

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:

Hrastnik, M. 2012. Vpliv metode načrtovanja nosilnosti na količino armature armiranobetonske stavbe. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Dolšek, M.): 150 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:

Hrastnik, M. 2012. Vpliv metode načrtovanja nosilnosti na količino armature armiranobetonske stavbe. B.Sc. Thesis. Ljubljana, University of Ljubljana, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Dolšek, M.): 150 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:

**MIHA HRASTNIK**

**VPLIV METODE NAČRTOVANJA NOSILNOSTI NA  
KOLIČINO ARMATURE ARMIRANOBETONSKE  
STAVBE**

Diplomska naloga št.: 3237/KM

**INFLUENCE OF CAPACITY DESIGN PRINCIPLES ON  
REQUIRED AMOUNT OF REINFORCEMENT OF A  
REINFORCED CONCRETE BUILDING**

Graduation thesis No.: 3237/KM

**Mentor:**

izr. prof. dr. Matjaž Dolšek

**Predsednik komisije:**

izr. prof. dr. Janko Logar

**Član komisije:**

doc. dr. Mojca Šraj

Ljubljana, 07. 09. 2012

## **STRAN ZA POPRAVKE**

**Stran z napako**

**Vrstica z napako**

**Namesto**

**Naj bo**

**IZJAVA O AVTORSTVU**

Podpisani MIHA HRASTNIK izjavljam, da sem avtor diplomskega dela z naslovom »VPLIV METODE NAČRTOVANJA NOSILNOSTI NA KOLIČINO ARMATURE ARMIRANOBETONSKE STAVBE«.

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

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

Ljubljana, 6.8.2012

---

(podpis)

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

- UDK:** 006.77:624.012.45:624.046(043.2)
- Avtor:** Miha Hrastnik
- Mentor:** izr. prof. dr. Matjaž Dolšek
- Naslov:** Vpliv metode načrtovanja nosilnosti na količino armature armiranobetonske stavbe
- Obseg in oprema:** 150 str., 79 pregl., 87 sl.
- Ključne besede:** potresnoodporno projektiranje, armiranobetonska stavba, nepovezane stene, načrtovanje nosilnosti, standard Evrokod 8, srednja stopnja duktilnosti

### **Izvleček**

V diplomski nalogi obravnavamo šestetažno armiranobetonsko stavbo z dvema kletnima etažama. Cilj naloge je ugotoviti razliko v potrebni količini armature v nosilnih elementih stavbe, če jo določimo glede na obremenitve iz potresnega projektne stanja z upoštevanjem pravil standarda SIST EN 1992, ali z upoštevanjem obeh standardov SIST EN 1992 in 1998, ki predpisuje strožje konstrukcijske zahteve in predvideva uporabo postopka načrtovanja nosilnosti, kar povečuje varnost pri projektiranju. Najprej so povzete osnove projektiranja potresnoodpornih objektov, v nadaljevanju diplomske naloge pa je opisano modeliranje objekta in analiza, ki med drugim zajema kontrolo vpliva teorije drugega reda in kontrolo etažnih pomikov. Analiza je izvedena s programom SAP2000, prav tako tudi dimenzioniranje okvirjev po SIST EN 1992. Za dimenzioniranje vzdolžne armature sten je uporabljen program DIAS. Dimenzioniranje po SIST EN 1998 je izvedeno z upoštevanjem dejstva, da gre pri obravnavani konstrukciji za konstrukcijski sistem nepovezanih sten v obeh smereh. Izbrana je srednja stopnja duktilnosti (DCM), ki smo jo upoštevali tudi pri elementih znotraj toge vkopane kleti. Primerjava rezultatov kaže, da je po SIST EN 1998 potrebno več armature, kar je še posebej očitno pri stenah, kjer se navpična armatura skupno poveča za 37 %, vodoravna pa za 27 % glede na SIST EN 1992.

**BIBLIOGRAPHIC - DOCUMENTALISTIC INFORMATION**

- UDC:** 006.77:624.012.45:624.046(043.2)
- Author:** Miha Hrastnik
- Supervisor:** Assoc. Prof. Matjaž Dolšek, Ph.D.
- Title:** Influence of capacity design principles on required amount of reinforcement of a reinforced concrete building
- Notes:** 150 p., 79 tab., 87 fig.
- Key words:** earthquake-resistant design, reinforced concrete building, uncoupled walls, capacity design, standard Eurocode 8, ductility class medium

**Abstract**

The thesis deals with a design of a six-storey reinforced concrete building with a two-storey basement. The main objective was to evaluate the difference in the required amount of reinforcement, if determined based on the design seismic action with consideration of the provisions of SIST EN 1992 standard or with consideration of provisions of SIST EN 1992 and 1998. The latter approach increases the design safety due to more restrictive design requirements and due to the prescribed use of capacity design method. Firstly, the basis of earthquake-resistant design of reinforced concrete buildings is summarized in the thesis, followed by the description of the building's model and analysis, which, among other things, involves checks of the second order effects and the check of the serviceability limit state. Computer program SAP2000 was used for the analysis and partly for the design of the building, whereas walls were designed with computer program DIAS. The structural system of the building in both directions is an uncoupled wall system, which was taken into consideration for the design according to SIST EN 1998, where ductility class medium (DCM) was assumed. Comparison of results showed that more reinforcement is needed when SIST EN 1998 provisions are applied. This was the most evident for walls, since the increase of longitudinal and transverse reinforcement with respect to that based on SIST EN 1992 amounted to 37 % and 27 % respectively.

## **ZAHVALA**

Iskreno se zahvaljujem mentorju izr. prof. dr. Matjažu Dolšku, ki mi je z nasveti in odgovori na številna zastavljena vprašanja pomagal pri izdelavi diplomske naloge.

Zahvaljujem se staršema, ki sta mi vedno stala ob strani in me podpirala. Zahvala gre tudi moji puncu Urši, ki me je v času študija spodbujala, in prijateljem, ki so mi popestrili preživljanje študijskega časa v Ljubljani.

**KAZALO VSEBINE**

<b>1</b>	<b>UVOD</b>	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>PRAVILA PROJEKTIRANJA ARMIRANOBETONSKIH STAVB NA POTRESNIH OBMOČJIH</b>	<b>3</b>
<b>2.1</b>	<b>Potresni vpliv</b>	<b>3</b>
<b>2.1.1</b>	<b>Standard EC8</b>	<b>3</b>
<b>2.1.2</b>	<b>Predstavitev potresnega vpliva</b>	<b>4</b>
<b>2.1.3</b>	<b>Redukcija sil</b>	<b>7</b>
<b>2.1.4</b>	<b>Projektni spekter pospeškov</b>	<b>8</b>
<b>2.1.5</b>	<b>Projektna stanja</b>	<b>9</b>
<b>2.1.5.1</b>	<b>Potresno projektno stanje</b>	<b>9</b>
<b>2.1.5.2</b>	<b>Stalna in začasna projektna stanja</b>	<b>10</b>
<b>2.2</b>	<b>Modeliranje konstrukcije in metode analize</b>	<b>11</b>
<b>2.2.1</b>	<b>Zasnova in pravilnost konstrukcije</b>	<b>11</b>
<b>2.2.1.1</b>	<b>Pravilnost po višini</b>	<b>13</b>
<b>2.2.1.2</b>	<b>Pravilnost po tlorisu</b>	<b>13</b>
<b>2.2.2</b>	<b>Model konstrukcije</b>	<b>15</b>
<b>2.2.3</b>	<b>Metode analize</b>	<b>15</b>
<b>2.2.3.1</b>	<b>Modalna analiza</b>	<b>16</b>
<b>2.2.3.2</b>	<b>Metoda z vodoravnimi silami</b>	<b>17</b>
<b>2.2.4</b>	<b>Kombiniranje učinkov horizontalnega potresnega vpliva</b>	<b>19</b>
<b>2.2.4.1</b>	<b>Kombiniranje odziva po posameznih nihajnih oblikah</b>	<b>19</b>
<b>2.2.4.2</b>	<b>Kombiniranje odziva po po smereh</b>	<b>19</b>
<b>2.2.5</b>	<b>Preverjanje varnosti</b>	<b>20</b>
<b>2.2.5.1</b>	<b>Mejno stanje nosilnosti</b>	<b>20</b>
<b>2.2.5.2</b>	<b>Mejno stanje uporabnosti – kontrola etažnih pomikov</b>	<b>21</b>
<b>2.3</b>	<b>Določanje faktorja obnašanja in razredi duktilnosti</b>	<b>22</b>
<b>2.4</b>	<b>Projektiranje po standardu EC8 za stopnjo duktilnosti DCM</b>	<b>24</b>
<b>2.4.1</b>	<b>Zagotavljanje globalne duktilnosti konstrukcije – načrtovanje nosilnosti</b>	<b>24</b>
<b>2.4.2</b>	<b>Zagotavljanje lokalne duktilnosti elementov</b>	<b>25</b>
<b>2.4.3</b>	<b>Določila EC8 za grede, projektirane za DCM</b>	<b>26</b>
<b>2.4.4</b>	<b>Določila EC8 za stebre, projektirane za DCM</b>	<b>28</b>



<b>2.4.5</b>	<b>Določila EC8 za duktilne stene, projektirane za DCM</b>	<b>31</b>
<b>2.4.6</b>	<b>Določila EC8 za elemente betonskih temeljev</b>	<b>34</b>
<b>2.5</b>	<b>Projektiranje po standardu EC2</b>	<b>35</b>
<b>2.5.1</b>	<b>Določila EC2 za izračun sodelujoče širine gred in določila za armiranje</b>	<b>35</b>
<b>2.5.2</b>	<b>Določila EC2 za armiranje stebrov</b>	<b>37</b>
<b>2.5.3</b>	<b>Določila EC2 za armiranje sten</b>	<b>38</b>
<b>2.5.4</b>	<b>Strig zaradi prečne sile</b>	<b>38</b>
<b>3</b>	<b>OPIS KONSTRUKCIJE</b>	<b>40</b>
<b>3.1</b>	<b>Zasnova konstrukcije</b>	<b>40</b>
<b>3.2</b>	<b>Material</b>	<b>43</b>
<b>3.2.1</b>	<b>Beton</b>	<b>43</b>
<b>3.2.2</b>	<b>Jeklo za armiranje</b>	<b>43</b>
<b>4</b>	<b>VPLIVI NA KONSTRUKCIJO</b>	<b>44</b>
<b>4.1</b>	<b>Vertikalna obtežba</b>	<b>44</b>
<b>4.1.1</b>	<b>Stalna obtežba</b>	<b>44</b>
<b>4.1.2</b>	<b>Spremenljiva obtežba</b>	<b>49</b>
<b>4.2</b>	<b>Potresni vpliv</b>	<b>50</b>
<b>4.2.1</b>	<b>Projektni spekter pospeškov</b>	<b>50</b>
<b>4.2.2</b>	<b>Faktor obnašanja <math>q</math></b>	<b>51</b>
<b>4.3</b>	<b>Pravilnost konstrukcije</b>	<b>52</b>
<b>4.3.1</b>	<b>Pravilnost po višini</b>	<b>52</b>
<b>4.3.2</b>	<b>Pravilnost po tlorisu</b>	<b>52</b>
<b>4.4</b>	<b>Mase in masni vztrajnostni momenti</b>	<b>54</b>
<b>4.5</b>	<b>Slučajna ekscentričnost</b>	<b>56</b>
<b>5</b>	<b>RAČUNSKI MODEL KONSTRUKCIJE</b>	<b>57</b>
<b>5.1</b>	<b>Splošno o modelu</b>	<b>57</b>
<b>5.2</b>	<b>Material</b>	<b>57</b>
<b>5.3</b>	<b>Elementi konstrukcije</b>	<b>58</b>
<b>5.3.1</b>	<b>Vertikalni elementi</b>	<b>58</b>
<b>5.3.2</b>	<b>Horizontalni elementi</b>	<b>59</b>
<b>5.4</b>	<b>Podajanje obtežbe</b>	<b>61</b>

<b>5.4.1</b>	<b>Vertikalna obtežba</b>	<b>61</b>
<b>5.4.2</b>	<b>Potresna obtežba</b>	<b>64</b>
<b>5.5</b>	<b>Podajanje mase</b>	<b>64</b>
<b>6</b>	<b>LINEARNO - ELASTIČNA ANALIZA</b>	<b>65</b>
<b>6.1</b>	<b>Analiza lastnega nihanja</b>	<b>65</b>
<b>6.2</b>	<b>Metoda z vodoravnimi silami</b>	<b>66</b>
<b>6.3</b>	<b>Modalna analiza s spektri odziva</b>	<b>67</b>
<b>6.3.1</b>	<b>Etažne prečne sile</b>	<b>67</b>
<b>6.3.2</b>	<b>Vpliv teorije drugega reda</b>	<b>69</b>
<b>6.3.3</b>	<b>Mejno stanje uporabnosti – kontrola etažnih pomikov</b>	<b>70</b>
<b>7</b>	<b>DIMENZIONIRANJE PO EC2</b>	<b>72</b>
<b>7.1</b>	<b>Dimenzioniranje gred</b>	<b>72</b>
<b>7.1.1</b>	<b>Dimenzioniranje gred okvira v osi 1</b>	<b>74</b>
<b>7.1.2</b>	<b>Dimenzioniranje gred okvira v osi 2</b>	<b>77</b>
<b>7.1.2.1</b>	<b>Grede v medetažnih nivojih 1 do 6</b>	<b>77</b>
<b>7.1.2.2</b>	<b>Grede v medetažnih nivojih -1 in 0</b>	<b>78</b>
<b>7.1.3</b>	<b>Dimenzioniranje gred okvira v osi 3</b>	<b>80</b>
<b>7.1.3.1</b>	<b>Grede v medetažnih nivojih 1 do 6</b>	<b>80</b>
<b>7.1.3.2</b>	<b>Grede v medetažnih nivojih -1 in 0</b>	<b>81</b>
<b>7.1.4</b>	<b>Dimenzioniranje gred okvira v osi A</b>	<b>83</b>
<b>7.1.5</b>	<b>Dimenzioniranje gred okvira v osi B</b>	<b>84</b>
<b>7.1.5.1</b>	<b>Grede v medetažnih nivojih 1 do 6</b>	<b>85</b>
<b>7.1.5.2</b>	<b>Grede v medetažnih nivojih -1 in 0</b>	<b>86</b>
<b>7.1.6</b>	<b>Dimenzioniranje gred okvira v osi C</b>	<b>87</b>
<b>7.1.6.1</b>	<b>Grede v medetažnih nivojih 1 do 6</b>	<b>88</b>
<b>7.1.6.2</b>	<b>Grede v medetažnih nivojih -1 in 0</b>	<b>89</b>
<b>7.2</b>	<b>Dimenzioniranje stebrov</b>	<b>90</b>
<b>7.2.1</b>	<b>Stebra C7 in C8</b>	<b>90</b>
<b>7.2.2</b>	<b>Stebra C12 in C13</b>	<b>95</b>
<b>7.2.3</b>	<b>Stebra C1 in C11</b>	<b>96</b>
<b>7.2.4</b>	<b>Stebra C2 in C3</b>	<b>97</b>
<b>7.3</b>	<b>Dimenzioniranje sten</b>	<b>98</b>

<b>7.3.1</b>	<b>Stena W1</b>	<b>98</b>
<b>7.3.2</b>	<b>Stena W3</b>	<b>101</b>
<b>7.3.3</b>	<b>Stena N1</b>	<b>103</b>
<b>8</b>	<b>DIMENZIONIRANJE PO EC8</b>	<b>108</b>
<b>8.1</b>	<b>Dimenzioniranje gred</b>	<b>108</b>
<b>8.1.1</b>	<b>Dimenzioniranje gred okvira v osi 1</b>	<b>110</b>
<b>8.1.2</b>	<b>Dimenzioniranje gred okvira v osi 2</b>	<b>112</b>
<b>8.1.2.1</b>	<b>Grede v medetažnih nivojih 1 do 6</b>	<b>112</b>
<b>8.1.2.2</b>	<b>Grede v medetažnih nivojih -1 in 0</b>	<b>113</b>
<b>8.1.3</b>	<b>Dimenzioniranje gred okvira v osi 3</b>	<b>113</b>
<b>8.1.3.1</b>	<b>Grede v medetažnih nivojih 1 do 6</b>	<b>113</b>
<b>8.1.3.2</b>	<b>Grede v medetažnih nivojih -1 in 0</b>	<b>114</b>
<b>8.1.4</b>	<b>Dimenzioniranje gred okvira v osi A</b>	<b>115</b>
<b>8.1.5</b>	<b>Dimenzioniranje gred okvira v osi B</b>	<b>116</b>
<b>8.1.5.1</b>	<b>Grede v medetažnih nivojih 1 do 6</b>	<b>116</b>
<b>8.1.5.2</b>	<b>Grede v medetažnih nivojih -1 in 0</b>	<b>117</b>
<b>8.1.6</b>	<b>Dimenzioniranje gred okvira v osi C</b>	<b>117</b>
<b>8.1.6.1</b>	<b>Grede v medetažnih nivojih 1 do 6</b>	<b>117</b>
<b>8.1.6.2</b>	<b>Grede v medetažnih nivojih -1 in 0</b>	<b>118</b>
<b>8.2</b>	<b>Dimenzioniranje stebrov</b>	<b>119</b>
<b>8.2.1</b>	<b>Stebra C7 in C8</b>	<b>120</b>
<b>8.2.1.1</b>	<b>Steber C7</b>	<b>120</b>
<b>8.2.1.2</b>	<b>Steber C8</b>	<b>124</b>
<b>8.2.2</b>	<b>Stebra C12 in C13</b>	<b>124</b>
<b>8.2.3</b>	<b>Stebra C1 in C11</b>	<b>126</b>
<b>8.2.4</b>	<b>Stebra C2 in C3</b>	<b>128</b>
<b>8.3</b>	<b>Dimenzioniranje sten</b>	<b>128</b>
<b>8.3.1</b>	<b>Stena W1</b>	<b>129</b>
<b>8.3.2</b>	<b>Stena W3</b>	<b>132</b>
<b>8.3.3</b>	<b>Stena N1</b>	<b>136</b>
<b>9</b>	<b>ZAKLJUČKI</b>	<b>142</b>
<b>9.1</b>	<b>Grede</b>	<b>142</b>

---

<b>9.2</b>	<b>Stebri</b>	<b>144</b>
<b>9.3</b>	<b>Stene</b>	<b>145</b>
<b>VIRI</b>		<b>148</b>

## KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Vrednosti parametrov, ki opisujejo elastični spekter odziva za uporabo v Sloveniji (SIST EN 1998: 2005/A101, stran 4)	6
Preglednica 2: Vpliv pravilnosti konstrukcije na analizo in projektiranje na potresnih območjih (SIST EN 1998: 2005, stran 41)	12
Preglednica 3: Osnovne vrednosti faktorja obnašanja ( $q_0$ ) za sisteme, ki so pravilni po višini (SIST EN 1998: 2005, stran 67)	23
Preglednica 4: Vrednosti $g$ po nivojih	49
Preglednica 5: Vrednosti $q$ po nivojih	50
Preglednica 6: Lastnosti tipa tal B	50
Preglednica 7: Kontrola tlorisne pravilnosti konstrukcije	53
Preglednica 8: Izračun ekscentričnosti $e_{0x}$ in $e_{0y}$ in koordinat središča togosti $X_{CR}$ in $Y_{CR}$	53
Preglednica 9: Izračun torzijskega polmera $r_X$ in $r_Y$	54
Preglednica 10: Mase in masni vztrajnostni momenti	55
Preglednica 11: Izračun torzijskega momenta	56
Preglednica 12: Izračun sodelujočih širin gred za analizo	59
Preglednica 13: Velikost vplivnih površin	62
Preglednica 14: Izračun poteka linijske obtežbe na gredah v odvisnosti od vplivne površine	63
Preglednica 15: Izračun koncentrirane obtežbe, ki deluje na stene W3, W4 in N1	64
Preglednica 16: Nihajni časi in efektivne mase konstrukcije	65
Preglednica 17: Izračun potresnih sil po metodi z vodoravnimi silami	67
Preglednica 18: Etažne prečne sile zaradi $E_{Edx}$ in $E_{Edy}$	68
Preglednica 19: Vpliv teorije drugega reda	69
Preglednica 20: Kontrola etažnih pomikov	70
Preglednica 21: Izbrana vzdolžna armatura v gredah B1 in B2 po EC2	75
Preglednica 22: $A_{sw,potr}$ [ $\text{cm}^2/\text{m}$ ] v gredah B1 in B2 po EC2	76
Preglednica 23: Izračun $V_{Rd,c}$ ob podporah gred B1 in B2 po EC2	76
Preglednica 24: Izbrana vzdolžna armatura v gredah B3 in B4 nad terenom po EC2	78
Preglednica 25: $A_{sw,potr}$ [ $\text{cm}^2/\text{m}$ ] v gredah B3 in B4 nad terenom po EC2	78
Preglednica 26: Izbrana vzdolžna armatura v gredah B3, B4 in B5 v kleti po EC2	79
Preglednica 27: $A_{sw,potr}$ [ $\text{cm}^2/\text{m}$ ] v gredah B3, B4 in B5 v kleti po EC2	79
Preglednica 28: Izbrana vzdolžna armatura v gredah B6 in B7 nad terenom po EC2	81
Preglednica 29: $A_{sw,potr}$ [ $\text{cm}^2/\text{m}$ ] v gredah B6 in B7 nad terenom po EC2	81
Preglednica 30: Izbrana vzdolžna armatura v gredah B6, B7 in B8 v kleti po EC2	82

