>g_2 =</math></b>		<b><math>1,84 \text{ kN/m}^2</math></b>

Preglednica 3.3: Izračun ekvivalentne ploskovne obtežbe gred in stebrov za lastno in stalno obtežbo po etažah za 11 etažno zgradbo

Etaža	Bruto površina etaže [m <sup>2</sup> ]	Teža gred v etaži [kN]	Teža stebrov v etaži [kN]	$g_1$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Pritličje	799	1291	792	2,61
Etaže	799	1291	655	2,44
Streha	506	815	164	1,93

Preglednica 3.4 : Izračun ekvivalentne ploskovne obtežbe gred in stebrov za lastno in stalno obtežbo po etažah za 6 etažno zgradbo

Etaža	Bruto površina etaže [m <sup>2</sup> ]	Teža gred v etaži [kN]	Teža stebrov v etaži [kN]	$g_1$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Pritličje	799	1291	574	2,61
Etaže	799	1291	475	2,44
Streha	506	815	119	1,85

### 3.1.3 Koristna obtežba

Koristne obtežbe izvirajo iz namena uporabe. Modeliramo jih lahko kot enakomerno porazdeljene ploskovne, linijske, koncentrirane obtežbe ali kot kombinacijo naštetih. SIST EN 1992-1-1:2004 (v nadaljevanju EC1), poglavje 6, jih razdeli v več kategorij odvisno od namena uporabe površine. V našem primeru pridejo v poštev le tiste navedene v preglednici 3.5. V preglednici so poleg karakterističnih obtežb navedeni tudi kombinacijski faktorji  $\Psi_0$ , ki se uporabljajo za kombinacijo obtežb, ker je majhna verjetnost, da bodo vse koristne obtežbe nastopile z maksimumom istočasno.

Preglednica 3.5: Kategorija površine in pripadajoča obtežba

Namembnost	Kategorija	$\Psi_0$	Obtežba [kN/m <sup>2</sup> ]
Stanovanja	A	0,7	2,00
Terasa	I(A)	0,7	2,00
Streha	H	0	0,4



### 3.1.4 Koristna obtežba predelnih sten

V konstrukciji imamo samo lahke predelne stene, katerih lastna teža ne presega 3,0 kN/m. EC1 (poglavje 6.3.1.2(8)) nam v takih primerih dopušča, da jih modeliramo kot enakomerno nadomestno ploskovno obtežbo po celotnem tlorisu, vendar le v primeru, da tla zagotavljajo prečni raznos obtežbe. To obtežbo nato prištejemo h koristni obtežbi tal. Velikost nadomestne obtežbe je odvisna od lastne teže predelnih sten.

Preglednica 3.6: Izračun teže stene

Element	d*γ	g <sub>st</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]
Mavčno kartonasta plošča -dvostransko	2*0,0125*12	0,30
Alu podkonstrukcija		0,15
Spojini elementi		0,05
Inštalacije		0,15
<b>Σg<sub>2</sub>=</b>		<b>0,65</b>

Linijska obtežba lahkega predelnega elementa znaša 1,82 kN/m, saj je svetla višina le tega 2,8 m. Za premične predelne stene, z lastno težo med 1,0 in 2,0 kN/m, znaša nadomestna obtežba q<sub>k</sub>=0,8 kN/m<sup>2</sup>.

### 3.1.5 Vpliv snega

Vpliv snega smo iz vrednotili v skladu s standardom SIST EN 1991-1-3:2004. Ljubljana se nahaja v coni A2. Karakteristično obtežbo na tleh s<sub>k</sub> smo zato izračunali po enačbi 3.1. Odvisna je od nadmorske višine, ki v Ljubljani znaša 298 m.

- Karakteristična vrednost obtežbe snega:

$$s_k = \left[ 1 + \left( \frac{A}{728} \right)^2 \right] = 1,51 \text{ kN/m}^2 \quad (3.1)$$

$$A = 298 \text{ m}$$

Obtežbo na strehi smo izračunali s pomočjo prej izračunane obtežbe na tleh, oblikovnega koeficienta, ki je odvisen od naklona strehe, koeficienta izpostavljenosti, ki je odvisen od terena v okolici objekta (izpostavljenost vetru) in termičnega koeficienta, ki je odvisen od toplotne prevodnosti strehe.

- Obtežba snega :

$$s = \mu \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,51 = 1,21 \text{ kN/m}^2 \quad (3.2)$$

μ ...oblikovni koeficient (za ravne strehe velja μ= 0,8)

C<sub>e</sub>...koeficient izpostavljenosti (= 1,0)

C<sub>t</sub>...termični koeficient (= 1,0)

## 3.2 Potresni vpliv

### 3.2.1 Značilnosti tal

EC8 deli tla na sedem različnih tipov. Od tega je pet tipov standardnih (A,B,C,D,E), ki se razlikujejo predvsem po togosti, dva pa sta posebna ( $S_1$  in  $S_2$ ). Tip tal  $S_1$  lahko povzroči zelo močne amplifikacije v spektru, medtem ko lahko pri tipu  $S_2$  pride do učinka likvifikcije.

Naša objekta se nahajata v Ljubljani, zato tip tal po EC8, poglavje 3.1.2, razvrstimo v kategorijo B. V to kategorijo uvrščamo zelo gost pesek, prod ali zelo trdo glino, pri čemer je sloj debel vsaj nekaj deset metrov in mehanske značilnosti postopoma naraščajo z globino. Za ta tip tal in kategorijo pomembnosti (II.) nam v skladu z nacionalnim dodatkom ni potrebno izvajati posebnih raziskav vpliva tal (dodatno k tistim, ki so potrebne za projektiranje na nepotresne vplive). Uporablja se lahko spekter, ki ustreza našemu tipu tal.

### 3.2.2 Potresno območje

Projektni pospešek  $a_g$  v kombinaciji s predpisanim spektrom odziva za določena tla nam določa velikost potresnega vpliva, ki je definiran z nacionalnim dodatkom. Iz karte potresne nevarnosti Slovenije je razvidno, da za Ljubljano velja maksimalni pospešek tal  $a_{gR} = 0,25g$ . Ta vrednost ustreza referenčni povratni dobi  $T_{NCR}$  potresnega vpliva za zahtevo po neporušitvi (ali enakovredno referenčni verjetnosti prekoračitve v 50 letih,  $P_{NCR}$ ) izbrani v državi (EC8, poglavje 2.1(1)P). Tej referenčni povratni dobi ustreza faktor pomembnosti  $\gamma_I = 1$ .

$$a_g = \gamma_I \cdot a_{gR} \quad (3.3)$$

Sledi, da:

$$a_g = 1 \cdot 0,25g \quad (3.4)$$

Vrednost vertikalnega pospeška izračunamo kot:

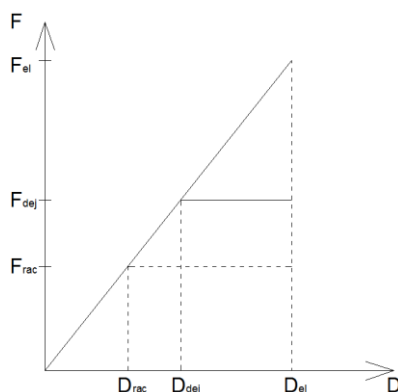
$$\frac{a_{vg}}{a_g} = 0,9 \rightarrow a_{vg} = 0,225g \quad (3.5)$$

Ker je  $a_{vg} < a_g$ , nam glede na EC8 poglavje 4.3.3.5.2(1) vertikalnega pospeška ni treba upoštevati.

### 3.2.3 Faktor obnašanja q

Faktor obnašanja  $q$  je faktor, s katerim reduciramo potresne sile. Z večanjem faktorja  $q$ , se sile za dimenzioniranje konstrukcije reducirajo. Redukcija potresnih sil implicitno zajema

duktilnost, in s tem poškodbe konstrukcije (sipanje energije pri nelinearnem obnašanju konstrukcije), in je odvisna predvsem od izbire konstrukcijskega sistema in kvalitete izvedbe konstrukcijskih detajlov, ki jo izbere projektant (Fishinger, 2002). Faktor obnašanja  $q$  je deloma določen empirično na osnovi opazovanj iz preteklosti in sicer tako, da s standardnom zagotovimo dovolj majhno potresno tveganje (Žižmond, 2012).



Slika 3.3: Ponazoritev principa redukcije potresnih sil (Fajfar, Fishinger, Beg, 2009)

Lahko si ga predstavljamo kot razmerje med silo, ki bi nastopila v elastični konstrukciji, in silo, ki nastopi v elasto-plastični konstrukciji, če predpostavimo, da sta pomika obeh konstrukcij enaka.

$$F_{rac} = \frac{F_{el}}{q} \quad (3.6)$$

Razlika med  $F_{dej}$  in  $F_{rac}$  nastane zaradi dodatne nosilnosti konstrukcije, ki je posledica uporabe boljšega materiala pri grajenju konstrukcije, kot tistega, ki je bil uporabljen pri načrtovanju ter rezerve nosilnosti v gredah in stebrih.

Sile lahko zmanjšamo za najmanj  $q=1,5$  pri neduktilnih konstrukcijah in največ za 6,75 (betonske) ali 8 (jeklene) duktilne konstrukcije. Z zmanjšanjem potresnih sil znatno zmanjšamo porabo armature v nosilnih elementih, zato pa je potrebno izbrati ustrezen konstrukcijski sistem in upoštevati vrsto konstrukcijskih zahtev, ki zagotavljajo zadostno duktilnost in dodatno nosilnost. Zakomplicira se tudi izvedba detajlov in priključkov. Pri zelo visokih stopnjah duktilnosti je pogosto merodajna kontrola mejnega stanja uporabnosti, kar privede do potrebe po povečanju prerezov (Fajfar, Fishinger, Beg, 2009).

### 3.2.3.1 Izračun faktorja duktilnosti:

Po EC8, poglavje 5.2.2.2(1)P, sledi:

$$q = q_o \cdot k_w \geq 1,5 \quad (3.7)$$

$q_o$ - osnovna vrednost faktorja obnašanja

$k_w$ - faktor, ki upošteva način rušenja pri konstrukcijskih sistemih s stenami (1 za okvirne sisteme)

Preglednica 3.7: Faktor  $q_0$

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

Faktor  $q_0$  odčitamo iz preglednice 3.7. V našem primeru gre za okvirni sistem tipa DCM, ki je po tlorisu pravilen. Za take sisteme nam faktorja  $\alpha_u / \alpha_1$  ni potrebno izračunati, saj EC8 že podaja okvirne vrednosti. Vrednost za več etažne okvirje z več polji znaša 1,3. Prav tako vrednosti  $q_0$  ni potrebno reducirati za 20%, ker je sistem pravilen tudi po višini. Kot je razvidno iz enačbe 3.8 faktor  $q$  tako znaša 3,9.

$$q = 3 \cdot 1,3 = 3,9 \geq 1,5 \quad (3.8)$$

### 3.2.4 Prikaz potresnega vpliva

V okviru EC8 je potresno gibanje na določenem mestu na površini predstavljeno v obliki elastičnega spektra pospeškov, ki ga poimenujmo tudi »elastični spekter odziva«. Elastični spekter odziva nam poda pospeške sistema z eno prostostno stopnjo (SDOF model) v odvisnosti od nihajnega časa konstrukcije.

Vrednost  $S_A$  pri  $T=0$  lahko določimo iz fizikalnih pogojev.  $T=0$  pomeni, da je togost neskončna. Taka konstrukcija neposredno sledi pomiku tal (togo telo) in se ne deformira. Iz tega lahko sklepamo, da je pospešek na konstrukciji enak tistemu na terenu, relativna hitrost in relativni pomik pa sta enaka nič, saj se sistem ne deformira.

Za  $T = \infty$  predpostavimo, da se podlaga premika, masa pa miruje. Absolutni pomik mase je torej enak nič, relativni pomik pa je enak pomiku tal.

Spekter lahko na grobo razdelimo na 3 dele (Fajfar, Fischinger, Beg, 2009):

- Območje kratkih nihajnih časov  
V tem območju imajo najpomembnejšo vlogo absolutni pospeški. Vrednosti pospeškov so tukaj največje. Spekter pospeškov je v tem območju približno konstanten.
- Območje srednjih nihajnih časov  
V tem območju imajo najpomembnejšo vlogo relativne hitrosti. Spekter hitrosti je tukaj približno konstanten, vrednosti hitrosti in s tem tudi energije pa so največje.
- Območje dolgih nihajnih časov  
V tem območju imajo najpomembnejšo vlogo relativni pomiki. Vrednosti pomikov so v tem območju največje. Spekter pomikov je v tem območju konstanten.

Če imamo podan spekter pospeškov, lahko spektra hitrosti in pomikov izračunamo iz formul:

$$S_A \cong \omega S_V \cong \omega^2 S_D \quad (3.9)$$

$S_A$ - spekter pospeškov

$S_V$ - spekter hitrosti

$S_D$ - spekter pomikov

V Sloveniji se uporablja elastični spekter tipa 1, saj so pričakovani potresi z magnitudami 5.5 ali več. Tip 2 bi prišel v poštev pri potresih z manjšo magnitudo.

Vodoravni elastični spekter odzivov je podan z enačbami (upošteva se kritično viskozno dušenje 5%):

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g S \left[ 1 + \frac{T}{T_B} (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (3.10)$$

$$T_B \leq T \leq T_c : S_e(T) = a_g S \eta 2,5 \quad (3.11)$$

$$T_c \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g S \eta 2,5 \left[ \frac{T_c}{T} \right] \quad (3.12)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_g S \eta 2,5 \left[ \frac{T_c T_D}{T^2} \right] \quad (3.13)$$

Potres je v splošnem sestavljen iz gibanja tal v 2. horizontalnih in eni vertikalni smeri. Kot smo prej ugotovili, nam vertikalne smeri ni potrebno analizirati. Ostali dve smeri pa bomo analizirali, kot da sta neodvisni in predstavljeni z istim spektrom.

### 3.2.4.1 Projektni spekter odzivov

Projektiranje na elastičen spekter se izkaže za neekonomičnega, saj bi pri tem zanemarili sposobnost konstrukcije za sipanje energije in njeno dodatno nosilnost. Projektne sile so zato zmanjšane s faktorjem  $q$ , ki je odvisen od duktilnosti, ki jo ima konstrukcija. Ta poenostavljen postopek je nastal na podlagi dolgoletnega opazovanja obnašanja konstrukcij med močnimi potresi. Potrebno je poudariti, da je izbira  $q$  faktorja kritična za pravilno določitev projektnih potresnih sil in s tem celotnega računa dokazovanja varnosti. (Fajfar, Fischinger, Beg, 2009)

Enačbe, ki definirajo projektni spekter:

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g S \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left( \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (3.14)$$

$$T_B \leq T \leq T_c : S_e(T) = a_g S \frac{2,5}{q} \quad (3.15)$$

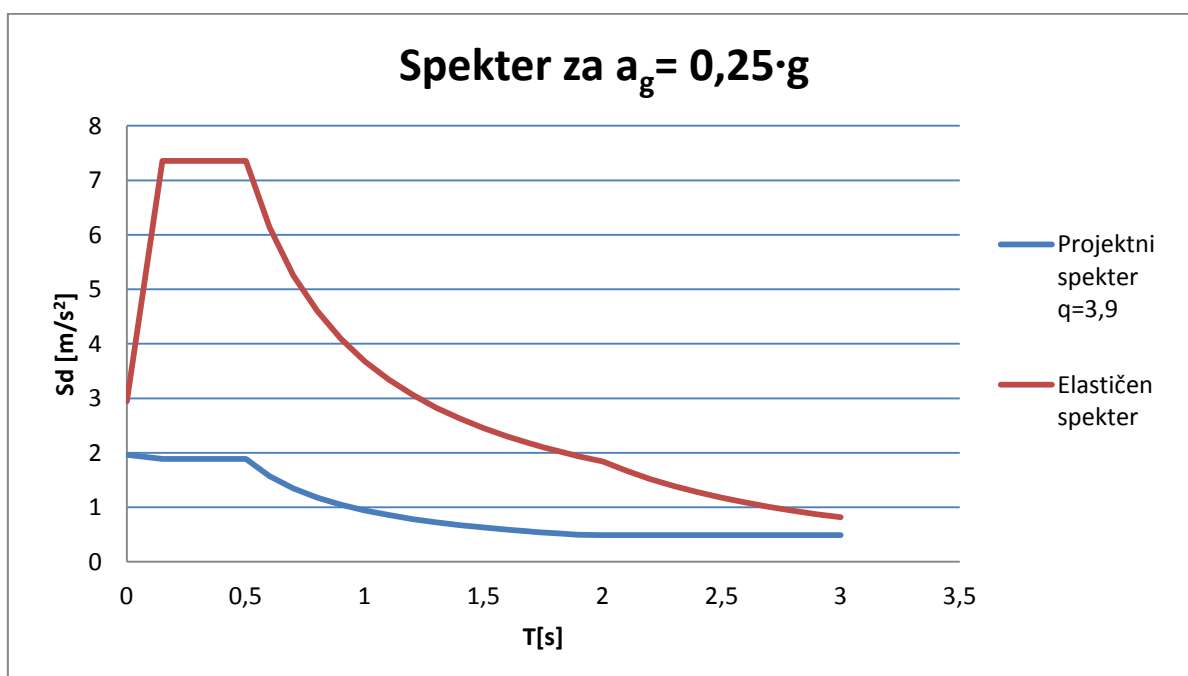
$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = \begin{cases} a_g S \frac{2,5}{q} \left[ \frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta a_g \end{cases} \quad (3.16)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = \begin{cases} a_g S \frac{2,5}{q} \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta a_g \end{cases} \quad (3.17)$$

Preglednica 3.8: Vrednosti določene za tip tal B

S	T <sub>B</sub> (s)	T <sub>C</sub> (s)	T <sub>D</sub> (s)
1,2	0,15	0,5	2

Na sliki 3.4 sta prikazana elastični in projektni spekter, ki sta bila uporabljena za analizo konstrukcij. Za izračun so bile uporabljene vrednosti iz preglednice 3.8 ter enačbe od 3.14 do 3.17.



Slika 3.4: Elastični in projektni spekter

### 3.2.5 Kombinacija potresnega vpliva z ostalimi vplivi

Splošna oblika kombinacije učinkov vplivov (SIST EN 1990, poglavje 6.4.3.4):

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{j \geq 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.18)$$

$G_{k,j}$  - karakteristična vrednost stalne obtežbe

$P$  - reprezentativna vrednost vpliva prednapetja

$A_{Ed}$  - projektna potresna obtežba

$Q_{k,i}$  - karakteristična vrednost spremenljive obtežbe

Projektno potresno obtežbo smo izračunali za vsako smer posebej in je kombinirana po pravilu 100% iz ene smeri in 30% iz druge smeri ter obratno.

Na potresno obtežbo vplivajo mase, ki se jih določi po sledeči kombinaciji (EC8, enačba 3.17):

$$\sum G_{k,j} + \sum \Psi_{E,i} Q_{k,i} \quad (3.19)$$

$$\Psi_{E,i} = \phi \cdot \Psi_{2,i} \quad (3.20)$$

S koeficientom  $\Psi_{E,i}$  upoštevamo verjetnost, da obtežba  $Q_{k,i}$  ni prisotna po celotni konstrukciji v celotnem času. Z njim lahko upoštevamo tudi zmanjšano sodelovanje mas pri nihanju konstrukcije zaradi podajne povezave med njimi.

Preglednica 3.9: Faktorji za določitev sodelujoče mase in kombinacijo potresnega vpliva

Namembnost	Kategorija površine	$\Psi_2$	$\phi$	$\Psi_E$
Koristna obtežba v nadstropjih	A	0,3	0,5	0,15
Koristna obtežba v nadstropjih	I(A)	0,3	0,5	0,15
Koristna obtežba na strehi	H	0,0	1,0	0,0

### 3.2.6 Mase etaž in slučajna ekscentričnost

Z uporabo enačbe 3.19 smo določili enakomerno zvezno obtežbo, ki sodeluje pri nihanju konstrukcije med potresom. To obtežbo smo pomnožili s površino tlorisa posamezne etaže. Na ta način smo dobili maso etaže, ki jo upoštevamo pri določevanju učinkov projektnega potresa.

Masa je določena le približno. Standard zato predvideva, da je potrebno upoštevati slučajno ekscentričnost mase, saj lahko ekscentričnost mase povzroči neugodne torzijske vplive. Predpisana slučajna ekscentričnost znaša 5% tlorisne dimenzije objekta v vsaki od vodoravnih smeri (EC8, poglavje 4.3.2). S tem zajame morebitna odstopanja od projektne razporeditve mas in togosti, pa tudi morebitno prostorsko spreminjanje potresnega gibanja. Ker uporabljen računalniški program, kot večina ostalih, nima možnosti upoštevanja različne razporeditve mase pri različnih obtežnih primerih, se ta pristop izkaže za nepraktičnega. Na srečo nam standard dovoljuje poenostavljen pristop (EC8, poglavje 4.3.3.3.3), po katerem se vpliv slučajne torzije lahko določi s statično analizo (dodaten torzijski moment). Celoten vpliv zaradi statične obtežbe s torzijskim momentom se določi kot ovojnica statičnih obtežnih primerov s torzijskim momentom v vsaki etaži. En obtežni primer je sestavljen iz dodatnih torzijskih momentov  $M_{ai}$  po etažah, pri čemer imajo vsi isti predznak ter izhajajo iz istega vpliva (sile v X ali Y smeri). Določi se ga kot produkt ekscentričnosti  $e_{ai}$  in horizontalne sile  $F_i$ . Ekscentričnost  $e_{ai}$  je enaka  $0,05L_i$ , kjer je  $L_i$  največja tlorisna dimenzija pravokotno na smer obtežbe. Horizontalne sile  $F_i$  so določene z metodo z vodoravnimi silami, ki je prikazana v preglednicah 4.3 ter 4.4 (Fajfar, Fischinger, Beg, 2009).

$$M_{xi} = e_{xi} \cdot F_{xi} = 0,05L_{xi} \cdot F_{xi} \quad (3.21)$$

$$M_{yi} = e_{yi} \cdot F_{yi} = 0,05L_{yi} \cdot F_{yi} \quad (3.22)$$

Preglednica 3.10: Tabela mas in slučajnih torzijskih momentov za 11 etažno zgradbo

Etaža	$m_i$ [t]	$L_{xi}$ [m]	$L_{yi}$ [m]	$e_{ra,x,l}$ [m]	$e_{ra,y,l}$ [m]	$F_{xi}=F_{yi}$ [kN]	$M_{EX,i}$ [kNm]	$M_{EY,i}$ [kNm]
1	892	35,5	22,5	1,78	1,13	90	160	102
2	871	35,5	22,5	1,78	1,13	155	274	174
3	871	35,5	22,5	1,78	1,13	221	392	248
4	871	35,5	22,5	1,78	1,13	287	509	323
5	871	35,5	22,5	1,78	1,13	353	627	397
6	871	35,5	22,5	1,78	1,13	419	744	472
7	871	35,5	22,5	1,78	1,13	486	862	546
8	871	35,5	22,5	1,78	1,13	552	979	621
9	871	35,5	22,5	1,78	1,13	618	1097	695
10	871	35,5	22,5	1,78	1,13	684	1214	770
Streha	580	22,5	22,5	1,13	1,13	499	562	562

Preglednica 3.11: Tabela mas in slučajnih torzijskih momentov za 6 etažno zgradbo

Etaža	$m_i$ [t]	$L_{xi}$ [m]	$L_{yi}$ [m]	$e_{ra,x,l}$ [m]	$e_{ra,y,l}$ [m]	$F_{xi}=F_{yi}$ [kN]	$M_{EX,i}$ [kNm]	$M_{EY,i}$ [kNm]
1	870	35,5	22,5	1,78	1,13	236	419	266
2	853	35,5	22,5	1,78	1,13	405	719	456
3	853	35,5	22,5	1,78	1,13	579	1027	651
4	853	35,5	22,5	1,78	1,13	752	1335	846
5	853	35,5	22,5	1,78	1,13	926	1643	1041
Streha	576	22,5	22,5	1,13	1,13	742	834	834



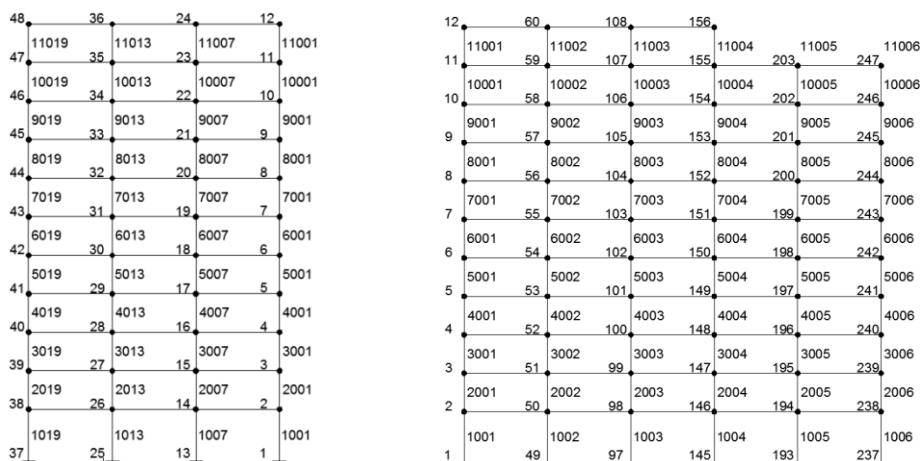
## 4 LINEARNA ELASTIČNA ANALIZA

### 4.1 Uvod

Za pravilne konstrukcije nam standard dopušča, da si izberemo vrsto potresne analize. Konstrukcijo bi lahko analiziral kot psevdotridimenzionalni model, pravi 3D model ali pa bi uporabil dva ravninska modela. Za današnje čase je najbolj smiselna uporaba pravega 3D modela, saj je na voljo dosti programov, ki omogočajo prostorsko analizo. Kljub temu je smiselno uporabiti čim bolj poenostavljen 3D model, ki na enostaven način upošteva učinek razpokanosti prereзов, kot detajlen 3D model, kjer je učinek razpokanosti težko modelirati. Hkrati pa bo enostaven model dal primerljivo dobre rezultate. Poleg tega se z uporabo poenostavljenega 3D modela skrajša računski čas ter omogoča lažje odkrivanje morebitnih napak, ki so nastale med modeliranjem in pripravo podatkov. Neodvisno od vrste modela, ki si ga izberemo, pa moramo vedno zagotoviti, da v model pravilno vključimo togost in mase, v primeru nelinearne analize pa tudi nosilnost (Fajfar, Fischinger, Beg, 2009).