Preglednica 31: $A_{sw,potr}$ [ $\text{cm}^2/\text{m}$ ] v gredah B6, B7 in B8 v kleti po EC2	82
Preglednica 32: Izbrana vzdolžna armatura v gredah B9, B10 in B11 po EC2	84
Preglednica 33: $A_{sw,potr}$ [ $\text{cm}^2/\text{m}$ ] v gredah B9, B10 in B11 po EC2	84
Preglednica 34: Izbrana vzdolžna armatura v gredah B12 in B13 nad terenom po EC2	86
Preglednica 35: $A_{sw,potr}$ [ $\text{cm}^2/\text{m}$ ] v gredah B12 in B13 nad terenom po EC2	86
Preglednica 36: Izbrana vzdolžna armatura v gredah okvira v osi B v kleti	87
Preglednica 37: $A_{sw,potr}$ [ $\text{cm}^2/\text{m}$ ] v gredah B12 in B13 v kleti po EC2	87
Preglednica 38: Izbrana vzdolžna armatura v gredah B14, B15 in B16 nad terenom po EC2	88
Preglednica 39: $A_{sw,potr}$ [ $\text{cm}^2/\text{m}$ ] v gredah B14, B15 in B16 nad terenom po EC2	89
Preglednica 40: Izbrana vzdolžna armatura v gredah B14, B15 in B16 v kleti po EC2	90
Preglednica 41: $A_{sw,potr}$ [ $\text{cm}^2/\text{m}$ ] v gredah B14, B15 in B16 v kleti po EC2	90
Preglednica 42: Potrebna upogibna armatura $A_s$ [ $\text{cm}^2$ ] stebrov C7 in C8	91
Preglednica 43: Capacity Ratio stebrov C7 in C8	93
Preglednica 44: Upogibna nosilnost stene W1 po EC2	99
Preglednica 45: Strižna nosilnost stene W1 po EC2	100
Preglednica 46: Upogibna nosilnost stene W3 po EC2	102
Preglednica 47: Strižna nosilnost stene W3 po EC2	102
Preglednica 48: Upogibna nosilnost stene N1 v smeri močne osi po EC2	104
Preglednica 49: Strižna nosilnost stene N1 v smeri močne osi po EC2	105
Preglednica 50: Izbrana vzdolžna armatura gred B1 in B2 po EC8	110
Preglednica 51: Potrebna prečna armatura $A_{sw,potr}$ [ $\text{cm}^2/\text{m}$ ] gred B1 in B2 po EC8	110
Preglednica 52: Izbrana vzdolžna armatura gred B3 in B4 nad terenom po EC8	112
Preglednica 53: $A_{sw,potr}$ [ $\text{cm}^2/\text{m}$ ] gred B3 in B4 nad terenom po EC8	112
Preglednica 54: Izbrana vzdolžna armatura gred B3, B4 in B5 v kleti po EC8	113
Preglednica 55: $A_{sw,potr}$ [ $\text{cm}^2/\text{m}$ ] gred B3, B4 in B5 v kleti po EC8	113
Preglednica 56: Izbrana vzdolžna armatura gred B6 in B7 nad terenom po EC8	114
Preglednica 57: $A_{sw,potr}$ [ $\text{cm}^2/\text{m}$ ] gred B6 in B7 nad terenom po EC8	114
Preglednica 58: Izbrana vzdolžna armatura gred B6, B7 in B8 v kleti po EC8	114
Preglednica 59: $A_{sw,potr}$ [ $\text{cm}^2/\text{m}$ ] gred B6, B7 in B8 v kleti po EC8	115
Preglednica 60: Izbrana vzdolžna armatura gred B9, B10 in B11 po EC8	115
Preglednica 61: $A_{sw,potr}$ [ $\text{cm}^2/\text{m}$ ] gred B6 in B7 nad terenom po EC8	116
Preglednica 62: Izbrana vzdolžna armatura gred B12 in B13 nad terenom po EC8	116
Preglednica 63: $A_{sw,potr}$ [ $\text{cm}^2/\text{m}$ ] gred B12 in B13 nad terenom po EC8	116
Preglednica 64: Izbrana vzdolžna armatura gred B12 in B13 kleti po EC8	117
Preglednica 65: $A_{sw,potr}$ [ $\text{cm}^2/\text{m}$ ] gred B12 in B13 v kleti po EC8	117
Preglednica 66: Izbrana vzdolžna armatura gred B14, B15 in B16 nad terenom po EC8	118

Preglednica 67: $A_{sw,potr}$ [cm <sup>2</sup> /m] gred B14, B15 in B16 nad terenom po EC8	118
Preglednica 68: Izbrana vzdolžna armatura gred B14, B15 in B16 v kleti po EC8	118
Preglednica 69: $A_{sw,potr}$ [cm <sup>2</sup> /m] gred B14, B15 in B16 v kleti po EC8	119
Preglednica 70: Upogibna nosilnost stebra C7 v različnih etažah zaradi $N_{min}$	120
Preglednica 71: Upogibna nosilnost stebra C7 v različnih etažah zaradi $N_{max}$	120
Preglednica 72: Načrtovanje strižne nosilnosti stebra C7 v smeri okvira v osi B	122
Preglednica 73: Načrtovanje strižne nosilnosti stebra C7 v smeri okvira v osi 2	122
Preglednica 74: Upogibna nosilnost stene W1 po EC8	130
Preglednica 75: Strižna nosilnost stene W1 po EC8	131
Preglednica 76: Upogibna nosilnost stene W3 po EC8	134
Preglednica 77: Strižna nosilnost stene W3 po EC8	134
Preglednica 78: Upogibna nosilnost stene N1 v smeri močne osi po EC8	137
Preglednica 79: Strižna nosilnost stene N1 v smeri močne osi po EC8	138

**KAZALO SLIK**

Slika 1: Karta potresne nevarnosti Slovenije - projektni pospešek tal (ARSO, 2012)	4
Slika 2: Elastični spekter pospeškov, ki ustreza tipu tal tipa A, 5 % dušenju in $a_{gR} = 0,25$ g	6
Slika 3: Primerjava elastičnega spektra pospeškov in projektnih spektrov pospeškov za tla tipa A, 5 % dušenje in $a_{gR} = 0,25$ g	9
Slika 4: Metoda načrtovanja nosilnosti – analogija z verigo (Povzeto po: Fischinger, 1999: str. 18)	24
Slika 5: Načrtovanje strižne nosilnosti v gredah (Povzeto po: SIST EN 1998-1: 2005: str. 74)	27
Slika 6: Načrtovanje strižne nosilnosti v stebrih (Povzeto po: SIST EN 1998-1: 2005: str. 75)	29
Slika 7: Objetje betonskega jedra (Povzeto po: SIST EN 1998-1: 2005: str. 81)	30
Slika 8: Ovojnica upogibnih momentov za projektiranje vitkih sten v stenastih sistemih (Povzeto po: SIST EN 1998-1: 2005: str. 76)	31
Slika 9: Robni element, objekt z gostimi stremeni na prostem robu (Povzeto po: SIST EN 1998-1: 2005: str. 84)	34
Slika 10: Sodelujoča širina po EC2 (Povzeto po: SIST EN 1992-1-1: 2005: str. 60)	35
Slika 11: Tloris etaž pod nivojem terena	40
Slika 12: Tloris etaž nad nivojem terena	41
Slika 13: Prerez konstrukcije vzdolž Y osi	42
Slika 14: Projektni spekter pospeškov za X in Y smer (tip tal B, Tip 1, $q = 3,0$ )	51
Slika 15: Računski model konstrukcije v programu SAP2000	57
Slika 16: Stene v računskem modelu	58
Slika 17: Svetlo obarvana toga greda na stiku stene W1 in kletne stene	59
Slika 18: Pozicija gred v tlorisu	60
Slika 19: Gredi BINT1 in BINT2	60
Slika 20: Gredi BEXT1 in BEXT2 L-oblike	60
Slika 21: Gredi BEXT1-T in BEXT2-T T-oblike	61
Slika 22: Svetlo obarvani togi odseki gred BEXT1-T ob zunanjih stenah, ki so modelirane linijsko	61
Slika 23: Vplivne površine v medetažni konstrukciji pod nivojem terena (levo) in nad nivojem terena (desno)	62
Slika 24: Potek linijske obtežbe grede s trapezno pripadajočo vplivno površino	63
Slika 25: Prve tri nihajne oblike	66
Slika 26: Vrednosti etažnih prečnih sil v odvisnosti od $E_{Edx}$ in $E_{Edy}$	68
Slika 27: Občutljivost na etažne pomike	70
Slika 28: Kontrola etažnih pomikov v obeh smereh	71
Slika 29: Izsek iz programa – različna prečna prereza za analizo in dimenzioniranje grede	73
Slika 30: Geometrija okvira v osi 1	74



Slika 31: Največja potrebna vzdolžna armatura v gredah B1 in B2	75
Slika 32: Geometrija okvira v osi 2	77
Slika 33: Največja potrebna vzdolžna armatura v gredah B3 in B4 nad terenom	78
Slika 34: Največja potrebna vzdolžna armatura v gredah B3, B4 in B5 v kleti	79
Slika 35: Geometrija okvira v osi 3	80
Slika 36: Največja potrebna vzdolžna armatura v gredah B6 in B7 nad terenom	80
Slika 37: Največja potrebna vzdolžna armatura v gredah B6, B7 in B8 v kleti	82
Slika 38: Geometrija okvira v osi A	83
Slika 39: Največja potrebna vzdolžna armatura v gredah B9, B10 in B11	83
Slika 40: Geometrija okvira v osi B	85
Slika 41: Največja potrebna vzdolžna armatura v gredah B12 in B13 nad terenom	85
Slika 42: Največja potrebna vzdolžna armatura v gredah B12 in B13 v kleti	86
Slika 43: Geometrija okvira v osi C	88
Slika 44: Največja potrebna vzdolžna armatura v gredah B14, B15 in B16 nad terenom	88
Slika 45: Največja potrebna vzdolžna armatura v gredah B14, B15 in B16 v kleti	89
Slika 46: Potrebna armatura stebra C8 v etažah 4 in 5 v programu DIAS	92
Slika 47: Rezultati dimenzioniranja stebra C8 v etaži 5	93
Slika 48: Rezultati dimenzioniranja stebra C7 v etaži -2	94
Slika 49: Armatura stebrov C7 in C8 po EC2	95
Slika 50: Armatura stebrov C12 in C13 nad nivojem terena po EC2	96
Slika 51: Armatura stebrov C12 in C13 v kleti po EC2	96
Slika 52: Armatura stebrov C1 in C11 po EC2	97
Slika 53: Največje obremenitve v steni W1 zaradi kombinacije K2	98
Slika 54: Izračun upogibne nosilnosti stene W1 ob vpetju v programu DIAS	99
Slika 55: Armatura stene W1 po EC2 v etaži 0	100
Slika 56: Armatura stene W1 po EC2 v etažah 1 do 3	101
Slika 57: Armatura stene W1 po EC2 v etažah 4 in 5	101
Slika 58: Največje obremenitve v steni W3 zaradi kombinacije K2	101
Slika 59: Armatura stene W3 po EC2 v etaži -1	103
Slika 60: Armatura stene W3 po EC2 v etaži 0	103
Slika 61: Armatura stene W3 po EC2 v etažah -2 in 1 do 5	103
Slika 62: Največje obremenitve v steni N1	104
Slika 63: Armatura stene N1 po EC2 v etažah -1 in 0	106
Slika 64: Armatura stene N1 po EC2 v etažah 1 in 2	106
Slika 65: Armatura stene N1 po EC2 v etažah -2 in 3 do 5	107
Slika 66: Upogibna nosilnost gred okvira v osi 1 glede na + in – smer potresa	111

---

Slika 67: Armatura stebra C7 po EC8	123
Slika 68: Armatura stebrov C12 in C13 nad terenom po EC8	126
Slika 69: Armatura stebrov C12 in C13 v kleti po EC8	126
Slika 70: Armatura stebra C1 po EC8	127
Slika 71: Projektne obremenitve stene W1 po EC8 zaradi kombinacije K2	129
Slika 72: Armatura stene W1 po EC8 v etaži 0	131
Slika 73: Armatura stene W1 po EC8 v etažah 1 do 3	132
Slika 74: Armatura stene W1 po EC8 v etažah 4 in 5	132
Slika 75: Projektne obremenitve stene W3 po EC8 zaradi kombinacije K2	132
Slika 76: Armatura stene W3 po EC8 v etaži -1	135
Slika 77: Armatura stene W3 po EC8 v etaži 0	135
Slika 78: Armatura stene W3 po EC8 v etaži 1	135
Slika 79: Armatura stene W3 po EC8 v etažah -2 in 2 do 5	135
Slika 80: Projektne obremenitve stene N1 v smeri močne osi po EC8 zaradi K1	136
Slika 81: Projektne obremenitve stene N1 v smeri šibke osi po EC8 zaradi K2	136
Slika 82: Armatura stene N1 po EC8 v etažah -1 in 0	140
Slika 83: Armatura stene N1 po EC8 v etažah -2, 1 in 2	140
Slika 84: Armatura stene N1 po EC8 v etažah 3 do 5	141
Slika 85: Primerjava vsote potrebne prečne armature v gredah	143
Slika 86: Primerjava vsote izbrane upogibne armature v vseh etažah po EC2 in EC8 v stenah	147
Slika 87: Primerjava vsote izbrane strižne armature v vseh etažah po EC2 in EC8 v stenah	147

## 1 UVOD

Diplomska naloga obravnava projektiranje objekta s šestimi etažami nad nivojem terena in dvema kletnima etažama. Ker je objekt armiranobetonski, je za projektiranje potrebna uporaba standarda SIST EN 1992: Projektiranje betonskih konstrukcij (v nadaljevanju EC2) ter standarda SIST EN 1998: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij (v nadaljevanju EC8). Slednji standard podaja načela in pravila za načrtovanje objektov na potresnih območjih, kamor sodi tudi teritorij Slovenije. Osnovni zahtevi standarda EC8 sta zahteva po neporušitvi in zahteva po omejitvi poškodb. Zahteva po neporušitvi je povezana z varovanjem človeških življenj v primeru močnega potresa. Zato je veliko pravil standarda EC8 povezanih z zagotavljanjem globalne duktilnosti konstrukcije kot tudi z zagotavljanjem lokalne duktilnosti posameznih nosilnih elementov, v odvisnosti od stopnje duktilnosti, ki je izbrana za projektiranje. V obravnavanem primeru je izbrana srednja stopnja duktilnosti (DCM - Ductility Class Medium).

Zahteve standarda EC8 za armiranje nosilnih elementov so bolj stroge v primerjavi s tistimi iz EC2. Poleg tega EC8 zahteva, da se obremenitve elementov za objekte, ki so projektirani za srednjo stopnjo duktilnosti, določijo z metodo načrtovanja nosilnosti. S tem uvedemo dodatno varnost pri projektiranju v primerjavi z direktnim izračunom potrebne količine armature na osnovi obremenitve elementov, ki se določi ob upoštevanju projektnega spektra pospeškov. Glavni namen te naloge je zato ugotoviti, za koliko se poveča količina armature v elementih, če pri projektiranju objekta z upoštevanjem projektne potresne obtežbe, količino armature določimo ne le na osnovi pravil standarda EC2, temveč tudi z upoštevanjem standarda EC8.

Po uvodnem poglavju so podane teoretične smernice standarda EC8, ki se jih je potrebno držati pri modeliranju, analizi in dimenzioniranju armiranobetonskih konstrukcij, ki so izpostavljene potresnemu vplivu. V istem poglavju so na kratko predstavljene tudi zahteve standarda EC2, ki smo jih upoštevali pri projektiranju obravnavanega objekta.

V tretjem poglavju je opisana zasnova konstrukcije, t.j. geometrija elementov in uporabljeni materiali. Vplivi, ki delujejo na konstrukcijo, so zbrani v četrtem poglavju. Ti vplivi zajemajo vertikalno obtežbo, obtežbo zaradi potresnega vpliva in klasifikacijo konstrukcijskega sistema, ki vpliva na velikost potresnega vpliva ter na zahteve, ki jih moramo pri projektiranju po EC8 izpolniti. V petem poglavju je predstavljen model konstrukcije, ki smo ga izdelali v programu SAP2000 v14, s katerim smo izvedli tudi analizo in delno tudi dimenzioniranje.

Kot primarna vrsta analize je bila uporabljena modalna analiza, za kontrolo pa tudi analiza s pomočjo metode z vodoravnimi silami. Rezultati so zbrani v šestem poglavju.

Sedmo in osmo poglavje naloge zajemata dimenzioniranje konstrukcije, in sicer najprej le z upoštevanjem pravil standarda EC2 in nato še z upoštevanjem pravil standarda EC8. Pri prvem smo uporabili programa SAP2000 in DIAS, pri drugem pa smo se morali do nekaterih rezultatov dodatno dokopati še s »pešč« računom. Zaradi simetrije so prikazani rezultati le za polovico konstrukcije.

Najpomembnejše ugotovitve so skupaj s primerjavo rezultatov zbrane v zaključkih.

## **2 PRAVILA PROJEKTIRANJA ARMIRANOBETONSKIH STAVB NA POTRESNIH OBMOČJIH**

### **2.1 Potresni vpliv**

#### **2.1.1 Standard EC8**

Na potresnih območjih se poleg ostalih zunanjih vplivov, ki delujejo na konstrukcijo (stalni, spremenljivi in nezgodni vplivi) pojavlja še potresna obtežba. Postopek načrtovanja stavb na projektno potresno obtežbo je določen v standardu EC8. Uporaba EC8 je obvezna za celotno območje republike Slovenije, saj je le ta na celotnem območju potresno ogrožena. Za potrebe diplomske naloge smo uporabili prvi del standarda EC8 in nacionalni dodatek k temu standardu.

Namen EC8 v primeru pojava t.i. projektnega potresa je, da (EC8: 1.1.1(1)P):

- se zaščitijo človeška življenja,
- se omeji škoda in
- ostanejo konstrukcije, ki so pomembne za civilno zaščito, uporabne

Za doseganje tega namena EC8 zahteva, da sta izpolnjena naslednja kriterija (EC8: 2.1(1)P):

- zahteva po neporušitvi
- zahteva po omejitvi poškodb

Za izpolnitev prve zahteve je potrebno, da je konstrukcija projektirana in zgrajena tako, da prenese potresni projektni vpliv, ne da bi prišlo do porušitve dela ali celote, ter da po potresu obdrži svojo nosilnost in integriteto. Ta zahteva se nanaša na potres s povratno dobo 475 let, kar pomeni, da obstaja 10 % verjetnost, da se potres zgodi v 50 letih. To zahtevo kontroliramo s kontrolo mejnega stanja nosilnosti (MSN) oz. z dokazovanjem zadostne nosilnosti in sposobnosti sipanja energije konstrukcije.

Druga zahteva se nanaša na potres s povratno dobo 95 let, oz. na potres, za katerega obstaja 10 % verjetnost, da se zgodi v 10 letih. EC8 zahteva, da je konstrukcija projektirana in zgrajena tako, da pri takšnem potresu ne pride do takšnih poškodb ali omejitev uporabe, za sanacijo katerih bi stroški bili nesorazmerno veliki glede na ceno same konstrukcije. Ta zahteva je povezana s kontrolo velikosti etažnih pomikov, oz. s kontrolo mejnega stanja uporabnosti (MSU).

Vplivi, ki delujejo na konstrukcijo med potresom, modeliranje konstrukcije, dimenzioniranje elementov in kontrole, katerim je potrebno zadostiti, so predstavljeni v nadaljevanju.

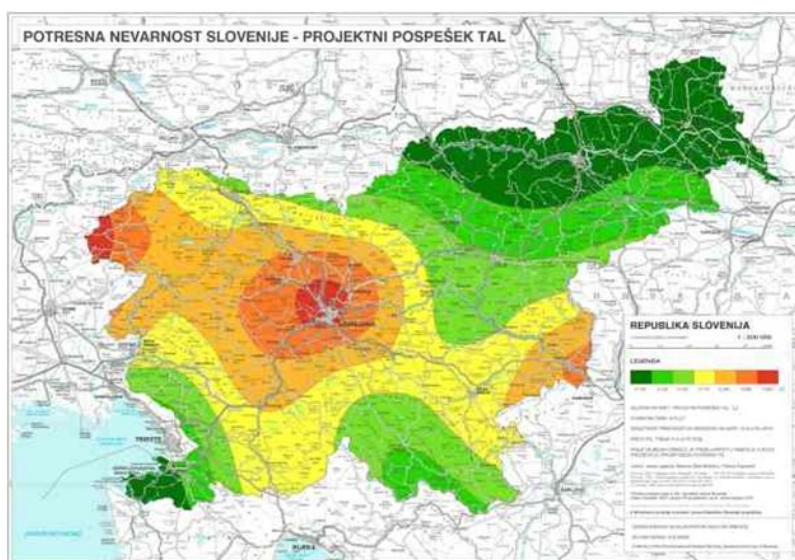
### 2.1.2 Predstavitev potresnega vpliva

Potresni vpliv je po EC8 predstavljen v obliki elastičnega spektra odziva (EC8: 3.2.2.1(1)P). Spekter odziva prikazuje maksimalne vrednosti odziva za konstrukcije z eno prostostno stopnjo pri določeni obtežbi (Fajfar, 1984). Beseda odziv se lahko nanaša na različne fizikalne veličine, s katerimi merimo dinamični odziv sistema. Najpogosteje uporabljamo spekter pseudo pospeškov. Takrat govorimo o elastičnem spektru pospeškov ( $S_a(T)$  oz.  $S_e(T)$ ). Poleg pospeškov lahko za analizo obnašanja konstrukcij pri dinamični obtežbi uporabimo tudi relativne hitrosti ali pa relativne pomike.