Naš model je zato sestavljen iz linijskih elementov, ki predstavljajo grede in stebre v konstrukciji. Ker je potrebno upoštevati vpliv razpokanosti prereзов, nam standard dopušča, da to storimo na poenostavljen način in sicer tako, da vzamemo polovične vrednosti ustrezne togosti nerazpokanih elementov (zaradi tega se vse deformacije podvojijo, nihajni čas pa se poveča za faktor  $\sqrt{2}$ ). Predpostavljeno je bilo tudi, da so vodoravne diafragme v svoji ravnini neskončno toge in je vsa masa skoncentrirana na nivoju plošče.

Slika pozicije elementov, ki so neposredno opisane v diplomski nalogi:



Slika 4.1: Prez A-A ter Prez 4-4

### 4.2 Izračun sodelujoče širine $b_{eff}$ po EC2

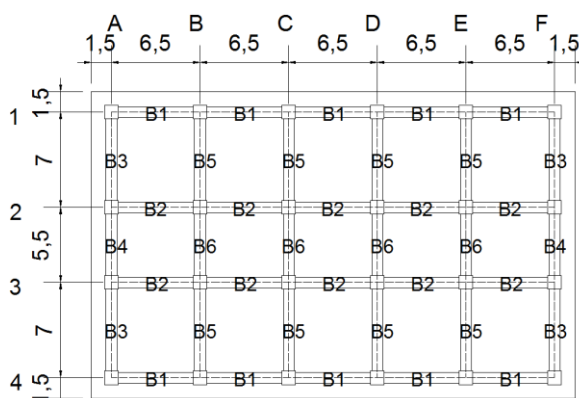
Prispevek plošče k togosti gred je modeliran s pomočjo sodelujoče širine, ki smo jo izračunali s pomočjo formul iz EC2, poglavje 5.3.2.1:

$$b_{eff} = \Sigma b_{eff,i} + b_w < b \quad (4.1)$$

$$b_{eff,i} = 0,2 b_i + 0,1 l_0 \leq 0,2l_0 \quad (4.2)$$

$$b_{eff,i} \leq b_i \quad (4.3)$$

Pri čemer je  $b_w$  širina grede,  $b_i$  polovica svetlega razpona plošče levo in desno od obravnavane grede,  $l_0$  razdalja med točkami ničelnih momentov v gredi in  $b_{eff}$  sodelujoča širina plošče. Ker so za potres značilni žagasti momenti, smo razdaljo  $l_0$  definirali kot polovico svetle dolžine grede.



Slika 4.2: Pozicije gred

V preglednicah 4.1 ter 4.2 je prikazan izračun sodelujočih širin za 11 in 6 etažno zgradbo, pri čemer so pozicije gred prikazane na sliki 4.2. Sodelujoče širine se po etažah ne spreminjajo.

Preglednica 4.1:  $B_{eff}$  za 11 etažno zgradbo

Gred a	l [cm]	$b_w$ [cm]	$h_w$ [cm]	$l_0=l/2$ [cm]	$b_1$ [cm]	$b_2$ [cm]	$b_{eff1}$ [cm]	$b_{eff2}$ [cm]	$b_{eff}$ [cm]	b [cm]
B1	585	55	60	292,5	122,5	322,5	53,8	58,5	167	500
B2	585	55	60	292,5	247,5	322,5	58,5	58,5	172	625
B3	630	55	60	315	122,5	297,5	56	63	174	425
B4	480	55	60	240	122,5	297,5	48	48	151	425
B5	630	55	60	315	297,5	297,5	63	63	181	650
B6	480	55	60	240	297,5	297,5	48	48	151	650

Preglednica 4.2:  $B_{eff}$  za 6 etažno zgradbo

Gred a	l [cm]	$b_w$ [cm]	$h_w$ [cm]	$l_0=l/2$ [cm]	$b_1$ [cm]	$b_2$ [cm]	$b_{eff1}$ [cm]	$b_{eff2}$ [cm]	$b_{eff}$ [cm]	b [cm]
B1	595	55	60	297,5	122,5	322,5	54,3	59,5	169	500
B2	595	55	60	297,5	247,5	322,5	59,5	59,5	174	625
B3	640	55	60	320	122,5	297,5	56,5	64	176	425
B4	490	55	60	245	122,5	297,5	49	49	153	425
B5	640	55	60	320	297,5	297,5	64	64	183	650
B6	490	55	60	245	297,5	297,5	49	49	153	650

### 4.3 Metoda z vodoravnimi silami

Analiza (EC8, poglavje 4.3.3.2) se uporablja za stavbe pravilne po tlorisu in višini, ki imajo osnovni nihajni čas manjši od  $4T_c$ , kar v našem primeru znaša 2 s. Pri takih stavbah višje nihajne oblike v nobeni od smeri ne vplivajo na odziv.

#### 4.3.1 Nihajni čas

Z Rayleighevo metodo (Fajfar, 1984; enačba 11.14) lahko približno izračunamo nihajni čas. Ta metoda nam predpisuje, da naš model obtežimo s horizontalnimi silami, enkrat v X in enkrat v Y smeri. Horizontalne sile so določene po enačbi

$$P = M \cdot \Phi \quad (4.4)$$

Kjer je M enak diagonalni masni matriki,  $\Phi$  pa nihajna oblika po obrnjenem trikotniku. Sile delujejo v masnem središču CM. Iz teh dveh obtežnih primerov dobimo pomike masnega središča, ki so prikazani v preglednicah 4.3 ter 4.4, enkrat v X drugič pa Y smer.

Preglednica 4.3: Izračun horizontalnih sil za 11 etažno zgradbo

Etaža	$h_i$	$z_i$	$m_i$ [t]	$\Phi_i$	$p_i = m_i \cdot \Phi_i$	$u_{x,i}$ Sap[m]	$m_i \cdot u_{x,i}^2$	$u_{x,i} \cdot p_i$	$u_{y,i}$ Sap[m]	$m_i \cdot u_{y,i}^2$	$u_{y,i} \cdot p_i$	$F_i$ [kN]
1	4	4	892	0,12	105,0	0,01	0,07	0,9	0,01	0,06	0,9	90
2	3	7	871	0,21	179,4	0,02	0,24	3,0	0,02	0,24	3,0	155
3	3	10	871	0,29	256,3	0,03	0,53	6,3	0,03	0,55	6,5	221
4	3	13	871	0,38	333,2	0,03	0,91	10,8	0,03	0,97	11,1	287
5	3	16	871	0,47	410,0	0,04	1,35	16,2	0,04	1,45	16,7	353
6	3	19	871	0,56	486,9	0,05	1,83	22,3	0,05	1,98	23,2	419
7	3	22	871	0,65	563,8	0,05	2,30	29,0	0,05	2,51	30,3	486
8	3	25	871	0,74	640,7	0,06	2,74	36,0	0,06	2,10	37,6	552
9	3	28	871	0,82	717,6	0,06	3,11	42,8	0,06	3,41	44,9	618
10	3	31	871	0,91	794,4	0,06	3,37	49,4	0,07	3,72	51,9	684
11	3	34	578	1,00	579,8	0,06	2,36	37,0	0,07	2,80	40,3	499
		$\Sigma$	9314				18,8	253,7		20,69	266,2	4364

Nihajni čas se po Rayleighevi metodi določi po enačbah 4.5 ter 4.6. S pomočjo nihajnega časa lahko iz projektne spektra (enačbe od 3.14 do 3.17) izračunamo projektni pospešek za prvo nihajno obliko. Vrednosti so prikazane v preglednica 4.5.

$$T_{1,x} = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{\Sigma u_{x,i}^2 \cdot m_i}{\Sigma u_{x,i} \cdot p_i}} = 1,7s \quad (4.5)$$

$$T_{1,y} = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{\sum u_{y,i}^2 \cdot m_i}{\sum u_{y,i} \cdot p_i}} = 1,7s \quad (4.6)$$

Preglednica 4.4: Izračun horizontalnih sil za 6 etažno zgradbo

Etaža	h <sub>i</sub>	z <sub>i</sub>	m <sub>i</sub>	Φ <sub>i</sub>	p <sub>i</sub> = m <sub>i</sub> ·Φ <sub>i</sub>	u <sub>x,i</sub> Sap[m]	m <sub>i</sub> ·u <sub>x,i</sub> <sup>2</sup>	u <sub>x,i</sub> ·p <sub>i</sub>	u <sub>y,i</sub> Sap[m]	m <sub>i</sub> ·u <sub>y,i</sub> <sup>2</sup>	u <sub>y,i</sub> ·p <sub>i</sub>	F <sub>i</sub> [kN]
1	4	4	870	0,21	183,1	0,01	0,04	1,3	0,01	0,04	1,2	236
2	3	7	853	0,37	314,3	0,01	0,13	3,9	0,01	0,12	3,8	405
3	3	10	853	0,53	448,9	0,02	0,25	7,7	0,02	0,24	7,6	579
4	3	13	853	0,68	583,6	0,02	0,38	12,3	0,02	0,37	12,1	752
5	3	16	853	0,84	718,3	0,02	0,48	17,0	0,02	0,47	16,8	926
6	3	19	576	1	575,5	0,03	0,37	14,6	0,03	0,41	15,4	742
		Σ	4857				1,65	56,8		1,65	56,9	3638

Preglednica 4.5: Projektna časa in projektna pospeška za

T <sub>1x,11</sub>	1,7 s	S <sub>dx,11</sub>	0,55 $\frac{m}{s^2}$	T <sub>1x,6</sub>	1,07 s	S <sub>dx,6</sub>	0,88 $\frac{m}{s^2}$
T <sub>1y,11</sub>	1,7 s	S <sub>dy,11</sub>	0,54 $\frac{m}{s^2}$	T <sub>1y,6</sub>	1,07 s	S <sub>dy,6</sub>	0,88 $\frac{m}{s^2}$

#### 4.3.2 Potresne prečne sile

Celotna potresna prečna sila je produkt mase konstrukcije in vrednosti iz spektra pospeškov (EC8, poglavje 4.3.3.2.2(1)). Vrednost lahko zmanjšamo, ker je število etaž večje od 2 in nihajni čas manjši od 4 T<sub>c</sub>. Kot je razvidno iz preglednice 4.5, sta vrednosti iz spektra pospeškov skoraj ekvivalentni, zato bomo za izračun celotne potresne sile uporabil samo večjega izmed dveh.

$$F_{b,11} = S_d(T) \cdot m \cdot \lambda = 0,551 \frac{m}{s^2} \cdot 9313,9t \cdot 0,85 = 4363,5kN \quad (4.7)$$

$$F_{b,5} = S_d(T) \cdot m \cdot \lambda = 0,881 \frac{m}{s^2} \cdot 4857,3t \cdot 0,85 = 3638,4kN \quad (4.8)$$

Vrednost predstavlja  $\frac{F_{b,10}}{w} = \frac{4363,5}{9.81 \cdot 9313,9} = 4,8\%$  celotne teže konstrukcije pri 11 etažni zgradbi in  $\frac{F_{b,10}}{w} = \frac{3638,4}{9.81 \cdot 4857,3} = 7,6\%$  pri 6 etažni.

Horizontalne sile po etažah dobimo s pomočjo enačbe 4.9, kjer celotno potresno silo razdelimo v razmerju produkta mas in višinskih kot etaž. S pomočjo teh sil smo izračunali slučajne torzijske momente, ki zajamejo vpliv slučajne ekscentričnosti.

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_i \cdot m_i} \quad (4.9)$$

#### 4.4 Modalna analiza s spektri odziva

Modalna analiza je študija dinamičnih lastnosti konstrukcij pod dinamično obtežbo. V gradbeništvu se modalna analiza uporablja za določitev lastnih nihajnih frekvenc, ki se nato uporabljajo za določitev notranjih sil, ki jih v konstrukciji povzroči potres. EC8 določa, da je potrebno upoštevati vse nihajne oblike, ki pomembno vplivajo na odziv (poglavja: 4.3.3.1(2), 4.3.3). Ta princip je izpolnjen, če velja eden izmed naslednjih pogojev (EC8, poglavje 4.3.3.3.1(3)):

- vsota efektivnih mas, ki ustrezajo upoštevanim nihajnim oblikam, znaša vsaj 90% celotne mase
- upoštevati je potrebno vse nihajne oblike, ki jim pripada efektivna masa, večja od 5% celotne mase

Če nobenega od zgornjih pogojev ni mogoče izpolniti, EC8 predpisuje, da mora biti upoštevanih najmanj  $k=3\sqrt{n}$  oblik. Pri čemer je  $n$  definirano kot število etaž nad terenom. Zajete pa morajo biti vse nihajne oblike, ki imajo čas vsaj 0,2 sekunde (EC8, poglavje 4.3.3.3.1(5)).

Za kombinacijo vpliva različnih nihajnih oblik smo uporabili modalno kombinacijo CQC, ki jo program ponuja kot eno od opcij in je skladna z EC8. Lahko bi uporabili tudi kombinacijo SRSS, vendar bi morali pri tem preveriti, če so nihajne oblike neodvisne med sabo (nihajni časi se morajo razlikovati za več kot 10%) in bi to pomenilo več dela, ne bi pa bistveno vplivalo na rezultat (Fajfar, Fischinger, Beg, 2009).

##### 4.4.1 Nihajni časi in nihajne oblike

V modelu smo upoštevali plošče, ki so toge v svoji ravnini. Predpostavili smo, da je vsa masa skoncentrirana na nivoju etaž. Zaradi teh predpostavk sledi, da je celotno število nihajnih oblik 3 krat število etaž. Tako ima 11 etažna zgradba 33 nihajnih oblik, 6 etažna pa 18. Zanimivo je, da se kljub spremembi višine konstrukcije (tlorisna zasnova je enaka), nihajne oblike bistveno ne spremenijo. Pri obeh konstrukcijah ima prva nihajna oblika največji odziv pri vzburjanju v Y smer in je pretežno translacijska, pri čemer sta efektivni masi 79,4% (11 etaž) in 74,1% (6 etaž). Druga oblika je prav tako pretežno translacijska z največjim odzivom pri vzburjanju v X smer. Efektivna masa pa je 83,5% (11 etaž) in 85,3% (6 etaž). Tretja nihajna oblika je pretežno torzijska. Iz preglednic 4.6 in 4.7 je razvidno, da se pogoj 90% participacije efektivnih mas doseže zelo hitro in sicer pri obeh zgradbah pri 5 nihajni obliki. Kljub temu je bilo v analizi upoštevanih 12 nihajnih oblik, saj je to privzeta vrednost v programu in je bilo hkrati zadoščeno še drugemu pogoju iz (EC8, poglavje 4.3.3.3.1(3)).

Zanimiva je tudi primerjava nihajnih časov določenih po metodi vodoravnih sil in modalni analizi. Časa, pridobljena z metodo vodoravnih sil, sta 1,75 s (11 etaž) in 1,07 s (6 etaž), medtem ko sta časa iz modalne analize 1,76 s (11 etaž) in 1,09 s (6 etaž). Kot vidimo, so razlike zelo majhne.

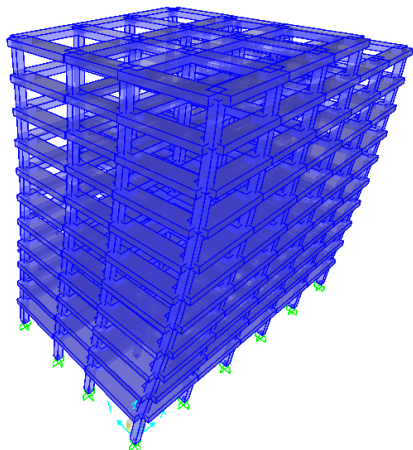
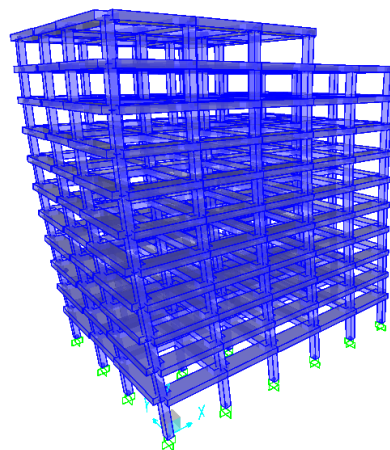
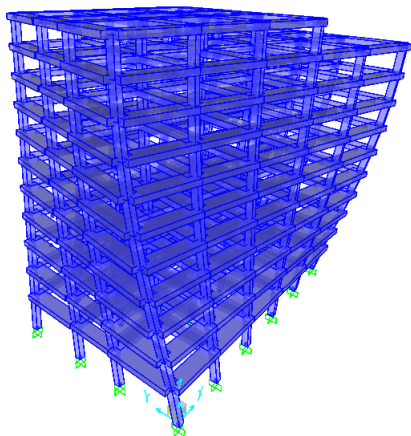
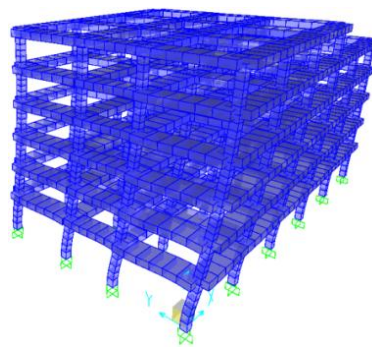
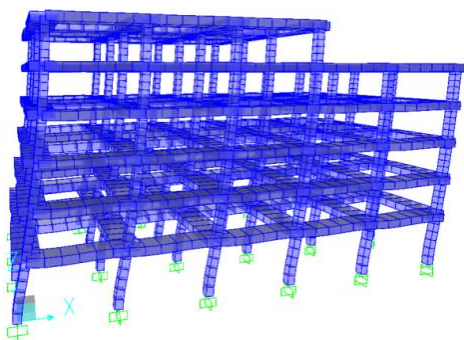
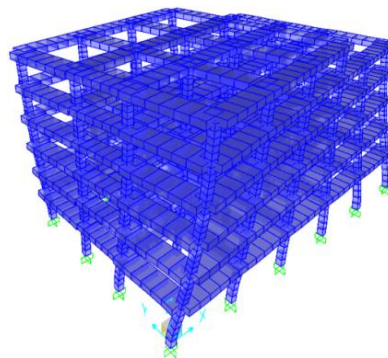
Preglednici 4.6 in 4.7 prikazujeta lastne nihajne frekvence in pripadajoče efektivne mase za 11 in 6 etažno zgradbo. Za njimi pa so slike prvih treh nihajnih oblik za obe konstrukciji (slike od 4.3 do 4.8).

Preglednica 4.6: Nihajni časi in efektivne mase za 11 etažno zgradbo

Nihajna oblika	Frekvenca [s]	$m_{ef,x}$ [%]	$m_{ef,y}$ [%]	$\Sigma m_{ef,x}$ [%]	$\Sigma m_{ef,y}$ [%]
1	1,76	0	80	0	80
2	1,71	84	0	84	80
3	1,51	0	4	84	84
4	0,57	0	9	84	93
5	0,56	9	0	93	93
6	0,49	0	0	93	93
7	0,33	0	3	93	96
8	0,32	3	1	96	97
9	0,28	0	0	96	97
10	0,22	1	0	97	97
11	0,22	0	1	97	97
12	0,19	0	0	97	97

Preglednica 4.7: Nihajni časi in efektivne mase za 6 etažno zgradbo

Nihajna oblika	Frekvenca [s]	$m_{ef,x}$ [%]	$m_{ef,y}$ [%]	$\Sigma m_{ef,x}$ [%]	$\Sigma m_{ef,y}$ [%]
1	1,09	4	74	4	74
2	1,07	85	4	89	78
3	0,92	0	11	89	89
4	0,35	7	1	96	90
5	0,35	1	7	97	97
6	0,30	0	1	97	98
7	0,21	2	0	99	98
8	0,20	0	2	99	100
9	0,18	0	0	99	100
10	0,14	1	0	100	100
11	0,14	0	0	100	100
12	0,13	0	0	100	100

Slika 4.3: 1. Nihajna oblika ( $T=1,76$  s)Slika 4.4: 2. Nihajna oblika ( $T=1,71$  s)Slika 4.5: 3. Nihajna oblika ( $T=1,51$  s)Slika 4.6: 1. Nihajna oblika ( $T=1,09$  s)Slika 4.7: 2. Nihajna oblika ( $T=1,07$  s)Slika 4.8: 3. Nihajna oblika ( $T=0,92$  s)

#### 4.4.2 Etažne prečne sile

V splošnem je potrebno upoštevati, da vodoravni komponenti potresnega vpliva delujeta istočasno (EC8, poglavje 3.2.2.1(3)). Zato so v preglednicah 4.8 ter 4.9 prikazane etažne prečne sile, ki so bile pridobljene s kombinacijo (EC8, poglavje 4.3.3.5(3))  $1E_{Edx} + 0,3E_{E_{dy}}$  in  $0,3E_{Edx} + 1E_{E_{dy}}$ , kjer je  $E_{Edx}$  učinek potresnega vpliva vzdolž izbrane vodoravne smeri X in  $E_{E_{dy}}$  učinek potresnega vpliva vzdolž izbrane vodoravne smeri Y. Za kombinacijo učinkov potresnega vpliva vzdolž dveh izbranih smeri bi lahko uporabili tudi SRSS kombinacijo, pri čemer bi bile kombinirane prečne sile bolj konservativne.

Preglednica 4.8: Etažne prečne sile za 11 etažno zgradbo

Etaža	$V_{tot,x,l}$ [kN]	$V_{tot,y,l}$ [kN]
1	4707	4606
2	4497	4415
3	4214	4135
4	3922	3851
5	3632	3570
6	3343	3292
7	3034	2998
8	2659	2643
9	2180	2187
10	1553	1589
11	715	730

Preglednica 4.9: Etažne prečne sile za 6 etažno zgradbo

Etaža	$V_{tot,x,l}$ [kN]	$V_{tot,y,l}$ [kN]
1	3880	3942
2	3528	3603
3	3050	3127
4	2471	2550
5	1749	1837
6	832	883

Kontrola celotne prečne sile glede na zgornjo in spodnjo mejo:

- 11 etažna zgradba:

$$F_{b,min,x} = m_{eff,1,x} \cdot S_d(T_{1,x}) = 0,835 \cdot 9313,9t \cdot 0,551 \frac{m}{s^2} = 4285,2 \text{ kN} \quad (4.10)$$

$$F_{b,min,y} = m_{eff,1,y} \cdot S_d(T_{1,y}) = 0,794 \cdot 9313,9t \cdot 0,551 \frac{m}{s^2} = 4074,8 \text{ kN} \quad (4.11)$$



$$F_{b,max} = \Sigma m \cdot S_d(T_{1,y}) = 9313,9t \cdot 0,551 \frac{m}{s^2} = 5132,0 \text{ kN} \quad (4.12)$$

- 6 etažna zgradba:

$$F_{b,min,x} = m_{eff,1,x} \cdot S_d(T_{1,x}) = 3649,5 \text{ kN} \quad (4.13)$$

$$F_{b,min,y} = m_{eff,1,y} \cdot S_d(T_{1,y}) = 3171,8 \text{ kN} \quad (4.14)$$

$$F_{b,max} = \Sigma m \cdot S_d(T_{1,y}) = 4280,4 \text{ kN} \quad (4.15)$$

Potresna sila v prvi etaži je v obeh primerih znotraj intervala  $F_{b,min}$  in  $F_{b,max}$ . Iz tega lahko sklepamo, da je naš račun pravilen.

## 4.5 Kontrole

### 4.5.1 Vpliv teorije drugega reda

Analizo smo izvedli brez upoštevanja vpliva teorije 2. reda. Povečanje sil zaradi vpliva teorije 2. reda je lahko v nekaterih primerih zelo veliko. Zato nam EC8, poglavje 4.4.2.2(2) predpisuje, da preverimo njen vpliv.

Vpliva teorije 2. reda ni potrebno upoštevati, če velja pogoj:

$$\theta_i = \frac{P_{tot,i} \cdot d_{r,i}}{V_{tot,i} \cdot h_i} \leq 0,10 \quad (4.16)$$

$\Phi_i$  - koeficient občutljivosti za etažne pomike

$P_{tot}$  - celotna sila težnosti v obravnavani etaži in nad njo, ki je upoštevana pri potresnem projektnem stanju

$d_r$  - projektni etažni pomik, določen kot razlika med povprečnima vodoravnima pomikoma  $d_s$  na vrhu in na dnu obravnavane obtežbe, izračunano po EC8, poglavje 4.3.4

$$d_r = (d_i - d_{i-1}) \cdot q \quad (4.17)$$

$V_{tot}$  - celotna prečna sila v etaži zaradi potresa

$h$  - višina etaže

V našem primeru zgornji pogoj ne velja za nobeno od konstrukcij. V takem primeru EC8 predpiše povečavo potresnih učinkov za faktor  $\frac{1}{1-\theta}$ . Mora pa veljati, da je faktor  $\Phi$  med 0,1 in 0,2. Iz preglednic 4.10 in 4.11 je razvidno, da je pogoju zadoščeno (maksimalni rezultati so v krepkem tisku). Pri projektiranju smo koeficient za občutljivost na pomike upoštevali na poenostavljen način. Celotni potresni vpliv (enačbe 5.4 do 5.7) smo pomnožimo z maksimalnim koeficientom občutljivosti za pomike, ki ga dobimo iz posamezne preglednice.

Ta pa znaša 1,21 za 11 etažno zgradbo in 1,13 za 6 etažno zgradbo. Ta poenostavitev je na varni strani, saj daje večje notranje projektne potresne sile.

Preglednica 4.10: Koeficient občutljivosti za etažne premike (11 etaž)

Etaža	$h_i$	$m_i$	$P_{tot}$	$d_{r,x,i}$	$d_{r,y,i}$	$V_{tot,x,i}$	$V_{tot,y,i}$	$\Theta_{x,i}$	$\Theta_{y,i}$
1	4	892	91370	0,030	0,028	4707	4606	0,15	0,14
2	3	871	82618	0,028	0,027	4497	4415	<b>0,17</b>	<b>0,17</b>
3	3	871	74070	0,027	0,027	4214	4135	0,16	0,16
4	3	871	65523	0,024	0,025	3922	3851	0,14	0,14
5	3	871	56975	0,022	0,022	3632	3570	0,12	0,12
6	3	871	48427	0,020	0,020	3343	3292	0,09	0,10
7	3	871	39879	0,017	0,017	3034	2998	0,07	0,08
8	3	871	31332	0,014	0,015	2659	2643	0,06	0,06
9	3	871	22784	0,011	0,012	2180	2187	0,04	0,04
10	3	871	14236	0,008	0,008	1553	1589	0,02	0,02
Streha	3	580	5688	0,005	0,021	715	730	0,01	0,06

Preglednica 4.11: Koeficient občutljivosti za etažne premike (6 etaž)

Etaža	$h_i$	$m_i$	$P_{tot}$	$d_{r,x,i}$	$d_{r,y,i}$	$V_{tot,x,i}$	$V_{tot,y,i}$	$\Theta_{x,i}$	$\Theta_{y,i}$
1	4	867	47651	0,038	0,032	3880	3942	<b>0,12</b>	<b>0,10</b>
2	3	853	39117	0,028	0,026	3528	3603	0,10	0,09
3	3	853	30749	0,023	0,022	3050	3127	0,08	0,07
4	3	853	22381	0,018	0,017	2471	2550	0,06	0,05
5	3	853	14013	0,013	0,012	1749	1837	0,03	0,03
Streha	3	576	5646	0,008	0,023	832	883	0,02	0,05

#### 4.5.2 Mejno stanje uporabnosti - omejitev poškodb - kontrola pomikov

Kriteriju pri mejnem stanju uporabnosti zadostimo, če so etažni pomiki manjši od dovoljenih po EC8, poglavje 4.3.4. Etažne pomike  $d$  zaradi projektnega potresnega vpliva, pri katerem upoštevamo tudi torzijske vplive, povečamo s faktorjem obnašanja za pomike:

$$d_r = q_d \cdot d \quad (4.18)$$

da dobimo oceno za dejanske pomike, in zmanjšamo s faktorjem  $v$ , saj je za mejno stanje uporabnosti predviden projektni potres s krajšo povratno dobo (95 let) kot projektni potres, ki je določen za mejno stanje nosilnosti. Faktor obnašanja za pomike je enak faktorju obnašanja  $q=3,9$ . Redukcijski faktor  $v=0,5$ , saj je naša stavba običajne pomembnosti (EC8, poglavje 4.4.3.2, kategorija II).

Kontrolo etažnih pomikov izvedemo za X in Y komponento etažnih pomikov za vse etaže po enačbi (EC8, poglavje 4.4.3.2):

$$v \cdot d_r \leq \alpha \cdot h \quad (4.19)$$

kjer je  $h$  višina etaže in  $\alpha$  faktor, ki je odvisen od vrste in načina vgradnje nekonstrukcijskih elementov. V našem primeru pride v poštev faktor 0,0075, ki velja za duktilne nekonstrukcijske elemente (Fajfar, Fischinger, Beg, 2009).

V preglednicah 4.12 in 4.13 (kritična rezultata sta v krepkem tisku) je prikazan izračun pomikov za vogalna stebra 6 in 19, kjer se zaradi torzije pojavijo največji pomiki. Pri izračunu je bil upoštevan tudi vpliv teorije 2. reda s faktorjem povečave učinkov  $\frac{1}{1-\theta}$ .

Preglednica 4.12: Izračun MSU za 11 etažno zgradbo

Etaža	$h_i$ [m]	$d_{r,x}$ [cm]	$d_{r,y}$ [cm]	$d_{r,x,delta}$ [cm]	$d_{r,y,delta}$ [cm]	$\max d_r \cdot v$ [cm]	$0.0075 h$ [cm]
1	4	3,37	3,73	4,07	4,50	2,25	3
2	3	3,15	3,70	3,80	4,46	<b>2,23</b>	<b>2,25</b>
3	3	2,99	3,58	3,61	4,32	2,16	2,25
4	3	2,76	3,33	3,33	4,02	2,01	2,25
5	3	2,50	3,04	3,02	3,67	1,83	2,25
6	3	2,22	2,72	2,68	3,28	1,64	2,25
7	3	1,93	2,38	2,33	2,88	1,44	2,25
8	3	1,61	2,02	1,94	2,44	1,22	2,25
9	3	1,25	1,62	1,51	1,95	0,98	2,25
10	3	0,87	1,17	1,05	1,41	0,71	2,25
Streha	3		0,72		0,87	0,43	2,25

Preglednica 4.13: Izračun MSU za 6 etažno zgradbo

Etaža	$h_i$ [m]	$d_{r,x}$ [cm]	$d_{r,y}$ [cm]	$d_{r,x,delta}$ [cm]	$d_{r,y,delta}$ [cm]	$\max d_r \cdot v$ [cm]	$0.0075 h$ [cm]
1	4	4,20	4,86	4,75	5,50	2,75	3
2	3	3,10	3,86	3,51	4,37	<b>2,19</b>	<b>2,25</b>
3	3	2,60	3,32	2,95	3,76	1,88	2,25
4	3	2,03	2,68	2,30	3,03	1,52	2,25
5	3	1,38	1,92	1,57	2,17	1,09	2,25
Streha	3		1,10		1,24	0,62	2,25

#### 4.6 Optimizacija prereza stebrov

Z namenom, da naši konstrukciji ne bi bili preveč konservativno projektirani, smo se poskušali čim bolj približati pogojema, ki določata maksimalno izkoriščenost stebrov. Prvi je pogoj mejnega stanja nosilnosti, ki določa največji nivo osne sile (EC8, poglavje 5.4.3.2.1(3)P), drugi pa pogoj mejnega stanja uporabnosti (EC8, poglavje 4.4.3.2), ki omejuje poškodbe na konstrukciji.

- MSN

$$v_{ed} = \frac{N_{ed}}{A_c \cdot f_{cd}} \leq 0,65 \quad (4.20)$$

- MSU

$$v \cdot d_r \leq \alpha \cdot h \quad (4.21)$$

$$d_r = (d_i - d_{i-1}) \cdot q \quad (4.22)$$

$$v = 0,5$$

$$\alpha = 0,0075 \text{ duktilni nekonstrukcijski elementi}$$

Izkaže se, da dimenzije stebrov določa mejno stanje uporabnosti in ne mejno stanje nosilnosti. Do tega pride, ker konstrukcija nima vgrajenih povezij, ki bi povečale horizontalno togost prostorskega okvira.

## 5 DIMENZIONIRANJE OKVIROV PO PRINCIPU NAČRTOVANJA NOSILNOSTI ZA DCM STOPNJO DUKTILNOSTI

Izračun je prikazan samo za 11 etažno zgradbo. Rezultati za 6 etažno zgradbo so prikazani v prilogi, ker je postopek dimenzioniranja enak postopku dimenzioniranja 11 etažne zgradbe in bi dodatne tabele samo prispevale k nepreglednosti diplomske naloge. Oznake stebrov, gred in vozlišč so enake tistim, ki smo jih uporabili v programu. Izračun vzdolžne in strižne armature ter kontrole, ki jih določa stopnja duktilnosti DCM, so prikazane za grede G4-21, G4-22 in G4-23 ter stebra 4019 in 4013, ki se nahajajo v prerezu A-A. Izračun zagotavljanja objeta betonskega jedra ob vpetju je prikazan za steber 1019, ki se ravno tako nahaja v prerezu A-A. V prilogi so prikazane tabele z izračuni za vzdolžno in strižno armaturo ter kontrolami za stopnjo duktilnosti DCM za vse elemente obeh konstrukcij. Za izvednotenje nosilnosti elementov sta bila uporabljena programa DIAS in SAP2000 v.15.

### 5.1 Obtežne kombinacije

Enačbe od 5.1 do 5.7 prikazujejo kombinacije, ki smo jih uporabili za določitev obremenitev v elementih.

$$K_1: 1,0 \Sigma G + 0,30 Q \quad (5.1)$$

$$K_2: 1,35 \Sigma G + 1,50 Q + 0,75 Q_s \quad (5.2)$$

$$K_3: 1,35 \Sigma G + 1,05 Q + 1,50 Q_s \quad (5.3)$$

$$K_4: 1,0 \Sigma G + 0,3 Q + 1,0 E_x + 0,30 E_y + 1,0 M_t \quad (5.4)$$

$$K_5: 1,0 \Sigma G + 0,3 Q + 1,0 E_x + 0,30 E_y - 1,0 M_t \quad (5.5)$$

$$K_6: 1,0 \Sigma G + 0,3 Q + 0,3 E_x + 1,0 E_y + 1,0 M_t \quad (5.6)$$

$$K_7: 1,0 \Sigma G + 0,3 Q + 0,3 E_x + 1,0 E_y - 1,0 M_t \quad (5.7)$$

Teorijo drugega reda smo upoštevali s tem, da smo pomnožili potresni del obtežne kombinacije s faktorjem občutljivosti za pomike.

### 5.2 Grede

Grede praviloma niso obremenjene s tlačno osno silo, saj jih povezujejo diafragme plošč, ki so v svoji ravnini toge. Zaradi tega jih lahko naredimo zelo duktilne. Poleg tega pa morebitna porušitev ene grede ne pomeni porušitve celotne konstrukcije. Iz teh dveh razlogov je razvidno, da so grede idealni elementi, ki delujejo kot varovalka (duktilni element, ki sipa energijo) v konstrukciji. Duktilnost gred je seveda potrebno zagotoviti s preprečitvijo strižne porušitve in ustreznimi konstrukcijskimi detajli (Fajfar, Fischinger, Beg, 2009).

### 5.2.1 Zahteve glede materialov

Uporabili smo material C35/45 in rebrasto armaturo S500 razreda C, ki ugotovi zahtevam EC8, poglavje 5.4.1.1, ki predpisuje beton tlačne trdnosti C16/20 ali več ter rebrasto armaturo kvalitete B ali C po določilih EC2, preglednica C.1.

### 5.2.2 Geometrijske omejitve

Pogoj EC8, poglavje 5.4.1.2.1(1)P zahteva, da se omeji ekscentričnost med stebrom in gredo ter navaja omejitve za maksimalno ekscentričnost. V našem primeru je pogoj avtomatično izpolnjen, saj sta težišči gred in stebrov poravnani.

Da se izkoristi ugoden vpliv tlačne sile v stebru na sprjemnost vodoravnih armaturnih palic, moramo upoštevati še pogoj EC8, poglavje 5.4.1.2.1(3)P, kjer mora širina potresne grede  $b_w$  odgovarjati naslednjemu izrazu:

$$b_w \leq \min\{b_c + h_w; 2b_c\} \quad (5.8)$$

kjer je  $h_w$  višina grede in  $b_c$  največja dimenzija prečnega prereza stebra, normalno na vzdolžno os grede.

$$b_{w,pr,11} = 55 \text{ cm} \leq \min\{65 + 60 = 125 \text{ cm}; 2 \cdot 65 = 130 \text{ cm}\} \quad (5.9)$$

$$b_{w,vzd,11} = 55 \text{ cm} \leq \min\{70 + 60 = 130 \text{ cm}; 2 \cdot 70 = 140 \text{ cm}\} \quad (5.10)$$

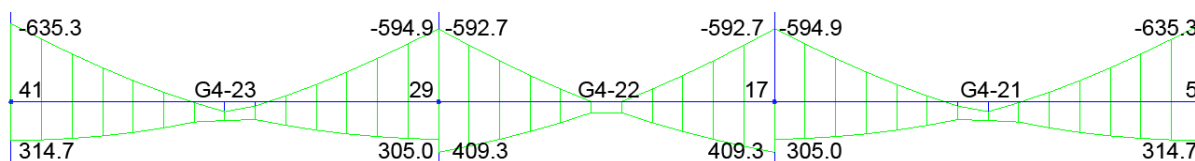
$$b_{w,pr,6} = 55 \text{ cm} \leq \min\{55 + 60 = 115 \text{ cm}; 2 \cdot 55 = 110 \text{ cm}\} \quad (5.11)$$

$$b_{w,vzd,6} = 55 \text{ cm} \leq \min\{60 + 60 = 120 \text{ cm}; 2 \cdot 60 = 120 \text{ cm}\} \quad (5.12)$$

### 5.2.3 Upogibna armatura

Upogibno nosilnost se določi v skladu z EC2. Predhodno je potrebno določiti še sodelujočo dolžino pasnice  $b_{eff}$  (EC8, poglavje 5.4.3.1.1(3)), ki ni enaka tisti uporabljeni v analizi konstrukcije.

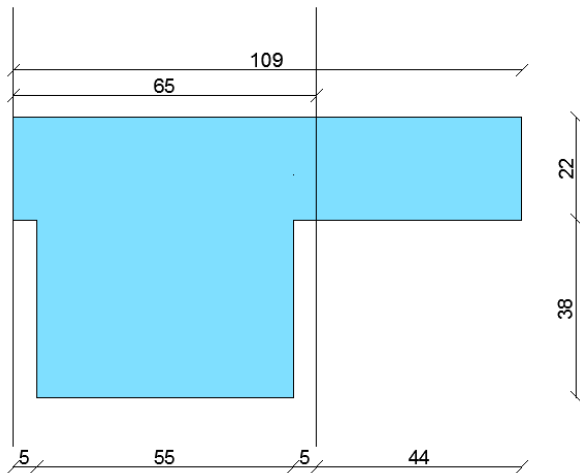
Prikaz momentov v gredah G4-21 do G4-23:



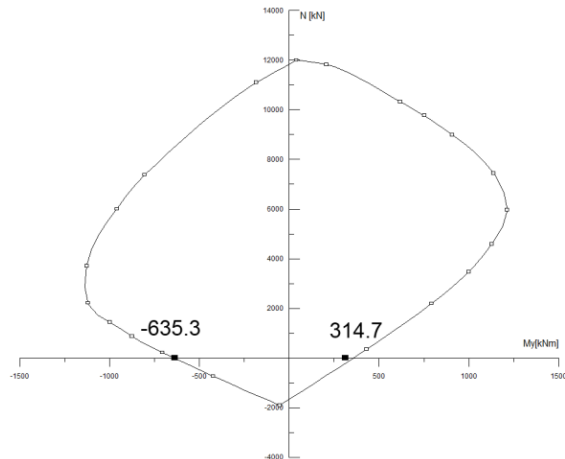
Slika 5.1: Ovojnica momentov v gredah G4-21 do G4-23

### 5.2.3.1 Zunanja greda G4-23

Slika 5.2 prikazuje gredo G4-23 ter njeno sodelujočo dolžino izračunano po EC8, poglavje 5.4.3.1.1(3). Poleg nje je na sliki 5.3 prikazan interakcijski diagram grede G4-23 iz katerega lahko razberemo nosilnost te grede.



Slika 5.2: Prerez grede G4-23 s prikazano sodelujočo širino



Slika 5.3: Interakcijski diagram za gredo G4-23

Obremenitve:  $M_{ed,max}=314,7 \text{ kNm}$  in  $M_{ed,min}=635,3 \text{ kNm}$

Izbrana armatura:  $A_s'=4\Phi 22=15,2 \text{ cm}^2$  in  $A_s=8\Phi 20+Q335=28,6 \text{ cm}^2$

Dejanska nosilnost prereza:  $M_{Rd,max}=360 \text{ kNm}$  in  $M_{Rd,min}=641 \text{ kNm}$

Izbrana armatura vsebuje tudi vzdolžno armaturo plošče, ki se nahaja znotraj sodelujoče širine. S pomočjo programa DIAS smo izračunali tudi dejansko upogibno nosilnost za izbrano armaturo.

#### 5.2.3.1.1 Lokalna duktilnost grede G4-23

Za zagotavljanje lokalne duktilnosti je potrebno zadostiti pogojem iz točke EC8, poglavje 5.4.3.1.2.

Kritično območje je definirano na razdalji  $l_{cr} = h_w = 60 \text{ cm}$  ( $h_w$  je višina grede) od krajnih prerezov ob vozliščih gred s stebri.

Da zadostimo zahtevam za lokalno duktilnost v kritičnih območjih primarnih potresnih gred, mora biti vrednost faktorja duktilnosti za ukrivljenost  $\mu_\phi$  vsaj enaka vrednosti iz EC8, poglavje 5.2.3.4(3).

$$T_1 > T_c = 1,75 \text{ s} > 0,5 \text{ s} \quad (5.13)$$

$$\mu_\phi = 2 \cdot q_0 - 1 = 2 \cdot 3,9 - 1 = 6,8 \quad (5.14)$$

Eksplíciten račun duktilnosti ni potreben, če izpolnimo naslednje konstrukcijske zahteve :

- V tlačni coni je tlačna armatura enaka vsaj polovici prereza dejanske natezne armature (EC8, poglavje 5.4.3.1.2(4)a):

$$A'_s \geq \frac{A_s}{2} \quad (5.15)$$

$$15,2 \text{ cm}^2 \geq 28,6 \text{ cm}^2 / 2 = 14,3 \text{ cm}^2 \quad (5.16)$$

Zgornja armatura poveča duktilnost prereza, poleg tega lahko ta armatura prevzame morebitne pozitivne momente, ki nastanejo ob močnem potresu pri vozlišču, tudi če niso računsko izkazani.

- Delež armature v natezni coni  $\rho$  ne sme presegati  $\rho_{max}$  (EC8, poglavje 5.4.3.1.2(4)b):

$$\rho_{max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_\varphi \varepsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (5.17)$$

$$\rho_{max} = \frac{15,2}{55 \cdot 55,3} + \frac{0,0018}{6,8 \cdot 0,00218} \cdot \frac{2,33}{43,4} = 1,15\% \quad (5.18)$$

$$\varepsilon_{sy,d} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{43,48}{20000} = 0,00218 \quad (5.19)$$

$\rho$  - delež armature v natezni coni (vključuje tudi armaturo v sodelujoči širini plošče, če je v natezni coni plošča)

$\rho'$  - delež armature v tlačni coni

Oba deleža armature sta normirana na  $b \cdot d$ , kjer je  $b$  širina tlačene pasnice grede. V našem primeru je  $b$  enak 55 cm, kar je enako širini pasnice.

Vzdolž celotne dolžine primarne potresne grede pa delež  $\rho$  ne sme biti manjši od  $\rho_{min}$  (EC8, poglavje 5.4.3.1.2(5)):

$$\rho_{min} = 0,5 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 0,5 \cdot \frac{0,32}{50} = 0,32\% \quad (5.20)$$

Ta zahteva nam zagotavlja, da lahko prerez prevzame celotno natezno silo, ki se sprosti, ko beton počí.

Kontrola

$$\rho_{max} = 1,15\% > \rho = \frac{28,6}{55 \cdot 55,3} = 0,94\% > \rho_{min} = 0,32\% \quad (5.21)$$



### 5.2.3.1.2 Sidranje armature za gredo G4-23

Za preprečitev porušitve sprijemnosti, ki močno vpliva na deterioracijo konstrukcijskega sistema, se mora omejiti premer armaturnih palic grede  $d_{bl}$ , ki potekajo skozi vozlišča (EC8, poglavje 5.6.2.2).

Za zunanje vozlišče velja:

$$\frac{d_{bl}}{h_c} \leq \frac{7,5 f_{ctm}}{\gamma_{rd} f_{yd}} \cdot (1 + 0,8 \cdot v_d) \quad (5.22)$$

$$\frac{d_{bl}}{65} \leq \frac{7,5 \cdot 3,2}{1 \cdot 434,8} \cdot \left(1 + 0,8 \cdot \frac{1427,4}{2,33 \cdot 65 \cdot 70}\right) \rightarrow d_{bl} = 3,97 \text{ cm} \quad (5.23)$$

$$v_d = N_{ed} / (f_{cd} \cdot A_c) \quad (5.24)$$

$h_c$  - višina stebra v smeri armaturnih palic

$f_{ctm}$  - srednja vrednost natezne vrednosti betona

$f_{yd}$  - projektna vrednost meje plastičnosti armature

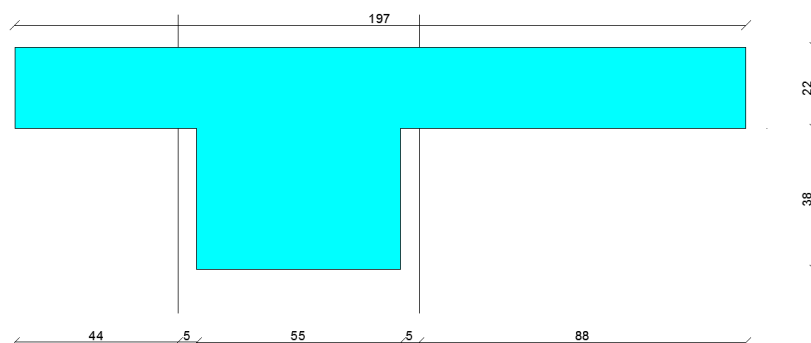
$k_D$  - faktor ki ga določa duktilnost (DCM  $\rightarrow k_D = 2/3$ )

Največji  $d_{bl}$  je v tem primeru 38 mm.

Potrebno je upoštevati tudi, da se vzdolžna armatura, ki se sidra v vozliščih, vedno zakrivi znotraj zaprtih stremen stebra.

### 5.2.3.2 Notranja greda G4-22

Za notranjo gredo veljajo podobni pogoji kot za zunanjo gredo. V nadaljevanju je prikazan celoten izračun za notranjo gredo G4-22.



Slika 5.4: Prerez grede G4-22 s prikazano sodelujočo širino

Obremenitve:  $M_{ed,max} = 305,0 \text{ kNm}$  in  $M_{ed,min} = 594,9 \text{ kNm}$

Izbrana armatura:  $A_s' = 7\Phi 18 = 17,8 \text{ cm}^2$  in  $A_s = 7\Phi 20 + Q335 = 28,5 \text{ cm}^2$

Dejanska nosilnost prereza:  $M_{Rd,max} = 435 \text{ kNm}$  in  $M_{Rd,min} = 639 \text{ kNm}$

### 5.2.3.2.1 Lokalna duktilnost grede G4-22

Vrednost faktorja duktilnosti za ukrivljenost  $\mu_\phi$  je enaka vrednosti izračunani za gredo G4-22

$$\mu_\phi = 2 \cdot q_0 - 1 = 2 \cdot 3,9 - 1 = 6,8 \quad (5.25)$$

Pogoj EC8, poglavje 5.4.3.1.2(4)a:

$$A'_s \geq \frac{A_s}{2} \quad (5.26)$$

$$17,8 \text{ cm}^2 \geq 28,5 \text{ cm}^2 / 2 = 14,25 \text{ cm}^2 \quad (5.27)$$

Izračun faktorja  $\rho_{max}$  (EC8, poglavje 5.4.3.1.2(4)b):

$$\rho_{max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_\phi} \cdot \frac{f_{cd}}{\varepsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{yd}} \quad (5.28)$$

$$\rho_{max} = \frac{17,8}{55 \cdot 55,3} + \frac{0,0018}{6,8} \cdot \frac{2,33}{0,00218} \cdot \frac{43,4}{43,4} = 1,24\% \quad (5.29)$$

$$\varepsilon_{sy,d} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{43,48}{20000} = 0,00218 \quad (5.30)$$

Izračun faktorja  $\rho_{min}$  (EC8, poglavje 5.4.3.1.2(5)):

$$\rho_{min} = 0,5 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 0,5 \cdot \frac{0,32}{50} = 0,32\% \quad (5.31)$$

Kontrola

$$\rho_{max} = 1,24\% > \rho = \frac{28,5}{55 \cdot 55,3} = 0,94\% > \rho_{min} = 0,32\% \quad (5.32)$$

### 5.2.3.2.2 Sidranje armature za gredo G4-22

Omejitev premera armaturnih palic, ki gredo skozi zunanje vozlišče (EC8, poglavje 5.6.2.2):

$$\frac{d_{bl}}{h_c} \leq \frac{7,5 f_{ctm}}{\gamma_{rd} \cdot f_{yd}} \cdot \frac{(1 + 0,8 \cdot v_d)}{1 + 0,75 \cdot k_D \cdot \rho' / \rho_{max}} \quad (5.33)$$

$$\frac{d_{bl}}{65} \leq \frac{7,5 \cdot 3,2}{1 \cdot 434,8} \cdot \frac{(1 + 0,8 \cdot \frac{2092,5}{2,33 \cdot 65 \cdot 70})}{1 + 0,75 \cdot 0,666 \cdot \frac{0,00586}{0,0124}} \rightarrow d_{bl} = 3,36 \text{ cm} \quad (5.34)$$

Največji premer vzdolžne armature znaša  $d_{bl}=32$  mm.

### 5.2.3.3 Izračun vzdolžne armature v gredah za prerez A-A

V preglednici 5.1 je izveden izračun vzdolžne armature, ki smo ga izvedli za prerez A-A. Izračun je enak tistemu prikazanemu v poglavjih 5.2.3.1 in 5.2.3.2. Preglednice za ostale prereze so podane v prilogi.

Preglednica 5.1: Izračun vzdolžne armature v gredah za prerez A-A

Greda	Vozlišče	$b_{eff}$ [cm]	$M_{ed}$ [kNm]	$M_{rd}$ [kNm]	$A_{s,pot,(sap)}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s,dej}$ [cm <sup>2</sup> ]	Izbrana arm.
G11-15	48	109	-84	244	9,8	10,1	Sp:5Φ16
			-270	294	11,7	12,8	Zg:6Φ14+Q335
	36	197	-86	275	9,8	10,1	Sp:5Φ16
			-261	290	11,2	12,6	Zg:3Φ16+Q335
G11-14	36	197	-30	275	9,8	10,1	Sp:5Φ16
			-200	290	9,8	12,6	Zg:3Φ16+Q335
	24	197	-30	275	9,8	10,1	Sp:5Φ16
			-200	290	11,2	12,6	Zg:3Φ16+Q335
G11-13	24	197	-86	275	9,8	10,1	Sp:5Φ16
			-261	290	9,8	12,6	Zg:3Φ16+Q335
	12	109	-84	244	9,8	10,1	Sp:5Φ16
			-270	294	11,7	12,8	Zg:6Φ14+Q335
G10-23	47	109	-9	245	9,8	10,1	Sp:5Φ16
			-340	342	14,8	14,9	Zg:3Φ22+Q335
	35	197	23	275	9,8	10,1	Sp:5Φ16
			-293	307	12,7	13,3	Zg:6Φ12+Q335
G10-22	35	197	83	275	9,8	10,1	Sp:5Φ16
			-262	307	11,3	13,3	Zg:6Φ12+Q335
	23	197	83	275	9,8	10,1	Sp:5Φ16
			-262	307	11,3	13,3	Zg:6Φ12+Q335
G10-21	23	197	23	275	9,8	10,1	Sp:5Φ16
			-293	307	12,7	13,3	Zg:6Φ12+Q335
	11	109	-9	245	9,8	10,1	Sp:5Φ16
			-340	342	14,8	14,9	Zg:3Φ22+Q335
G9-23	46	109	76	245	9,8	10,1	Sp:5Φ16
			-411	425	18,1	18,7	Zg:4Φ22+Q335
	34	197	94	259	9,8	10,1	Sp:5Φ16
			-368	379	16,1	16,6	Zg:5Φ16+Q335
G9-22	34	197	161	259	9,8	10,1	Sp:5Φ16
			-344	379	15,0	16,6	Zg:5Φ16+Q335
	22	197	161	259	9,8	10,1	Sp:5Φ16
			-344	379	15,0	16,6	Zg:5Φ16+Q335

se nadaljuje...