Spekter odziva je v splošnem graf, na katerem so na abscisni (horizontalni) osi nanešene vrednosti nihajnega časa  $T$ , na ordinatni (vertikalni) osi pa maksimalne vrednosti odziva. Spekter je določen za konstantno vrednost dušenja  $\zeta$ , ki je zaradi majhnega vpliva dušenja v gradbenih konstrukcijah običajno enaka 5 %.

Spekter odziva pa je za projektiranje uporaben le, če poznamo še eno ključno vrednost, t.j. projektni pospešek  $a_g$ . Projektni pospešek tal nam v kombinaciji z obliko spektra odziva in maso konstrukcije določa dejansko vrednost oz. velikost potresnega vpliva.

Na sledeči sliki (Slika 1) so prikazane referenčne vrednosti maksimalnega pospeška tal  $a_{gR}$  na tleh tipa A za področje Slovenije, in sicer za potres s povratno dobo 475 let. Vrednosti  $a_{gR}$  se v Sloveniji gibajo med 0,1 g (severovzhod in jugozahod Slovenije) in 0,25 g (severozahod Slovenije in območje Ljubljanske regije).



Slika 1: Karta potresne nevarnosti Slovenije - projektni pospešek tal (ARSO, 2012)

Vrednost projektne pospeška  $a_g$  dobimo z množenjem vrednosti  $a_{gR}$  in vrednosti  $\gamma_1$  (EC8: 3.2.1(3)):

$$a_g = \gamma_1 a_{gR} \quad (2.1)$$

pri čemer je  $\gamma_I$  faktor pomembnosti, ki je za potres s povratno dobo 475 let in za običajne stavbe, ki sodijo v kategorijo pomembnosti II, enak  $\gamma_I = 1$  (EC8: 4.2.5(5)P) in  $a_{gR}$  maksimalni pospešek tal na tleh tipa A.

Če upoštevamo  $a_g$  dobimo vrednosti za vodoravni elastični spekter  $S_e(T)$ , ki so enake (EC8: 3.2.2.2(1)):

$$0 \leq T \leq T_B: \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (2.2)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (2.3)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right] \quad (2.4)$$

$$T_D \leq T \leq 4 \text{ s}: \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[ \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \quad (2.5)$$

pri čemer je:

$S_e(T)$  vrednost v elastičnem spektru odziva

$T$  nihajni čas linearnega sistema z eno prostostno stopnjo

$a_g$  projektni pospešek za tla tipa A ( $a_g = \gamma_I a_{gR}$ )

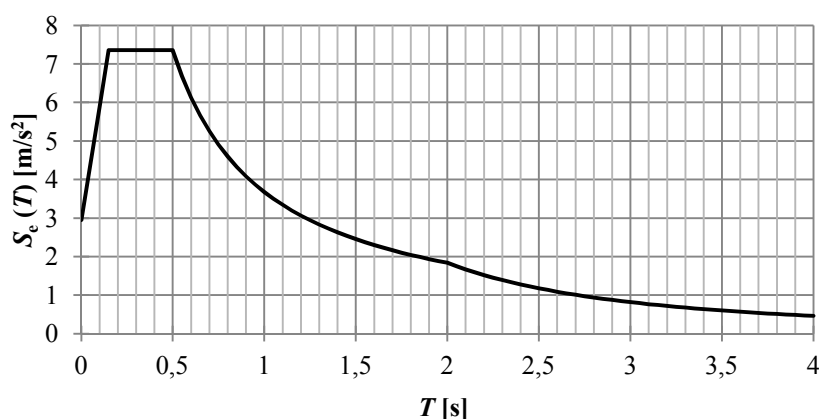
$T_B$  spodnja meja nihajnega časa na območju spektra, kjer ima spektralni pospešek konstantno vrednost

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

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

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

$S$  faktor tal.



Slika 2: Elastični spekter pospeškov, ki ustreza tipu tal tipa A, 5 % dušenju in  $a_{gR} = 0,25$  g

Vrednosti  $a_g$ ,  $T_B$ ,  $T_C$  in  $T_D$ , ki jih določi vsaka država posebej, upoštevajoč pričakovano gibanje tal med potresom, so zbrane v preglednici 1.

V enačbah 2.2 do 2.5 se pojavlja še faktor  $S$ , ki ga imenujemo faktor tal.  $S$  faktorjem tal so zajete značilnosti tal na lokaciji, kjer bo projektirana konstrukcija zgrajena. EC8 (EC8: 3.1.2) določa 5 standardnih tipov tal (A, B, C, D, E) in dva nestandardna tipa ( $S_1$  in  $S_2$ ), za katera so pri projektiranju potrebne dodatne raziskave značilnosti tal. Vrednosti faktorja tal  $S$  se za različne tipe tal razlikujejo:

Preglednica 1: Vrednosti parametrov, ki opisujejo elastični spekter odziva za uporabo v Sloveniji  
(SIST EN 1998: 2005/A101, stran 4)

Tip tal	$S$	$T_B$ [s]	$T_C$ [s]	$T_D$ [s]
A	1,00	0,10	0,40	2,00
B	1,20	0,15	0,50	2,00
C	1,15	0,20	0,60	2,00
D	1,35	0,20	0,80	2,00
E	1,70	0,10	0,40	2,00

Vrednosti v zgornji preglednici veljajo za elastični spekter tipa 1. EC8 priporoča uporabo tega spektra, če k verjetnostni analizi potresne nevarnosti na določenem območju najbolj prispevajo potresi z magnitudo  $M_s$ , določeno iz površinskih valov, ki je večja od 5,5 (EC8: 3.2.2.2(2)P). Ker v Sloveniji prevladujejo močni potresi (vrednost  $M_s$  večja od 5,5), uporabljamo spekter tipa 1 (Beg in Pogačnik (ur.), 2009). V nasprotnem primeru bi morali uporabiti spekter tipa 2.

V EC8 je definiran tudi spekter pospeškov za navpično smer (EC8: 3.2.2.3(1)). Tega spektra ne bomo podrobno opisovali, saj pride v poštev le, če je vrednost  $a_g$  večja od 0,25 g (EC8: 4.3.3.5.2(1)). To po



enačbi 2.1 pomeni, da mora biti faktor pomembnosti  $\gamma_1$  večji od 1, saj je največja vrednost  $a_{gR}$  na območju Slovenije enaka 0,25 g. Torej pride navpični spekter v upoštevanje le pri objektih večje pomembnosti na območjih z visokim projektnim pospeškom tal.

### 2.1.3 Redukcija sil

Vsak močnejši potres pomeni za večino konstrukcij najbolj kritično obremenitev, pri čemer je verjetnost, da se bo zgodil v življenjski dobi objekta, majhna. Ekonomsko gledano se torej ne izplača konstrukcije projektirati tako, da bi med potresom ostala nepoškodovana, saj do potresa mogoče sploh ne bo prišlo. Bolj smiselno je dovoliti poškodbe konstrukcije in preprečiti porušitev. Konstrukcija, ki se med močnim potresom poškoduje, se obnaša nelinearno. Zato bi jo morali analizirati z nelinearnimi metodami, ki pa so prezahtevne za vsakdanjo prakso. Kot alternativa nelinearnim metodam se v praksi pojavljajo metode, ki temeljijo na elastični analizi in upoštevanju nelinearnosti z upoštevanjem korekcijskega faktorja, ki se v EC8 imenuje faktor obnašanja  $q$  (Beg in Pogačnik (ur.), 2009).

Faktor obnašanja  $q$  je v območju  $T > T_c$  enak razmerju med računskimi (projektnimi) silami  $F_{rač}$  in silami  $F_{el}$ , s katerimi bi morali projektirati konstrukcijo, če bi želeli, da bi ostala v elastičnem področju, oz. nepoškodovana (Beg in Pogačnik (ur.), 2009):

$$q = F_{el}/F_{rač} \quad (2.6)$$

$q$  je po drugi strani tudi enak produktu faktorja dodatne nosilnosti  $R_s$  in redukcijskega faktorja  $R_\mu$ :

$$q = R_s R_\mu \quad (2.7)$$

S faktorjem  $R_s$  zajamemo značilnost konstrukcije, da je njena dejanska nosilnost večja od računsko potrebne nosilnosti, kar je posledica tipizacije pri dimenzioniranju (dimenzije najbolj obremenjenih elementov pripišemo tudi manj obremenjenim), minimalnih zahtev (minimalne dimenzije, minimalna armatura, čeprav to računsko ni potrebno), zmožnosti prerazporeditve obtežbe v statično nedoločenih konstrukcijah in materialnih lastnosti (dejanske lastnosti so lahko boljše od karakterističnih). Z redukcijskim faktorjem  $R_\mu$  pa zajamemo duktilno obnašanje konstrukcije.

Če združimo zgoraj napisano, lahko vidimo, da bolj kot je konstrukcija duktilna (čim večji  $R_\mu$ ) in večja kot je njena dodatna nosilnost (čim večji  $R_s$ ), večji je  $q$ , pri čemer ima duktilnost praviloma večji vpliv na vrednost faktorja obnašanja (Beg in Pogačnik (ur.), 2009). Posledično je redukcija potresnih sil oz. razlika med računskimi obremenitvami, ki jih lahko uporabimo za projektiranje ( $F_{rač}$ ) in elastičnimi obremenitvami ( $F_{el}$ ), večja.

To pomeni, da lahko konstrukcije, ki imajo zadostno kombinacijo nosilnosti in predvsem duktilnosti, projektiramo na manjše potresne sile od dejanskih. Zaradi tega se bo konstrukcija sicer poškodovala, a

do porušitve ne bo prišlo, saj je duktilnost povezana s sposobnostjo materiala ali konstrukcije, da prevzame neelastične deformacije brez porušitve (Fischinger, 1999).

Duktilnost je ključna za reduciranje potresnih sil, saj konstrukciji omogoča, da lahko s histereznimi izgubami energije pri cikličnih prehodih v plastično območje disipira oz. odvaja energijo, ki jo potres vnese v konstrukcijo. Več kot konstrukcija te energije disipira, manjše so obremenitve. Disipiranje energije je možno tudi s pomočja dušenja v elastičnem območju, ki pa je v gradbenih konstrukcijah praviloma majhno (Fischinger, 1999).

#### 2.1.4 Projektni spekter pospeškov

Potresne sile oz. potresni vpliv je pri duktilnih konstrukcijah mogoče reducirati s faktorjem obnašanja  $q$ , kar smo pojasnili v prejšnjem poglavju. Ker je potresni vpliv v EC8 izražen s spektrom pospeškov, se za potrebe elastične analize uporablja projektni spekter pospeškov ( $S_d(T)$ ). Projektni spekter pospeškov je elastični spekter pospeškov, v katerem so vrednosti  $S_e(T)$  posredno reducirane s faktorjem  $q$ .

Vrednosti za vodoravni projektni spekter  $S_d(T)$  so tako enake (EC8: 3.2.2.5(3)):

$$0 \leq T \leq T_B: \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (2.8)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (2.9)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: \quad S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (2.10)$$

$$T_D \leq T: \quad S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (2.11)$$

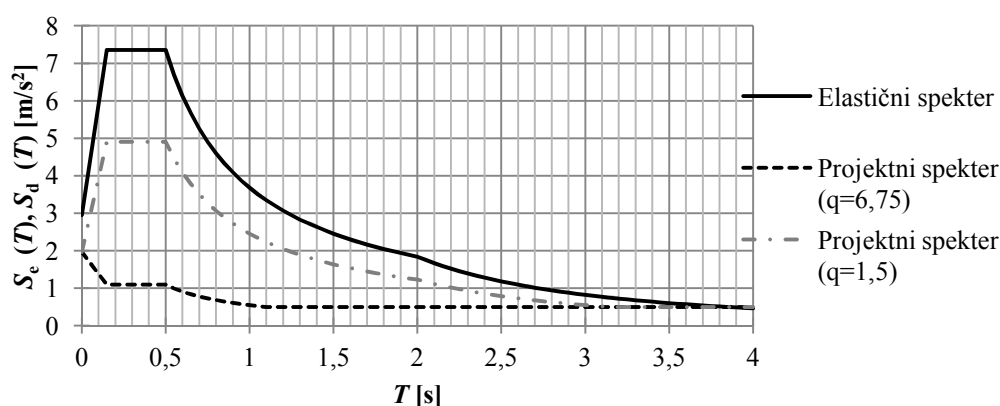
pri čemer je:

$S_d(T)$  vrednost v projektnem spektru odziva

$q$  faktor obnašanja

$\beta$  faktor, ki je enak 0,2.

Na sliki 3 je prikazana primerjava med elastičnim spektrom pospeškov in projektnima spektroma pri  $q = 6,75$  ( $q_{\max}$  pri armiranobetonskih objektih) in  $q = 1,5$  ( $q_{\min}$ ).



Slika 3: Primerjava elastičnega spektra pospeškov in projektne spektrov pospeškov za tla tipa A, 5 % dušenje in  $a_{gR} = 0,25$  g

Pri določanju potresnega vpliva je potrebno upoštevati, da na konstrukcijo sočasno deluje vodoravna potresna obtežba v dveh pravokotnih smereh (EC8: 4.3.3.5.1(1)). Pri tem sta predpostavljena enaka elastična spektra pospeškov za obe smeri (EC8: 3.2.2.1(3)), projektna spektra pospeškov pa nista nujno enaka. Razlog za to je faktor obnašanja  $q$ , ki je odvisen od prevladujoče vrste konstrukcijskega sistema in pravilnosti konstrukcije po višini, ki se lahko v obeh pravokotnih smereh razlikuje, in ga je potrebno izračunati za vsako smer posebej (EC8: 4.3.3.5.1(4)).

### 2.1.5 Projektna stanja

Standard, ki določa kombinacijo vplivov za projektna stanja je SIST EN 1990: Osnove projektiranja konstrukcij. To je standard, ki določa splošna načela in zahteve za varnost, uporabnost in trajnost konstrukcij in je skupaj z ostalimi Evrokod standardi namenjen za projektiranje konstrukcij stavb in gradbenih inženirskih objektov (SIST EN 1990: 1.1(1) in 1.1(2)). Za potrebe naše naloge smo učinke vplivov kombinirali na dva načina oz. za dve vrsti projektne stanj, ki sta predstavljeni v nadaljevanju.

#### 2.1.5.1 Potresno projektno stanje

Po SIST EN 1990 je splošna oblika kombinacije učinkov vplivov za potresno projektno stanje enaka (SIST EN 1990: 6.4.3.4(2)):

$$\sum G_{k,j} "+" P "+" A_{E,d} "+" \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (2.12)$$

kjer "+" pomeni kombinirano z,  $\sum$  pa pomeni kombiniran učinek. Veličine iz izraza 2.12 so:

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

$P$  vrednost vpliva sile prednapenjanja

$\psi_{2,i}$  faktor za navidezno stalne vrednosti spremenljivega vpliva

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

$A_{E,d}$  projektna vrednost potresne obtežbe, pri čemer je:

$$A_{E,d} = A_{E,k} \gamma_1 \quad (2.13)$$

kjer je  $A_{E,k}$  karakteristična vrednost potresne obtežbe,  $\gamma_1$  pa faktor pomembnosti.

Za potresno projektno stanje je pomembna še ena kombinacija. To je kombinacija, ki določa katere spremenljive in stalne vplive je potrebno upoštevati za določitev mase konstrukcije (EC8: 3.2.4(2)):

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{E,i} Q_{k,i} \quad (2.14)$$

pri čemer je  $\psi_{E,i}$  koeficient za kombinacijo za spremenljive vplive, s katerim upoštevamo, da obtežba  $Q_{k,i}$  ni prisotna po celi konstrukciji v času potresa, in je enak (EC8: 4.2.4(2)):

$$\psi_{E,i} = \varphi \psi_{2,i} \quad (2.15)$$

### 2.1.5.2 Stalna in začasna projektna stanja

Poleg potresnega projektne stanja moramo za potrebe te naloge definirati tudi kombinacijo vplivov za stalna in začasna projektna stanja. Ta kombinacija se glasi (SIST EN 1990: 6.4.3.2(3)):

$$\sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (2.16)$$

kjer je:

$\gamma_{G,j}$  obtežni faktor za stalno obtežbo

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

$\gamma_P$  obtežni faktor za obtežbo prednapenjanja

$P$  vrednost vpliva sile prednapenjanja

$\gamma_{Q,1}$  obtežni faktor za prevladujočo spremenljivo obtežbo

$Q_{k,1}$  karakteristična vrednost prevladujoče spremenljive obtežbe

$\gamma_{Q,i}$  obtežni faktor za neprevladujočo spremenljivo obtežbo

$\psi_{0,i}$  kombinacijski faktor

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

Vrednost obtežnega faktorja za stalno obtežbo  $\gamma_G$  je enaka 1,35, vrednost obtežnega faktorja za spremenljivo obtežbo  $\gamma_Q$  pa 1,5, če povzročata stalna in spremenljiva obtežba neugoden vpliv. Če povzročata ugoden vpliv, sta vrednosti enaki  $\gamma_G = 1,0$  in  $\gamma_Q = 0$  (SIST EN 1990: Pr. A.1.2(B)).

## **2.2 Modeliranje konstrukcije in metode analize**

### **2.2.1 Zasnova in pravilnost konstrukcije**

EC8 določa načela, katerih se je priporočljivo držati pri zasnovi konstrukcije, saj bistveno vplivajo na njeno potresno odpornost. Ta načela so (EC8: 4.2.1(2)):

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

Pomemben cilj, ki ga je treba doseči pri zasnovi, je pravilnost konstrukcije, ki vpliva na (EC8: 4.2.3.1(2)):

- model konstrukcije, ki je lahko poenostavljen ravninski ali prostorski
- metodo analize, ki je lahko poenostavljena analiza s spektrom odziva (metoda z vodoravnimi silami) ali pa modalna
- vrednost faktorja obnašanja  $q$ , ki je pri stavbah, ki so po višini nepravilne, manjši od referenčne vrednosti

Pomembno je, da poskušamo zasnovati konstrukcijo, ki je po zasnovi pravilna, saj se takšna konstrukcija med potresem dobro obnaša in nam posledično standard EC8 dovoljuje nekatere poenostavitve v fazi projektiranja (EC8: 4.2.3.1(3)), ki so prikazane v sledeči preglednici:

Preglednica 2: Vpliv pravilnosti konstrukcije na analizo in projektiranje na potresnih območjih (SIST  
EN 1998: 2005, stran 41)

Pravilnost		Dovoljena poenostavitve		Faktor obnašanja
Tloris	Višina	Model	Linearno-elastična analiza	(za linearno analizo)
da	da	ravninski	vodoravne sile <sup>1</sup>	referenčni
da	ne	ravninski	modalna analiza	zmanjššan <sup>2</sup>
ne	da	prostorski	vodoravne sile <sup>1</sup>	referenčni
ne	ne	prostorski	modalna analiza	zmanjššan <sup>2</sup>

<sup>1</sup>Če je izpolnjen tudi pogoj EC8: 4.3.3.2.1(2)a:

$$T_1 \leq \begin{cases} 4 \cdot T_C \\ 2,0 \text{ s} \end{cases} \quad (2.17)$$

<sup>2</sup>Pri konstrukcijah, ki niso pravilne po višini, je potrebno referenčni faktor obnašanja zmanjšati, in sicer se ga pomnoži z vrednostjo 0,8.

### 2.2.1.1 Pravilnost po višini

Da se smatra, da je stavba pravilna po višini, mora zadostiti vsem naslednjim kriterijem (EC8: 4.2.3.3):

- konstrukcijski sistemi za prenos vodoravne obtežbe morajo potekati neprekinjeno od temeljev do vrha stavbe ali do vrha posameznega dela stavbe, če imajo posamezni deli različne višine
- togost in masa sta konstantni v vseh etažah ali pa se brez nenadne spremembe postopoma zmanjšujeta od temeljev proti vrhu
- za okvirne stavbe se razmerje dejanske nosilnosti etaže proti računski nosilnosti ne sme spreminjati po posameznih etažah
- zožitev tlorisa je manjša, kot to dopušča EC8 (EC8: 4.2.3.3(5))

### 2.2.1.2 Pravilnost po tlorisu

Tudi za tlorisno pravilnost EC8 navaja kriterije (EC8: 4.2.3.2):

- približna simetrična razporeditev togosti in mas glede na dve pravokotni osi
- obod vsake etaže predstavlja poligonalno konveksno linijo, kar pomeni, da v tlorisu ni vdolbin
- potrebno je zagotoviti dovolj veliko togost stropov v horizontalni smeri
- vitkost tlorisa stavbe  $\lambda$ , ki je enaka razmerju med večjo ( $L_{\max}$ ) in manjšo ( $L_{\min}$ ) tlorisno dimenzijo, v obeh pravokotnih smereh ne sme biti večja od 4:

$$\lambda = \frac{L_{\max}}{L_{\min}} < 4 \quad (2.18)$$

- v vsaki etaži in v vsaki smeri analize (X in Y) mora veljati, da ekscentričnost konstrukcije  $e_0$ , ki predstavlja razdaljo med masnim središčem in središčem togosti, ne presega 30 % vrednosti torzijskega polmera  $r$ , torzijski polmer pa ne sme prekoračiti vrednosti vztrajnostnega polmera mase etaže  $I_s$

Dokazovanje, da konstrukcija ustreza zadnjemu pogoju, je pogosto zahtevno, a pri večetažnih objektih, pri katerih smo za analizo uporabili prostorski model, lahko postopamo po sledečem postopku (Beg in Pogačnik (ur.), 2009):

Ekscentričnost  $e_{0i}$  izračunamo po enačbah:

$$e_{0x} = \frac{R_z(F_y = 1)}{R_z(M = 1)} \quad \text{in} \quad e_{0y} = \frac{R_z(F_x = 1)}{R_z(M = 1)} \quad (2.19)$$

pri čemer je:

$R_z (F_y = 1)$  rotacija etaže zaradi statične obtežbe  $F_y = 1$  v Y smeri

$R_z (F_x = 1)$  rotacija etaže zaradi statične obtežbe  $F_x = 1$  v X smeri

$R_z (M = 1)$  rotacija zaradi momenta  $M = 1$ , ki vrtili okoli vertikalne osi stavbe

$R_z (F_y = 1)$ ,  $R_z (F_x = 1)$  in  $R_z (M = 1)$  delujejo v masnem središču ( $X_{CM}$ ,  $Y_{CM}$ ) v etaži, za katero računamo ekscentričnost. Pogoji za uporabo enačbe 2.19 je, da  $F_x$ ,  $F_y$  in  $M$  povzročajo rotacijo enakega predznaka.

Potem, ko smo v vsaki etaži izračunali ekscentričnost  $e_{0i}$ , lahko določimo središče togosti za vsako etažo, in sicer z uporabo enačb:

$$X_{CR} = X_{CM} + e_{0x} \text{ in } Y_{CR} = Y_{CM} + e_{0y} \quad (2.20)$$

kjer sta:

$X_{CM}$  in  $Y_{CM}$  koordinati masnega središča etaže

$X_{CR}$  in  $Y_{CR}$  koordinati središča togosti te etaže

$e_{0x}$  in  $e_{0y}$  ekscentričnosti etaže v X in Y smeri

Za določanje torzijskega polmera etaže  $r$  lahko uporabimo podoben postopek, kot pri določanju ekscentričnosti etaže, a z eno bistveno razliko. Statično enotsko obtežbo  $F_x$ ,  $F_y$  in  $M$  v tem primeru postavimo v središče togosti etaže ( $X_{CR}$ ,  $Y_{CR}$ ), za katero računamo torzijski polmer. Torzijski polmer vsake etaže  $r_x$  v X smeri in  $r_y$  v Y smeri določimo z enačbami:

$$r_x = \sqrt{\frac{K_M}{K_{FY}}} \text{ in } r_y = \sqrt{\frac{K_M}{K_{FX}}} \quad (2.21)$$

kjer je:

$K_{FX}$  translacijska togost v X smeri

$K_{FY}$  translacijska togost v Y smeri

$K_M$  torzijska togost

$K_{FX}$ ,  $K_{FY}$  in  $K_M$  določimo na naslednji način:

$$K_M = \frac{1}{R_z(M_T = 1)}, K_{FX} = \frac{1}{U_x(F_{TX} = 1)} \text{ in } K_{FY} = \frac{1}{U_y(F_{TY} = 1)} \quad (2.22)$$

pri čemer je:

$R_z(M_T = 1)$  rotacija etaže zaradi enotskega momenta

$U_x(F_{TX} = 1)$  pomik v X smeri zaradi enotske sile v X smeri

$U_y(F_{TY} = 1)$  pomik v Y smeri zaradi enotske sile v Y smeri.

$M_T$ ,  $F_{TX}$  in  $F_{TY}$  delujejo v središču togosti etaže ( $X_{CR}$ ,  $Y_{CR}$ ), za katero določamo torzijski polmer.



Še zadnja stvar, ki jo moramo poznati, da lahko določimo ali je konstrukcija pravilna v tlorisu je vztrajnostni polmer mase etaže  $l_s$ , ki ga za vsako etažo določimo po naslednji enačbi:

$$l_s = \sqrt{\frac{l^2 + b^2}{12}} \quad (2.23)$$

pri čemer sta  $l$  in  $b$  tlorisni dimenziji etaže.

### 2.2.2 Model konstrukcije

Po EC8 (EC8: 4.3.1(1)) morata biti v modelu konstrukcije ustrezno predstavljena razporeda togosti in mase, tako da se pri upoštevanem potresnem vplivu zajamejo vse pomembne deformacijske oblike in vztrajnostne sile. Model mora tudi upoštevati prispevek vozliščnih območij k podajnosti stavbe, npr. prispevek krajnih delov stebrov in nosilcev pri okvirjih (EC8: 4.3.1(2)).

Model mora v splošnem ustrezati predpostavki, da je konstrukcija sestavljena iz navpičnih sistemov, ki prenašajo vodoravno obtežbo in so medsebojno povezani z vodoravnimi diafragmami (EC8: 4.3.1(3)). Če so te diafragme, ki predstavljajo medetažne plošče, dovolj toge v svoji ravnini, je dovoljeno mase in masne vztrajnostne momente skoncentrirati v težišču vsake etaže (EC8: 4.3.1(4)). Ker pa lahko med dejanskim potresom pride do odstopanj razporeditve mas in togosti od projektne razporeditve, nam EC8 nalaga, da to upoštevamo s slučajno ekscentričnostjo (EC8: 4.3.2). Slučajno ekscentričnost upoštevamo tako, da premaknemo maso za  $\pm 5\%$  tlorisne dimenzije (pravokotno na smer obtežbe) iz masnega središča. To storimo v obeh pravokotnih smereh. S slučajno ekscentričnostjo upoštevamo tudi prostorsko spreminjanje potresnega gibanja.

Te zahteve lahko izpolnimo z uporabo psevdotridimenzionalnega modela, pri katerem konstrukcijo sestavimo iz ravninskih navpičnih elementov, kot so npr. stene, okvirji in stene z odprtini, ki so medsebojno povezani z medetažnimi ploščami (Beg in Pogačnik (ur.), 2009). Druga možnost je, da uporabimo pravi prostorski model, kar nam omogočajo nekateri računalniški programi.

Pri modeliranju je potrebno upoštevati še razpokanost prerezov. Razpokanost prereza pri betonskih, zidanih in sovprežnih stavbah upoštevamo z zmanjšanjem elastične upogibne in strižne togosti nosilnih elementov za polovico (EC8: 4.3.1(7)).

### 2.2.3 Metode analize

Analizo potresnih in drugih vplivov, ki jih je potrebno upoštevati v potresnem projektne stanju, je mogoče opraviti z upoštevanjem predpostavke, da je obnašanje konstrukcije linearno-elastično (EC8: 4.3.3.1(1)). Glede na značilnosti konstrukcije je možna uporaba naslednjih metod oz. vrst analize (EC8: 4.3.3.1(3)):

- modalna analiza s spektrom odziva
- metoda z vodoravnimi silami, ki je dovoljena le pri konstrukcijah, ki izpolnjujejo pogoja EC8: 4.3.3.2.1(1) in EC8: 4.3.3.2.1(2)

Ob upoštevanju dodatnih pogojev je alternativno mogoče uporabiti tudi nelinearne metode analize, kamor spadata (EC8: 4.3.3.1(4)):

- nelinearna statična analiza (pushover analiza)
- nelinearna dinamična analiza (račun časovnega odziva)

Nelinearne metode so dosti bolj zahtevne od linearnih in EC8 ne zahteva njihove uporabe. Še posebej nadležno je dejstvo, da mora biti konstrukcija za nelinearno analizo že v celoti definirana (poleg togosti mora biti poznana tudi nosilnost elementov), kar pomeni, da v praksi zaradi dvojnega dela za takšno analizo porabimo več časa, kot pa samo pri linearni analizi.

V nadaljevanju bomo zato predstavili le obe linearni metodi analize, ki smo ju uporabili tudi za potrebe te naloge.

### 2.2.3.1 Modalna analiza

Modalna analiza je analiza, ki jo lahko uporabljamo pri vseh vrstah konstrukcij, neodvisno od pravilnosti (EC8: 4.3.3.3). Pri tej analizi najprej določimo nihajne čase ( $T_i$ ) in nihajne oblike ( $\Phi_i$ ) iz lastnega nihanja konstrukcije. Iz teh rezultatov določimo potresne sile (enačba 2.24), s katerimi za vsako nihajno obliko posebej opravimo statično analizo. Potresne sile  $F_i$  za  $i$ -to nihajno obliko so enake (Beg in Pogačnik (ur.), 2009):

$$F_i = M \Phi_i \Gamma_i S_{Ai} \quad (2.24)$$

$$\Gamma_i = \frac{L_i}{M_i} \quad (2.25)$$

$$L_i = \Phi_i^T M s \quad (2.26)$$

$$M_i = \Phi_i^T M \Phi_i \quad (2.27)$$

Pri čemer je:

- $F_i$  vektor potresnih sil za  $i$ -to nihajno obliko
- $M$  masna matrika
- $\Phi_i$  vektor  $i$ -te nihajne oblike
- $\Gamma_i$  faktor participacije
- $s$  vektor, ki določa smer pospeškov tal in povezavo s prostostnimi stopnjami konstrukcije
- $S_{Ai}$  spekter psevdo pospeškov

Pomiki, ki jih povzročajo potresne sile iz enačbe 2.24 so enaki (Beg in Pogačnik (ur.), 2009):

$$U_{i,\max} = \Phi_i F_i \left( \frac{T_i^2}{4 \cdot \pi^2} \right) S_{Ai} \quad (2.28)$$

Standard določa, da je pri analizi potrebno upoštevati vsaj toliko nihajnih oblik, da vsota efektivnih mas znaša več kot 90 % celotne mase in vse nihajne oblike z efektivnimi modalnimi masami, ki so večje od 5 % celotne mase (EC8: 4.3.3.3.1(3)).

Naključno torzijo pri analizi s prostorskim modelom upoštevamo z ovojnico rezultatov, dobljenih s statično analizo, kjer obtežbo v vsaki etaži  $i$  predstavlja torzijski moment  $M_{ai}$  (EC8: 4.3.3.3.3(1)):

$$M_{ai} = e_{ai} F_i \quad (2.29)$$

kjer je:

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

$F_i$  vodoravna sila v etaži  $i$ , ki se jo določi za vse ustrezne smeri

$e_{ai}$  naključna ekscentričnost mase v etaži  $i$ , ki se jo izračuna po enačbi 2.30 za vse ustrezne smeri

$$e_{ai} = \pm 0,05 L_i \quad (2.30)$$

pri tem je  $L_i$  tlorsna dimenzija etaže, pravokotno na smer potresnega vpliva.

Vpliv  $M_{ai}$  je potrebno upoštevati s pozitivnim in negativnim predznakom (EC8: 4.3.3.3.3(2)).

### 2.2.3.2 Metoda z vodoravnimi silami

Druga vrsta linearne analize je metoda z vodoravnimi silami (EC8: 4.3.3.2). Uporablja se, ko višje nihajne oblike v nobeni od glavnih smeri bistveno ne vplivajo na odziv oz. če velja, da je konstrukcija pravilna po višini in je izpolnjen pogoj 2.17 (EC8: 4.3.3.2.1(2)).

Pri metodi z vodoravnimi silami je celotna potresna sila za posamezno smer enaka (EC8: 4.3.3.2.2(1)):

$$F_b = m S_d(T_1) \lambda \quad (2.31)$$

pri čemer je:

$F_b$  celotna potresna sila oz. prečna sila ob vpetju

$m$  celotna masa konstrukcije

$S_d(T_1)$  vrednost v projektnem spektru pospeškov za nihajni čas  $T_1$

$\lambda$  korekcijski faktor, ki je enak 1 pri konstrukcijah z dvema ali eno etažo oz. enak 0,85 pri konstrukcijah s tremi ali več etažami

$T_1$  osnovni nihajni čas

Za določitev osnovnega nihajnega časa  $T_1$  se lahko uporabi t.i. Rayleighova metoda, katere glavna ideja je, da sistem z več prostostnimi stopnjami prevedemo na približno ekvivalenten sistem z eno prostostno stopnjo (Beg in Pogačnik (ur.), 2009). Deformacijsko linijo konstrukcije izrazimo kot kombinacijo več različnih oblikovnih funkcij, pri čemer se pogosto zgodi, da za dovolj dober približek zadostuje že ena sama takšna funkcija, npr. oblika obrnjenega trikotnika. Potem, ko smo predpostavili deformacijsko linijo, izračunamo  $T_1$  po enačbi (Fajfar, 1984):

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^n m_j \cdot u_j^2}{\sum_{j=1}^n f_j \cdot u_j}} \quad (2.32)$$

pri čemer je:

$m_j$  masa j-te etaže

$f_j$  komponenta izbrane horizontalne statične obtežbe v j-ti etaži

$u_j$  pomik v j-ti etaži zaradi obtežbe  $f_j$

Razpored potresne obtežbe je po višini podoben osnovni nihajni obliki, in sicer je potresna obtežba v i-ti etaži  $F_i$  enaka (EC8: 4.3.3.2.3(2)):

$$F_i = F_b \cdot \frac{s_i \cdot m_i}{\sum s_j \cdot m_j} \quad (2.33)$$

pri čemer je:

$s_i, s_j$  pomik mase i-te oz. j-te etaže

$m_i, m_j$  masa i-te oz. j-te etaže

Možna je tudi poenostavitev enačbe 2.33. Če etažni pomiki niso poznani, lahko predpostavimo, da linearno naraščajo z višino in lahko namesto pomikov  $s$  v enačbi 2.33 upoštevamo kar kote mas  $z$  za etaže nad nivojem terena (EC8: 4.3.3.2.3(3)).

Pri metodi z vodoravnimi silami je vpliv torzije dovoljeno upoštevati s približno metodo s faktorjem  $\delta$ , ki je enak (EC8: 4.3.3.2.4):

$$\delta = 1 + 0,6 \frac{x}{L_e} \quad (2.34)$$

kjer je:

$x$  razdalja obravnavanega elementa do masnega središča stavbe v tlorisu, merjena pravokotno na smer upoštevane potresne vpliva

$L_e$  razdalja med dvema skrajnima elementoma, ki prenašata vodoravno potresno obtežbo, merjena pravokotno na smer potresnega vpliva.

Da bi upoštevali vpliv torzije, potresne sile iz enačbe 2.33 pomnožimo s faktorjem  $\delta$ .

## 2.2.4 Kombiniranje učinkov horizontalnega potresnega vpliva

### 2.2.4.1 Kombiniranje odziva po posameznih nihajnih oblikah

Prvi način kombiniranja odziva posameznih nihajnih oblik je kombiniranje po SRSS pravilu oz. pravilu po katerem kombiniramo vplive v kvadratni koren vsote kvadratov vplivov (EC8: 4.3.3.3.2(2)). Ta način kombiniranja je dovoljen, če sta dve sosednji nihajni obliki  $i$  in  $j$  (upoštevamo translatorske in torzijske nihajne oblike) neodvisni. To je izpolnjeno takrat, ko velja (EC8: 4.3.3.3.2(1)):

$$T_j \leq 0,9 \cdot T_i \quad (2.35)$$

Pri SRSS kombinaciji se vplivi kombinirajo na sledeč način (EC8: 4.3.3.3.2(2)):

$$E_E = \sqrt{\sum E_{Ei}^2} \quad (2.36)$$

pri čemer je  $E_E$  kombinirani učinek potresnega vpliva in  $E_{Ei}$  učinek potresnega vpliva za  $i$ -to nihajno obliko.

Drugi način kombiniranja uporabimo, če enačba 2.35 ni izpolnjena. Takrat je potrebna CQC kombinacija oz. kompletna kvadratna kombinacija (EC8: 4.3.3.3.2(3)). Pri CQC kombinaciji se vplivi kombinirajo po enačbi (Fajfar, 1984):

$$E_E = \sqrt{\sum_i \sum_j \varphi_{ij} \cdot E_{Ei} \cdot E_{Ej}} \quad (2.37)$$

pri čemer indeksa  $i$  in  $j$  pomenita nihajno obliko, faktor  $\varphi_{ij}$  pa določa skopljenost posameznih nihajnih oblik. Vrednost  $\varphi_{ij}$  je med 0 in 1. SRSS kombinacija je le poseben primer CQC kombinacije, pri kateri je  $\varphi_{ii} = 1$  in  $\varphi_{ij} = 0$ , če velja  $i \neq j$ .

### 2.2.4.2 Kombiniranje odziva po smereh

Pri analizi konstrukcije je potrebno upoštevati, da vodoravni komponenti potresnega vpliva na konstrukcijo delujeta sočasno (EC8: 4.3.3.5.1(1)P). Vpliva obeh smeri moramo zato kombinirati, kar lahko storimo na več načinov (EC8: 4.3.3.5.1(2) in 4.3.3.5.1(3)):

- neodvisno izračunamo odziv za vsako vodoravno komponento, pri čemer vpliv posameznih nihajnih oblik kombiniramo po pravilih iz poglavja 2.2.4.1 te naloge
- uporabimo SRSS pravilo za obe vodoravni smeri

– uporabimo sledeči kombinaciji:

$$E_{Edx} "+" 0,3 E_{Edy} \quad (2.38)$$

$$0,3 E_{Edx} "+" E_{Edy} \quad (2.39)$$

Pri tem načinu kombiniranja upoštevamo celotno vrednost vodoravnega potresnega vpliva v eni smeri in 30 % vrednosti vpliva v drugi smeri (EC8: 4.3.3.5.1(3)). Na ta način smo potresni vpliv iz obeh smeri upoštevali tudi v naši nalogi.

V splošnem velja, da kombiniramo le končne vrednosti, oz. ne računamo novih statičnih količin iz že kombiniranih vrednosti (Fajfar, 1984).

## 2.2.5 Preverjanje varnosti

Pri preverjanju varnosti je potrebno upoštevati mejno stanje nosilnosti (MSN) in mejno stanje uporabnosti (MSU) (EC8: 4.4.1(1)P).

### 2.2.5.1 Mejno stanje nosilnosti

Velja, da je varnost proti porušitvi pri potresnem projektne stanju zagotovljena, če so izpolnjeni pogoji glede nosilnosti, duktilnosti, ravnotežja, stabilnosti temeljev in dilatacij (EC8: 4.4.2.1.(1)P).

#### – Pogoj nosilnosti (EC8: 4.4.2.2)

Za vse elemente konstrukcije (konstrukcijske in nekonstrukcijske), vključno s spoji, mora veljati (EC8:4.4.2.2(1)P):

$$E_d \leq R_d \quad (2.40)$$

kjer sta  $E_d$  projektna vrednost učinka vpliva pri potresni projektne kombinaciji (z upoštevanjem vpliva teorije drugega reda, če je to potrebno) in  $R_d$  odgovarjajoča projektne nosilnost elementa, izračunana po pravilih, ki veljajo za uporabljen material ( $f_k$  in  $\gamma_M$ ) in s pomočjo mehanskih modelov, ki veljajo za specifično vrsto konstrukcijskega sistema.

Vpliva teorije drugega reda (TDR) ni potrebno upoštevati, če je v vseh etažah izpolnjen pogoj (EC8:4.4.2.2(2)):

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0,10 \quad (2.41)$$

pri čemer je:

$\theta$  koeficient občutljivosti za etažne pomike

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

- $d_r$  projektni relativni etažni pomik  
 $V_{tot}$  celotna prečna sila v etaži zaradi potresa  
 $h$  višina obravnavane etaže.

Kako v splošnem upoštevamo vpliv teorije drugega reda, je prikazano v sledečem izrazu:

$$\theta \begin{cases} \leq 0,1; \text{ vpliva teorije drugega reda ni potrebno upoštevati} \\ \in (0,1; 0,2]; \text{ učinek potresnega vpliva povečamo s faktorjem } k_s = \frac{1}{1-\theta} \\ > 0,3; \text{ ni dovoljeno} \end{cases} \quad (2.42)$$

– **Pogoj globalne in lokalne duktilnosti (EC8: 4.4.2.3)**

Konstrukcijski elementi in konstrukcija kot celota morajo imeti zadostno duktilnost. Če je zahtevano, morajo biti izpolnjene zahteve metode načrtovanja nosilnosti, s katerimi dobimo tako hierarhijo nosilnosti različnih elementov, da je zagotovljena predvidena razporeditev plastičnih členkov in so preprečeni krhki lomi.