...nadaljevanje Preglednice 5.1

G9-21	22	197	94	259	9,8	10,1	Sp:5Φ16
			-367	379	16,1	16,6	Zg:5Φ16+Q335
	10	109	76	245	9,8	10,1	Sp:5Φ16
			-411	425	18,1	18,7	Zg:4Φ22+Q335
G8-23	45	109	139	290	10,0	12,1	Sp:6Φ16
			-475	489	21,1	21,6	Zg:4Φ24+Q335
	33	197	153	260	9,8	10,1	Sp:5Φ16
			-428	434	18,9	19,1	Zg:4Φ20+Q335
G8-22	33	197	229	260	9,8	10,1	Sp:5Φ16
			-411	434	18,1	19,1	Zg:4Φ20+Q335
	21	197	229	260	9,8	10,1	Sp:5Φ16
			-411	434	18,1	19,1	Zg:4Φ20+Q335
G8-21	21	197	153	260	9,8	10,1	Sp:5Φ16
			-428	434	18,9	19,1	Zg:4Φ20+Q335
	9	109	139	290	10,0	12,1	Sp:6Φ16
			-475	489	21,1	21,6	Zg:4Φ24+Q335
G7-23	44	109	192	290	11,1	12,1	Sp:6Φ16
			-525	538	23,5	23,9	Zg:8Φ18+Q335
	32	197	201	305	10,1	12,1	Sp:6Φ16
			-478	491	21,3	21,7	Zg:4Φ22+Q335
G7-22	32	197	284	305	11,9	12,1	Sp:6Φ16
			-466	491	20,7	21,7	Zg:4Φ22+Q335
	20	197	284	305	11,9	12,1	Sp:6Φ16
			-466	491	20,7	21,7	Zg:4Φ22+Q335
G7-21	20	197	200	305	10,1	12,1	Sp:6Φ16
			-478	491	21,3	21,7	Zg:4Φ22+Q335
	8	109	192	290	11,1	12,1	Sp:6Φ16
			-525	538	23,5	23,9	Zg:8Φ18+Q335
G6-23	43	109	237	324	12,0	13,6	Sp:3Φ24
			-566	587	25,5	26,1	Zg:5Φ24+Q335
	31	197	239	351	11,0	14,1	Sp:7Φ16
			-521	554	23,3	24,6	Zg:4Φ24+Q335
G6-22	31	197	329	351	13,9	14,1	Sp:7Φ16
			-512	554	22,9	24,6	Zg:4Φ24+Q335
	19	197	329	351	13,9	14,1	Sp:7Φ16
			-512	554	22,9	24,6	Zg:4Φ24+Q335
G6-21	19	197	239	351	11,0	14,1	Sp:7Φ16
			-521	554	23,3	24,6	Zg:4Φ24+Q335
	7	109	236	324	12,0	13,6	Sp:3Φ24
			-566	587	25,5	26,1	Zg:5Φ24+Q335

se nadaljuje...

## ...nadaljevanje Preglednice 5.1

G5-23	42	109	277	360	12,8	15,2	Sp:4Φ22
			-602	641	27,3	28,7	Zg:8Φ20+Q335
	30	197	273	387	11,8	15,7	Sp:5Φ20
			-559	571	25,2	25,4	Zg:6Φ20+Q335
G5-22	30	197	370	387	15,6	15,7	Sp:5Φ20
			-553	571	24,9	25,4	Zg:6Φ20+Q335
	18	197	370	387	15,6	15,7	Sp:5Φ20
			-553	571	24,9	25,4	Zg:6Φ20+Q335
G5-21	18	197	273	387	11,8	15,7	Sp:5Φ20
			-559	571	25,2	25,4	Zg:6Φ20+Q335
	6	109	276	360	12,8	15,2	Sp:4Φ22
			-602	641	27,3	28,7	Zg:8Φ20+Q335
G4-23	41	109	315	360	13,5	15,2	Sp:4Φ22
			-635	641	29,0	28,7	Zg:8Φ20+Q335
	29	197	305	435	13,0	17,8	Sp:7Φ18
			-595	639	27,0	28,5	Zg:7Φ20+Q335
G4-22	29	197	409	435	17,3	17,8	Sp:7Φ18
			-593	639	26,9	28,5	Zg:7Φ20+Q335
	17	197	409	435	17,3	17,8	Sp:7Φ18
			-593	639	26,9	28,5	Zg:7Φ20+Q335
G4-21	17	197	305	435	13,0	17,8	Sp:7Φ18
			-595	639	27,0	28,5	Zg:7Φ20+Q335
	5	109	315	360	13,5	15,2	Sp:4Φ22
			-635	641	29,0	28,7	Zg:8Φ20+Q335
G3-23	40	109	352	371	15,0	15,7	Sp:5Φ20
			-666	684	30,6	30,7	Zg:6Φ24+Q335
	28	197	334	458	14,2	18,8	Sp:6Φ20
			-629	639	28,7	28,5	Zg:7Φ20+Q335
G3-22	28	197	445	458	18,8	18,8	Sp:6Φ20
			-629	639	28,7	28,5	Zg:7Φ20+Q335
	16	197	445	458	18,8	18,8	Sp:6Φ20
			-629	639	28,7	28,5	Zg:7Φ20+Q335
G3-21	16	197	334	458	14,2	18,8	Sp:6Φ20
			-629	639	28,7	28,5	Zg:7Φ20+Q335
	4	109	352	371	15,0	15,7	Sp:5Φ20
			-666	684	30,6	30,7	Zg:6Φ24+Q335
G2-23	39	109	378	424	16,1	18,1	Sp:4Φ24
			-689	755	31,8	33,9	Zg:8Φ22+Q335
	27	197	356	492	15,2	20,4	Sp:8Φ18
			-657	708	30,1	31,7	Zg:7Φ20+Q335

se nadaljuje...

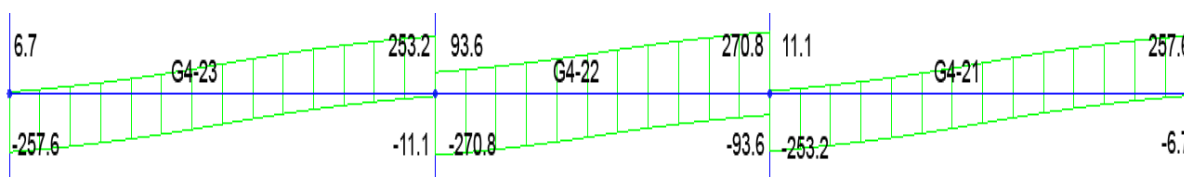
...nadaljevanje Preglednice 5.1

G2-22	27	197	477	492	20,2	20,4	Sp:8Φ18
			-660	708	30,3	31,7	Zg:7Φ20+Q335
	15	197	477	492	20,2	20,4	Sp:8Φ18
			-660	708	30,3	31,7	Zg:7Φ20+Q335
G2-21	15	197	356	492	15,2	20,4	Sp:8Φ18
			-657	708	30,1	31,7	Zg:7Φ20+Q335
	3	109	378	424	16,1	18,1	Sp:4Φ24
			-689	755	31,8	33,9	Zg:8Φ22+Q335
G1-23	38	109	385	424	16,4	18,1	Sp:6Φ20
			-683	685	31,5	30,7	Zg:6Φ24+Q335
	26	197	341	492	14,5	20,4	Sp:8Φ18
			-654	708	30,0	31,7	Zg:7Φ20+Q335
G1-22	26	197	453	492	19,2	20,4	Sp:8Φ18
			-643	708	29,4	31,7	Zg:7Φ20+Q335
	14	197	453	492	19,2	20,4	Sp:8Φ18
			-643	708	29,4	31,7	Zg:7Φ20+Q335
G1-21	14	197	341	492	14,5	20,4	Sp:8Φ18
			-654	708	30,0	31,7	Zg:7Φ20+Q335
	2	109	385	424	16,4	18,1	Sp:6Φ20
			-683	685	31,5	30,7	Zg:6Φ24+Q335

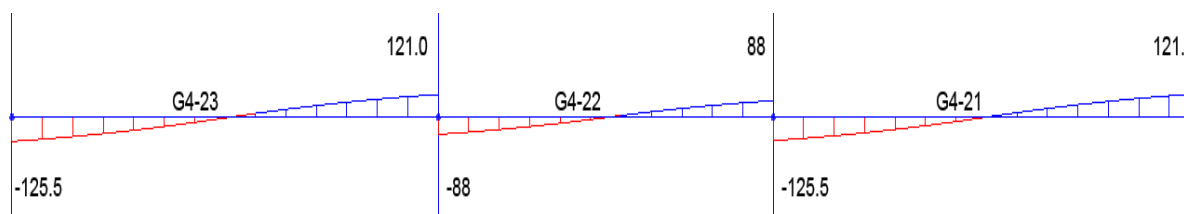
## 5.2.4 Prečna armatura

Prečne armature ne dimenzioniramo direktno na prečne sile dobljene iz analize, ampak jih moramo določiti v skladu s pravili načrtovanja nosilnosti, ki so navedena v EC8, poglavje 5.4.2.2. Pravila načrtovanja nosilnosti upoštevajo ravnotežje grede pri prečni obtežbi, ki deluje na gredo v potresnem stanju ter formiranje plastičnih členkov na krajiščih grede med potresom.

### 5.2.4.1 Izračun projektne prečne sile



Slika 5.5: Ovojnica prečnih sil za grede G4-23 do G4-21



Slika 5.6: Kombinacija 1.0G+0.3Q

Momente na krajiščih se določi na sledeči način:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rb,i} \cdot \min \left\{ 1, \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}} \right\} \quad (5.35)$$

$\gamma_{Rd}$  - faktor, ki upošteva morebitno večjo nosilnost zaradi utrjevanja jekla. Za stopnjo DCM je enak 1.

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

$\sum M_{Rc}$  in  $\sum M_{Rb}$  sta po vrsti vsota projektne vrednosti upogibnih nosilnosti stebrov in gred, ki se stikajo v vozlišču (EC8, poglavje 4.4.2.3(4)). Vrednost  $\sum M_{Rc}$  ustreza osni sili v stebri v potresnem projektne stanju za upoštevanje smer potresnega vpliva.

Ker je bil uporabljen pogoj načrtovanja upogibne nosilnosti ( $\sum M_{Rc} \geq 1.3 \sum M_{Rb}$ ), sledi:

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

S pomočjo prej izračunanih dejanskih nosilnosti grede G4-23 lahko sedaj po enačbi (5.35) določimo momente v krajiščih  $M_{i,d}$ .

Greda G4-23 levo vozlišče:

- $M_{i,d}^- = 641 \text{ kNm}$
- $M_{i,d}^+ = 360 \text{ kNm}$

Greda G4-23 desno vozlišče:

- $M_{j,d}^- = 639 \text{ kNm}$
- $M_{j,d}^+ = 435 \text{ kNm}$

Zaradi prečne obtežbe  $p_{G+0.3Q_i}$  v polju, potek momentov po gredi ni linearen. Zato moramo prečni sili  $V_{ed}$  superponirati še prečno silo na nosilcu, obteženem z obtežbo  $p_{G+0.3Q_i}$ . Enačbi za določitev prečne sile se tako glasita:

$$\text{Potres +: } V_{i,d+} = \frac{M_{i,d}^- + M_{j,d}^+}{l_b} + V_{G+0.3Q_i} \quad (5.37)$$

$$\text{Potres -: } V_{i,d+} = -\frac{M_{i,d}^+ + M_{j,d}^-}{l_b} + V_{G+0.3Q_i} \quad (5.38)$$

$l_b$ -svetla širina

Preglednica 5.2: Izračun prečne sile v gredi G4-23 (maksimalni rezultati so v krepkem tisku).

G4-23	Vozlišče L	Vozlišče D
Načrtovanje nosilnosti	$V_{i,d+} = \frac{360 + 639}{6,3} - 125,5 = 33,1 \text{ kN}$ $V_{i,d-} = -\frac{641 + 435}{6,3} - 125,5 = -296,3 \text{ kN}$	$V_{i,d+} = \frac{360 + 639}{6,3} + 121 = 279,6 \text{ kN}$ $V_{i,d-} = -\frac{641 + 435}{6,3} + 121 = -49,7 \text{ kN}$
Obtežna kombinacija s potresom (+p-Δ)	$V_{Ed,max} = 6,7 \text{ kN}$ $V_{Ed,min} = -257,6 \text{ kN}$	$V_{Ed,max} = 253,2 \text{ kN}$ $V_{Ed,min} = -11 \text{ kN}$

Preglednica 5.3: Izračun prečne sile v gredi G4-22 (maksimalni rezultati so v krepkem tisku).

G4-22	Vozlišče L	Vozlišče D
Načrtovanje nosilnosti	$V_{i,d+} = \frac{639 + 435}{4,8} - 88 = 135,1 \text{ kN}$ $V_{i,d-} = -\frac{435 + 639}{4,8} - 88 = -312,4 \text{ kN}$	$V_{i,d+} = \frac{639 + 435}{4,8} + 88 = 312,4 \text{ kN}$ $V_{i,d-} = -\frac{435 + 639}{4,8} + 88 = -135,1 \text{ kN}$
Obtežna kombinacija s potresom (+p-Δ)	$V_{Ed,max} = 93,6 \text{ kN}$ $V_{Ed,min} = -270,8 \text{ kN}$	$V_{Ed,max} = 270,8 \text{ kN}$ $V_{Ed,min} = -93,6 \text{ kN}$



### 5.2.4.2 Izračun potrebne prečne armature

Strižno nosilnost določimo na običajen način po EC2. Spremenijo se zahteve glede minimalnega armiranja. Najmanjši dovoljen premer stremena je 6 mm.

Izračuna za  $V_{Rd,max}$  in  $V_{Rd,c}$  sta za obe gredi enaka, ker imata enako geometrijo in postavitev armature ter je osna sila enaka 0.

$$V_{Rd,max} = (\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}) / (\cot\theta + \tan\theta) \quad (5.39)$$

$$V_{Rd,max} = (1 \cdot 55 \cdot 0,9 \cdot 55,3 \cdot 0,608 \cdot 2,33) / (\cot 45 + \tan 45) = 1938,9 \text{ kN} \quad (5.40)$$

$$V_{Rd,c,G4-23} = 187,3 \text{ kN}$$

Nosilnost tlačnih diagonal ni prekoračena. Kjer je prečna sila večja od  $V_{rd,c}$ , jo bomo prevzeli z dvostremensko navpično strižno armaturo.

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (5.41)$$

$$V_{Rd,c} = [0,12 \cdot 1,6 \cdot (100 \cdot 0,0094 \cdot 35)^{1/3} + 0] \cdot 550 \cdot 553 = 187,3 \text{ kN} \geq (0,419 + 0) \cdot 550 \cdot 553 = 127,4 \text{ kN} \quad (5.42)$$

$$C_{Rd,c} = 0,18/1,5 = 0,12 \quad (5.43)$$

$$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d) = 28,65/3041,5 = 0,0094 < 0,2 \quad (5.44)$$

$$\sigma_{cp} = N_{ed} / A_c = 0 \quad (5.45)$$

$$k = 1 + \sqrt{(200/d)} = 1,6 < 2 \quad (5.46)$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,419 \quad (5.47)$$

Potrebna prečna armatura za G4-23:

Vozlišče levo:

$$V_{ed} = 296,3 \text{ kN}$$

$$A_{sw} = 1 \text{ cm}^2 \rightarrow s = 1 \cdot 0,9 \cdot 55,3 \cdot 43,5 / 296,3 = 7,3 \text{ cm} \quad (5.48)$$

Potrebujemo dvostrizno streme  $\Phi 8$  na 7 cm.

Vozlišče desno:

$$V_{ed} = 279,6 \text{ kN}$$

$$A_{sw} = 1 \text{ cm}^2 \rightarrow s = 1 \cdot 0,9 \cdot 55,3 \cdot 43,5 / 279,6 = 7,74 \text{ cm} \quad (5.49)$$

Potrebujemo dvostrizno streme  $\Phi 8$  na 7 cm.

Potrebna prečna armatura za G4-22:

$$V_{Rd,max} = 1938,92 \text{ kN}$$

$$V_{RD,c,G4-22} = 187,3 \text{ kN}$$

$$V_{ed}=312,4 \text{ kN}$$

$$A_{sw}=1 \text{ cm}^2 \rightarrow s = 1 \cdot 0,9 \cdot 55,3 \cdot 43,5/312,4 = 6,93 \text{ cm} \quad (5.50)$$

Potrebujemo dvostržno streme  $\Phi 8$  na 6 cm.

### 5.2.4.3 Konstrukcijska pravila za prečno armaturo

Za zagotavljanje lokalne duktilnosti je potrebno v kritičnem območju gred upoštevati še pogoj o maksimalni razdalji med stremenimi EC8, poglavje 5.5.3.1.3(6):

$$s_{G4-23} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} h_w/4 = 60/4 = 15 \\ 24 d_{bw} = 24 \cdot 0,8 = 19,2 \\ 8 d_{bL} = 8 \cdot 2 = 16 \\ 22,5 \end{array} \right. \rightarrow 15 \text{ cm} \quad (5.51)$$

$d_{bw}$  - premer stremen

$d_{bL}$  - premer najtanjše vzdolžne palice

$h_w$  - višina grede

### 5.2.4.4 Izračun strižne armature v gredah za prerez A-A

V preglednici 5.4 je izveden izračun prečne armature, ki smo ga izvedli za prerez A-A (izbrana strižna armatura je v krepkem tisku). Izračun je enak tistemu prikazanemu v poglavjih 5.2.4.1, 5.2.3.2 ter 5.2.4.3 Preglednice za ostale prezeze so podane v prilogi.

Preglednica 5.4: Izračun strižne armature v gredah za prerez A-A

Greda	Vozlišče	$V_{k1}$ [kN]	$V_{ovoj}$ [kN]	$V_{i,d}$ [kN]	$V_{Rd,c}$	$S_{,rač.}$ [cm]	$S_{,min}$ [cm]	Izbira stremen
G11-15	48	-149	-122	-64	132	9,0	11,2	<b><math>\Phi 8/9</math> (2-strižno)</b>
		-149	-225	-239				
	36	147	222	232	132	9,3	12,8	<b><math>\Phi 8/9</math> (2-strižno)</b>
		147	121	57				

se nadaljuje...

## ...nadaljevanje Preglednice 5.4

G11-14	36	-105	-74	12	132	9,7	12,8	<b>Φ8/9 (2-strižno)</b>
		-105	-159	-223				
	24	105	159	223	132	9,7	12,8	<b>Φ8/9 (2-strižno)</b>
		105	74	-12				
G11-13	24	-147	-121	-57	132	9,3	12,8	<b>Φ8/9 (2-strižno)</b>
		-147	-222	-232				
	12	149	225	239	132	9,0	11,2	<b>Φ8/9 (2-strižno)</b>
		149	122	64				
G10-23	47	-129	-83	-41	132	9,5	12,8	<b>Φ8/9 (2-strižno)</b>
		-129	-210	-227				
	35	118	192	205	132	10,5	9,6	<b>Φ8/9 (2-strižno)</b>
		118	71	20				
G10-22	35	-89	-26	33	132	10,3	9,6	<b>Φ8/9 (2-strižno)</b>
		-89	-151	-210				
	23	89	151	210	132	10,3	9,6	<b>Φ8/9 (2-strižno)</b>
		89	26	-33				
G10-21	23	-118	-71	-20	132	10,5	9,6	<b>Φ8/9 (2-strižno)</b>
		-118	-192	-205				
	11	129	210	227	132	9,5	12,8	<b>Φ8/9 (2-strižno)</b>
		129	83	41				
G9-23	46	-128	-60	-29	132	9,2	12,8	<b>Φ8/9 (2-strižno)</b>
		-128	-208	-236				
	34	119	194	218	132	9,9	12,8	<b>Φ8/9 (2-strižno)</b>
		119	51	10				
G9-22	34	-89	3	44	132	9,8	12,8	<b>Φ8/9 (2-strižno)</b>
		-89	-180	-222				
	22	89	180	222	132	9,8	12,8	<b>Φ8/9 (2-strižno)</b>
		89	-3	-44				
G9-21	22	-119	-51	-10	132	9,9	12,8	<b>Φ8/9 (2-strižno)</b>
		-119	-194	-218				
	10	128	208	236	132	9,2	12,8	<b>Φ8/9 (2-strižno)</b>
		128	60	29				
G8-23	45	-128	-42	-13	140	8,8	12,8	<b>Φ8/8 (2-strižno)</b>
		-128	-213	-246				
	33	119	204	234	132	9,3	12,8	<b>Φ8/9 (2-strižno)</b>
		119	34	0				
G8-22	33	-89	28	56	132	9,3	12,8	<b>Φ8/9 (2-strižno)</b>
		-89	-205	-233				
	21	89	205	233	132	9,3	12,8	<b>Φ8/9 (2-strižno)</b>
		89	-28	-56				

se nadaljuje...

...nadaljevanje Preglednice 5.4

G8-21	21	-119	-34	0	132	9,3	12,8	<b>Ø8/9 (2-strižno)</b>
		-119	-204	-234				
	9	128	213	246	140	8,8	12,8	<b>Ø8/8 (2-strižno)</b>
		128	42	13				
G7-23	44	-127	-27	-3	140	8,3	12,8	<b>Ø8/8 (2-strižno)</b>
		-127	-227	-261				
	32	119	219	243	140	8,9	12,8	<b>Ø8/8 (2-strižno)</b>
		119	20	-14				
G7-22	32	-89	48	77	140	8,5	12,8	<b>Ø8/8 (2-strižno)</b>
		-89	-225	-254				
	20	89	225	254	140	8,5	12,8	<b>Ø8/8 (2-strižno)</b>
		89	-48	-77				
G7-21	20	-119	-20	14	140	8,9	12,8	<b>Ø8/8 (2-strižno)</b>
		-119	-219	-243				
	8	127	227	261	140	8,3	12,8	<b>Ø8/8 (2-strižno)</b>
		127	27	3				
G6-23	43	-127	-15	13	146	7,9	15	<b>Ø8/7 (2-strižno)</b>
		-127	-238	-276				
	31	120	231	259	148	8,4	12,8	<b>Ø8/8 (2-strižno)</b>
		120	8	-29				
G6-22	31	-89	64	100	148	7,8	12,8	<b>Ø8/7 (2-strižno)</b>
		-89	-242	-277				
	19	89	242	277	148	7,8	12,8	<b>Ø8/7 (2-strižno)</b>
		89	-64	-100				
G6-21	19	-120	-8	29	148	8,4	12,8	<b>Ø8/8 (2-strižno)</b>
		-120	-231	-259				
	7	127	238	276	146	7,9	15	<b>Ø8/7 (2-strižno)</b>
		127	15	-13				
G5-23	42	-126	-4	22	152	7,5	15	<b>Ø8/7 (2-strižno)</b>
		-126	-248	-289				
	30	120	243	268	153	8,1	15	<b>Ø8/8 (2-strižno)</b>
		120	-2	-43				
G5-22	30	-89	79	111	153	7,5	15	<b>Ø8/7 (2-strižno)</b>
		-89	-257	-288				
	18	89	257	288	153	7,5	15	<b>Ø8/7 (2-strižno)</b>
		89	-79	-111				
G5-21	18	-120	2	43	153	8,1	15	<b>Ø8/8 (2-strižno)</b>
		-120	-243	-268				
	6	126	248	289	152	7,5	15	<b>Ø8/7 (2-strižno)</b>
		126	4	-22				

se nadaljuje...

## ...nadaljevanje Preglednice 5.4

G4-23	41	-125	7	33	152	7,3	15	<b>Φ8/7 (2-strižno)</b>
		-125	-258	-296				
	29	121	253	280	160	7,7	14,4	<b>Φ8/7 (2-strižno)</b>
121		-11	-50					
G4-22	29	-89	94	135	160	6,9	14,4	<b>Φ8/6 (2-strižno)</b>
		-89	-271	-312				
	17	89	271	312	160	6,9	14,4	<b>Φ8/6 (2-strižno)</b>
89		-94	-135					
G4-21	17	-121	11	50	160	7,7	14,4	<b>Φ8/7 (2-strižno)</b>
		-121	-253	-280				
	5	125	258	296	152	7,3	15	<b>Φ8/7 (2-strižno)</b>
125		-7	-33					
G3-23	40	-125	17	36	153	7,1	15	<b>Φ8/7 (2-strižno)</b>
		-125	-266	-306				
	28	122	263	282	163	7,7	15	<b>Φ8/7 (2-strižno)</b>
122		-20	-59					
G3-22	28	-89	107	140	163	6,8	15	<b>Φ8/6 (2-strižno)</b>
		-89	-284	-317				
	16	89	284	317	163	6,8	15	<b>Φ8/6 (2-strižno)</b>
89		-107	-140					
G3-21	16	-122	20	59	163	7,7	15	<b>Φ8/7 (2-strižno)</b>
		-122	-263	-282				
	4	125	266	306	153	7,1	15	<b>Φ8/7 (2-strižno)</b>
125		-17	-36					
G2-23	39	-124	25	56	161	6,7	15	<b>Φ8/6 (2-strižno)</b>
		-124	-273	-322				
	27	123	271	302	167	7,2	14,4	<b>Φ8/7 (2-strižno)</b>
123		-26	-75					
G2-22	27	-89	118	161	167	6,4	14,4	<b>Φ8/6 (2-strižno)</b>
		-89	-295	-339				
	15	89	295	339	167	6,4	14,4	<b>Φ8/6 (2-strižno)</b>
89		-118	-161					
G2-21	15	-123	26	75	167	7,2	14,4	<b>Φ8/7 (2-strižno)</b>
		-123	-271	-302				
	3	124	273	322	161	6,7	15	<b>Φ8/6 (2-strižno)</b>
124		-25	-56					
G1-23	38	-124	23	55	161	7,0	15	<b>Φ8/6 (2-strižno)</b>
		-124	-272	-311				
	26	126	274	306	167	7,1	14,4	<b>Φ8/7 (2-strižno)</b>
126		-21	-61					

se nadaljuje...