– **Pogoj ravnotežja (EC8: 4.4.2.4)**

Stavba mora biti stabilna (tudi glede na prevrnitev in zdrs) pri potresnem projektnejem stanju, katerega kombinacijo vplivov opisuje enačba 2.12 te naloge.

### 2.2.5.2 Mejno stanje uporabnosti – kontrola etažnih pomikov

Smatra se, da so etažni pomiki v dovoljenih mejah, če je izpolnjena enačba (EC8: 4.4.3.2(1)):

$$d_r v \leq \alpha h \quad (2.43)$$

pri čemer je:

- $d_r$  projektni relativni etažni pomik  
 $v$  redukcijski faktor, ki upošteva manjšo povratno dobo potresa, povezano z zahtevo po omejitvi poškodb  
 $\alpha$  faktor, ki upošteva vrsto in način vgradnje nekonstrukcijskih elementov  
 $h$  etažna višina.

Relativne pomike točke v etaži  $i$  izračunamo z naslednjim izrazom:

$$d_{r,i} = d_{s,i} - d_{s,i-1} \quad (2.44)$$

pri čemer so z  $d_{s,i}$  označeni dejanski pomiki točke v etaži  $i$ , z  $d_{s,i-1}$  pa dejanski pomiki točke v etaži  $i-1$ , ki se nahaja pod etažo  $i$ .

Dejanski pomiki  $d_s$ , zaradi potresnega projektnege vpliva, so enaki (EC8: 4.3.4(1)P):

$$d_s = d_c \cdot q_d \quad (2.45)$$

kjer so  $d_e$  pomiki točke konstrukcijskega sistema določeni z linearno analizo in z uporabo projektnega spektra pospeškov,  $q_d$  pa je faktor obnašanja za pomike, ki je v splošnem enak  $q$ . Pomike iz analize moramo povečati za faktor  $q_d$ , saj smo konstrukcijo projektirali na reducirane računске sile in smo pri analizi dobili pomik  $d_e$ , ki ne ustreza dejanskemu pomiku, oz. je za faktor  $q_d$  premajhen in ga moramo zato računsko povečati.

Redukcijski faktor  $\nu$  je za kategoriji pomembnosti stavb I in II enak 0,5, za kategoriji pomembnosti III in IV pa je enak 0,4 (EC8: 4.4.3.2(2)).

Faktor  $\alpha$  je za stavbe, ki imajo na konstrukcijo pritrjene krhke nekonstrukcijske elemente enak 0,005, za stavbe z duktilnimi nekonstrukcijskimi elementi je enak 0,0075, za stavbe, pri katerih so nekonstrukcijski elementi ločeni od konstrukcije pa je enak 0,01 (EC8: 4.4.3.2(1)).

### 2.3 Določanje faktorja obnašanja in razredi duktilnosti

Standard EC8 dovoljuje možno izbiro treh stopenj duktilnosti (EC8: 5.2.1(2)P in 5.2.1(4)P):

- nizka stopnja duktilnosti - DCL («Ductility class low«)
- srednja stopnja duktilnosti - DCM («Ductility class medium«)
- visoka stopnja duktilnosti - DCH («Ductility class high«)

Najstrožje zahteve postavlja standard za stopnjo duktilnosti DCH, za katero je dovoljeno uporabljati najvišji faktor obnašanja  $q$ . Poleg stopnje DCH je v Sloveniji dovoljena tudi izbira stopnje DCM, medtem ko stopnja DCL praktično ni dovoljena, saj je pričakovana jakost potresov na celotnem območju Slovenije prevelika za izbiro razreda DCL.

Pri izbiri stopnje duktilnosti pa nimamo popolnoma prostih rok, saj je  $q$  med drugim odvisen tudi od vrste konstrukcijskega sistema. Standard loči med naslednjimi tipi konstrukcijskih sistemov (EC8: 5.2.2.1(1)):

- okvirni sistem
- mešani sistem
- duktilni stenasti sistem
- sistem velikih, šibko armiranih sten
- sistem obrnjenega nihala
- torzijsko podajni sistem

Pri klasifikaciji konstrukcijskega sistema EC8 dovoljuje, da se odstotek strižne nosilnosti nadomesti z odstotkom strižnih sil pri potresnem projektnem stanju, saj v fazi projektiranja nosilnosti elementov še ne poznamo (EC8: 5.1.2(1) OP1).



Vrednost faktorja obnašanja v odvisnosti od izbrane stopnje duktilnosti in konstrukcijskega sistema za vsako vodoravno smer posebej izračunamo po enačbi (EC8: 5.2.2.2):

$$q = q_0 k_w \quad (2.46)$$

pri čemer je  $q_0$  osnovna vrednosti faktorja obnašanja, ki je odvisna od vrste konstrukcijskega sistema in njegove pravilnosti po višini in  $k_w$  faktor, ki upošteva prevladujoči način rušenja pri konstrukcijskih sistemih s stenami.

Preglednica 3: Osnovne vrednosti faktorja obnašanja ( $q_0$ ) za sisteme, ki so pravilni po višini (SIST EN 1998: 2005, stran 67)

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

$\alpha_1$  in  $\alpha_u$  sta opredeljena na sledeč način (EC8: 5.2.2.2(4)):

$\alpha_1$  je faktor, s katerim pomnožimo vodoravni potresni projektni vpliv, pri čemer zadržimo ostale projektne vplive na konstantni vrednosti, tako da se v prvem elementu konstrukcije tvori upogibni plastični členek.  $\alpha_u$  pa je faktor, s katerim pomnožimo vodoravni potresni projektni vpliv, pri čemer zadržimo ostale projektne vplive na konstantni vrednosti, tako da se v konstrukciji tvori toliko plastičnih členkov, da postane globalno nestabilna (plastični mehanizem).

Vrednost faktorja  $\alpha_u/\alpha_1$  lahko določimo s t.i. pushover analizo, ali pa upoštevamo približne vrednosti, ki jih EC8 določa v točkah 5.2.2.2(5) in 5.2.2.2(6). Faktor  $\alpha_u/\alpha_1$  je pri armiranobetonskih stavbah omejen navzgor, in sicer z vrednostjo 1,5, ki velja, tudi če je s podrobnejšo analizo dokazano, da je dejanska vrednost večja (EC8: 5.2.2.2(8)).

Faktor  $k_w$  je enak (EC8: 5.2.2.2(11)P):

$$k_w = \begin{cases} 1,00 \text{ za okvirne in okvirom enakovredne mešane sisteme} \\ (1 + \alpha_o)/3 \leq 1, \text{ toda ne manj kot } 0,5 \text{ za stenaste,} \\ \text{stenam enakovredne mešane in torzijsko fleksibilne sisteme} \end{cases} \quad (2.47)$$

kjer je  $\alpha_o$  prevladujoče razmerje med višino in dolžino sten v konstrukcijskem sistemu, ki se lahko določi z enačbo (EC8: 5.2.2.2(12)):

$$\alpha_o = \sum h_{wi} / \sum l_{wi} \quad (2.48)$$

kjer  $h_{wi}$  označuje višino stene  $i$ ,  $l_{wi}$  pa dolžino stene  $i$ .

Potrebno je še omeniti, da je vrednost faktorja obnašanja  $q$  omejena navzgor in navzdol. Navzgor je  $q$  omejen z vrednostjo 6,75, ki jo dobimo pri pravilnih armiranobetonskih okvirnih konstrukcijah, kjer je z računom dokazano, da je faktor dodatne nosilnosti  $\alpha_w/\alpha_1$  enak vsaj 1,5. Navzdol je  $q$  omejen z vrednostjo 1,5, ki upošteva, da ima konstrukcija že sama po sebi minimalno sposobnost disipiranja energije, četudi ji tega ne zagotovimo s posebnimi konstrukcijskimi ukrepi.

## 2.4 Projektiranje po standardu EC8 za stopnjo duktilnosti DCM

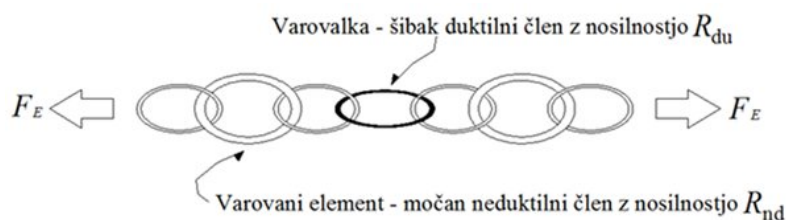
Standard EC8 v poglavju 5 določa posebne zahteve, ki jih moramo izpolniti pri konstruiranju potresno odpornih betonskih konstrukcij.

Skupni imenovalec vseh teh pravil je zagotavljanje duktilnosti, ki jo je potrebno zagotoviti v globalnem in lokalnem smislu. Prvi del pomeni, da konstrukciji s postopkom, ki ga imenujemo načrtovanje nosilnosti, določimo oz. vsilimo mesta, kjer lahko pride do poškodb oz. do plastifikacije. Drugi del pa pomeni, da s posebnimi konstrukcijskimi ukrepi zagotovimo, da bodo ta kritična mesta, ki jih imenujemo tudi območja plastičnih členov prenesla plastifikacijo brez porušitve.

### 2.4.1 Zagotavljanje globalne duktilnosti konstrukcije – načrtovanje nosilnosti

S postopkom načrtovanja nosilnosti (angl. »capacity design«) se izognemo krhkemu obnašanju konstrukcije in poškodbam ključnih elementov. To dosežemo tako, da nekatere elemente (ti. »varovani elementi«), katerih poškodbe bi lahko bile kritične za konstrukcijo, načrtno naredimo močnejše od ostalih elementov. Slednjim (ti. »varovalkam«) pa moramo zagotoviti zadostno duktilnost, saj se bodo zaradi manjše nosilnosti poškodovali, oz. plastificirali (Fischinger, 1999).

Postopek načrtovanja nosilnosti lahko predstavimo s primerom verige:



Slika 4: Metoda načrtovanja nosilnosti – analogija z verigo (Povzeto po: Fischinger, 1999: str. 18)

Iz ravnotežja sil najprej določimo nosilnost varovalke. Da se veriga ne bo pretrgala, mora biti nosilnost večja od zunanje obtežbe:

$$R_{du} \geq F_E \quad (2.49)$$

Nosilnost varovalke računsko povečamo za faktor dodatne nosilnosti  $\gamma_{Rd}$ , da dobimo dejansko nosilnost  $R_{du,dej}$ .  $\gamma_{Rd}$  je faktor s katerim kompenziramo morebitno večjo dejansko nosilnost varovalke od računске nosilnosti:

$$R_{du,dej} = \gamma_{Rd} R_{du} \quad (2.50)$$

Nosilnost varovanega elementa  $R_{nd}$  mora biti enaka:

$$R_{nd} \geq R_{du,dej} \quad (2.51)$$

S tem zagotovimo, da bo varovani element ostal v elastičnem področju (nepoškodovan), ko se bo varovalka plastificirala (poškodovala). Če ne bi upoštevali faktorja  $\gamma_{Rd}$ , bi se lahko zgodilo, da bi dejanska nosilnost varovalke bila večja od nosilnosti varovanega elementa, zaradi česar bi se ta prej plastificiral, česar pa ne želimo, saj nima zadostne duktilnosti in bi se porušil.

Najbolj očitni primer načrtovanja nosilnosti je v okvirnih sistemih, za katere EC8 zahteva, da do plastifikacije pride v prečkah in ne v stebrih (EC8: 4.4.2.3(4)). Če tega ne bi izpolnili, bi lahko prišlo do t.i. mehke etaže.

Drug primer načrtovanja nosilnosti v okvirih je načrtovanje strižne nosilnosti na podlagi upogibne nosilnosti. S tem želimo preprečiti strižno porušitev, ki je krhka in zato neugodna.

## 2.4.2 Zagotavljanje lokalne duktilnosti elementov

Duktilnost je sposobnost materiala ali konstrukcije, da prenese neelastične deformacije brez porušitve. Ko govorimo o lokalni duktilnosti, imamo v mislih duktilnost na nivoju prečnega prereza, zaradi katere se prerez pri plastifikaciji ne poruši. Pri določanju duktilnosti upogibno obremenjenega armiranobetonskega prečnega prereza izhajamo iz zveze  $M - \varphi$ , kjer je  $M$  upogibni moment,  $\varphi$  pa ukrivljenost prereza, ki je definirana kot (Beg in Pogačnik (ur.), 2009):

$$\varphi = \frac{|\varepsilon_c'| + |\varepsilon_s|}{d} \quad (2.52)$$

pri čemer  $\varepsilon_c'$  označuje deformacije v betonu na tlačno obremenjenem robu armiranobetonskega prereza,  $\varepsilon_s$  označuje deformacije v natezni armaturi armiranobetonskega prereza,  $d$  pa je oznaka za statično višino prereza.

Duktilnost armiranobetonskega prereza  $\mu_\phi$  je enaka razmerju med ukrivljenostjo pri porušitvi betona v tlačni coni  $\varphi_u$  in ukrivljenostjo pri začetku tečenja natezne armature  $\varphi_y$  (Beg in Pogačnik (ur.), 2009):

$$\mu_\phi = \frac{\varphi_u}{\varphi_y} \quad (2.53)$$

Iz enačbe 2.53 lahko vidimo, da morajo biti deformacije, pri katerih pride do porušitve betona v tlačni coni (mejne deformacije) večje od deformacij, pri katerih pride do tečenja natezne armature, če želimo, da je  $\mu > 1$ , oz. da je prerez duktilen.

Pogoj za doseganje zahtevane globalne duktilnosti stavbe je, da imajo mesta, kjer lahko nastanejo plastični členki, veliko sposobnost plastičnih rotacij. To je izpolnjeno, če je (EC8: 5.2.3.4(2)):

- v vseh kritičnih območjih primarnih potresnih elementov zagotovljena zadostna duktilnost za ukrivljenost. To dosežemo, če izpolnimo naslednja pogoja:

$$\mu_{\phi} = 2q_o - 1 \quad \text{če } T_1 \geq T_C \quad (2.54)$$

$$\mu_{\phi} = 1 + 2(q_o - 1) \frac{T_C}{T_1} \quad \text{če } T_1 < T_C \quad (2.55)$$

pri čemer sta  $q_o$  in  $T_1$  vzeti za ravnino, v kateri nastopi upogib,  $\mu_{\phi}$  pa je opredeljen z razmerjem med ukrivljenostjo pri 85 % upogibne nosilnosti v postkritičnem območju (na padajočem delu krivulje  $M - \phi$ ) in ukrivljenostjo na meji plastičnosti, pod pogojem da mejni deformaciji betona in armature nista preseženi.

- preprečen lokalni uklon tlačene armature na mestih morebitnih plastičnih členkov
- izbran beton (in tudi jeklo) primerne kakovosti

### 2.4.3 Določila EC8 za grede, projektirane za DCM

#### Geometrijske omejitve

Razdalja med težiščnima osema stebra in grede mora biti manjša od  $b_c/4$ , kjer je  $b_c$  največja dimenzija prečnega prereza stebra, normalna na vzdolžno os grede (EC8: 5.4.1.2.1(2)).

Širina primarne potresne grede  $b_w$  mora odgovarjati naslednjemu izrazu (EC8: 5.4.1.2.1(3)P):

$$b_w \leq \min\{b_c + h_w; 2 b_c\} \quad (2.56)$$

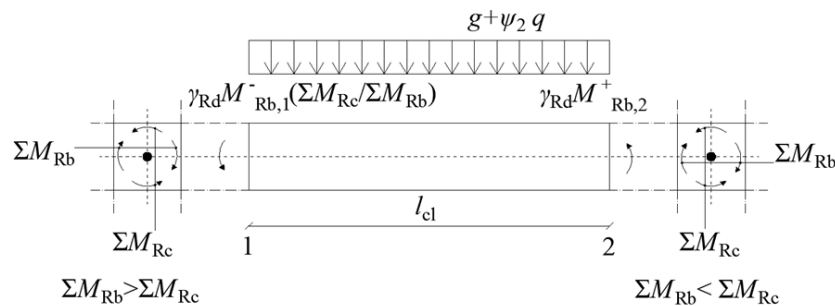
kjer je  $h_w$  višina grede.

#### Projektne notranje sile

V primarnih potresnih gredah je treba prečne sile določiti v skladu s pravili načrtovanja nosilnosti, kar pomeni, da se upošteva ravnotežje grede pri a) prečni obtežbi, ki deluje na gredo v potresnem projektne stanju in pri b) momentih v krajiščih grede  $M_{i,d}$  (kjer  $i = 1,2$  označuje krajna prereza grede), ki ustrezajo stanju, ko se formirajo plastični členki za pozitivno in negativno smer delovanja potresne obtežbe (EC8: 5.4.2.2(1)P). To se upošteva tako, da se na krajiščih grede 1 in 2 izračunata dve vrednosti prečne sile, to je največja  $V_{Ed,max,i}$  in najmanjša  $V_{Ed,min,i}$ , ki ustrezata največjim pozitivnim in negativnim momentom  $M_{i,d}$ , ki se jih izračuna po izrazu (EC8: 5.4.2.2(2)):

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rb,i} \cdot \min\left(1, \frac{\Sigma M_{Rc}}{\Sigma M_{Rb}}\right) \quad (2.57)$$

kjer je  $\gamma_{Rd}$  faktor dodatne nosilnosti (za grede pri DCM lahko vzamemo vrednost 1,0),  $M_{Rb,i}$  projektna vrednost upogibne nosilnosti grede v krajišču  $i$  v smeri upogibnega momenta, zaradi potresa pri upoštevanju smeri potresnega vpliva,  $\Sigma M_{Rc}$  in  $\Sigma M_{Rb}$  pa sta vsoti projektnih vrednosti upogibnih nosilnosti stebrov in gred, ki se stikajo v vozlišču. Vrednost  $\Sigma M_{Rc}$  ustreza osni sili v stebri v potresnem projektne stanju za upoštevano smer potresa.



Slika 5: Načrtovanje strižne nosilnosti v gredah (Povzeto po: SIST EN 1998-1: 2005: str. 74)

### Upogibna in strižna nosilnost

Upogibna in strižna nosilnost se določita v skladu z zahtevami standarda EC2 (EC8: 5.4.3.1.1(1)).

Zgornjo armaturo v krajnih prerezih primarnih potresnih gred T- in L-prereza je potrebno razporediti znotraj sodelujoče širine  $b_{eff}$ , pri čemer se večino te armature razporedi v območju širine stojine (EC8: 5.4.3.1.1(2)).

Sodelujoča širina pasnice  $b_{eff}$  je pri primarnih potresnih gredah ob zunanjih stebrih enaka širini stebra  $b_c$ , če v prečni smeri ni grede. Če pa je v prečni smeri greda, se lahko sodelujoča širina na vsaki strani poveča za  $2 h_f$ , pri čemer je  $h_f$  debelina betonske plošče (EC8: 5.4.3.1.1(3)a)). Pri primarnih potresnih gredah ob notranjih stebrih se lahko sodelujoče širine, ki veljajo za grede ob zunanjih stebrih, povečajo za  $2 h_f$  na vsaki strani grede (EC8: 5.4.3.1.1(3)b)).

### Konstruiranje za zagotovitev lokalne duktilnosti

Območja primarne potresne grede na razdalji  $l_{cr} = h_w$  od krajnih prerezov ob vozliščih gred s stebri je treba obravnavati kot kritična območja (EC8: 5.4.3.1.2(1)P). V teh kritičnih območjih morajo biti predpisana zaprta stremena s premerom  $d_{bw}$  najmanj 6 mm, pri čemer prvo streme na krajišču grede ni oddaljeno več kot 50 mm od stebra, razmik med stremeni  $s$  pa ne sme biti večji od (EC8: 5.4.3.1.2(6)P):

$$s = \min\{h_w/4; 24 d_{bw}; 225 \text{ mm}; 8 d_{bL}\} \quad (2.58)$$

kjer je  $d_{bL}$  premer najtanjše vzdolžne palice in  $h_w$  višina grede.

Da se zadosti zahtevam za lokalno duktilnost v kritičnih območjih primarnih potresnih gred, mora biti zadoščeno pogoju 2.54 ali 2.55, odvisno od vrednosti  $T_1$ . Smatra se, da je ta pogoj izpolnjen, če veljata naslednja dva pogoja (EC8: 5.4.3.1.2(4)): a) v tlačni coni je poleg morebitne računske armature vgrajena še armatura s prerezom, ki znaša vsaj polovico prereza dejanske natezne armature. Drugi pogoj b) pa veleva, da delež armature v natezni coni  $\rho$  ne presega vrednosti  $\rho_{\max}$ , ki je enaka:

$$\rho_{\max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_\phi \varepsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (2.59)$$

Pri tem sta deleža armature v natezni ( $\rho$ ) in tlačni ( $\rho'$ ) coni normirana z  $b d$ , kjer je  $b$  širina tlačene pasnice grede.  $\rho$  vključuje tudi delež natezne armature v plošči, če je ta prisotna v natezni coni. Pri tem se upošteva armatura znotraj sodelujoče širine plošče  $b_{\text{eff}}$ .

Veljati še mora, da vzdolž cele dolžine primarne potresne grede  $\rho$  ne sme biti manjši od vrednosti  $\rho_{\min}$ , ki znaša (EC8: 5.4.3.1.2(5)P):

$$\rho_{\min} = 0,5 \cdot \left( \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) \quad (2.60)$$

#### 2.4.4 Določila EC8 za stebre, projektirane za DCM

##### Geometrijske omejitve

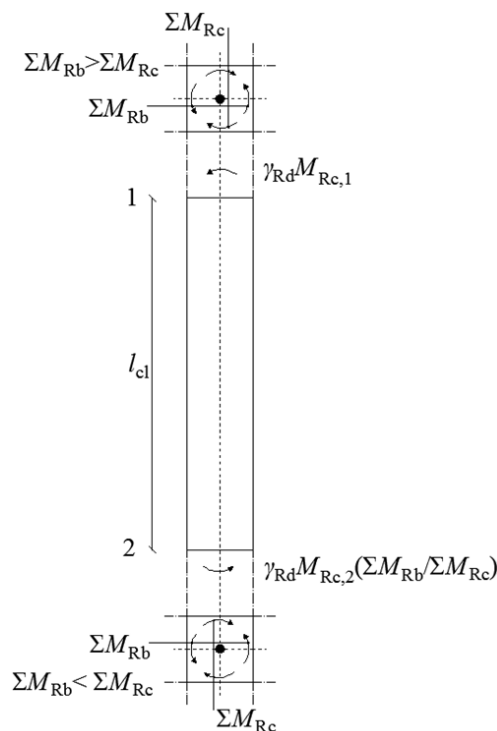
Po členu 5.4.1.2.2(1) v EC8 dimenzije prečnega prereza primarnih potresnih stebrov ne smejo biti manjše od ene desetine večje razdalje med prevojno točko in krajiščema stebra (za upogib v ravnini, ki je vzporedna obravnavani dimenziji stebra). Izjema so primeri, ko je vpliv teorije drugega reda zanemarljiv ( $\theta \leq 0,1$ ).

##### Projektne notranje sile

V primarnih potresnih stebrih je treba prečne sile določiti v skladu s pravili načrtovanja nosilnosti. Pri tem se upošteva ravnotežje stebra pri delovanju momentov  $M_{i,d}$  na krajiščih ( $i = 1,2$  označuje krajna prereza stebra), ki ustrezajo stanju, ko se formirajo plastični členki za pozitivno in negativno smer delovanja potresne obremenitve (EC8: 5.4.2.3(1)P). Momenti  $M_{i,d}$  se izračunajo po izrazu (EC8: 5.4.2.3(2)):

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rc,i} \cdot \min\left(1, \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}}\right) \quad (2.61)$$

kjer je  $\gamma_{Rd}$  faktor dodatne nosilnosti (za stebre pri DCM lahko vzamemo vrednost 1,1) in  $M_{Rc,i}$  projektna vrednost upogibne nosilnosti stebra v krajišču  $i$  v smeri upogibnega momenta, zaradi potresa pri upoštevanju smeri potresnega vpliva.



Slika 6: Načrtovanje strižne nosilnosti v stebrih (Povzeto po: SIST EN 1998-1: 2005: str. 75)

### Upogibna in strižna nosilnost

Upogibno in strižno nosilnost se določi v skladu z EC2, pri čemer se uporabi vrednost osne sile iz analize za potresno projektno stanje (EC8: 5.4.3.2.1(1)P).

Vrednost normirane osne sile  $v_d$  v primarnih potresnih stebrih ne sme presegati 0,65 (EC8: 5.4.3.2.1(3)P).

### Konstruiranje za zagotovitev lokalne duktilnosti

Celoten delež vzdolžne armature  $\rho_l$  mora biti v mejah 0,01 in 0,04. V simetričnih prerezih se uporabi simetrična armatura, kjer je  $\rho = \rho'$  (EC8: 5.4.3.2.2(1)P).

Vzdolž vsake stranice stebra je treba med vogalne armaturne palice postaviti vsaj še eno vmesno palico (EC8: 5.4.3.2.2(2)P).

Območja primarnih potresnih stebrov na razdalji  $l_{cr}$  od obeh krajišč stebra je treba obravnavati kot kritična območja (EC8: 5.4.3.2.2(3)P), pri čemer je vrednost  $l_{cr}$  enaka (EC8: 5.4.3.2.2(4)):

$$l_{cr} = \max \{ h_c; l_{cl}/6; 0,45 \text{ m} \} \quad (2.62)$$

kjer je  $h_c$  večja dimenzija prečnega prereza stebra,  $l_{cl}$  pa svetla višina stebra.

V kritičnem območju ob vpetju primarnih potresnih stebrov mora biti izpolnjen ustrezen pogoj izmed pogojev 2.54 in 2.55. Če je za izpolnitev tega pogoja 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. Ti dve zahtevi sta izpolnjeni, če velja (EC8: 5.4.3.2.2(8)):

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \cdot \mu_{\phi} \cdot \nu_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_o} - 0,035 \quad (2.63)$$

kjer je  $\omega_{wd}$  mehanski volumski delež (zaprtih) stremen, ki objemajo betonsko jedro kritičnega območja. Vrednost  $\omega_{wd}$  mora v kritičnem območju ob vpetju primarnih stebrov znašati vsaj 0,08 (EC8: 5.4.3.2.2(8)).  $\omega_{wd}$  se izračuna po enačbi:

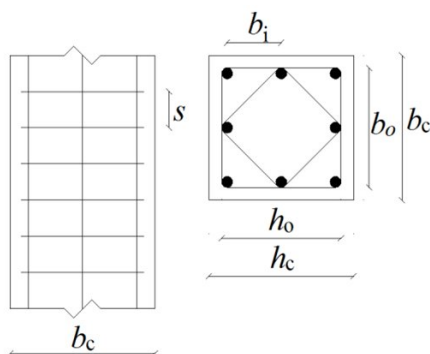
$$\omega_{wd} = \frac{\text{prostornina stremen za objetje}}{\text{prostornina objetega betonskega jedra}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad (2.64)$$

$\mu_{\phi}$  v enačbi 2.63 označuje zahtevano vrednost faktorja duktilnosti za ukrivljenost,  $\nu_d$  je normirana projektna osna sila ( $\nu_d = N_{Ed}/A_c \cdot f_{cd}$ ),  $\varepsilon_{sy,d}$  je projektna vrednost deformacije na meji plastičnosti za natezno armaturo,  $h_c$  in  $b_c$  sta višina in širina celotnega betonskega prereza,  $h_o$  in  $b_o$  pa višina in širina objetega jedra (merjeno do srednje črte stremen).  $\alpha$  je faktor učinkovitosti objetja betonskega jedra, ki je enak  $\alpha = \alpha_n \alpha_s$ , kjer se  $\alpha_n$  in  $\alpha_s$  za pravokotne prereze izračunata po izrazih:

$$\alpha_n = 1 - \frac{\sum b_i^2}{6b_o h_o} \quad (2.65)$$

$$\alpha_s = (1 - s/2b_o)(1 - s/2h_o) \quad (2.66)$$

kjer je  $n$  skupno število vzdolžnih armaturnih palic, ki jih v prečni smeri podpirajo stremena,  $b_i$  pa je razdalja med sosednjimi podprtimi palicami.



Slika 7: Objetje betonskega jedra (Povzeto po: SIST EN 1998-1: 2005: str. 81)



V kritičnih območjih primarnih potresnih stebrov je treba postaviti stremena in prečne vezi s premerom vsaj 6 mm na razdalji  $s$ , ki ne sme presegati vrednosti (EC8: 5.4.3.2.2(11)a):

$$s = \min \{b_o/2; 175 \text{ mm}; 8 d_{bL}\} \quad (2.67)$$

pri tem je  $b_o$  najmanjša dimenzija betonskega jedra,  $d_{bL}$  pa najmanjši premer vzdolžnih palic. S takšno razporeditvijo stremen se prepreči uklon vzdolžnih armaturnih palic in zagotovi najmanjša duktilnost.

Razdalja med sosednjimi vzdolžnimi armaturnimi palicami, ki jih podpirajo stremena ne sme biti večja od 200 mm (EC8: 5.4.3.2.2(11)b)).

## 2.4.5 Določila EC8 za duktilne stene, projektirane za DCM

### Geometrijske omejitve

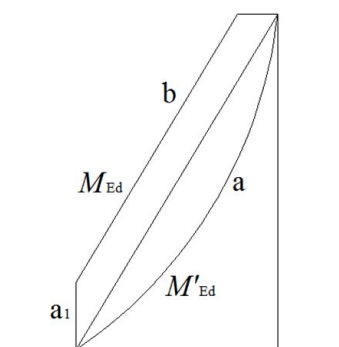
Širina stojine  $b_{wo}$  mora zadostiti naslednjemu izrazu (EC8: 5.4.1.2.3(1)):

$$b_{wo} \geq \max \{0,15 \text{ m}; h_s/20\} \quad (2.68)$$

kjer je  $h_s$  svetla etažna višina stene v metrih.

### Projektne notranje sile

Pri vitkih stenah (višina stene/dolžina stene =  $h_w/l_w > 2$ ) je potrebno upoštevati nezanesljivosti pri razporeditvi momenta vzdolž višine stene (EC8: 5.4.2.4(4)P). Po členu 5.4.2.4(5)) v EC8 lahko to izpolnimo, če diagram projektnih upogibnih momentov vzdolž višine stene navedemo z ovojnico diagrama upogibnih momentov iz analize, ki je premaknjena v navpični smeri. Predpostavi se lahko linearna ovojnica, če konstrukcija nima po višini pomembnih nezveznosti v masah, togosti ali nosilnosti. Premik momentne črte mora biti skladen s privzetim naklonom tlačnih diagonal pri preverjanju striga v mejnem stanju nosilnosti.



Slika 8: Ovojnica upogibnih momentov za projektiranje vitkih sten v stenastih sistemih (Povzeto po: SIST EN 1998-1: 2005: str. 76)

Na sliki 8 je z oznako a označen momentni diagram iz analize, z oznako b projektna ovojnica in z  $a_1$  premik momentne črte, ki je enak  $a_1 = z/2 = 0,4 l_w$  ob običajnih predpostavkah iz teorije striga (Beg in Pogačnik (ur.), 2009).

Upoštevati je potrebno povečanje prečnih sil zaradi plastifikacije ob vpetju primarnih potresnih sten (EC8: 5.4.2.4(6)P). To lahko upoštevamo tako, da projektne prečne sile, ki smo jih določili z analizo, povečamo za 50 % (EC8: 5.4.2.4(7)).

### Upogibna in strižna nosilnost

Upogibno in strižno nosilnost je potrebno določiti v skladu z EC2, pri čemer se uporabi vrednost osne sile iz analize za potresno projektno stanje (EC8: 5.4.3.4.1(1)P).

Normirana osna sila  $v_d$  v primarnih potresnih stenah ne sme presegati vrednosti 0,4 (EC8: 5.4.3.4.1(2)).

V računu upogibne nosilnosti prerezov sten je potrebno upoštevati navpično armaturo v stojini (EC8: 5.4.3.4.1(3)P).

Po členu 5.4.3.4.1(4) v EC8 se sestavljeni prerezi sten (L-, T-, U-, I- in podobni prerezi) upoštevajo kot integralna celota, ki jo sestavljata stojina (stojine) in pasnica (pasnice). Stojine so vzporedne smeri delovanja prečne sile, pasnice pa so pravokotne na to smer. Pri računu upogibne nosilnosti se upošteva sodelujoča širina pasnice na vsaki strani stojine, ki je enaka najmanjši od sledečih vrednosti: dejanska širina pasnice; polovična razdalja med sosednjima stojinama stene; 25 % celotne višine stene nad obravnavanim nivojem.

### Konstruiranje za zagotovitev lokalne duktilnosti

Višina kritičnega območja  $h_{cr}$  nad vpetjem stene se lahko oceni z (EC8: 5.4.3.4.2(1)):

$$h_{cr} = \max\{l_w; h_w/6\} \quad (2.69)$$

z omejitvijo:

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2 l_w \\ h_s & \text{za } n \leq 6 \text{ etaž} \\ 2 h_s & \text{za } n \geq 7 \text{ etaž} \end{cases} \quad (2.70)$$

kjer je  $h_s$  svetla etažna višina in je mesto vpetja opredeljeno na ravni temeljev ali na vrhu kletne etaže s togo ploščo in s togimi obodnimi stenami.

V kritičnih območjih sten mora biti vrednost faktorja duktilnosti za ukrivljenost  $\mu_\phi$  vsaj enaka vrednosti iz izrazov 2.54 in 2.55, pri čemer je v teh izrazih potrebno vrednost faktorja obnašanja  $q_o$  zamenjati s produktom  $q_o$  in največjo vrednostjo razmerja  $M_{Ed}/M_{Rd}$ , ki je določeno ob vpetju stene za potresno projektno stanje (EC8: 5.4.3.4.2(2)). Pogoju za  $\mu_\phi$  lahko po členu 5.4.3.4.2(3)) iz EC8 zadostimo z armaturo objetja v robnih območjih prereza stene, ki se imenuje robni element.

Za stene pravokotnega prereza mora mehanski volumski delež potrebne armature objetja  $\omega_{wd}$  v robnih elementih ustrezati naslednjemu izrazu (EC8: 5.4.3.4.2(4)):

$$\alpha\omega_{wd} \geq 30\mu_\phi(v_d + \omega_v)\varepsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_o} - 0,035 \quad (2.71)$$

kjer je  $\omega_v$  mehanski delež navpične armature v stojini ( $\omega_v = \rho_v f_{yd}/f_{cd}$ ). Ostale veličine so opisane pod določili za stebre v poglavju 2.4.4.

Za stene z robnimi stebri ali prirobnicami in za prereze, sestavljene iz več pravokotnih delov (prereze T-, L-, I-, U- oblike, itd.) se lahko, glede na člen 5.4.3.4.2(5)) iz EC8,  $\omega_{wd}$  določi na naslednji način:

- a) Osna sila in delež navpične armature v stojini se normirata na  $h_c b_c f_{cd}$ , kjer se za širino prereza  $b_c$  vzame širina robnega stebra ali prirobnice v tlaku ( $v_d = N_{Ed}/(h_c \cdot b_c \cdot f_{cd})$ ,  $\omega_v = A_{sv}/(h_c \cdot b_c) \cdot f_{yd}/f_{cd}$ ). Globina nevtralne osi  $x_u$  pri mejni ukrivljenosti po odluščenju krovnega betona od objetega jedra robnih elementov se lahko oceni z:

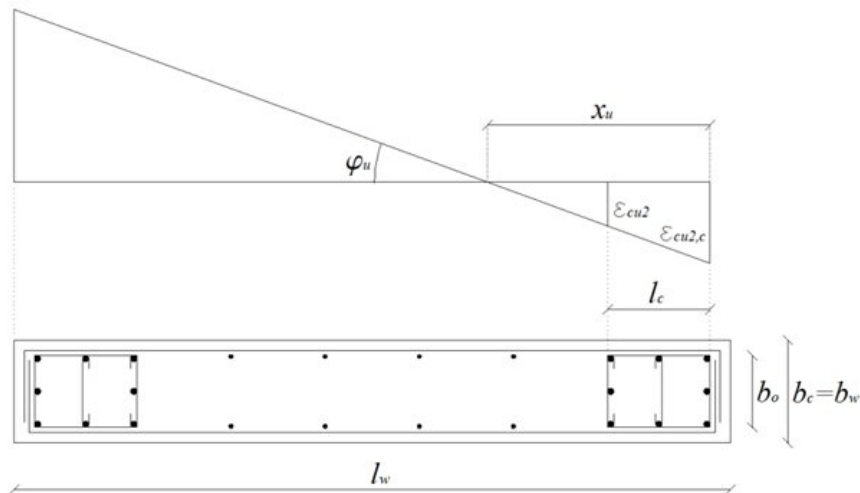
$$x_u = (v_d + \omega_v) \frac{h_c b_c}{b_o} \quad (2.72)$$

kjer je  $b_o$  širina objetega jedra robnega stebra ali prirobnice,  $v_d$ ,  $\omega_v$ ,  $b_c$  in  $b_o$  pa odgovarjajo širini robnega stebra ali prirobnice. Če vrednost  $x_u$  ne preseže globine robnega stebra ali prirobnice v stanju po odluščenju betonskega kritja, lahko  $\omega_{wd}$  določimo z izrazom 2.72. Če pa je globina robnega stebra ali prirobnice v tem stanju presežena, je potrebno  $\omega_{wd}$  določiti po splošni metodi, ki je opisana pod točko b).

- b) Splošna metoda temelji na 1) definiciji faktorja duktilnosti za ukrivljenost  $\mu_\phi = \Phi_u/\Phi_v$ , 2) izračunu  $\Phi_u$  z izrazom  $\varepsilon_{cu2,c}/x_u$  in  $\Phi_v$  z izrazom  $\varepsilon_{sy}/(d - x_y)$ , 3) določitvi globin nevtralnih osi  $x_u$  in  $x_y$  iz ravnotežja prereza in 4) vrednosti nosilnosti  $f_{ck,c}$  in mejne deformacije objetega betona  $\varepsilon_{cu2,c}$  v odvisnosti od efektivne prečne napetosti objetja. V skladu s to metodo se izračunata armatura objetja in dolžina objetega območja prereza stene.

Člen 5.4.3.4.2(6)) iz EC8 veleva, da je stremena za objetje betonskega jedra potrebno v vertikalni smeri postaviti na dolžini kritičnega območja  $h_{cr}$  in v vodoravni smeri na dolžini  $l_c$ , ki se meri od največjega tlačnega vlakna do mesta, kjer lahko beton zaradi velikih tlačnih deformacij še odpade. Lahko se upošteva, da je tlačna deformacija, pri kateri lahko beton odpade, enaka  $\varepsilon_{cu2} = 0,0035$  in da se

objet robni element razteza na razdalji  $x_u(1 - \varepsilon_{cu2}/\varepsilon_{cu2,c})$ , merjeni od srednje črte stremena v bližini do največje vrednosti tlačnega vlakna. Mejna deformacija objetega betona  $\varepsilon_{cu2,c}$  se na podlagi člena 3.1.9 standarda EC2 oceni z enačbo  $\varepsilon_{cu2,c} = 0,0035 + 0,1 \alpha \omega_{wd}$ . Vrednost  $l_c$  ne sme biti manjša od  $0,15 l_w$  ali  $1,5 b_w$ .



Slika 9: Robni element, objet z gostimi stremeni na prostem robu (Povzeto po: SIST EN 1998-1: 2005: str. 84)

Prečna armatura v robnih elementih se lahko po členu 5.4.3.4.2(12)) iz EC8 določi samo v skladu z EC2, če je izpolnjen eden od naslednjih pogojev:

- velikost normirane projektne osne sile  $v_d$  ni večja od 0,15
- velikost  $v_d$  ni večja od 0,20 in  $q$ -faktor v analizi se zmanjša za 15 %

Pri stenah, katerih prirobnice imajo debelino  $b_f \geq h_s/15$  in širino  $l_f \geq h_s/5$ , kjer je  $h_s$  svetla višina stene, objet robni element ni potreben (EC8: 5.4.3.4.2(7)).

Za robne elemente velja, da mora delež vzdolžne armature v njih znašati vsaj 0,005 (EC8: 5.4.3.4.2(8)). Če je  $b_w > h_s/10$ , mora biti dolžina robnega elementa  $l_c > \max\{2 b_w; 0,2 l_w\}$ , če pa je  $b_w > h_s/15$ , mora biti  $l_c < \max\{2 b_w; 0,2 l_w\}$  (EC8: 5.4.3.4.2(10)).

#### 2.4.6 Določila EC8 za elemente betonskih temeljev

EC8 v členu 5.8.1(5) definira kleti škatlastega tipa, ki so sestavljene iz a) betonske plošče, ki deluje kot toga diafragma na nivoju stropa tal; b) temeljne plošče ali brane iz veznih gred ali temeljnih nosilcev na ravni temelja in c) zunanjih ali notranjih sten kleti. V kletih škatlastega tipa duktilnih konstrukcij se za stebre in grede (tudi tiste, ki so del stropa kleti) pričakuje, da se v potresnem projektne stanju ne bodo plastificirale, oz. bodo ostale v elastičnem področju. Zato se lahko

projektirajo kar na nizko stopnjo duktilnosti (DCL), t.j. lahko se projektirajo le z upoštevanjem standarda EC2, brez dodatnih zahtev standarda EC8. Za stene, ki se nad stropom kleti nadaljujejo z nespremenjenim prerezom, je potrebno upoštevati, da se kritično območje razteza še do globine  $h_{cr}$  pod stropom kleti, saj se jih projektira tako, da se plastificirajo nad stropom kleti. Znotraj kleti se cela višina takih sten dimenzionira na strig s predpostavko, da je na vrhu kleti upogibna nosilnost stene polno izkoriščena ( $\gamma_{Rd} \cdot M_{Rd}$ , kjer je  $\gamma_{Rd} = 1,1$  za DCM), na nivoju temelja pa je moment enak 0.