...nadaljevanje Preglednice 5.4

G1-22	26	-90	109	160	167	6,4	14,4	Ø8/6 (2-strižno)
		-90	-289	-340				
	14	90	289	340	167	6,4	14,4	Ø8/6 (2-strižno)
		90	-109	-160				
G1-21	14	-126	21	61	167	7,1	14,4	Ø8/7 (2-strižno)
		-126	-274	-306				
	2	124	272	311	161	7,0	15	Ø8/6 (2-strižno)
		124	-23	-55				

### 5.3 Stebri

#### 5.3.1 Omejitev tlačnih napetosti

Duktilnost stebra se z večanjem osne sile manjša, zato EC8 omejuje velikost tlačnih napetosti, da ohrani duktilnost prerezov. Tlačne obremenitve so tako omejene z zgornjo mejo normirane projektne osne sile, izračunane pri kombinaciji vertikalne in potresne obremenitve (EC8, poglavje 5.4.3.2.1(3)P):

$$v_{ed} = \frac{N_{ed}}{A_c \cdot f_{cd}} \leq 0,65 \quad (5.52)$$

#### 5.3.2 Upogibna armatura

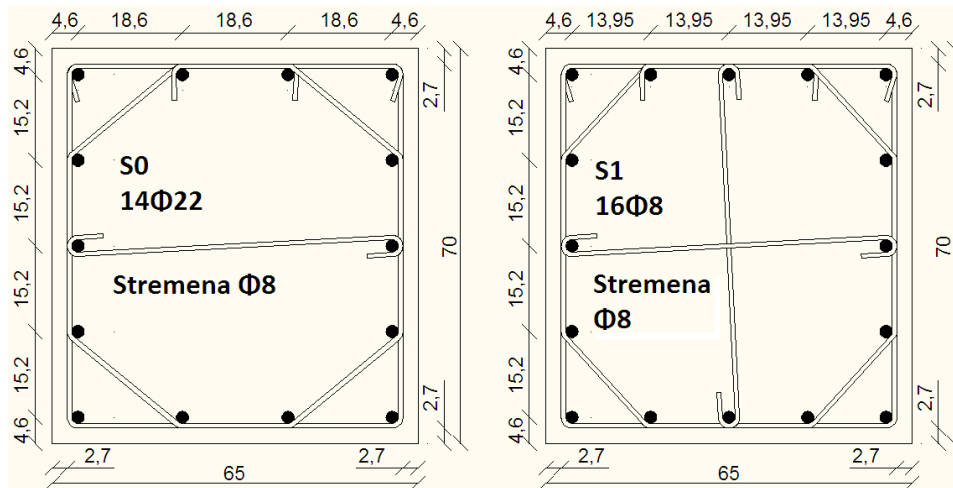
Za določitev armature smo upoštevali pogoj iz EC8, poglavje 5.4.3.2.2(1), ki pravi, da skupni delež vzdolžne armature  $\rho_1$  ne sme biti manjši od 0,01 in večji od 0,04  $A_c$ .

Izbrali smo minimalno armaturo, ker smo predvidevali, da bo zadostovala za prevzem potresnih obremenitev.

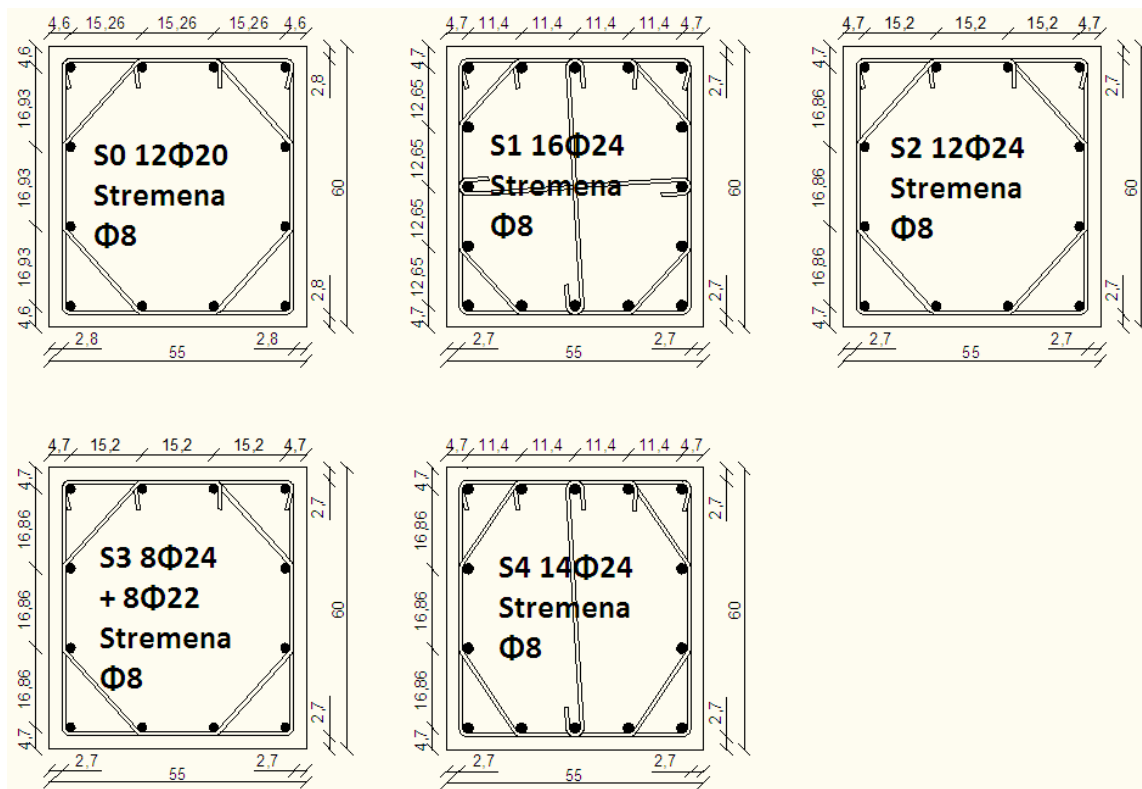
$$\rho_1 = \frac{14 \cdot \pi \cdot 1,1^2}{65 \cdot 70} = \frac{53,22 \text{ cm}^2}{4550 \text{ cm}^2} = 0,012 \quad (5.53)$$

Izkazalo se je, da minimalna armatura zadostuje v vseh stebrih razen v stebrih 1001,1007,1013 in 1019. Za te stebre smo uporabil ojačen tip stebra S1.

$$\rho_1 = \frac{16 \cdot \pi \cdot 1,1^2}{65 \cdot 70} = \frac{60,82 \text{ cm}^2}{4550 \text{ cm}^2} = 0,013 \quad (5.54)$$



Slika 5.7: Tipični stebri 11 etažne konstrukcije



Slika 5.8: Tipični stebri 6 etažne konstrukcije

### 5.3.2.1 Načrtovanje nosilnosti stebrov $\sum M_{RC} \geq 1,3 \sum M_{Rb}$

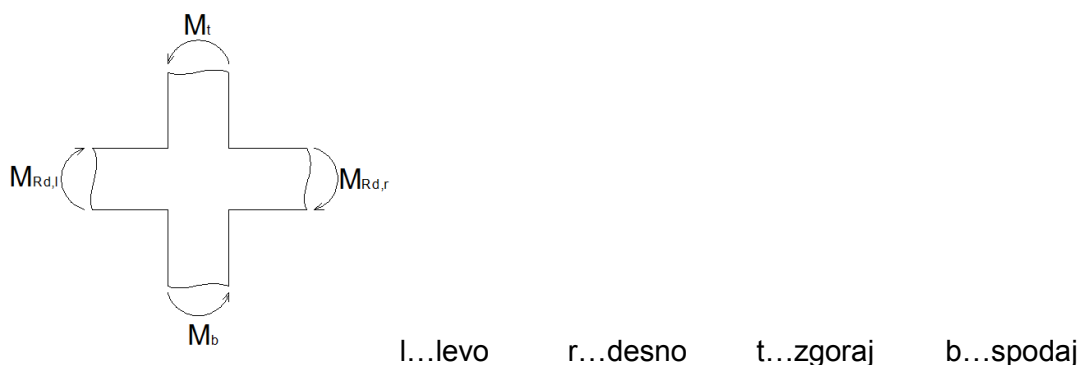
Preveriti je potrebno, če izbrana armatura zadošča pogoju načrtovanja nosilnosti (EC8, poglavje 4.4.2.3(4)):

$$\sum M_{RC} \geq 1,3 \sum M_{Rb} \quad (5.55)$$

$\sum M_{RC}$  – vsota projektnih upogibnih nosilnosti stebrov, ki se stikajo v vozlišču. Pri določanju upogibnih nosilnosti je treba upoštevati celotno območje osnih sil, ki se pojavijo pri potresnem projektnem stanju, in v zgornjem izrazu uporabiti najmanjšo vrednost nosilnosti

$\sum M_{Rb}$  – vsota projektnih upogibnih nosilnosti nosilcev, ki se stikajo v vozlišču. Pri tem je potrebno upoštevati tudi armaturo plošče, definirane znotraj predpisane sodelujoče širine. Ko se uporabljajo stiki z delno nosilnostjo, je treba pri določanju  $\sum M_{Rb}$  uporabiti nosilnost teh stikov.

Kontrolo se naredi ločeno v obeh smereh stebra in za obe smeri obtežbe.



Slika 5.9: Ilustracija načrtovanja upogibne nosilnosti stebra (Fajfar, Fischinger, Beg, 2009)

Enačbe od 5.56 do 5.63 prikazujejo izračun kontrole  $\sum M_{RC} \geq 1,3 \sum M_{Rb}$ , za vozlišča 28, 29, 40 in 41. Za vsa ostala vozlišča prereza A-A je kontrola prikazana v preglednici 5.5. Dejanske upogibne nosilnosti gred so bile iz vrednotene že v prejšnjem poglavju (preglednica 5.1). Za določitev upogibnih nosilnosti stebrov je bil uporabljen program DIAS. Upoštevani sta bili + in – vrednost potresa, tako da je za vsako vozlišče kontrola opravljena dvakrat.

Vozlišče 41

- Potres + (←)
  - $M_{RC,z} (N_{ed}=2542,7 \text{ kN})=1192 \text{ kNm}$
  - $M_{RC,z} (N_{ed}=2908,3 \text{ kN})=1235 \text{ kNm}$

$$M_{RC,z} + M_{RC,s} = 1192 + 1235 = 2427 \text{ kN} \geq 1,3 M_{Rb,5} = 1,3 \cdot 641 = 833 \text{ kN} \quad (5.56)$$



- Potres - (→)

- $M_{RC,z} (N_{ed} = 1427,4 \text{ kN}) = 1020 \text{ kNm}$
- $M_{RC,z} (N_{ed} = 1541,5 \text{ kN}) = 1043 \text{ kNm}$

$$M_{RC,z} + M_{RC,s} = 1020 + 1043 = 2063 \text{ kN} \geq 1,3M_{Rb,5} = 1,3 \cdot 360 = 468 \text{ kN} \quad (5.57)$$

## Vozlisce29

- Potres+ (←)

- $M_{RC,z} (N_{ed} = 3016,4 \text{ kN}) = 1246 \text{ kNm}$
- $M_{RC,z} (N_{ed} = 3445,5 \text{ kN}) = 1283 \text{ kNm}$

$$M_{RC,z} + M_{RC,s} = 1246 + 1283 = 2529 \text{ kN} \geq 1,3M_{Rb,5} = 1,3 \cdot (435 + 639) = 1396,2 \text{ kN} \quad (5.58)$$

- Potres - (→)

- $M_{RC,z} (N_{ed} = 2092,5 \text{ kN}) = 1134 \text{ kNm}$
- $M_{RC,z} (N_{ed} = 2305,1 \text{ kN}) = 1162 \text{ kNm}$

$$M_{RC,z} + M_{RC,s} = 1134 + 1162 = 2063 \text{ kN} \geq 1,3M_{Rb,5} = 1,3 \cdot (435 + 639) = 1396,2 \text{ kN} \quad (5.59)$$

## Vozlišče 40

- Potres+ (←)

- $M_{RC,z} (N_{ed} = 2942,4 \text{ kN}) = 1238 \text{ kNm}$
- $M_{RC,z} (N_{ed} = 3313,1 \text{ kN}) = 1275 \text{ kNm}$

$$M_{RC,z} + M_{RC,s} = 1238 + 1275 = 2513 \text{ kN} \geq 1,3M_{Rb,5} = 1,3 \cdot 684 = 889,2 \text{ kN} \quad (5.60)$$

- Potres - (→)

- $M_{RC,z} (N_{ed} = 1575,7 \text{ kN}) = 1050 \text{ kNm}$
- $M_{RC,z} (N_{ed} = 1680,6 \text{ kN}) = 1070 \text{ kNm}$

$$M_{RC,z} + M_{RC,s} = 1050 + 1070 = 2120 \text{ kN} \geq 1,3M_{Rb,5} = 1,3 \cdot 371 = 482,3 \text{ kN} \quad (5.61)$$

## Vozlisce28

- Potres + (←)

- $M_{RC,z} (N_{ed} = 3479,7 \text{ kN}) = 1285 \text{ kNm}$
- $M_{RC,z} (N_{ed} = 3915,7 \text{ kN}) = 1307 \text{ kNm}$

$$M_{RC,z} + M_{RC,s} = 1285 + 1307 = 2592 \text{ kN} \geq 1,3M_{Rb,5} = 1,3 \cdot (458 + 639) = 1426,1 \text{ kN} \quad (5.62)$$

- Potres - ( $\rightarrow$ )
  - $M_{RC,z} (N_{ed}= 2339,2 \text{ kN})=1166 \text{ kNm}$
  - $M_{RC,z} (N_{ed}= 2544,2 \text{ kN})= 1192 \text{ kNm}$

$$M_{RC,z} + M_{RC,s} = 1166 + 1192 = 2358 \text{ kN} \geq 1,3M_{Rb,5} = 1,3 \cdot (458 + 639) = 1426,1 \text{ kN} \quad (5.63)$$

Preglednica 5.5: Načrtovanje nosilnosti "Capacity design" za prerez A-A

i	Izbrana armatura/ $\rho$ [cm <sup>2</sup> ]/[%]	$N_{p-\Delta}$ [kN] $\leftarrow/\rightarrow$	$M_{RC,d}$ [kN] $\leftarrow/\rightarrow$	$\sum M_{RC,d}$ [kNm] $\leftarrow/\rightarrow$	$1.3 \sum M_{Rb,d}$ [kNm] $\leftarrow/\rightarrow$	$1.3 \sum M_{Rb,d} / \sum M_{RC,d}$ $\leftarrow/\rightarrow$
Št. vol.	Izb. arm. in procent armiranja nad vozliščem	Pripadajoča osna sila v stebri nad vozliščem	Odpornostni moment v stebri nad vozliščem	Vsota odp. momentov stebra v vozlišču za $\leftarrow$ in $\rightarrow$ smer potresa	Vsota odp. momentov gred v vozlišču za $\leftarrow$ in $\rightarrow$ smer potresa	Količnik odpornosti za $\leftarrow$ in $\rightarrow$ smer potresa
	Izb. arm. in procent armiranja pod vozliščem	Pripadajoča osna sila v stebri pod vozliščem	Odpornostni moment v stebri pod vozliščem			
48	12 $\Phi$ 20/1,05	306 / 250	777 / 763	777 / 763	382 / 317	0,49 / 0,42
	12 $\Phi$ 20/1,05	0 / 0	0 / 0			
36	12 $\Phi$ 20/1,05	406 / 365	800 / 791	800 / 791	735 / 735	0,92 / 0,93
	12 $\Phi$ 20/1,05	0 / 0	0 / 0			
24	12 $\Phi$ 20/1,05	365 / 406	791 / 800	791 / 800	735 / 735	0,93 / 0,92
	12 $\Phi$ 20/1,05	0 / 0	0 / 0			
12	12 $\Phi$ 20/1,05	250 / 306	763 / 777	763 / 777	317 / 382	0,42 / 0,49
	12 $\Phi$ 20/1,05	0 / 0	0 / 0			
47	12 $\Phi$ 20/1,05	340 / 285	785 / 773	1636 / 1591	445 / 319	0,27 / 0,2
	12 $\Phi$ 20/1,05	635 / 484	851 / 818			
35	12 $\Phi$ 20/1,05	440 / 399	808 / 798	1695 / 1660	757 / 757	0,45 / 0,46
	12 $\Phi$ 20/1,05	798 / 683	887 / 862			
23	12 $\Phi$ 20/1,05	399 / 440	798 / 808	1660 / 1696	757 / 757	0,46 / 0,45
	12 $\Phi$ 20/1,05	683 / 798	862 / 888			
11	12 $\Phi$ 20/1,05	284 / 340	773 / 785	1591 / 1600	319 / 445	0,2 / 0,28
	12 $\Phi$ 20/1,05	484 / 635	818 / 815			
46	12 $\Phi$ 20/1,05	669 / 518	859 / 825	1787 / 1690	553 / 319	0,31 / 0,19
	12 $\Phi$ 20/1,05	983 / 697	928 / 865			
34	12 $\Phi$ 20/1,05	833 / 717	895 / 870	1871 / 1798	829 / 829	0,44 / 0,46
	12 $\Phi$ 20/1,05	1210 / 985	976 / 928			
22	12 $\Phi$ 20/1,05	717 / 833	870 / 895	1798 / 1871	829 / 829	0,46 / 0,44
	12 $\Phi$ 20/1,05	985 / 1210	928 / 976			
10	12 $\Phi$ 20/1,05	518 / 669	505 / 859	1370 / 1787	319 / 553	0,23 / 0,31
	12 $\Phi$ 20/1,05	696 / 984	865 / 928			

se nadaljuje...

...nadaljevanje Preglednice 5.5

45	12Φ20/1,05	1017 / 731	935 / 837	1939 / 1744	636 / 377	0,33 / 0,22
	12Φ20/1,05	1349 / 890	1004 / 907			
33	12Φ20/1,05	1244 / 1019	983 / 935	2044 / 1923	902 / 902	0,44 / 0,47
	12Φ20/1,05	1637 / 1269	1061 / 988			
21	12Φ20/1,05	1019 / 1244	935 / 983	1923 / 2044	902 / 902	0,47 / 0,44
	12Φ20/1,05	1270 / 1637	988 / 1061			
9	12Φ20/1,05	730 / 1018	837 / 935	1744 / 1939	377 / 636	0,22 / 0,33
	12Φ20/1,05	889 / 1350	907 / 1004			
44	12Φ20/1,05	1383 / 924	1011 / 915	2090 / 1861	699 / 377	0,33 / 0,2
	12Φ20/1,05	1727 / 1069	1079 / 946			
32	12Φ20/1,05	1672 / 1304	1068 / 995	2200 / 2038	1035 / 1035	0,47 / 0,51
	12Φ20/1,05	2077 / 1542	1132 / 1043			
20	12Φ20/1,05	1304 / 1671	995 / 1068	2038 / 2200	1035 / 1035	0,51 / 0,47
	12Φ20/1,05	1543 / 2076	1043 / 1132			
8	12Φ20/1,05	923 / 1385	915 / 1011	1860 / 2090	377 / 699	0,2 / 0,33
	12Φ20/1,05	1067 / 1729	945 / 1079			
43	12Φ20/1,05	1762 / 1103	1085 / 953	2222 / 1934	763 / 421	0,34 / 0,22
	12Φ20/1,05	2115 / 1236	1137 / 981			
31	12Φ20/1,05	2111 / 1576	1136 / 1050	2326 / 2143	1177 / 1177	0,51 / 0,55
	12Φ20/1,05	2526 / 1804	1190 / 1093			
19	12Φ20/1,05	1577 / 2110	1050 / 1136	2143 / 2326	1177 / 1177	0,55 / 0,51
	12Φ20/1,05	1806 / 2525	1093 / 1190			
7	12Φ20/1,05	1101 / 1763	953 / 1085	1934 / 2222	421 / 763	0,22 / 0,34
	12Φ20/1,05	1233 / 2117	981 / 1137			
42	12Φ20/1,05	2149 / 1270	1141 / 988	2329 / 2001	833 / 468	0,36 / 0,23
	12Φ20/1,05	2509 / 1393	1188 / 1013			
30	12Φ20/1,05	2560 / 1838	1194 / 1099	2437 / 2228	1245 / 1245	0,51 / 0,56
	12Φ20/1,05	2982 / 2058	1243 / 1129			
18	12Φ20/1,05	1840 / 2559	1099 / 1194	2228 / 2437	1245 / 1245	0,56 / 0,51
	12Φ20/1,05	2061 / 2980	1129 / 1243			
6	12Φ20/1,05	1267 / 2151	988 / 1141	2001 / 2329	468 / 833	0,23 / 0,36
	12Φ20/1,05	1390 / 2512	1013 / 1188			
41	12Φ20/1,05	2543 / 1427	1192 / 1020	2427 / 2063	833 / 468	0,34 / 0,23
	12Φ20/1,05	2908 / 1542	1235 / 1043			
29	12Φ20/1,05	3016 / 2092	1246 / 1134	2529 / 2296	1396 / 1396	0,55 / 0,61
	12Φ20/1,05	3446 / 2305	1283 / 1162			
17	12Φ20/1,05	2095 / 3015	1134 / 1246	2296 / 2529	1396 / 1396	0,61 / 0,55
	12Φ20/1,05	2308 / 3443	1162 / 1283			
5	12Φ20/1,05	1424 / 2546	1020 / 1192	2063 / 2427	468 / 833	0,23 / 0,34
	12Φ20/1,05	1538 / 2912	1043 / 1235			
40	12Φ20/1,05	2942 / 1576	1238 / 1050	2513 / 2120	889 / 482	0,35 / 0,23
	12Φ20/1,05	3313 / 1681	1275 / 1070			

se nadaljuje...

...nadaljevanje Preglednice 5.5

28	12Φ20/1,05	3480 / 2339	1285 / 1166	2592 / 2358	1426 / 1426	0,55 / 0,6
	12Φ20/1,05	3916 / 2544	1307 / 1192			
16	12Φ20/1,05	2342 / 3477	1166 / 1285	2358 / 2592	1426 / 1426	0,6 / 0,55
	12Φ20/1,05	2548 / 3913	1192 / 1307			
4	12Φ20/1,05	1572 / 2946	1050 / 1238	2120 / 2513	482 / 889	0,23 / 0,35
	12Φ20/1,05	1676 / 3317	1070 / 1275			
39	12Φ20/1,05	3347 / 1715	1277 / 1076	2575 / 2170	982 / 551	0,38 / 0,25
	12Φ20/1,05	3722 / 1812	1298 / 1094			
27	12Φ20/1,05	3950 / 2578	1309 / 1196	2635 / 2416	1560 / 1560	0,59 / 0,65
	12Φ20/1,05	4393 / 2776	1326 / 1220			
15	12Φ20/1,05	2582 / 3947	1196 / 1309	2416 / 2635	1560 / 1560	0,65 / 0,59
	12Φ20/1,05	2781 / 4389	1220 / 1326			
3	12Φ20/1,05	1710 / 3352	1076 / 1277	2170 / 2575	551 / 982	0,25 / 0,38
	12Φ20/1,05	1807 / 3727	1094 / 1298			
38	16Φ24/2,02	3756 / 1846	1300 / 1100	2713 / 2310	891 / 551	0,33 / 0,24
	16Φ24/2,02	4136 / 1936	1413 / 1210			
26	12Φ20/1,05	4427 / 2810	1327 / 1223	2652 / 2469	1560 / 1560	0,59 / 0,63
	12Φ20/1,05	4874 / 3008	1325 / 1246			
14	12Φ20/1,05	2815 / 4423	1223 / 1327	2469 / 2652	1560 / 1560	0,63 / 0,59
	12Φ20/1,05	3014 / 4870	1246 / 1325			
2	16Φ24/2,02	1841 / 3761	1100 / 1300	2310 / 2713	551 / 891	0,24 / 0,33
	16Φ24/2,02	1937 / 4137	1210 / 1413			

### 5.3.3 Prečna armatura

V primarnih potresnih stebrih je potrebno prečne sile določiti v skladu s pravili načrtovanja nosilnosti (EC8, poglavje 5.4.2.3). Najprej je potrebno določiti največje upogibne momente pri potresni obtežbi:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rc,i} \cdot \min\left(1, \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}}\right) \quad (5.64)$$

$\gamma_{Rd}$  – faktor, ki upošteva večjo nosilnost zaradi utrjevanja jekla in objetja betona v tlačni coni. Za DCM je enak 1,1.

$M_{Rc,i}$  je projektna vrednost upogibne nosilnosti stebra v krajišču  $i$ . Vrednost ustreza osni sili v stebru v potresnem projektnem stanju za upoštevano smer potresa.