## 2.5 Projektiranje po standardu EC2

Namen te naloge je prikazati primerjavo med dimenzioniranjem armiranobetonskega objekta po standardu EC8 in po EC2 za potresno projektno stanje. V predhodnih poglavjih smo opisali zahteve in pravila dimenzioniranja po EC8, v tem poglavju pa bomo na kratko opisali, katera so glavna določila EC2, ki smo jih uporabili v naši nalogi.

### 2.5.1 Določila EC2 za izračun sodelujoče širine gred in določila za armiranje

#### Sodelujoča širina gred

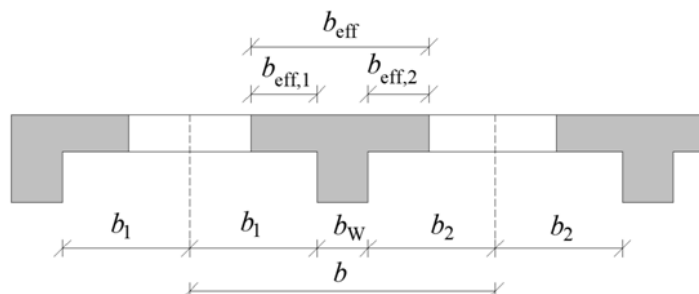
Po členu 5.3.2.1(3) iz standarda EC2, se sodelujoča širina gred  $b_{eff}$  izračuna s sledečimi enačbami:

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \leq b \quad (2.73)$$

$$b_{eff,i} = 0,2b_i + 0,1l_0 \leq 0,2l_0 \quad (2.74)$$

$$b_{eff,i} \leq b_i \quad (2.75)$$

kjer je  $l_0$  razdalja med momentnimi ničelnimi točkami (EC2: 5.3.2.1(2)), ostale veličine pa so prikazane na sliki 10:



Slika 10: Sodelujoča širina po EC2 (Povzeto po: SIST EN 1992-1-1: 2005: str. 60)

Standard EC2 v točki 5.3.2.1(4) dovoljuje, da se lahko pri analizi konstrukcije, v primerih, ko ni zahtevana velika natančnost, privzame po celotni dolžini grede konstantna širina pasnice. Upošteva se vrednost sodelujoče širine iz polja.

### Vzdolžna armatura v gredah

Prerez vzdolžne natezne armature ne sme biti manjši od (EC2: 9.2.1.1(1)):

$$A_{s,\min} = 0,26 f_{ctm} b_t d / f_{yk} \quad \text{oz.} \quad 0,0013 b_t d \quad (2.76)$$

kjer je:

$f_{ctm}$  srednja vrednost osne natezne trdnosti betona

$b_t$  srednja širina natezne cone (pri gredi T-oblike s tlačeno pasnico se upošteva samo širina stojine)

$d$  statična višina prečnega prereza

$f_{yk}$  karakteristična meja elastičnosti armature

Zgornjo mejo prereza vzdolžne armature predstavlja  $A_{s,\max}$ , ki je po členu 9.2.1.1(3) iz EC2 izven območja stikovanja s prekrivanjem enak  $0,04 A_c$ .

Celoten prerez natezne armature  $A_s$  nad vmesnimi podporami neprekinjenih nosilcev s prečnim prerezom s pasnicami je potrebno porazdeliti po sodelujoči širini pasnice. Del te armature pa se lahko skoncentrira nad stojino (EC2: 9.2.1.2(2)).

### Strižna armatura za prevzem prečnih sil v gredah

Strižna armatura za prevzem prečnih sil, ki je lahko sestavljena iz kombinacije stremen, poševno krivljenih palic, košar, lestev, itd. (EC2: 9.2.2(2)), mora glede na vzdolžno os elementa konstrukcije oklepati kot  $\alpha$  med  $45^\circ$  in  $90^\circ$  (EC2: 9.2.2(1)).

Stopnja armiranja s strižno armaturo je enaka (EC2: 9.2.2(5)):

$$\rho_w = A_{sw} / (s \cdot b_w \cdot \sin \alpha) \quad (2.77)$$

Za nosilce ta vrednost ne sme biti manjša od minimalne stopnje armiranja, ki znaša:

$$\rho_{w,\min} = 0,08 \sqrt{f_{ck}} / f_{yk} \quad (2.78)$$

pri tem je:

$A_{sw}$  prerez strižne armature na razdalji  $s$

$s$  predstavlja medsebojno oddaljenost strižne armature merjeno vzdolž osi elementa

$b_w$  širina stojine elementa.

Največja vzdolžna medsebojna oddaljenost skupin strižne armature ne sme biti večja od (EC2: 9.2.2(6)):

$$s_{l,\max} = 0,75 d (1 + \cot \alpha) \quad (2.79)$$

## 2.5.2 Določila EC2 za armiranje stebrov

### Vzdolžna armatura v stebrih

Nacionalni dodatek k standardu EC2 določa, da je najmanjši dovoljeni premer palic vzdolžne armature enak  $\Phi_{\min} = 12$  mm (SIST EN 1992-1-1:2005/A101: 83(P)).

Celoten prerez vzdolžne armature ne sme biti manjši od prereza  $A_{s,\min}$ , ki je enak večji od sledečih vrednosti (SIST EN 1992-1-1:2005/A101: 84(P)):

$$0,15 \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} \text{ in } 0,003 A_c \quad (2.80)$$

kjer je  $A_c$  površina armiranobetonskega prereza. Po drugi strani je celoten prerez vzdolžne armature omejen tudi navzgor, in sicer z vrednostjo  $0,04 A_c$  (EC2: 9.5.2(3)).

Po členu 9.5.2(4) iz EC2 mora biti pri stebrih poligonalnega prečnega prereza v vsakem vogalu vsaj ena palica vzdolžne armature.

### Prečna armatura v stebrih

Premer palic prečne armature ne sme biti manjši od 6 mm ali ene četrtine največjega premera vzdolžnih palic, pri čemer se upošteva večja vrednost (EC2: 9.5.3(1)).

Upoštevajoč nacionalni dodatek, razdalja med palicami prečne armature ne sme prekoračiti  $s_{cl,\max}$ , ki je enaka najmanjši izmed sledečih vrednosti:  $12 \Phi_{l,\min}$ ,  $\min\{b_c; h_c\}$  in 300 mm, kjer je  $\Phi_{l,\min}$  najmanjši premer vzdolžnih palic,  $b_c$  in  $h_c$  pa sta dimenziji prečnega prereza stebra (SIST EN 1992-1-1:2005/A101: 86(P)).

Po členu 9.5.3(4) iz EC2 se na območjih neposredno nad gredo ali ploščo, na oddaljenosti, ki je enaka večji od dimenzij prečnega prereza stebra, vrednost  $s_{cl,\max}$  reducira s faktorjem 0,6. Prav tako tudi v območju stikovanja vzdolžnih palic s prekrivanjem, če je največji premer le teh večji od 14 mm.

Vsako vzdolžno palico ali skupino palic, nameščenih v vogalu, je potrebno pridržati s prečno armaturo. V tlačni coni ne sme biti nobena armaturna palica od pridržane palice oddaljena več kot 150 mm (EC2: 9.5.3(6)).

### 2.5.3 Določila EC2 za armiranje sten

#### Navpična armatura v stenah

Prerez navpične armature mora biti med  $A_{s,vmin}$  in  $A_{s,vmax}$ , kjer je  $A_{s,vmin}$  enak  $0,003 A_c$ ,  $A_{s,vmax}$  pa je enak  $0,04 A_c$  (EC2: 9.6.2(1)).

Če je merodajen najmanjši prerez armature  $A_{s,vmin}$ , je potrebno na vsako stran stene namestiti polovico te armature (EC2: 9.6.2(2)).

Razdalja med sosednjimi navpičnimi palicami ne sme presegati manjše od vrednosti 400 mm ali 3-kratnik debeline stene (EC2: 9.6.2(3)).

#### Vodoravna armatura v stenah

Vodoravno armaturo, ki poteka vzporedno s površino stene je potrebno namestiti na obeh robovih stene. Standard EC2 v nacionalnem dodatku določa, da minimalna vrednost prereza vodoravne armature  $A_{s,hmin}$  znaša  $0,002 A_c$  (SIST EN 1992-1-1:2005/A101: 88(P)).

Razdalja med sosednjimi palicami vodoravne armature ne sme presegati 400 mm (EC2: 9.6.3(2)).

#### Prečna (povezovalna) armatura v stenah

V vsakem delu stene, kjer celoten prerez navpične armature na obeh straneh stene skupaj preseže  $0,02 A_c$ , je potrebno namestiti prečno armaturo v obliki stremen, ki se izvedejo v skladu z zahtevami za stebre (EC2: 9.6.4(1)).

Kadar se glavna armatura namesti blizu površin je potrebno prečno armaturo izvesti z vsaj 4 stremeni na  $m^2$  stene (EC2: 9.6.2(2)). Prečna armatura pa ni potrebna, kadar se za armaturo uporabljajo varjene mreže in palice s premerom  $\Phi \leq 16$  mm, krovni sloj pa je večji od  $2\Phi$ .

### 2.5.4 Strig zaradi prečne sile

Poglavje 6.2 v standardu EC2 določa zahteve in potrebne kontrole pri strigu s prečno silo v mejnem stanju nosilnosti. Projektno prečno silo označimo z oznako  $V_{Ed}$ . Vrednost  $V_{Ed}$  je lahko v splošnem manjša ali enaka  $V_{Rd,c}$  ( $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$ ) ali pa večja od  $V_{Rd,c}$  ( $V_{Ed} > V_{Rd,c}$ ), kjer je  $V_{Rd,c}$  projektna strižna odpornost elementa brez strižne armature (EC2: 6.2.2(1)):

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \begin{array}{l} [C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d \\ (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \end{array} \right. \quad (2.81)$$

kjer je:



$f_{ck}$  v MPa

$k = 1 + \sqrt{200/d}$ , kjer je  $d$  v mm

$\rho_l = A_{sl}/(b_w d) \leq 0,02$

$A_{sl}$  ploščina prereza natezne armature

$b_w$  najmanjša širina prečnega prereza v natezni coni [mm]

$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0,2 f_{cd}$  [MPa]

$N_{Ed}$  osna sila v prerezu v [N] (v primeru tlaka je  $N_{Ed} > 0$ )

$A_c$  ploščina prečnega prereza betona

$V_{Rd,c}$  v [N]

$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$

$k_1 = 0,15$

$C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c$

Če je  $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$ , računsko strižna armatura ni potrebna (EC2: 6.2.1(3)), potrebno pa je vgraditi minimalno prečno armaturo (EC2: 6.2.1(4)). Če pa je  $V_{Ed} > V_{Rd,c}$ , je računsko prečna armatura potrebna (EC2: 6.2.1(5)). V obeh primerih pa mora veljati, da je  $V_{Ed} \leq V_{Rd}$ , kjer je  $V_{Rd}$  strižna odpornost, ki je za navpično strižno armaturo enaka (EC2: 6.2.3(3)):

$$V_{Rd} = \min \begin{cases} V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta \\ V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta) \end{cases} \quad (2.82)$$

kjer je:

$A_{sw}$  ploščina prečnega prereza strižne armature

$s$  medsebojna razdalja stremen

$f_{ywd}$  projektna meja elastičnosti strižne armature

$v_1$  redukcijski faktor tlačne trdnosti razpokanega betona (enak  $v = 0,6 [1 - f_{ck} [\text{MPa}]/250]$ )

$\alpha_{cw}$  koeficient, ki upošteva stanje napetosti v tlačnem pasu (enak 1)

$\theta$  kot med betonsko tlačno razporo in vzdolžno osjo elementa (med  $21,8^\circ$  in  $45^\circ$ )

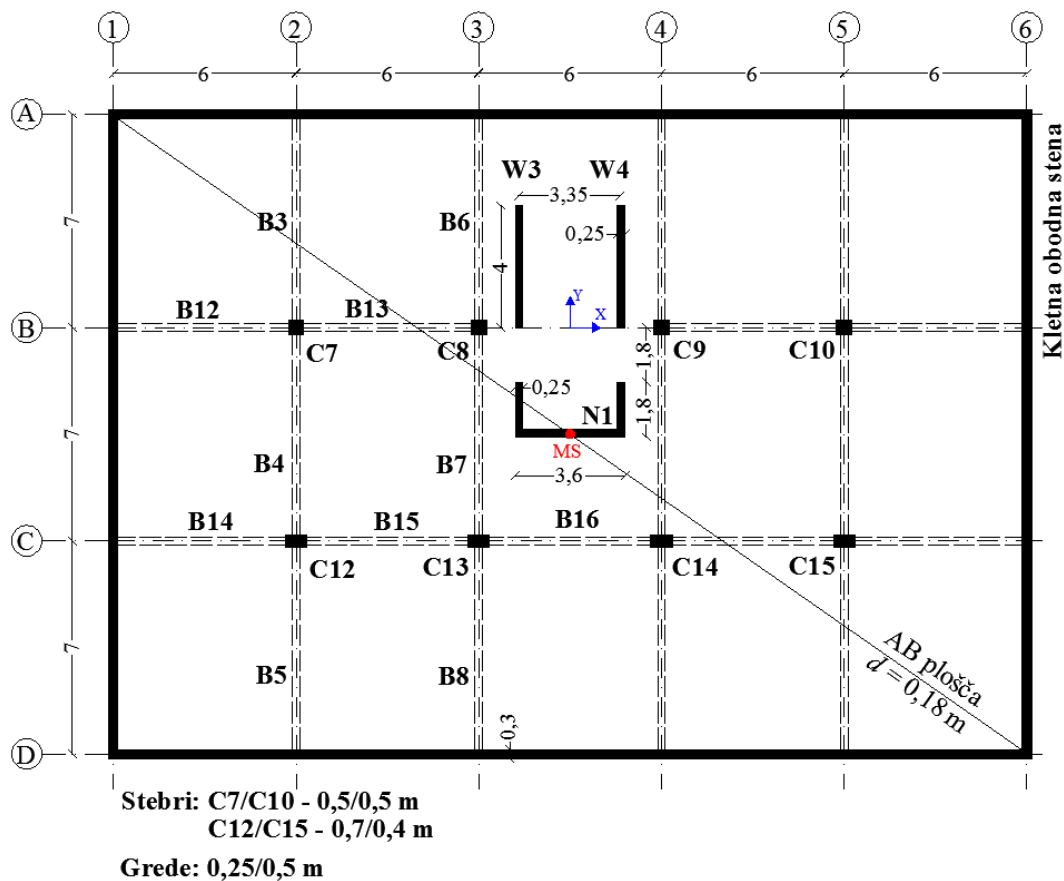
$z$  ročica notranjih sil ( $z = 0,9 d$ )

Količino računsko potrebne strižne armature (stremen) določimo iz pogoja, da je  $V_{Ed} \leq V_{Rd,s}$ .

### 3 OPIS KONSTRUKCIJE

#### 3.1 Zasnova konstrukcije

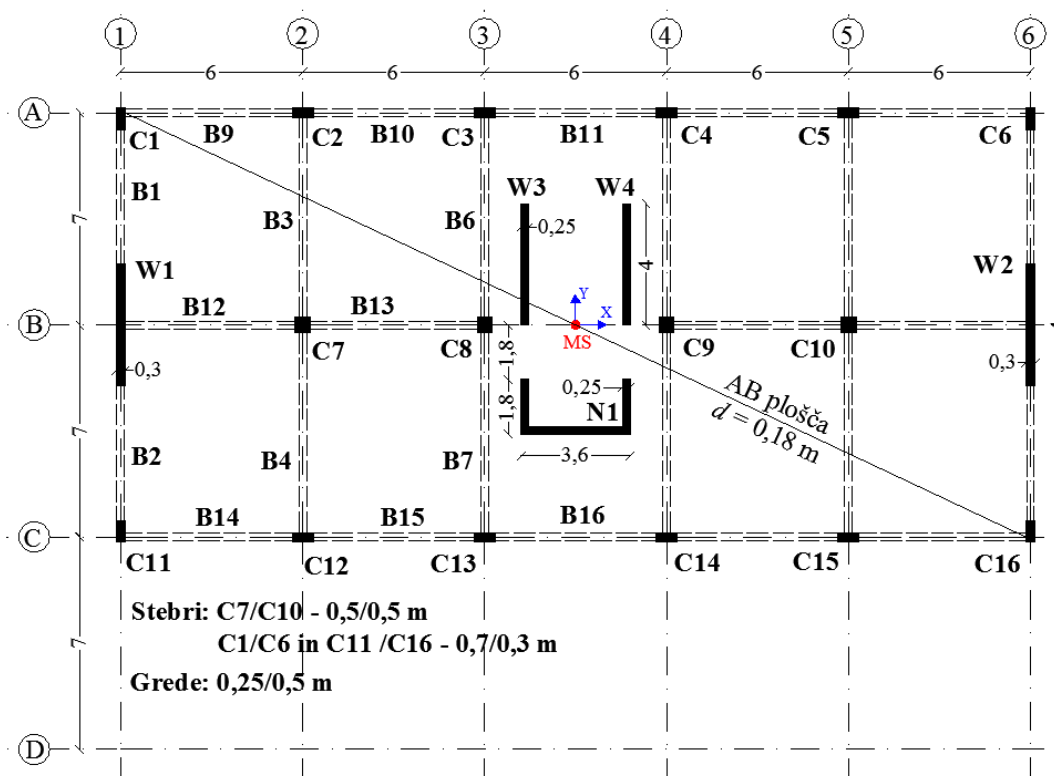
Gre za armiranobetonski objekt, ki je že bil uporabljen kot referenčni primer za prikaz uporabe projektiranja po Evrokod (angl. Eurocode) standardih (Acun, Athanasopoulou, Pinto, Carvalho in Fardis (ur.), 2012). Objekt ima šest etaž nad nivojem terena in klet v dveh etažah pod nivojem terena. Višina obeh etaž pod nivojem terena znaša 3 m, kot tudi višina vseh etaž nad nivojem terena, razen pritlične, ki znaša 4 m. Osne tlorisne dimenzije kleti so enake 30 m x 21 m. Celotne tlorisne dimenzije znašajo 30,3 m x 21,3 m, če upoštevamo še 15 cm plošče izven osi nosilne konstrukcije na vsakem robu.



Slika 11: Tloris etaž pod nivojem terena

Vertikalno nosilno konstrukcijo v kleti sestavlja več elementov. Na obodu objekta leži med kotama -6,00 m in 0,00 m (nivo terena) armiranobetonska stena brez odprtin, debeline  $b = 0,3$  m. Na osi B ležijo stebri C7, C8, C9 in C10, dimenzij  $h/b = 0,5/0,5$  m. Stebri C12, C13, C14 in C15, ki so postavljeni na osi C, s pravokotnim prečnim prerezemom dimenzij  $h/b = 0,7/0,4$  m potekajo od kote -6,00 m do kote terena in imajo daljšo stranico usmerjeno v globalni X smeri. Za prevzem vertikalne

obtežbe in horizontalnih potresnih sil skrbita še dve steni W3 in W4 v Y smeri, dimenzij  $l/b = 4/0,25$  m, in stena N1 s prerezom U-oblike. Del stene N1, ki je usmerjen v smeri globalne X osi, smo poimenovali »stojina«, saj se je pri analizi izkazalo, da se v tej smeri v steni pojavljajo večje obremenitve, oz. da je to smer močne osi. Dela stene, ki sta postavljena v smeri globalne Y osi, t.j. v smeri šibke osi, pa smo poimenovali »pasnici«. Zunanja dolžina stojine znaša  $l = 3,6$  m, zunanja dolžina posamezne pasnice pa je enaka  $l = 1,8$  m. Debelina vseh delov stene N1 je enaka  $b = 0,25$  m.