Projektna prečna sila se določi po enačbi 5.65. Kompletan izračun prečne sile za stebra 4019 je prikazan v preglednicah 5.6 in 5.7.

$$V_{CD,c} = \frac{(M_{zg,d} + M_{sp,d})}{l_{el}} \quad (5.65)$$

$l_{el}$  - predstavlja svetlo višino med stebri

Preglednica 5.6: Izračun strižne sile v stebru 4019

Potres	vozišče	vsota $M_{rc}$	vsota $M_{rb}$	$\min(1, \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}})$	$M_{rc,i}$	$M_{i,d}$	$V_{cd,c}$
←	41	2427	641	0,26	1235	359	304
	40	2513	684	0,27	1238	371	
→	41	2063	360	0,18	1193	229	191
	40	2120	371	0,18	1196	230	

Preglednica 5.7 Izračun strižne sile v stebru 4013

Potres	vozišče	vsota $M_{rc}$	vsota $M_{rb}$	$\min(1, \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}})$	$M_{rc,i}$	$M_{i,d}$	$V_{cd,c}$
←	29	2529	1074	0,43	1283	599	499
	28	2592	1097	0,42	1285	598	
→	29	2296	1074	0,47	1162	598	498
	28	2358	1097	0,47	1166	597	

V nadaljevanju je naveden izračun največje prečne sile (enačba 5.66) in računске strižne odpornosti betonskega elementa brez strižne armature (enačbe od 5.67 do 5.72). Izračun je enak za stebra 4013 in 4019, ker sta enakih dimenzij, imata enako postavljeno armaturo ter je vpliv osne sile v obeh primerih večji od  $0,2 \cdot f_{cd}$ .

$$V_{Rd,max} = (1 \cdot 65 \cdot 0,9 \cdot 65,4 \cdot 0,608 \cdot 2,33) / 2 = 2705,8 \text{ kN} \quad (5.66)$$

$$V_{Rd,c,steber} = 519,2 \text{ kN}$$

Izračun (enačba 5.67) nam pokaže, da v teh dveh stebrih nimamo problemov s prečno silo, saj sta  $V_{rd,max}$  in  $V_{Rd,c}$  večja od obremenitve  $V_{ed}$ . V teh stebrih je bilo zato izvedeno samo minimalno strižno armiranje, ki ga predpiše EC8.

$$V_{Rd,c} = [0,12 \cdot 1,553 \cdot (100 \cdot 0,00626 \cdot 35)^{1/3} + 0,15 \cdot 4,667] \cdot 650 \cdot 654 = 519,2 \text{ kN} \geq (0,401 + 0,15 \cdot 4,667) \cdot 650 \cdot 654 = 468,06 \text{ kN} \quad (5.67)$$

$$C_{Rd,c} = 0,18 / 1,5 = 0,12 \quad (5.68)$$

$$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d) = 26,61 / 4251 = 0,00626 < 0,2 \quad (5.69)$$

$$\sigma_{cp} = N_{ed} / A_c = \frac{3347000}{455000} = 7,36 \leq 0,2 \cdot f_{cd} = 0,2 \cdot 23,3 = 4,667 \quad (5.70)$$

$$k = 1 + \sqrt{(200/d)} = 1,553 < 2 \quad (5.71)$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,401 \quad (5.72)$$

Kritično območje  $l_{cr}$  (EC8: člen-5.4.3.2.2(4)):

$$l_{cr} = \max \begin{cases} h_c = 70 \text{ cm} \\ l_{cl}/6 = 240/6 = 40 \text{ cm} \rightarrow 70 \text{ cm} \\ 45 \text{ cm} \end{cases} \quad (5.73)$$

V kritičnem območju morajo biti zaprta stremena, ki ustrezajo naslednjim pogojem:

- Premer stremena večji od 6 mm
- Razmik med stremeni ne sme biti večji od:

$$s = \min \begin{cases} b_0/2 = 59/2 = 29,5 \text{ cm} \\ 17,5 \text{ cm} \\ 8 \cdot d_{bL} = 17,6 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow 17,5 \text{ cm} \quad (5.74)$$

$b_0$  – minimalna dimenzija betonskega jedra (merjena od srednje črte stremen)

### 5.3.3.1 Zagotavljanje objetja betonskega jedra ob vpetju

Enačbe od 5.75 do 5.86 prikazujejo izračun zagotavljanja objetja betonskega jedra ob vpetju za steber 1019, ki je strižno armiran po S1. Za vse ostale stebre je v preglednici 5.8 prikazana izbira stremen, ki zagotavljajo objetje betonskega jedra ob vpetju.

V kritičnem območju ob vpetju primarnih stebrov mora biti vrednost faktorja duktilnosti za ukrivljenost  $\mu_\phi$  vsaj enaka vrednosti iz EC8, poglavje člen-5.2.3.4(3).

$$T_1 > T_c = 1,76 \text{ s} > 0,5 \text{ s} \quad (5.75)$$

$$\mu_\phi = 2 \cdot q_0 - 1 = 2 \cdot 3,9 - 1 = 6,8 \quad (5.76)$$

Če je za zahtevano vrednost  $\mu_\phi$ , kjerkoli v prerezu potrebna deformacija betona večja od  $\varepsilon_{cu2}=0,0035$ , je treba izgubo nosilnosti zaradi odluščenja betonskega kritja nadomestiti z ustreznim objetjem betonskega jedra s stremeni. Pri tem se upoštevajo lastnosti objetega betona iz (EC2, poglavje 3.1.9).

Tej zahtevi zadostimo, če veljajo enačbe od 5.77 do 5.86:

$$\omega_{wd} \geq \omega_{wd,min} \quad (5.77)$$

$$0,247 \geq 0,08 \quad (5.78)$$

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \cdot \mu_\phi \cdot \nu_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot (b_c/b_0) - 0,035 \quad (5.79)$$

$$0,728 \cdot 0,247 = \mathbf{0,180} > 30 \cdot 6,8 \cdot 0,394 \cdot 0,002175 \cdot \left(\frac{65}{58,8}\right) - 0,035 = \mathbf{0,158} \quad (5.80)$$

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s = 0,728 \quad (5.81)$$

$$\alpha_n = 1 - \frac{\sum_n b_i^2}{6 \cdot b_o \cdot h_o} = 1 - \frac{8 \cdot 15,2^2 + 8 \cdot 13,95^2}{6 \cdot 58,8 \cdot 63,8} = 0,826 \quad (5.82)$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2 \cdot b_o}\right) \left(1 - \frac{s}{2 \cdot h_o}\right) = \left(1 - \frac{9}{2 \cdot 58,8}\right) \cdot \left(1 - \frac{9}{2 \cdot 63,8}\right) = 0,858 \quad (5.83)$$

$$\omega_{wd} = \frac{V_{stremen \text{ za objetje}}}{V_{obj.betonskega \text{ jedra}}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{0,79 \cdot 568,4}{58,8 \cdot 63,8 \cdot 9} \cdot \frac{43,48}{2,33} = 0,247 \quad (5.84)$$

$$v_d = N_{ED} / A_c f_{cd} = 4181,4 / (4550 \cdot 2,33) = 0,394 \quad (5.85)$$

$$\varepsilon_{sy,d} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{43,5}{20000} = 0,002175 \quad (5.86)$$

Preglednica 5.8: Izračun strižne armature v stebrih

Steber	$V_{ovoj,P-\Delta}$ [kN]	$V_{i,d}$ [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	Izbira stremen (načina armiranja S1 in S0 sta prikazana na sliki 5.7)	
1001	291	573	539	Zahteve striga	S1/Φ8/9
				Kritično območje	S1/Φ8/9
				Ob vpetju	S0/Φ10/9
2001	246	325	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
3001	237	331	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
4001	225	304	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
5001	214	294	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
6001	202	282	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
7001	190	259	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
8001	175	235	469	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
9001	158	209	416	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
10001	126	173	364	Zahteve striga	S0/Φ8/12
				Kritično območje	S0/Φ8/12
11001	130	212	315	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
1007	349	622	519	Zahteve striga	S0/Φ8/7
				Kritično območje	S0/Φ8/7
				Ob vpetju	S0/Φ10/7
2007	413	552	519	Zahteve striga	S0/Φ8/7
				Kritično območje	S0/Φ8/7

se nadaljuje...

...nadaljevanje Preglednice 5.8

3007	376	527	519	Zahteve striga	S0/Φ8/8
				Kritično območje	S0/Φ8/8
4007	355	499	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
5007	329	466	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
6007	304	428	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
7007	277	390	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
8007	245	342	517	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
9007	208	306	456	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
10007	155	280	396	Zahteve striga	S0/Φ8/12
				Kritično območje	S0/Φ8/12
11005	113	387	338	Zahteve striga	S0/Φ8/11
				Kritično območje	S0/Φ8/11
1013	349	622	519	Zahteve striga	S0/Φ8/7
				Kritično območje	S0/Φ8/7
				Ob vpetju	S0/Φ10/7
2013	413	552	519	Zahteve striga	S0/Φ8/7
				Kritično območje	S0/Φ8/7
3013	376	527	519	Zahteve striga	S0/Φ8/8
				Kritično območje	S0/Φ8/8
4013	355	499	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
5013	329	466	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
6013	304	428	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
7013	277	390	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
8013	245	342	518	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
9013	208	306	456	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
10013	155	280	396	Zahteve striga	S0/Φ8/12
				Kritično območje	S0/Φ8/12
11009	113	387	338	Zahteve striga	S0/Φ8/11
				Kritično območje	S0/Φ8/11

se nadaljuje...



## ...nadaljevanje Preglednice 5.8

1019	291	573	539	Zahteve striga	S1/Φ8/9
				Kritično območje	S1/Φ8/9
				Ob vpetju	S0/Φ10/9
2019	246	325	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
3019	237	331	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
4019	225	304	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
5019	214	294	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
6019	202	282	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
7019	190	259	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
8019	175	235	469	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
9019	158	209	416	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
10019	126	175	364	Zahteve striga	S0/Φ8/12
				Kritično območje	S0/Φ8/12
11013	130	210	315	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
1002	290	556	519	Zahteve striga	S0/Φ8/8
				Kritično območje	S0/Φ8/8
				Ob vpetju	S0/Φ10/7
2002	317	426	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
3002	293	409	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
4002	276	395	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
5002	257	379	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
6002	238	350	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
7002	217	324	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
8002	191	303	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
9002	157	282	469	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17

se nadaljuje...

...nadaljevanje Preglednice 5.8

10002	117	262	406	Zahteve striga	S0/Φ8/12
				Kritično območje	S0/Φ8/12
11002	134	354	346	Zahteve striga	S0/Φ8/14
				Kritično območje	S0/Φ8/14
1008	310	601	519	Zahteve striga	S0/Φ8/7
				Kritično območje	S0/Φ8/7
				Ob vpetju	S0/Φ10/6
2008	372	490	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
3008	338	480	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
4008	319	453	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
5008	296	424	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
6008	274	391	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
7008	250	354	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
8008	222	326	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
9008	188	298	493	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
10008	137	269	428	Zahteve striga	S0/Φ8/12
				Kritično območje	S0/Φ8/12
11006	115	383	364	Zahteve striga	S0/Φ8/11
				Kritično območje	S0/Φ8/11
1014	310	601	519	Zahteve striga	S0/Φ8/7
				Kritično območje	S0/Φ8/7
				Ob vpetju	S0/Φ10/6
2014	372	490	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
3014	338	480	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
4014	319	453	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
5014	296	424	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
6014	274	391	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
7014	250	354	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17

se nadaljuje...

## ...nadaljevanje Preglednice 5.8

8014	222	332	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
9014	188	298	493	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
10014	137	269	428	Zahteve striga	S0/Φ8/12
				Kritično območje	S0/Φ8/12
11010	115	383	364	Zahteve striga	S0/Φ8/11
				Kritično območje	S0/Φ8/11
1020	275	551	519	Zahteve striga	S0/Φ8/8
				Kritično območje	S0/Φ8/8
				Ob vpetju	S0/Φ10/7
2020	300	410	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
3020	277	404	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
4020	261	387	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
5020	243	364	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
6020	225	341	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
7020	205	318	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
8020	181	299	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
9020	149	282	469	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
10020	114	261	406	Zahteve striga	S0/Φ8/12
				Kritično območje	S0/Φ8/12
11014	134	342	346	Zahteve striga	S0/Φ8/15
				Kritično območje	S0/Φ8/15
1003	287	558	519	Zahteve striga	S0/Φ8/8
				Kritično območje	S0/Φ8/8
				Ob vpetju	S0/Φ10/7
2003	311	422	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
3003	288	409	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
4003	270	399	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
5003	251	383	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17

se nadaljuje...

...nadaljevanje Preglednice 5.8

6003	232	351	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
7003	210	325	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
8003	184	348	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
9003	152	283	469	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
10003	108	262	407	Zahteve striga	S0/Φ8/12
				Kritično območje	S0/Φ8/12
11003	136	355	346	Zahteve striga	S0/Φ8/14
				Kritično območje	S0/Φ8/14
1009	274	588	519	Zahteve striga	S0/Φ8/7
				Kritično območje	S0/Φ8/7
				Ob vpetju	S0/Φ10/6
2009	332	444	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
3009	302	443	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
4009	284	424	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
5009	264	391	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
6009	244	354	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
7009	223	325	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
8009	198	311	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
9009	168	294	494	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
10009	119	268	429	Zahteve striga	S0/Φ8/12
				Kritično območje	S0/Φ8/12
11007	113	383	365	Zahteve striga	S0/Φ8/11
				Kritično območje	S0/Φ8/11
1015	274	588	519	Zahteve striga	S0/Φ8/7
				Kritično območje	S0/Φ8/7
				Ob vpetju	S0/Φ10/6
2015	332	444	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
3015	302	443	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17

se nadaljuje...

## ...nadaljevanje Preglednice 5.8

4015	284	424	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
5015	264	391	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
6015	244	354	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
7015	223	325	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
8015	198	311	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
9015	168	294	494	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
10015	119	268	429	Zahteve striga	S0/Φ8/12
				Kritično območje	S0/Φ8/12
11011	113	383	365	Zahteve striga	S0/Φ8/11
				Kritično območje	S0/Φ8/11
1021	272	550	519	Zahteve striga	S0/Φ8/8
				Kritično območje	S0/Φ8/8
				Ob vpetju	S0/Φ10/7
2021	293	401	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
3021	272	399	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
4021	255	387	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
5021	237	358	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
6021	219	331	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
7021	199	314	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
8021	174	340	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
9021	144	280	469	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
10021	103	262	407	Zahteve striga	S0/Φ8/12
				Kritično območje	S0/Φ8/12
11015	136	355	346	Zahteve striga	S0/Φ8/14
				Kritično območje	S0/Φ8/14
1004	287	562	519	Zahteve striga	S0/Φ8/8
				Kritično območje	S0/Φ8/8
				Ob vpetju	S0/Φ10/7

se nadaljuje...

...nadaljevanje Preglednice 5.8

2004	311	421	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
3004	289	409	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
4004	272	399	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
5004	253	383	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
6004	234	351	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
7004	213	325	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
8004	187	303	509	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
9004	158	283	447	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
10004	116	262	386	Zahteve striga	S0/Φ8/12
				Kritično območje	S0/Φ8/12
11004	135	228	327	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
1010	258	574	519	Zahteve striga	S0/Φ8/7
				Kritično območje	S0/Φ8/7
				Ob vpetju	S0/Φ10/7
2010	315	425	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
3010	285	423	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
4010	269	391	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
5010	250	362	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
6010	231	338	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
7010	210	321	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
8010	186	300	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
9010	156	279	475	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
10010	107	262	410	Zahteve striga	S0/Φ8/12
				Kritično območje	S0/Φ8/12

se nadaljuje...

## ...nadaljevanje Preglednice 5.8

11008	120	359	348	Zahteve striga	S0/Φ8/12
				Kritično območje	S0/Φ8/12
1016	258	574	519	Zahteve striga	S0/Φ8/7
				Kritično območje	S0/Φ8/7
				Ob vpetju	S0/Φ10/7
2016	315	425	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
3016	285	423	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
4016	269	391	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
5016	250	362	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
6016	231	338	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
7016	210	321	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
8016	186	305	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
9016	156	282	475	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
10016	107	260	410	Zahteve striga	S0/Φ8/12
				Kritično območje	S0/Φ8/12
11012	119	359	348	Zahteve striga	S0/Φ8/12
				Kritično območje	S0/Φ8/12
1022	272	555	519	Zahteve striga	S0/Φ8/8
				Kritično območje	S0/Φ8/8
				Ob vpetju	S0/Φ10/7
2022	294	400	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
3022	273	399	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
4022	257	387	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
5022	239	365	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
6022	221	341	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
7022	201	318	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
8022	177	296	510	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17

se nadaljuje...

...nadaljevanje Preglednice 5.8

9022	149	280	447	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
10022	111	261	386	Zahteve striga	S0/Φ8/12
				Kritično območje	S0/Φ8/12
11016	135	227	327	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
1005	290	566	519	Zahteve striga	S0/Φ8/8
				Kritično območje	S0/Φ8/8
				Ob vpetju	S0/Φ10/8
2005	317	433	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
3005	293	415	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
4005	276	396	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
5005	257	384	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
6005	237	358	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
7005	216	331	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
8005	190	314	461	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
9005	155	290	398	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
10005	131	363	337	Zahteve striga	S0/Φ8/12
				Kritično območje	S0/Φ8/12
1011	262	587	519	Zahteve striga	S0/Φ8/7
				Kritično območje	S0/Φ8/7
				Ob vpetju	S0/Φ10/7
2011	319	443	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
3011	289	424	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
4011	273	392	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
5011	253	361	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
6011	233	339	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
7011	211	322	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17

se nadaljuje...



## ...nadaljevanje Preglednice 5.8

8011	186	305	482	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
9011	149	294	416	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
10011	130	385	351	Zahteve striga	S0/Φ8/11
				Kritično območje	S0/Φ8/11
1017	262	587	519	Zahteve striga	S0/Φ8/7
				Kritično območje	S0/Φ8/7
				Ob vpetju	S0/Φ10/7
2017	319	443	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
3017	289	424	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
4017	273	392	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
5017	253	361	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
6017	233	339	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
7017	211	322	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
8017	186	305	482	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
9017	149	294	416	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
10017	130	385	351	Zahteve striga	S0/Φ8/11
				Kritično območje	S0/Φ8/11
1023	275	562	519	Zahteve striga	S0/Φ8/8
				Kritično območje	S0/Φ8/8
				Ob vpetju	S0/Φ10/8
2023	299	410	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
3023	277	404	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
4023	261	387	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
5023	243	364	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
6023	224	341	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
7023	204	321	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17

se nadaljuje...

...nadaljevanje Preglednice 5.8

8023	180	304	461	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
9023	147	283	398	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
10023	129	363	337	Zahteve striga	S0/Φ8/12
				Kritično območje	S0/Φ8/12
1006	253	514	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
				Ob vpetju	S0/Φ10/9
2006	210	294	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
3006	204	283	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
4006	192	267	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
5006	182	255	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
6006	171	235	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
7006	160	214	466	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
8006	146	194	413	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
9006	124	170	361	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
10006	123	194	311	Zahteve striga	S0/Φ8/12
				Kritično območje	S0/Φ8/12
1012	268	577	519	Zahteve striga	S0/Φ8/7
				Kritično območje	S0/Φ8/7
				Ob vpetju	S0/Φ10/7
2012	322	415	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
3012	292	416	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
4012	275	393	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
5012	254	363	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
6012	233	337	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
7012	210	314	514	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17

se nadaljuje...

## ...nadaljevanje Preglednice 5.8

8012	183	295	452	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
9012	143	276	391	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
10012	121	363	331	Zahteve striga	S0/Φ8/12
				Kritično območje	S0/Φ8/12
1018	268	577	519	Zahteve striga	S0/Φ8/7
				Kritično območje	S0/Φ8/7
				Ob vpetju	S0/Φ10/7
2018	322	415	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
3018	292	416	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
4018	275	393	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
5018	254	362	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
6018	233	337	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
7018	210	314	515	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
8018	183	295	453	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
9018	143	276	391	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
10018	121	363	331	Zahteve striga	S0/Φ8/12
				Kritično območje	S0/Φ8/12
1024	240	515	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
				Ob vpetju	S0/Φ10/9
2024	202	271	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
3024	194	268	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
4024	183	255	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
5024	174	239	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
6024	164	228	519	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
7024	153	214	468	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17

se nadaljuje...

...nadaljevanje Preglednice 5.8

8024	141	192	414	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
9024	119	168	362	Zahteve striga	S0/Φ8/26
				Kritično območje	S0/Φ8/17
10024	122	194	311	Zahteve striga	S0/Φ8/12
				Kritično območje	S0/Φ8/12

### 5.3.4 Vozlišča gred in stebrov

Stopnja DCM nam ne predpiše nobenega eksplicitnega računa vozlišč. Namesto tega moramo upoštevati 3 pogoje, ki jih predpiše EC8, poglavje 5.4.3.3.

- (1) Vodoravna armatura za objetje vozlišč primarnih potresnih gred in stebrov ne sme biti manjša od tiste, ki je v EC8, poglavje 5.4.3.2.2(8)-(11) določena za kritična območja stebrov. Izjema je primer, ki je naveden v naslednjem odstavku.
- (2) Če se v vozliščih stikajo grede iz vseh štirih strani, in so širine gred vsaj tri četrtine paralelne dimenzije stebra, se lahko razdalja med stremeni, glede na tisto predpisano v (1) tega podčlena dvakrat poveča, vendar ne sme preseči 150 mm.
- (3) Na vsaki stranici vozlišča primarnih potresnih gred in stebrov je treba med vogalne palice v stebru postaviti vsaj eno vmesno navpično armaturno palico.

## 6 DIMENZIONIRANJE S PROGRAMOM SAP2000 IN PRIMERJAVA REZULTATOV

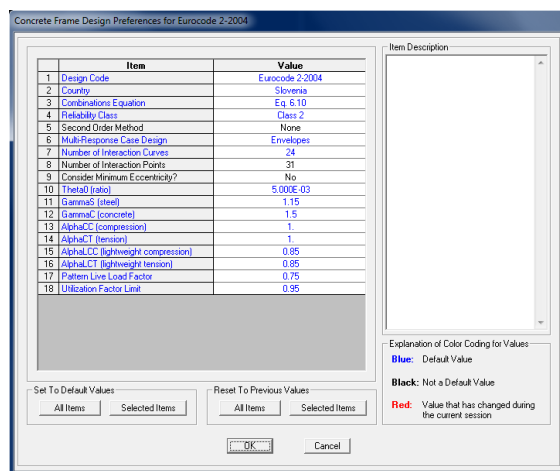
SAP2000 je program podjetja Computers and Structures, Inc, ki se uporablja za analizo konstrukcij po metodi končnih elementov ter za dimenzioniranje konstrukcij v skladu z različnimi standardi. Z njim lahko izvajamo obsežen spekter analiz od preprostih linearno elastičnih analiz na linijskem elementu pa vse do materialno nelinearnih analiz. Podatki, ki jih program izračuna, so nam na voljo v grafični ali tabelarni obliki (SAP 2000, 2012).

Zadnja verzija SAP2000.v15 nam poleg analize konstrukcije ponuja možnost avtomatičnega dimenzioniranja stebrov in nosilcev po metodi "Capacity design", ki jo predpisuje EC8. V nadaljevanju je prikazano projektiranje teh elementov s pomočjo programa. Razložene so nekatere pomanjkljivosti algoritma v SAP2000.

Samo modeliranje konstrukcije se v verziji 15 programa SAP2000 ne razlikuje od modeliranja iz prejšnjih verzij, zato ni podrobno opisano v tej diplomii.

### 6.1 Nastavitve načrtovanja

Pred začetkom dimenzioniranja moramo nastaviti naše zahteve glede dimenzioniranja. V SAPu to naredimo na dveh različnih nivojih. V prvem so zahteve, ki se nanašajo na celotno konstrukcijo "Design Preferences" (Slika 6.1).



Slika 6.1: Prvi nivo nastavitve dimenzioniranja "Design Preferences"

Mednje spadajo:

- Izbira standarda za dimenzioniranje "Design Code".
- Državni aneks "Country".
- Kombinacija obtežb "Combinations Equations", ki se uporablja za avtomatično kombinacijo enačb.
- Vpliv teorije 2. reda "Second Order Method", ki avtomatično izračuna vplive teorije 2. reda.
- Zanesljivostni razred "Reliability Class", ki se uporablja bolj v skandinavskih deželah.
- Način kombiniranja rezultatov analize "Multi-Response Case Design".

- Število krivulj, ki definirajo interakcijsko ploskev "Number of Interaction Curves".
- Število točk, ki definirajo interakcijsko krivuljo "Number of Interaction Points".
- Upoštevanje minimalne ekscentričnosti "Consider Minimum Eccentricity".
- Naklon nepopolnosti "Theta0 ratio".
- Delni varnostni materialni faktor za jeklo "GammaS(steel)".
- Delni varnostni materialni faktor za beton "GammaC(concrete)".
- "AlphaCC(compression)" je materialni koeficient, ki upošteva vpliv dolgotrajne obtežbe na betonsko tlačno trdnost.
- "AlphaCT(tension)" je materialni koeficient, ki upošteva vpliv dolgotrajne obtežbe na betonsko natezno trdnost.
- Faktor izkoriščenosti prereza "Utilization Factor Limit" (vpliva le na količino armature v stebrih, privzeta vrednost je 0.95).

Poudariti je potrebno, da so bile obtežne kombinacije podane ročno, tako da zanesljivost avtomatičnega generiranja enačb ni preverjena. Prav tako ni bilo preverjeno avtomatično upoštevanje vpliva teorije 2. reda.

Kot kaže primerjava na sliki 6.2 faktor izkoriščenosti prereza (v nadaljevanju FIP) ne vpliva na količino izračunane armature v gredi. Vidimo, da je količina izračunane zgornje in spodnje armature v gredi pri dveh različnih FIPih enaka. Nasprotno se zgodi v stebrih, kjer je količina armature že v naprej določena. Tu ima sprememba FIPa posledico, saj pri FIP = 0,5 program javi, da je stebel preobremenjen medtem, ko pri FIP = 0,95 ne javi napake.

Greda G4-23 Faktor izkoriščenosti prereza=0,95

Frame ID	G4-23	Analysis Section	B3	
Design Code	Eurocode 2-2004	Design Section	109-4	
COMBO ID	STATION LOC	TOP STEEL	BOTTOM STEEL	SHEAR STEEL
K7	0.00	0.003	0.001	0.002

Stebel 1013 Faktor izkoriščenosti prereza=0,95

Frame ID	1013	Analysis Section	60/70	
Design Code	Eurocode 2-2004	Design Section	S1	
COMBO ID	STATION LOC	CAPACITY RATIO	MAJOR SHEAR REINFORCEMENT	MINOR SHEAR REINFORCEMENT
Ovojnica	0.00	0.903	0.003	0.003

Greda G4-23 Faktor izkoriščenosti prereza = 0,50

Frame ID	G4-23	Analysis Section	B3	
Design Code	Eurocode 2-2004	Design Section	109-4	
COMBO ID	STATION LOC	TOP STEEL	BOTTOM STEEL	SHEAR STEEL
K7	0.00	0.003	0.001	0.002

Stebel 1013 Faktor izkoriščenosti prereza = 0,50

Frame ID	1013	Analysis Section	60/70	
Design Code	Eurocode 2-2004	Design Section	S1	
COMBO ID	STATION LOC	CAPACITY RATIO	MAJOR SHEAR REINFORCEMENT	MINOR SHEAR REINFORCEMENT
Ovojnica	0.00	O/S #10	0.003	0.003

Slika 6.2: Faktor izkoriščenosti prereza

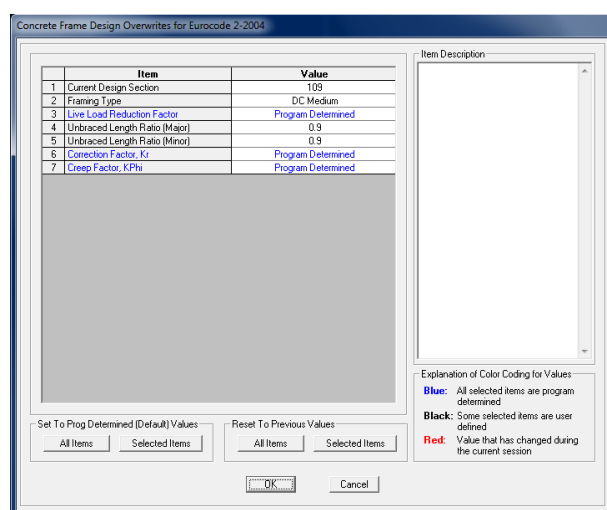
V drugem nivoju "Design overwrites" pa navedemo zahteve, ki se nanašajo na posamezen element posebej (Slika 6.3).

Mednje sodijo:

- Izbira profila za dimenzioniranje "Current Design Section", ki se lahko razlikuje od tistega ki je bil izbran za analizo konstrukcije.
- Stopnja duktilnosti "Framing Type".
- Redukcija koristne obtežbe "Live Load Reduction factor".
- Faktor razmerja med dolžino elementa ter razdaljo med podporami za primer uklona okoli močne osi "Unbraced Length Ratio Major".

- Faktor razmerja med dolžino elementa ter razdaljo med podporami za primer uklona okoli šibke osi "Unbraced Length Ratio Minor".
- "Correction Factor, Kr" je faktor, ki se uporablja pri avtomatičnem določanju vpliva teorije 2. reda (Nominalna Ukrivljenost).
- Faktor lezenja "Creep Factor, KPhi"

Faktorja razmerja med dolžino elementa ter razdaljo med podporami se uporabljata tudi za določitev svetle dolžine-višine  $l_{ei}$ , ki ima pomembno vlogo pri pravilni določitvi prečnih sil v gredah in stebrih po "Capacity Design". Program lahko to vrednost sam izračuna (CSI. 2011., glej stran D-2), če je vrednost enaka 0. V našem primeru je se je izkazalo, da program ni izračunal pravilne dolžine (izračunal je, da je svetla višina enaka razdalji končnega elementa) in smo zato te vrednosti podali ročno.



Slika 6.3: Drugi nivo nastavitve dimenzioniranja "Design overwrites"

## 6.2 Armatura v gredah

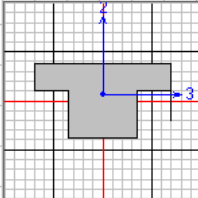
Pri načrtovanju betonskih gred program izračuna in naredi poročilo o vzdolžni armaturi ter prečni armaturi, na podlagi notranjih sil ter drugih prej podanih kriterijev. Število prerezov, ki jih program izračuna v posamezni gredi, je mogoče predhodno nastaviti našim potrebam.

Količina armature v gredah neposredno vpliva na količino armature v nosilcih, zato je ustreznost nadaljnega računa neposredno odvisna od pravilnosti te količine.

Za lažjo primerjavo je bilo dimenzioniranje izvedeno na gredi G4-23, ki je bila obravnavana že v prejšnjem poglavju. Podatki o avtomatičnem dimenzioniranju pa so večinoma prikazani na izpisu, ki ga poda program za vsak element posebej.

## 6.2.1 Vzdolžna armatura

Program izračuna vzdolžno armaturo v dveh korakih. V prvem poišče maksimalne vrednosti momentov iz podanih obtežnih kombinacij. V drugem pa dimenzionira na te vrednosti.

Eurocode 2-2004 BEAM SECTION DESIGN					Type: DC MEDIUM MRF	Units: KN, m, C (Summary)
L=7.000						
Element	: G4-23	D=0.600	B=0.550	bf=1.090		
Section ID	: 109	ds=0.220	dct=0.047	dcb=0.047		
Combo ID	: Ovojnica	E=34000000.	fck=35000.000	Lt.Wt. Fac.=1.000		
Station Loc	: 0.000	Fyk=500000.000	Fywk=500000.00			
Gamma(Concrete): 1.500						
Gamma(Steel) : 1.150						
						
<b>Design Moments, M3</b>						
[kNm]		Positive Moment	Negative Moment			
		317.772	-635.544			
<b>Flexural Reinforcement For Moment, M3</b>						
[cm <sup>2</sup> ]		Required Rebar	+Moment Rebar	-Moment Rebar	Minimum Rebar	
Top (+2 Axis)		29.011	0.000	29.011	9.763	
Bottom (-2 Axis)		13.498	13.498	0.000	9.763	
<b>Shear Reinforcement For Shear, U2</b>						
		Rebar Asw/s	Shear UEd	Shear URdc	Shear URds	
		0.001	257.648	188.197	257.648	

Slika 6.4: Izpis podatkov o dimenzioniranju za gredo G4-23 (ovojnica)

V postopku določevanja kritične obtežbe program najprej pridobi "največje" momente iz kombinacije za dimenzioniranje, ki so  $M_{ed,max}=314,7$  kNm ter  $M_{ed,min}=-635,5$  kNm in preveri, če velja (CSI. 2011., glej preglednico 4-1: Design Criteria):

$$\min(|M_{ed,max}; M_{ed,min}|) \geq 1/2 \max(|M_{ed,max}; M_{ed,min}|) \quad (6.1)$$

Če pogoj ni izpolnjen, SAP uporabi  $1/2 \max(|M_{ed,max}; M_{ed,min}|) \rightarrow M_{ed,max}=317,7$  kNm kot manjšo vrednost momenta.

S tem kriterijem poskuša SAP ugoditi pogoju (EC8, poglavje člen-5.4.3.1.2(4)a), ki pravi, da mora biti v tlačno cono položena vsaj polovica armature iz natezne cone. Pogoja sta si enakovredna samo pri pravokotnem prerezu. Kot vidimo iz slike 6.4, SAP izračuna premajhno količino armature v tlačni coni. To se zgodi, ker ima t prerez dve različno veliki tlačni coni na zgornji in spodnji strani in je potreba po spodnji armaturi pri  $1/2 \max(|M_{ed,max}; M_{ed,min}|)$  manjša kot  $\frac{1}{2} A_s$

Ob primerjavi potrebne količine armature izračunane s pomočjo SAPa ( $A_{s,Sap}=13,5$  cm<sup>2</sup>;  $A_{s,Sap}=29,0$  cm<sup>2</sup>) je možno ugotoviti, da je odpornost prereza izračunana v SAPu primerljiva z odpornostjo izračunano v Diasu (320 kNm in -641 kNm) pri enaki armaturi.

Sap preveri tudi minimalno vrednost armature po EC8:

$$A_{s,min} = 0,0032 \cdot 55 \cdot 55,4 = 9,7 \text{ cm}^2 \quad (6.2)$$

Iz slike 6.4 vidimo, da se vrednosti ujemajo.



Na krajiščih nosilcev lahko podamo dejansko količino armature (frame sections → reinforcement overrides for ductile beams), ki jo program nato uporabi za izvedbo kontrol. Paziti moramo, da je podana armatura večja od izračunane, saj je program v nasprotnem ne bo upošteval.

## 6.2.2 Strižna armatura

Program izračuna vrednost  $V_{i,d}$  v skladu z EC8, v kombinacijah, ki vsebujejo potresni vpliv. V našem primeru so to kombinacije K4-K8 in Ovojnica potresnih vplivov. Za kombinacije K1-K3 in Ovojnico vseh vplivov pa vzame maksimalne vrednosti  $V_{ed}$  dobljene iz analize.

Eurocode 2-2004 BEAM SECTION DESIGN Type: DC MEDIUM HRF Units: KN, cm, C (Summary)				
L=700.000				
Element : G4-23	D=60.000	B=55.000	bf=109.000	
Section ID : 109	ds=22.000	dct=4.700	dcb=4.700	
Combo ID : K4	E=3400.000	fck=3.500	Lt.Wt. Fac.=1.000	
Station Loc : 0.000	Fyk=50.000	FywK=50.000		
Gamma(Concrete): 1.500				
Gamma(Steel) : 1.150				
Design Moments, M3				
	Positive Moment	Negative Moment		
	12928.317	-25856.634		
Flexural Reinforcement for Moment, M3				
	Required Rebar	+Moment Rebar	-Moment Rebar	Minimum Rebar
Top (+2 Axis)	11.134	0.000	11.134	9.763
Bottom (-2 Axis)	9.763	5.423	0.000	9.763
Shear Reinforcement For Shear, U2				
	Rebar Asw/s	Shear UEd [kN]	Shear URdc [kN]	Shear URds [kN]
	0.151	327.213	188.197	327.213

Slika 6.5: Izpis podatkov o dimenzioniranju za gredo G4-23 (Kombinacija K4)

SAP obljublja (CSI. 2011., glej poglavje 5.4.1.1.1a)), da dimenzionira v skladu s "capacity design", ki ga uvaja EC8. Tako na podlagi največje izračunane odpornosti prereza po sledečih enačbah izračuna  $V_{i,d}$ :

$$\max V_{i,d} = \frac{\gamma_{Rd} \left[ M_{Rd,bi}^- \min \left( 1, \frac{\sum M_{Rd,c}}{\sum M_{Rd,b}} \right)_i + M_{Rd,bj}^+ \min \left( 1, \frac{\sum M_{Rd,c}}{\sum M_{Rd,b}} \right)_i \right]}{l_{el}} + V_{g+\psi 2q,0} \quad (6.3)$$

$$\max V_{i,d} = \frac{\gamma_{Rd} \left[ M_{Rd,bi}^+ \min \left( 1, \frac{\sum M_{Rd,c}}{\sum M_{Rd,b}} \right)_i + M_{Rd,bj}^- \min \left( 1, \frac{\sum M_{Rd,c}}{\sum M_{Rd,b}} \right)_i \right]}{l_{el}} + V_{g+\psi 2q,0} \quad (6.4)$$

Potrebno je poudariti, da je dolžino elementa -  $l_{el}$  potrebno ročno vnesti kot odstotek celotne dolžine podanega končnega elementa. Privzeta vrednost  $l_{el}$  je enaka dolžini končnega elementa. Če te dolžine ne bi spremenili, bi dobili premajhno obremenitev.

Dobljena vrednost  $V_{i,d}=327,2$  kN je večja od izračunane s "peš računom (preglednica 5.2)"  $V_{i,d}=296,3$  kN, kar pomeni, da je na varni strani. Žal pa priročnik (CSI. 2011., glej

poglavje 5.4.1.1.1a)) ne razloži, na podlagi česa je izračunan  $V_{g+\psi_{q,0}}$ . Zato razlike nismo uspeli odpraviti.

Izračun  $V_{Rd,c}$  poteka v skladu z enačbami iz EC2:

Armatura, ki jo poda program je  $A_{sl}=29,01 \text{ cm}^2$

$$V_{Rd,c} = [0,12 \cdot 1,6 \cdot (100 \cdot 0,00954 \cdot 35)^{1/3} + 0] \cdot 550 \cdot 554 = 188,1 \text{ kN} \geq (0,419 + 0) \cdot 550 \cdot 554 = 127,4 \text{ kN} \quad (6.5)$$

$$C_{Rd,c} = 0,18/1,5 = 0,12 \quad (6.6)$$

$$\rho_l = A_{sl}/(b_w \cdot d) = 29,01/3041,5 = 0,00954 < 0,2 \quad (6.7)$$

$$\sigma_{cp} = N_{ed}/A_c = 0 \quad (6.8)$$

$$k = 1 + \sqrt{(200/d)} = 1,6 < 2 \quad (6.9)$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,419 \quad (6.10)$$

Količina stremen je podana kot delež prereza stremen na razdaljo med njimi. S pomočjo tega podatka lahko določimo razdaljo med stremenimi ali količino armature. Ker je prečna sila, ki jo izračuna program, večja od tiste s "peš računom" so tudi stremena postavljena na krajši razdalji.

$$\frac{A_{sw}}{s} = 0,151 \quad \rightarrow \quad s = \frac{1 \text{ cm}^2}{0,151 \text{ cm}} = 6,6 \text{ cm} \quad (6.11)$$

Potrebujem dvostržno streme  $\Phi 8$  na 6 cm.

Izpostaviti je potrebno dejstvo, da SAP2000 ne preveri maksimalne razdalje med stremenimi (EC8, poglavje 5.5.3.1.3(6)). To kontrolo je potrebno opraviti "ročno".

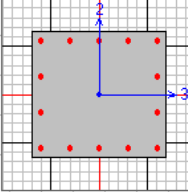
### 6.3 Armatura v stebrih

Stebre lahko dimenzioniramo na dva načina. Prvi je ta, da pustimo programu izbrati armaturo, ki bo ugodila vsem pogojem. Pri drugem načinu pa armaturo izberemo sami in pustimo programu da preveri, če zadošča vsem pogojem. Izbrali smo drugi način, ker smo predpostavili, da lahko že minimalna armatura prevzame obremenitev.

#### 6.3.1 Kontrola nivoja osne sile

V rdečem kvadratu je prikazana kontrola nivoja osne sile, ki zagotavlja duktilnost prereza. Tudi "ročno (enačba 6.12)" opravljen izračun potrdi, da je kontrola pravilno izvedena.

$$v_{ed} = \frac{N_{ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{2908,21 \text{ kN}}{4550 \text{ cm}^2 \cdot 2,33 \text{ kN/cm}^2} = 0,274 \leq 0,65 \quad (6.12)$$

Eurocode 2-2004 COLUMN SECTION DESIGN Type: DC MEDIUM MRF Units: KN, m, C (Summary)							
L=3.000							
Element	: 4019	B=0.700	D=0.650	dc=0.046			
Section ID	: steber	E=34000000.	fck,cyl=35000.	Lt.Wt. Fac.=1.000			
Combo ID	: Ovojnica potres	Fyk=500000.000	fywk=500000.000				
Station Loc	: 3.000	RLLF=1.000	SOM: None				
Combo Eq.	: Eq. 6.10						
Gamma(Concrete)	: 1.500	AlphaCC=1.000	AlphaCT=1.000				
Gamma(Steel)	: 1.150	AlphaLCC=0.850	AlphaLCT=0.850				
							
AXIAL FORCE & BIAxIAL MOMENT CHECK FOR NEd, MEd2, MEd3							
	Capacity Ratio	Design NEd	Design MEd2	Design MEd3	Minimum M2	Minimum M3	
	0.421	2908.261	-363.287	295.435	17.450	17.450	
AXIAL FORCE & BIAxIAL MOMENT FACTORS							
	M0Ed	Madd	Minimum Ecc	Beta Factor	L		
	Moment	Moment					
Major Bending(M3)	245.621	0.000	0.000	1.000	2.400		
Minor Bending(M2)	-299.922	0.000	0.000	1.000	2.400		
SHEAR DESIGN FOR U2,U3							
	Rebar Asw/s	Shear UEd	Shear URdc	Shear URds			
Major Shear(U2)	0.000	204.367	520.018	0.000			
Minor Shear(U3)	0.000	255.909	519.237	0.000			
AXIAL COMPRESSION RATIO							
	Conc.Capa A*fcd	CompRatio Ned/(A*fcd)	CompRatio Limit	Seismic Load?	Ratio OK?		
	10616.667	0.274	0.650	No	Yes		
JOINT SHEAR DESIGN							
	Joint Shear	Shear UEd,Top	Shear Ujhd	Shear Urd,Conc	Shear Ratio	Joint Area	
Major Shear(U2)	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	
Minor Shear(U3)	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	
(1.3) BEAM/COLUMN CAPACITY RATIOS							
	Major Ratio	Minor Ratio					
	N/A	N/A					

Slika 6.6: Kontrola nivoja osne sile

### 6.3.2 Kontrola vzdolžne armature v stebrih

Pri kontroli vzdolžne armature moramo zadostiti dvema pogojema. Prvi je pogoj nosilnosti stebra, ki pravi, da mora biti nosilnost stebra večja od obremenitev, ki jih dobimo direktno iz analize. Drugi pogoj pa je pogoj "capacity designa", ki narekuje da velja  $\sum M_{RC} \geq 1,3 \sum M_{RB}$ .

#### 6.3.2.1 Kontrola upogibne nosilnosti stebrov

Na sliki 6.7 je prikazan izračun, ki ga poda program. V rdečem okvirju je označena kontrola nosilnosti stebra. Če se kontrola ne bi izšla, bi nam program javil napako. V danem primeru steber ni preobremenjen. Razložen je tudi princip, s katerim program ugotovi, če je kontrola izpolnjena.

Eurocode 2-2004 COLUMN SECTION DESIGN Type: DC HIGH HRF Units: KN, m, C (Summary)

L=3.000  
 Element : 4019 B=0.700 D=0.650 dc=0.041  
 Section ID : steber E=34000000.0 Fck,cyl=35000.0 Lt.Wt. Fac.=1.000  
 Combo ID : Ovojnica potres Fyk=500000.000 fyuk=500000.000  
 Station Loc : 3.000 RLLF=1.000 SOM: None  
 Combo Eq. : Eq. 6.10

Gamma(Concrete): 1.500 AlphaCC=1.000 AlphaCT=1.000  
 Gamma(Steel) : 1.150 AlphaLCC=0.850 AlphaLCT=0.850

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT CHECK FOR MEd, MEd2, MEd3						
Capacity Ratio	Design MEd	Design MEd2	Design MEd3	Minimum M2	Minimum M3	
0.421	2908.261	-363.287	295.435	17.450	17.450	

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT FACTORS

	M0Ed Moment	Madd Moment	Minimum Ecc	Beta Factor	L Length
Major Bending(M3)	245.621	0.000	0.000	1.000	2.400
Minor Bending(M2)	-299.922	0.000	0.000	1.000	2.400

SHEAR DESIGN FOR U2,U3

	Rebar Asw/s	Shear UEd	Shear URdc	Shear URds
Major Shear(U2)	0.000	221.398	523.705	0.000
Minor Shear(U3)	0.000	267.387	440.436	0.000

AXIAL COMPRESSION RATIO

	Conc.Capa A*fcd	CompRatio MEd/(A*fcd)	CompRatio Limit	Seismic Load?	Ratio OK?
	10616.667	0.274	0.550	No	Yes

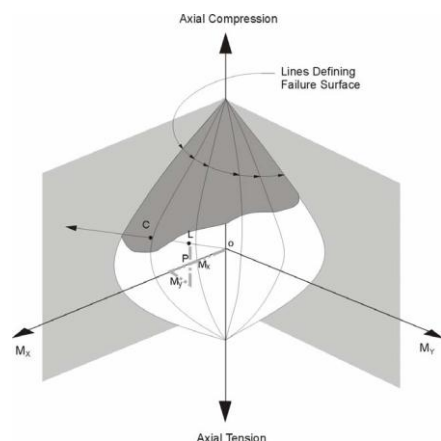
JOINT SHEAR DESIGN

	Joint Shear Ash	Shear UEd,Top	Shear Ujhd	Shear Urd,Conc	Shear Ratio	Joint Area
Major Shear(U2)	0.000	175.501	850.791	8729.385	0.097	0.536
Minor Shear(U3)	0.000	211.848	1049.512	9278.787	0.113	0.570

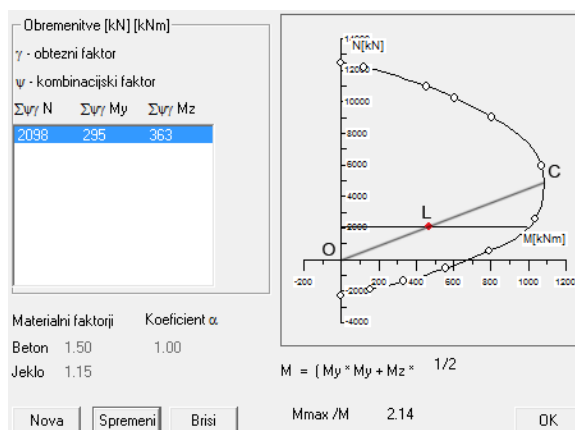
(1.3) BEAM/COLUMN CAPACITY RATIOS

	Major Ratio	Minor Ratio
	0.299	0.342

Slika 6.7: Kontrola nosilnosti za steber 4019 (ovojnica potres)



Slika 6.8: Razmerje nosilnosti "column capacity ratio"



Slika 6.9: Nosilnost stebra 4019 preverjena s programom DIAS

”Capacity ratio” je razmerje med dolžino OL in OC. Točko L program izračuna tako, da v koordinatni sistem  $N_{Rd}$ ,  $M_{Rd,y}$ ,  $M_{Rd,z}$  vriše obremenitev  $N_{ed}$ ,  $M_{ed,y}$  in  $M_{ed,z}$ . Točko C pa tako, da skozi točki O in L potegne premico in, kjer se premica seka z interakcijsko ploskvijo, ki jo program izračuna za dani element, vriše točko C. V primeru, da  $OL/OC \leq 1$ , steber ni preobremenjen. V nasprotnem primeru dimenzije stebra in/ali armature ne zadostujejo za prevzem obremenitve.

Kot vidimo, ima steber 4019 v točki 41 ”Capacity ratio” enak 0,421, ki je manjši od 1, kar pomeni, da steber ni preobremenjen. Žal pa ta vrednost ni tako nazorna kot tista, ki jo dobimo v programu DIAS, ker sprememba momenta povzroči spremembo dolžine daljice OC in tako dva odčitka pri isti osni sili, a različnem momentu, nista primerljiva med sabo.

Na sliki 6.9 je prikazan interakcijski diagram, ki ga poda DIAS. Vidimo, da steber ni preobremenjen. Vrisan je tudi ”Capacity ratio”, ki ga poda Sap2000.

### 6.3.2.2 Načrtovanje upogibne nosilnosti stebrov za zagotovitev globalne duktilnosti

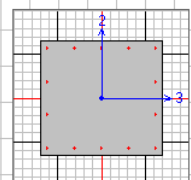
Ena od zelo pomembnih kontrol, ki jih opravi SAP2000, je pogoj lokalne in globalne duktilnosti (EC8, poglavje 4.4.2.3(4)). Potrebno je opomniti, da program to kontrolo izračuna samo, če:

- so stebri nastavljeni kot razred DCH. Srečno naključje je, da se formuli za izračun kontrole ne razlikujeta med razredoma DCH in DCM, tako lahko kontrolo opravimo s stebri tipa DCM. Problematično bi bilo, če bi armaturo določal program sam, saj tako ne bi imeli možnosti avtomatično projektirati na stopnjo DCM.
- nad vozliščem obstaja steber.
- so vsi nosilci, ki se stikajo z danim stebrom, iz betona.

Nujno je opozoriti, da je potrebno predhodno v gredah zamenjati količino izračunane s količino dejanske armature. To lahko postorimo v okencu ”Reinforcement Overrides for Ductile Beams”.

Primerjava je bila izvedena na 2 različnih mestih (vozlišče 41 ter vozlišče 99), ker rezultati ”peš” izračuna ter rezultati iz programa med sabo niso bili povsod enaki. Tako se je zgodilo, da so se rezultati na nekaterih mestih povsem ujemali medtem, ko je na drugih mestih prišlo do opaznih razlik med njimi. Razlog za to je, da program uporablja algoritem ki ni povsem skladu z EC8 tako je priporočljivo, da se kontrola izvede ”ročno”. Delovanje algoritma je razloženo v nadaljevanju tega poglavja.

Eurocode 2-2004 COLUMN SECTION DESIGN							Type:	DC	HIGH	MRF	Units:	KN, m, C	(Summary)
L=3.000													
Element	:	4019	B=0.700	D=0.650	dc=0.041								
Section ID	:	steber	E=34000000.	fck,cy1=35000.	Lt.Wt. Fac.=1.000								
Combo ID	:	Dvojnica potres	Fyk=500000.000	Fyk=500000.00									
Station Loc	:	3.000	RLLF=1.000	SOM: None									
Combo Eq.	:	Eq. 6.10											
Gamma(Concrete)	:	1.500	AlphaCC=1.000	AlphaCT=1.000									
Gamma(Steel)	:	1.150	AlphaLCC=0.850	AlphaLCT=0.850									
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT CHECK FOR NEd, MEd2, MEd3													
Capacity Ratio	Design NEd	Design MEd2	Design MEd3	Minimum M2	Minimum M3								
0.421	2908.261	-363.287	295.435	17.450	17.450								
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT FACTORS													
MEd	Madd	Minimum	Beta	L									
Major Bending(M3)	Moment	Moment	Ecc	Factor	Length								
245.621	0.000	0.000	0.000	1.000	2.400								
Minor Bending(M2)	-299.922	0.000	0.000	1.000	2.400								
SHEAR DESIGN FOR U2,U3													
Rebar	Shear	Shear	Shear	Shear									
Asw/s	UED	URdc	URds	URds									
Major Shear(U2)	0.000	221.398	523.705	0.000									
Minor Shear(U3)	0.000	267.387	440.436	0.000									
AXIAL COMPRESSION RATIO													
Conc.Capa	CompRatio	CompRatio	Seismic	Ratio									
A*fcd	Ned/(A*fcd)	Limit	Load?	OK?									
10616.667	0.274	0.550	No	Yes									
JOINT SHEAR DESIGN													
Joint Shear	Shear	Shear	Shear	Shear	Joint								
As	VED,Top	Ujhd	Urd,Conc	Ratio	Area								
Major Shear(U2)	0.000	175.501	850.791	8729.385	0.097	0.536							
Minor Shear(U3)	0.000	211.848	1049.512	9278.787	0.113	0.570							
(1.3) BEAM/COLUMN CAPACITY RATIOS													
Major	Minor												
Ratio	Ratio												
0.299	0.342												



Slika 6.10: Kontrola načrtovanja nosilnosti za vozlišče 41

Sporen je način opravljanja kontrole (CSI. 2011., glej poglavje 4.5.1.5) saj program kot prvo za vsako vozlišče določi vsoto nosilnosti gred levo in desno od vozlišča za "+" in "-" smer potresa. Iz teh dveh vrednosti obdrži večjo za nadaljnji račun. Nato za vsak steber nad in pod vozliščem posebej določi osne sile, ki pripadajo obtežnim potresnim kombinacijam. Za vsak par osnih sil, ki pripadata stebru nad in pod vozliščem ter določeni obtežni kombinaciji, program določi nosilnosti stebrov in jih sešteje. Maksimalen seštevek pa uporabi za nadaljnji izračun. S pomočjo teh dveh vrednosti izračuna količnik  $\frac{\sum 1,3 M_b}{\sum M_c}$ . Tak način opravljanja kontrole ni konsistenten z načeli EC8 saj bi min  $\sum M_c$  dal bol kritičene rezultate.

Formula za kontrolo načrtovanja nosilnosti:

$$\frac{\sum 1,3 M_b}{\sum M_c} \leq 1 \quad (6.13)$$

"Peš izračun" za vozlišče 41:

- Pozitivne smeri potresa:
  - Potres y (smer←)

$$\frac{833,3}{2427} = 0,343 \leq 1 \quad (6.14)$$

- Potres x (smer →)

$$\frac{378,3}{1955} = 0,194 \leq 1 \quad (6.15)$$

- Negativna smer potresa:

- Potres y (smer →)

$$\frac{468}{2063} = 0,227 \leq 1 \quad (6.16)$$

- Potres x (smer ←)

$$\frac{699,4}{2341} = 0,299 \leq 1 \quad (6.17)$$

S spodnjim računom (preglednica 6.1) smo poskušali ugotoviti, kje bi lahko prišlo do razlik med "peš" izračunom in vrednostmi, ki jih poda program. Nosilnost gred je privzeta direktno iz ovojnice vseh potresnih kombinacij. Ker faktor izkoriščenosti prereza ne vpliva na količino vzdolžne armature v gredi je predpostavljeno, da je nosilnost gred enaka obremenitvi. Odpornosti stebrov pa so bile izračunane s pomočjo interakcijskih diagramov, ki jih poda program, pri osnih silah, ki ustrezajo smeri in predznaku potresa .

Preglednica 6.1: Primerjava kontrol načrtovanja nosilnosti za vozlišče 99

Smer potresa	"Peš" račun z vrednostmi dejanske nosilnosti gred in stebrov	"Peš" račun z vrednostmi iz programa
Potres x (smer ←)	0,464	0,432
Potres y (smer →)	0,298	0,281
Potres x (smer →)	0,496	0,462
Potres y (smer ←)	0,174	0,151

V preglednici 6.1 vidimo, da nastanejo razlike med "Peš" računom in "Peš" računom z vrednostmi iz programa. Te razlike so majhne in nastanejo zaradi razlik v nosilnosti gred z izračunano armaturo, ki je manjša od nosilnosti gred z dejansko armaturo.

1.3) BEAM/COLUMN CAPACITY RATIOS	
Major Ratio	Minor Ratio
0.395	0.252

Slika 6.11: Kontrola načrtovanja nosilnosti za vozlišče 99

Primerjava vrednosti iz slike 6.11 in tabele 6.1 nam pokaže, da rezultati, ki jih poda program, niso verodostojni, saj vrednosti med "peš" račun z vrednostmi iz programa ter vrednosti, ki jih poda program, ne sovpadajo. Problem nastane tudi, ko primerjamo vrednosti iz programa (slika 6.11) z vrednostima dobljenima po prej opisanem postopku (CSI. 2011., glej poglavje 4.5.1.5), ki sta prikazani v enačbah 6.18 ter 6.19. Vidimo, da so razlike kar precejšnje.

Enačbe od 7.18 do 7.21 prikazujejo izračun vrednosti v 3. stolpcu tabele 6.1. Predpostavili smo, da so nosilnosti gred enake obremenitvam gred. Nosilnosti stebrov smo določili s pomočjo interakcijskega diagrama, ki ga izračuna program.

Negativna smer potresa:

- Potres x (smer ←)

Stebri moment M33:

- $M_{Rd,s,99,zg} (N_{ed}= 4086 \text{ kN})=1298,1 \text{ kNm}$
- $M_{Rd,s,99,sp} (N_{ed}= 4531 \text{ kN})=1317,1 \text{ kNm}$

$$\frac{1,3 \cdot (303,7 + 566)}{1317,1 + 1298,1} = 0,432 \leq 1 \quad (6.18)$$

- Potres y (smer →)

Stebri moment M22:

- $M_{Rd,s,99,zg} (N_{ed}= 4086 \text{ kN})=1345 \text{ kNm}$
- $M_{Rd,s,99,sp} (N_{ed}= 4531 \text{ kN})=1361 \text{ kNm}$

$$\frac{1,3 \cdot (586,1)}{1345 + 1361} = 0,281 \leq 1 \quad (6.19)$$

Pozitivna smer potresa:

- Potres (x smer →)

Stebri moment M33:

- $M_{Rd,s,99,zg} (N_{ed}=2850,1)=1207,4 \text{ kNm}$
- $M_{Rd,s,99,sp} (N_{ed}=3086,5)=1234,8 \text{ kNm}$

$$\frac{1,3 \cdot (303,7 + 566)}{1207,4 + 1234,8} = 0,463 \leq 1 \quad (6.20)$$

- Potres y (smer ←)

Stebri moment M22:

- $M_{Rd,s,99,zg} (N_{ed}=2850,1)=1249,4 \text{ kNm}$
- $M_{Rd,s,99,sp} (N_{ed}=3086,5)=1276,0 \text{ kNm}$

$$\frac{1,3 \cdot 293,1}{1249,4 + 1276,0} = 0,151 \leq 1 \quad (6.21)$$

### 6.3.3 Strižna armatura v stebrih

V enačbah od 6.22 do 6.27 je predstavljen izračun vrednosti  $V_{Rd,c}$ , kot jo izračuna program. Izračun temelji na predpostavki, da je vsaj polovica prereza gotovo v nategu. Iz te predpostavke ter iz dane geometrije program izračuna natezno armaturo  $A_{sl}$ . Če bi hoteli pravilno izračunati armaturo, ki je v nategu, bi morali najprej izračunati deformacije v prerezu in nato določiti  $A_{sl}$ . Ker vemo, da je v nategu večina vzdolžne armature je ta predpostavka na "varni strani".

Količnik stremenske armature je v tem primeru enak 0, ker je  $V_{Rd,c}$  večji od izračunane obremenitve  $V_{ed}$ . Prerez je zato potrebno armirati le z minimalno armaturo, ki jo določa EC8 in je bila izračunana v prejšnjem poglavju (enačba 5.74).

Žal pa se izračunane vrednosti prečne sile  $V_{cd,c,v2}= 204.4 \text{ kN}$  in  $V_{cd,c,v3}=255.9 \text{ kN}$  razlikujejo od tistih iz »peš računa«  $V_{cd,c,v2}=255.4 \text{ kN}$  in  $V_{cd,c,v3}=303.9 \text{ kN}$ , poleg tega so manjše od



pravih vrednosti, kar pomeni, da niso "na varni strani" in jih zato ne smemo uporabiti pri kontroli prečne sile.

Eurocode 2-2004 COLUMN SECTION DESIGN Type: DC MEDIUM MRF Units: KN, m, C (Summary)						
L=3.000						
Element	: 4019	B=0.700	D=0.650	dc=0.046		
Section ID	: steber	E=34000000	fck,cyl=35000	Lt.Wt. Fac.=1.000		
Combo ID	: Dvojnica potres	Fyk=500000.000	fywk=500000.00			
Station Loc	: 3.000	RLLF=1.000	SOH: None			
Combo Eq.	: Eq. 6.10					
Gamma(Concrete)	: 1.500	AlphaCC=1.000	AlphaCT=1.000			
Gamma(Steel)	: 1.150	AlphaLCC=0.850	AlphaLCT=0.850			
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT CHECK FOR Med, Med2, Med3						
Capacity Ratio	Design Med	Design Med2	Design Med3	Minimum M2	Minimum M3	
0.421	2908.261	-363.287	295.435	17.450	17.450	
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT FACTORS						
Major Bending(M3)	M0Ed Moment	Madd Moment	Minimum Ecc	Beta Factor	L Length	
Minor Bending(M2)	245.621	0.000	0.000	1.000	2.400	
	-299.922	0.000	0.000	1.000	2.400	
<b>SHEAR DESIGN FOR U2,U3</b>						
Major Shear(U2)	Rebar Asw/s	Shear UEd	Shear URdc	Shear URds		
Minor Shear(U3)	0.000	204.367	520.018	0.000		
	0.000	255.909	519.237	0.000		
AXIAL COMPRESSION RATIO						
	Conc.Capa A*fcd	CompRatio Ned/(A*fcd)	CompRatio Limit	Seismic Load?	Ratio OK?	
	10616.667	0.274	0.650	No	Yes	
JOINT SHEAR DESIGN						
Major Shear(U2)	Joint Shear Ash	Shear UEd,Top	Shear Ujhd	Shear Urd,Conc	Shear Ratio	Joint Area
Minor Shear(U3)	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
(1.3) BEAM/COLUMN CAPACITY RATIOS						
	Major Ratio	Minor Ratio				
	N/A	N/A				

Slika 6.12: Kontrola strižne nosilnosti za vozlišče 41

$$V_{Rd,c} = [0,12 \cdot 1,553 \cdot (100 \cdot 0,00626 \cdot 35)^{1/3} + 0,15 \cdot 4,667] \cdot 650 \cdot 654 = 519,2 \text{ kN} \geq (0,401 + 0,15 \cdot 4,667) \cdot 650 \cdot 654 = 468,06 \text{ kN} \quad (6.22)$$

$$C_{Rd,c} = 0,18/1,5 = 0,12 \quad (6.23)$$

$$\rho_l = A_{sl}/(b_w \cdot d) = 26,61/4251 = 0,00626 < 0,2 \quad (6.24)$$

$$\sigma_{cp} = N_{ed}/A_c = \frac{3347000}{455000} = 7,36 \leq 0,2 \cdot f_{cd} = 0,2 \cdot 23,3 = 4,667 \quad (6.25)$$

$$k = 1 + \sqrt{(200/d)} = 1,553 < 2 \quad (6.26)$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,401 \quad (6.27)$$

SAP naj bi sicer vrednosti prečne sile izračunal po spodaj navedenih formulah (slika 6,13), ki so privzete iz EC8. Izračuna pa ne opravi korektno, ker bi bile, kot kaže preglednica 6.2, razlike med "peš računom" in vrednostmi iz SAPa minimalne.

$$\max V_{CD,c} = \frac{\gamma_{Rd} \left[ M_{Rd,c1} \min \left( 1, \frac{\sum M_{Rd,b}}{\sum M_{Rd,c}} \right)_i + M_{Rd,c2} \min \left( 1, \frac{\sum M_{Rd,b}}{\sum M_{Rd,c}} \right)_j \right]}{l_{ci}}$$

End moments  $M_{i,d}$  is determined as follows:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rc,i} \min \left( 1, \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}} \right) \quad (\text{EC8 Eqn. 5.9})$$

Slika 6.13 Enačba za izračun potresne strižne sile privzeta iz priručnika (CSI. 2011., glej poglavje 4.5.2.1.2).

Odpornosti stebrov, izračunane v Sap2000:

$$M_{Rd,s,41,zg} (N_{ed} = 2542 \text{ kN}) = 1213 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd,s,41,sp} (N_{ed} = 2908 \text{ kN}) = 1256 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd,s,40,zg} (N_{ed} = 2942 \text{ kN}) = 1260 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd,s,40,sp} (N_{ed} = 3313.1 \text{ kN}) = 1299 \text{ kNm}$$

Odpornosti gred, izračunane v SAP2000:

$$M_{Rd,G4-23} = 636 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd,G4-23} = 667 \text{ kNm}$$

Odpornost stebrov  $M_{Rd,s,i}$  je bila izračunana s pomočjo interpolacije vrednosti podanih v interakcijskemu diagramu, ki ga izračuna program. Za odpornost gred smo predpostavili, da je enaka obremenitvi v gredah.

Preglednica 6.2: Primerjava izračunane prečne sile s pomočjo odpornosti stebrov in gred poračunanih v DIAS-u in SAP-u

Potres	vozlišče	vsota $M_{rc}$	Vsota $M_{rb}$	min	$M_{rc,i}$	$M_{i,d}$	$V_{CD,c}$
"Peš račun" ←	41	2427	641	0.26	1235	359	<b>304</b>
	40	2513	684	0.27	1238	371	
Sap2000 ←	41	2469	635	0.26	1256	356	<b>297</b>
	40	2559	667	0.26	1260	361	
Dejanska vrednost iz Sapa							<b>256</b>

## 6.4 Prikaz delovanja programa

V preglednici 6.3 je narejen kratek povzetek kontrol, ki so predvidene za betonske okvirne konstrukcije stopnje DCM. V stolpcu SAP2000 je opisano ali program izvede kontrolo in če je kontrola pravilno izvedena.

Preglednica 6.3: Kontrole predvidene za betonske okvirne konstrukcije stopnje DCM

EC8 Splošno	Formule	SAP2000
Zahteve glede materiala		Zahteve je potrebno preveriti ročno.
Pogoj ekscentričnosti med stebrom in gredo (EC8, poglavje 5.4.1.2.1)	$b_w \leq \min\{b_c + h_w; 2b_c\}$	Kontrolo je potrebno opraviti ročno.
<b>EC8 Greda</b>		
$b_{eff}$ (EC8, poglavje 5.4.3.1.1(3))		Prereze z po $b_{eff}$ (EC8) je potrebno podati ročno. Vendar lahko za dimenzioniranje podamo drugačen prerez od tistega, ki je bil uporabljen v analizi.
<b>Izračun upogibne armature v gredi</b>		Vzdolžna armatura je dimenzionira na potresne kombinacije v skladu z EC8.
Zagotavljanje, da je tlačne armature vsaj polovica natezne	$A'_s \geq \frac{A_s}{2}$	Uporabi drugačen pogoj, ki se glasi: $M_{u,end}^+ \geq \frac{1}{2} M_{u,end}^-$ . S tem načinom približno zadosti originalnemu pogoju iz EC8.
$\rho_{max}$ (EC8, poglavje 5.4.3.1.2(4)b)	$\rho_{max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_\varphi \varepsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$	$\rho_{max}$ se glede na (CSI. 2011., poglavje 4.5.1.6) izračuna, vendar vrednost ni prikazana v izpisku. V primeru, da velja $A_{s,dej} \geq A_{s,min}$ vrednost ni avtomatično vsiljena
$\rho_{min}$ (EC8, poglavje 5.4.3.1.2(5))	$\rho_{min} = 0,5 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}$	$\rho_{min}$ se izračunana vendar v primeru, da je $A_{s,dej} \leq A_{s,min}$ ta vrednost ni avtomatično vsiljena.
Omejitev premera arm. palic (EC8, poglavje 5.6.2.2)		Program pogoja ne preveri.
<b>Izračun prečne armature v gredi</b>	$V_{i,d} = \pm \frac{M_{i,d}^- + M_{j,d}^+}{l_b} + V_{G+0.3Qi}$	$V_{i,d}$ se ne izračuna pravilno (glej poglavje 6.2.2). Izračunana prečna sila, ki jo poda program, je za 10% večja od tiste, ki jo dobimo s "peš" računom
$V_{rd,max}$ v skladu z EC2	$V_{Rd,max} = \frac{(\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd})}{(\cot\theta + \tan\theta)}$	$V_{Rd,max}$ se glede na (CSI. 2011., poglavje 3.5.2.3) izračuna, vendar vrednost ni prikazana v izpisku.

se nadaljuje...

...nadaljevanje Preglednice 6.3

$V_{rd,c}$ v skladu z EC2	$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$	Izračun je izveden korektno.
Količnik $A_{sw}/s$	$A_{sw}/s = V_{Rd,s}/(y f_{zwd} \cos\theta)$	Izračun je izveden korektno.
Maksimalna razdalja med stremeni (EC8, poglavje 5.5.3.1.3(6))	$s \leq \min \begin{cases} h_w/4 \\ 24 d_{bw} \\ 8 d_{bL} \\ 22,5 \text{ cm} \end{cases}$	Kontrolo je potrebno izvesti ročno.
<b>EC8 Steber</b>		
Omejitev tlačnih napetosti (EC8, poglavje 5.4.3.2.1(3)P)	$v_{ed} = \frac{N_{ed}}{A_c \cdot f_{cd}}$	Izračun je izveden korektno.
<b>Izračun upogibne armature v stebru</b>		Program ima možnost, da sam dimenzionira armaturo ali da preveri, če podana armatura zadošča kriterijem EC8. V diplomu je bil testiran algoritem samo za 2. način delovanja.
Pogoj minimalne in maksimalne upogibne armature v stebru EC8, poglavje 5.4.3.2.2(1)	$0,01 A_c \leq A_s \leq 0,04 A_c$	Kontrola je vgrajena v program.
Kontrola upogibne nosilnosti stebrov (poglavje 6.3.2.1)		Kontrola je izvedena korektno. Program poenostavi izračun nosilnosti z uvedbo konstantnih napetosti v betonu, ki so faktorirane s vrednostjo $\eta$ (CSI. 2011., poglavje 3.4.1).
Načrtovanje upogibne nosilnosti stebrov za zagotovitev globalne duktilnosti (EC8, poglavje 4.4.2.3(4))	$\sum M_{Rc} \geq 1,3 \sum M_{Rb}$	Kontrola ni izvedena v skladu z EC8 (glej poglavje 6.3.2.2) ter se izvede samo za stebre razreda DCH. Vrednosti, ki jih poda SAP so za 10% manjše od tistih, ki jih dobimo s "peš" računom. Napako bi lahko omejili s pomočjo "utilization factorja".
<b>Izračun prečne armature v stebru</b>	$V_{CD,c} = \frac{(M_{zg,d} + M_{sp,d})}{l_{el}}$	$V_{CD,c}$ se ne izračuna pravilno, ker faktor $\min\left(1, \frac{\sum M_b}{\sum M_c}\right)$ ni izračunan korektno (glej poglavje 6.3.3). Vrednosti, ki jih poda SAP so za 10% manjše od tistih, ki jih dobimo s "peš" računom.
$V_{rd,max}$ v skladu z EC2	$V_{Rd,max} = \frac{(\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd})}{(\cot\theta + \tan\theta)}$	$V_{Rd,max}$ se glede na (CSI. 2011., poglavje 3.4.4.3) izračuna, vendar vrednost ni prikazana v izpisku.

se nadaljuje...

...nadaljevanje Preglednice 6.3

$V_{rd,c}$ v skladu z EC2	$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$	Izračun je izveden korektno.
Količnik $A_{sw}/s$	$A_{sw}/s = V_{Rd,s} / (y f_{zwd} \cos\theta)$	Izračun je izveden korektno.
Kritično območje $l_{cr}$ (EC8, poglavje 5.4.3.2.2(4))	$l_{cr} = \max \begin{cases} h_c \\ l_{cl}/6 \\ 45 \text{ cm} \end{cases}$	Potrebno ga je izračunati ročno.
Minimalna razdalja med stremeni	$s = \min \begin{cases} b_0/2 \text{ cm} \\ 17,5 \text{ cm} \\ 8 \cdot d_{bl} \end{cases}$	Potrebno jo je izračunati ročno.
Zagotavljanje objetja betonskega jedra ob vpetju		Potrebno ga je izračunati ročno.

## 7 ZAKLJUČEK

V okviru diplomske naloge smo preučili standard Evrokod 8, ki se nanaša na dimenzioniranje armiranobetonskih okvirov s srednjo stopnjo duktilnosti, ter vrednotili uporabnost programa SAP 2000 za dimenzioniranje takšnih konstrukcij. Tekom študija smo pogosto uporabljali programe za analizo konstrukcij, redkeje pa smo se srečevali s programi za dimenzioniranje. Med uporabo programa sem proti pričakovanjem večkrat naletel na težave, pri čemer pa mi je bil v veliko pomoč priročnik, ki je priložen programu.

Obravnavali smo dve večetažni stavbi. Pri dimenzioniranju smo upoštevali stalni in spremenljiv vpliv ter projektni potres. Konstrukciji smo analizirali z modalno analizo v skladu z EC8 ter jo dimenzionirali po postopku metode načrtovanja nosilnosti. Za enajst etažno stavbo je projektna prečna sila znašala 4707 kN ( $F_b/W = 4,8\%$ ), za šest etažno pa 3942 kN ( $F_b/W = 7,6\%$ ). Projektna potresna sila normirana glede na težo konstrukcije je za šest etažno stavbo večja od tiste, ki smo jo upoštevali pri enajst etažni stavbi, saj ima 6 etažna konstrukcija krajši nihajni čas in mora zaradi tega prevzeti večji projektni pospešek. Za obe konstrukciji velja, da se delež armature v natezni coni grede  $\rho$  giblje med 0,4% in 1%, medtem ko se delež armature v tlačni coni  $\rho'$  giblje med 0,3% in 0,7%. V stebrih večinoma zadostuje že minimalna vzdolžna armatura (1%). Izjema so stebri v prvi etaži, kjer delež vzdolžne armature v stebrih znaša 1,3% za enajst etažno in 2,2% za šest etažno zgradbo. Tako dobljene rezultate smo primerjali z rezultati dimenzioniranja, pri čemer smo uporabili izključno program SAP 2000. S pomočjo priročnika programa SAP2000 ter s primerjavo rezultatov smo ugotavljali, na katerih mestih je algoritem za dimenzioniranje programa SAP skladen z EC8 ter na katerih je še vedno pomanjkljiv. Ugotovili smo, da je del dimenzioniranja, ki je povzet po EC2 opravljen korektno. Do večjih razlik je prišlo pri izračunu projektne prečne sile v gredi in stebri po metodi načrtovanja nosilnosti ter pri kontroli nosilnosti stebrov in gred za zagotavljanje globalne duktilnosti (princip močen steber – šibka greda).

Razlika pri izračunu projektne prečne sile v gredi po metodi načrtovanja nosilnosti nastane kot posledica faktorja  $V_{g+\psi q,0}$ , ki predstavlja prečne sile na prostoležečem nosilcu. Izračunana prečna sila, ki jo poda program, je za 10% večja od tiste, ki jo dobimo s "peš" računom. V priročniku ni pojasnjeno, kako program izračuna to vrednost, zaradi česar razlike nismo mogli odpraviti.

V priročniku (CSI. 2011.) za dimenzioniranje betonskih okvirnih konstrukcij, ki dokumentira delovanje programa, so enačbe za kontrolo načrtovanja nosilnosti stebrov na upogibno nosilnost (močan steber- šibka greda) podane pravilno. Kljub temu pa nastane razlika med vrednostmi izračunani s programom in "peš" računom. Vrednosti, ki jih poda SAP so za 10% manjše od tistih, ki jih dobimo s "peš" računom. Ker v programu postopek izračuna ni podrobno podan, napake ni bilo mogoče odkriti. Izpostaviti je potrebno tudi, da se kontrola izvede le za stebre tipa DCH in ne za stebre tipa DCM, kar ni v skladu z EC8.

Posledica napake, ki se pojavi pri načrtovanju upogibne nosilnosti stebrov, je tudi napačen izračun prečne sile v stebri, ki je za 15% manjša od tiste izračunane s "peš" računom.

V diplomski nalogi smo ugotovili, da program SAP2000 načeloma upošteva zahteve metode načrtovanja nosilnosti armiranobetonskih okvirov, vendar še ni popolnoma skladen s

standardom EC8. Razlike, ki se pojavljajo, niso težko odpravljive, vendar jih je težko odkriti saj je dokumentiranje rezultatov dimenzioniranja pomanjkljivo. Kljub temu uporaba programa olajša delo projektantov, saj lahko na primer izračunamo vrednosti potrebne armature v gredi, s katerimi opravimo potrebne kontrole in si tako poenostavimo izračun.

V prihodnosti bo razvoj računalniških programov še bolj olajšal in skrajšal čas projektiranja različnih vrst konstrukcij. Kljub razvoju pa bo še vedno potrebna kritična inženirjeva presoja dobljenih rezultatov.

## **VIRI**

CSI. 2011. Concrete Frame Design Manual Eurocode 2-2004 with Eurocode 8-2004 for SAP2000. Berkeley, California, USA: 110 str.

Fajfar, P., Fischinger, M., Beg, D. 2009. Evrokod 8: Projektiranje potresno odpornih konstrukcij. V: Beg, D. (ur.), Pogačnik, A. (ur.), Piročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po Evrokod standardih. Ljubljana, Inženirska zbornica Slovenije: str. 8-12, 8-17, 8-26, 8-28, 8-44, 8-47, 8-53, 8-104, 8-140.

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

Fischinger, M. 2002. EC 8 projektiranje potresno odpornih konstrukcij. V: Fajfar, P. (ur.), Fischinger, M. (ur.). Zbornik seminarja: Novosti v potresnem inženirstvu. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Inštitut za konstrukcije, potresno inženirstvo in računalništvo, Slovensko društvo za potresno inženirstvo: 114 str.

Lazar, N. 2011. Projektiranje stavb na sprejemljivo potresno tveganje - primer osem-etažne armiranobetonske stavbe. Diplomski naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba N. Lazar): 118 str.

Žižmond, J. 2012. Razčlenitev potresne varnosti pri projektiranju armiranobetonske stavbe. Diplomski naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba J. Žižmond): 107 str.

## **Standardi:**

SIST EN 1990: 2004. Evrokod : Osnove projektiranja konstrukcij.

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

SIST EN 1991-1-3:2004. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-3. del: Splošni vplivi – Obtežba snega.

SIST EN 1992-1-1:2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij – 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe.

SIST EN 1998-1:2005. Evrokod 8: Projektiranje potresno odpornih konstrukcij – 1. del: Splošna pravila, potresni vplivi in vplivi na stavbe.

## **Internetni viri:**

SAP2000. 2012. <https://wiki.csiberkeley.com/display/sap2000/Home> (Pridobljeno 16. 7. 2012.)