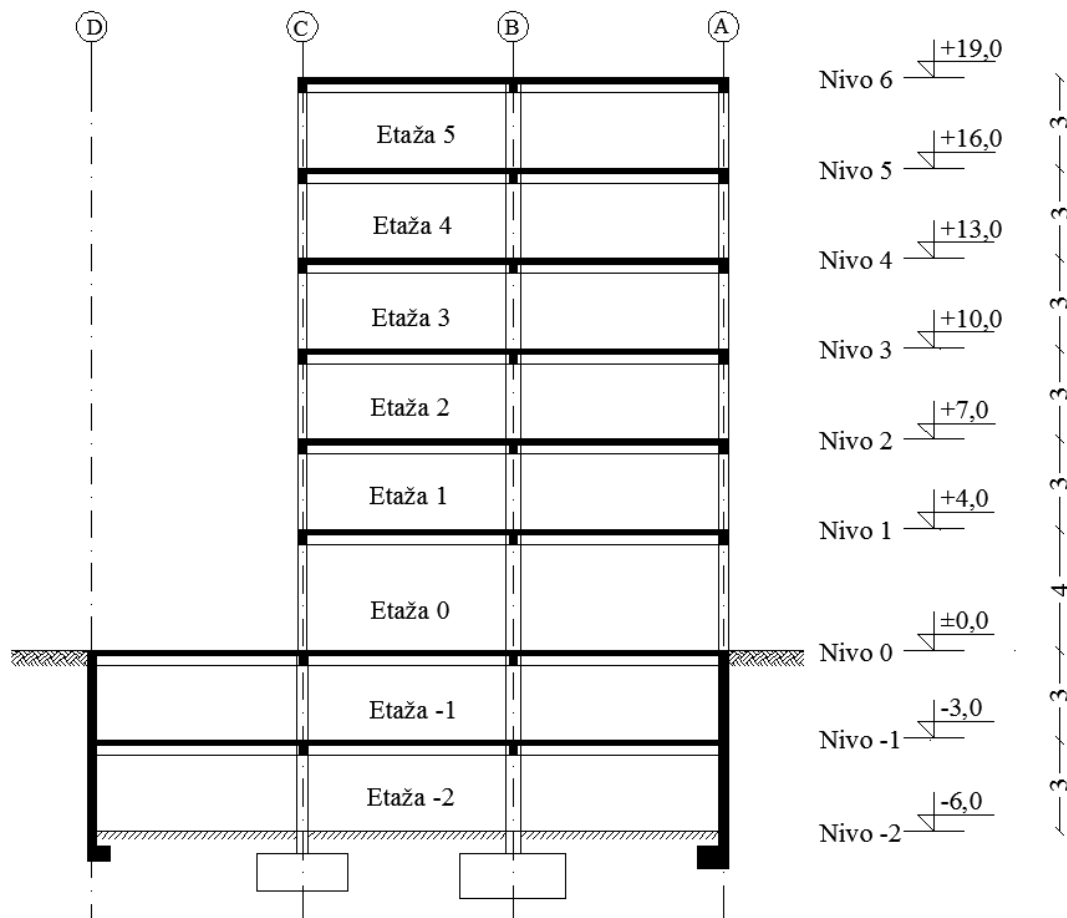


Slika 12: Tloris etaž nad nivojem terena

Nad nivojem terena se tloris zmanjša na osne dimenzije 30 m x 14 m (30,3 m x 14,3 m), oz. se zmanjša za del med osema C in D. Namesto armiranobetonske stene po celotnem obodu, se nad nivojem objekta na presečišču osi B z osema 1 in 6 dvigata od kote 0,00 m do kote +19,00 m (vrh objekta) steni W1 in W2 v Y smeri, dimenzij  $l/b = 4/0,3$  m. V kotih objekta so postavljeni stebri C1, C6, C11 in C16, dimenzij  $h/b = 0,7/0,3$  m, z daljšo stranico v smeri globalne osi Y. Stebri C12, C13, C14 in C15 se nadaljujejo iz kleti vse do vrha objekta, prav tako steni W3 in W4 ter stena N1. Prečni prerez stebrov C12, C13, C14 in C15, ki so prisotni tudi v kleti, se nad nivojem terena zmanjša na dimenzije  $h/b = 0,7/0,3$  m, z daljšo stranico v globalni X smeri. Na presečiščih osi A oz osmi 2, 3, 4 in 5 so postavljeni stebri C2, C3, C4 in C5, s prečnim prerezom  $h/b = 0,7/0,3$  m in z daljšo stranico usmerjeno v globalni X smeri.

Horizontalno nosilno konstrukcijo sestavljajo armiranobetonske grede dimenzij  $h/b = 0,5/0,25$  m in armiranobetonska plošča debeline  $d = 0,18$  m. Odločili smo se, da pri projektiranju ne bomo

upoštevali plošče v celoti, ampak le grede skupaj s sodelujočimi širinami. Ker je konstrukcija enojno simetrična, je na slikah 11 in 12 označena le polovica vseh gred.



Slika 13: Prerez konstrukcije vzdolž Y osi

Izhodišče globalnega koordinatnega sistema X-Y je označeno na slikah 11 in 12. Točka (0; 0; 0) leži na nivoju 0, ki je označen na sliki 13.

Točka, ki je na sliki 11 označena z oznako MS, predstavlja masno središče etaž pod nivojem terena. Koordinate masnega središča so (0; -3,5) glede na izhodišče koordinatnega sistema X-Y medetaže pod nivojem terena. Na sliki 12 je z oznako MS označeno masno središče za etaže nad nivojem terena, ki sovpada s koordinatnim izhodiščem (0; 0).

## 3.2 Material

### 3.2.1 Beton

Vertikalni (stebri, stene) in horizontalni (grede vključno s sodelujočimi širinami plošče) nosilni elementi so iz betona kvalitete C25/30 z naslednjimi lastnostmi:

prostorninska teža:	$\gamma_{AB} = 25 \text{ kN/m}^3$
sekantni modul elastičnosti:	$E_{cm} = 3100 \text{ kN/cm}^2$
karakteristična tlačna trdnost:	$f_{ck} = 2,5 \text{ kN/cm}^2$
srednja vrednost osne natezne trdnosti betona:	$f_{ctm} = 0,26 \text{ kN/cm}^2$

Za stebra C7 in C8 (zaradi simetrije tudi C10 in C9) je v kletnih etažah uporabljen beton kvalitete C30/37 z naslednjimi lastnostmi:

prostorninska teža:	$\gamma_{AB} = 25 \text{ kN/m}^3$
sekantni modul elastičnosti:	$E_{cm} = 3300 \text{ kN/cm}^2$
karakteristična tlačna trdnost:	$f_{ck} = 3,0 \text{ kN/cm}^2$
srednja vrednost osne natezne trdnosti betona:	$f_{ctm} = 0,29 \text{ kN/cm}^2$

Varnostni faktor za beton je enak  $\gamma_c = 1,5$ .

### 3.2.2 Jeklo za armiranje

Za armiranje smo izbrali rebrasto armaturo kvalitete S500 in mrežno armaturo kvalitete S500/600:

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):	$f_{tk} = 60 \text{ kN/cm}^2$

Varnostni faktor za jeklo za armiranje je enak  $\gamma_s = 1,15$ .

Armaturo sodi v razred C (EC2: Dodatek C: C.1(1)), saj je razmerje med natezno trdnostjo in mejo plastičnosti večje ali enako 1,2.

## 4 VPLIVI NA KONSTRUKCIJO

### 4.1 Vertikalna obtežba

#### 4.1.1 Stalna obtežba

Pri določanju skupne lastne obtežbe  $G_{lt}$  [kN] nosilnih elementov posamezne etaže smo upoštevali celotne tlorisne dimenzije, ki znašajo 30,3 m x 21,3 m pod nivojem terena oz. 30,3 m x 14,3 m nad nivojem terena. Upoštevali smo torej tudi del plošče izven tlorisnih osi nosilne konstrukcije. Celotno obtežbo smo nato zaradi enostavnosti razmazali kar po osnih tlorisnih dimenzijah (30 m x 21 m in 30 m x 14 m), da smo dobili ploskovno obtežbo  $g_{lt}$  [kN/m<sup>2</sup>].

Celotna ploskovna stalna obtežba je vsota lastne teže  $g_{lt}$  in preostale ploskovne stalne obtežbe, ki znaša 2 kN/m<sup>2</sup> za vsako etažo.

Pri računanju lastne teže nosilnih elementov smo na stičiščih gred in stebrov upoštevali dejansko težo, ne pa podvojene (npr. težo vozlišč smo upoštevali pri stebrih, pri gredah pa smo jo odšteli od bruto teže).

Težo vertikalnih elementov W1 in W2, W3 in W4, N1 ter stebrov smo prišteli teži gred in plošče in jo »razmazali« po tlorisni površini. Izjemo smo naredili v kleti, kjer obtežbo zaradi lastne teže kletne obodne stene nismo razmazali po plošči, saj bi s tem storili preveliko napako, ampak smo jo definirali na sami steni.

#### Stalna obtežba na strehi (nivo 6):

Plošča debeline  $d_p = 0,18$  m:

$$G_p = l b d_p \gamma_{AB} = (5 \cdot 6 \text{ m} + 2 \cdot 0,15 \text{ m}) \cdot (2 \cdot 7 \text{ m} + 2 \cdot 0,15 \text{ m}) \cdot 0,18 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = \quad (4.1)$$

$$= 431,06 \text{ m}^2 \cdot 0,18 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 1939,8 \text{ kN}$$

Grede širine  $b_b = 0,25$  m in višine  $h_b = 0,32$  m:

$$G_b = b_b h_b l_g \gamma_{AB} = 0,25 \text{ m} \cdot 0,32 \text{ m} \cdot (2 \cdot [5 \cdot 6 \text{ m} - 4 \cdot 0,7 \text{ m} - 2 \cdot 0,15 \text{ m}] + \quad (4.2)$$

$$+ [4 \cdot 6 \text{ m} - 3 \cdot 0,5 \text{ m} - 2 \cdot 0,15 \text{ m}] + 4 \cdot [2 \cdot 7 \text{ m} - 0,5 \text{ m} - 2 \cdot 0,15 \text{ m}] +$$

$$+ 2 \cdot [2 \cdot \{7 \text{ m} - 2 \text{ m}\} - 2 \cdot 0,55 \text{ m}]) \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 0,25 \text{ m} \cdot 0,32 \text{ m} \cdot 146,6 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 293,2 \text{ kN}$$

Stebri širine in višine  $b_c/h_c = 0,5/0,5$  m ter  $b_c/h_c = 0,3/0,7$  m:

$$G_c = b_c h_c l_c \gamma_{AB} = (4 \cdot [0,5 \text{ m} \cdot 0,5 \text{ m}] + 12 \cdot [0,3 \text{ m} \cdot 0,7 \text{ m}]) \cdot 1,5 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = \quad (4.3)$$

$$= 3,52 \text{ m}^2 \cdot 1,5 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 132,0 \text{ kN}$$

Steni W1, W2 ( $b_w/l_w = 0,3/4$  m) in steni W3, W4 ( $b_w/l_w = 0,25/4$  m) ter stena N1 ( $l_{stojine}/l_{pasnice}/b = 1,8/3,6/0,25$  m):

$$\begin{aligned} G_w &= b_w l_w h_w \gamma_{AB} = (2 \cdot [0,3 \text{ m} \cdot 4 \text{ m}] + 2 \cdot [0,25 \text{ m} \cdot 4 \text{ m}] + \\ &+ [0,25 \text{ m} \cdot \{2 \cdot 1,8 \text{ m} + 3,1 \text{ m}\}]) \cdot 1,5 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^2 = \\ &= 6,075 \text{ m}^2 \cdot 1,5 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^2 = 227,8 \text{ kN} \end{aligned} \quad (4.4)$$

Celotna obtežba plošče, gred, stebrov in sten  $G_{lt}$  je enaka:

$$\begin{aligned} G_{lt} &= G_p + G_b + G_c + G_w = 1939,8 \text{ kN} + 293,2 \text{ kN} + 132,0 \text{ kN} + 227,8 \text{ kN} = \\ &= 2592,8 \text{ kN} \end{aligned} \quad (4.5)$$

To koncentrirano silo porazdelimo po tlorisni površini  $l \cdot b$ :

$$g_{lt} = \frac{G_{lt}}{l \cdot b} = \frac{2592,8 \text{ kN}}{30 \text{ m} \cdot 14 \text{ m}} = 6,17 \text{ kN/m}^2 \quad (4.6)$$

Z upoštevanjem preostale stalne obtežbe dobimo skupno velikost stalne obtežbe na strehi  $g$ :

$$g = g_{lt} + g_{st} = 6,17 \text{ kN/m}^2 + 2 \text{ kN/m}^2 = 8,17 \text{ kN/m}^2 \quad (4.7)$$

### Stalna obtežba na medetažnih nivojih 2, 3, 4 in 5:

Plošča debeline  $d_p = 0,18$  m:

$$\begin{aligned} G_p &= l b d_p \gamma_{AB} = (5 \cdot 6 \text{ m} + 2 \cdot 0,15 \text{ m}) \cdot (2 \cdot 7 \text{ m} + 2 \cdot 0,15 \text{ m}) \cdot 0,18 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = \\ &= 431,06 \text{ m}^2 \cdot 0,18 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 1939,8 \text{ kN} \end{aligned} \quad (4.8)$$

Grede širine  $b_b = 0,25$  m in višine  $h_b = 0,32$  m:

$$\begin{aligned} G_b &= b_b h_b l_b \gamma_{AB} = 0,25 \text{ m} \cdot 0,32 \text{ m} \cdot (2 \cdot [5 \cdot 6 \text{ m} - 4 \cdot 0,7 \text{ m} - 2 \cdot 0,15 \text{ m}] + \\ &+ [4 \cdot 6 \text{ m} - 3 \cdot 0,5 \text{ m} - 2 \cdot 0,15 \text{ m}] + 4 \cdot [2 \cdot 7 \text{ m} - 0,5 \text{ m} - 2 \cdot 0,15 \text{ m}] + \\ &+ 2 \cdot [2 \cdot \{7 \text{ m} - 2 \text{ m}\} - 2 \cdot 0,55 \text{ m}]) \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 0,25 \text{ m} \cdot 0,32 \text{ m} \cdot 146,6 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 293,2 \text{ kN} \end{aligned} \quad (4.9)$$

Stebri širine in višine  $b_c/h_c = 0,5/0,5$  m ter  $b_c/h_c = 0,3/0,7$  m:

$$\begin{aligned} G_c &= b_c h_c \gamma_{AB} = (4 \cdot [0,5 \text{ m} \cdot 0,5 \text{ m}] + 12 \cdot [0,3 \text{ m} \cdot 0,7 \text{ m}]) \cdot 3 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = \\ &= 3,52 \text{ m}^2 \cdot 3 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 264,0 \text{ kN} \end{aligned} \quad (4.10)$$

Steni W1, W2 ( $b_w/l_w = 0,3/4$  m) in steni W3, W4 ( $b_w/l_w = 0,25/4$  m) ter stena N1 ( $l_{stojine}/l_{pasnice}/b = 1,8/3,6/0,25$  m):

$$\begin{aligned} G_w &= b_w l_w h_w \gamma_{AB} = (2 \cdot [0,3 \text{ m} \cdot 4 \text{ m}] + 2 \cdot [0,25 \text{ m} \cdot 4 \text{ m}] + \\ &+ [0,25 \text{ m} \cdot \{2 \cdot 1,8 \text{ m} + 3,1 \text{ m}\}]) \cdot 3 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^2 = 6,075 \text{ m}^2 \cdot 3 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^2 = 455,6 \text{ kN} \end{aligned} \quad (4.11)$$

Celotna obtežba plošče, gred, stebrov in sten  $G_{lt}$  je enaka:

$$\begin{aligned} G_{lt} &= G_p + G_b + G_c + G_w = 1939,8 \text{ kN} + 293,2 \text{ kN} + 264,0 \text{ kN} + 455,6 \text{ kN} = \\ &= 2952,6 \text{ kN} \end{aligned} \quad (4.12)$$

Vrednost  $g_{it}$ :

$$g_{it} = \frac{G_{it}}{l \cdot b} = \frac{2952,6 \text{ kN}}{30 \text{ m} \cdot 14 \text{ m}} = 7,03 \text{ kN} / \text{m}^2 \quad (4.13)$$

Skupna velikost stalne obtežbe v vmesnih etažah  $g$ :

$$g = g_{it} + g_{il} = 7,03 \text{ kN} / \text{m}^2 + 2 \text{ kN} / \text{m}^2 = 9,03 \text{ kN} / \text{m}^2 \quad (4.14)$$

### Stalna obtežba na medetažnem nivoju 1:

Plošča debeline  $d_p = 0,18 \text{ m}$ :

$$G_p = l b d_p \gamma_{AB} = (5 \cdot 6 \text{ m} + 2 \cdot 0,15 \text{ m}) \cdot (2 \cdot 7 \text{ m} + 2 \cdot 0,15 \text{ m}) \cdot 0,18 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN} / \text{m}^3 = 431,06 \text{ m}^2 \cdot 0,18 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN} / \text{m}^3 = 1939,8 \text{ kN} \quad (4.15)$$

Grede širine  $b_b = 0,25 \text{ m}$  in višine  $h_b = 0,32 \text{ m}$ :

$$G_b = b_b h_b l_b \gamma_{AB} = 0,25 \text{ m} \cdot 0,32 \text{ m} \cdot (2 \cdot [5 \cdot 6 \text{ m} - 4 \cdot 0,7 \text{ m} - 2 \cdot 0,15 \text{ m}] + [4 \cdot 6 \text{ m} - 3 \cdot 0,5 \text{ m} - 2 \cdot 0,15 \text{ m}] + 4 \cdot [2 \cdot 7 \text{ m} - 0,5 \text{ m} - 2 \cdot 0,15 \text{ m}] + 2 \cdot [2 \cdot \{7 \text{ m} - 2 \text{ m}\} - 2 \cdot 0,55 \text{ m}]) \cdot 25 \text{ kN} / \text{m}^3 = 0,25 \text{ m} \cdot 0,32 \text{ m} \cdot 146,6 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN} / \text{m}^3 = 293,2 \text{ kN} \quad (4.16)$$

Stebri širine in višine  $b_c/h_c = 0,5/0,5 \text{ m}$  ter  $b_c/h_c = 0,3/0,7 \text{ m}$ :

$$G_c = b_c h_c l_c \gamma_{AB} = (4 \cdot [0,5 \text{ m} \cdot 0,5 \text{ m}] + 12 \cdot [0,3 \text{ m} \cdot 0,7 \text{ m}]) \cdot 3,5 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN} / \text{m}^3 = 3,52 \text{ m}^2 \cdot 3,5 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN} / \text{m}^3 = 308,0 \text{ kN} \quad (4.17)$$

Steni W1, W2 ( $b_w/l_w = 0,3/4 \text{ m}$ ) in steni W3, W4 ( $b_w/l_w = 0,25/4 \text{ m}$ ) ter stena N1 ( $l_{stojine}/l_{pasnice}/b = 1,8/3,6/0,25 \text{ m}$ ):

$$G_w = b_w l_w h_w \gamma_{AB} = (2 \cdot [0,3 \text{ m} \cdot 4 \text{ m}] + 2 \cdot [0,25 \text{ m} \cdot 4 \text{ m}] + [0,25 \text{ m} \cdot \{2 \cdot 1,8 \text{ m} + 3,1 \text{ m}\}]) \cdot 3,5 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN} / \text{m}^2 = 6,075 \text{ m}^2 \cdot 3,5 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN} / \text{m}^2 = 531,6 \text{ kN} \quad (4.18)$$

Celotna obtežba plošče, gred, stebrov in sten  $G_{it}$  je enaka:

$$G_{it} = G_p + G_b + G_c + G_w = 1939,8 \text{ kN} + 293,2 \text{ kN} + 308,0 \text{ kN} + 531,6 \text{ kN} = 3072,6 \text{ kN} \quad (4.19)$$

Vrednost  $g_{it}$ :

$$g_{it} = \frac{G_{it}}{l \cdot b} = \frac{3072,6 \text{ kN}}{30 \text{ m} \cdot 14 \text{ m}} = 7,32 \text{ kN} / \text{m}^2 \quad (4.20)$$

Z upoštevanjem preostale stalne obtežbe dobimo skupno velikost stalne obtežbe v prvi etaži  $g$ :

$$g = g_{it} + g_{il} = 7,32 \text{ kN} / \text{m}^2 + 2 \text{ kN} / \text{m}^2 = 9,32 \text{ kN} / \text{m}^2 \quad (4.21)$$



### Stalna obtežba na medetažnem nivoju 0:

Plošča debeline  $d_p = 0,18$  m:

$$G_p = l b d_p \gamma_{AB} = (5 \cdot 6 \text{ m} - 2 \cdot 0,15 \text{ m}) \cdot (3 \cdot 7 \text{ m} - 2 \cdot 0,15 \text{ m}) \cdot 0,18 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 =$$
$$= 614,79 \text{ m}^2 \cdot 0,18 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 2766,6 \text{ kN} \quad (4.22)$$

Grede širine  $b_b = 0,25$  m in višine  $h_b = 0,32$  m:

$$G_b = b_b h_b l_b \gamma_{AB} = 0,25 \text{ m} \cdot 0,32 \text{ m} \cdot ([4 \cdot 6 \text{ m} - 3 \cdot 0,5 \text{ m} - 2 \cdot 0,15 \text{ m}] +$$
$$+ [5 \cdot 6 \text{ m} - 4 \cdot 0,7 \text{ m} - 2 \cdot 0,15 \text{ m}] + 4 \cdot [3 \cdot 7 \text{ m} - 2 \cdot 0,5 \text{ m} - 2 \cdot 0,15 \text{ m} - 2 \cdot 0,15 \text{ m}]) \cdot 25 \text{ kN/m}^3 =$$
$$= 0,25 \text{ m} \cdot 0,32 \text{ m} \cdot 128,7 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 257,4 \text{ kN} \quad (4.23)$$

Stebri širine in višine  $b_c/h_c = 0,5/0,5$  m,  $b_c/h_c = 0,3/0,7$  m in  $b_c/h_c = 0,4/0,7$  m:

$$G_c = b_c h_c l_c \gamma_{AB} = (4 \cdot [0,5 \text{ m} \cdot 0,5 \text{ m} \cdot 3,5 \text{ m}] + 12 \cdot [0,3 \text{ m} \cdot 0,7 \text{ m} \cdot 2 \text{ m}] +$$
$$+ [4 \cdot 0,4 \text{ m} \cdot 0,7 \text{ m} \cdot 1,5 \text{ m}]) \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 10,22 \text{ m}^3 \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 255,5 \text{ kN} \quad (4.24)$$

Steni W1, W2 ( $b_w/l_w = 0,3/4$  m) in steni W3, W4 ( $b_w/l_w = 0,25/4$  m) ter stena N1 ( $l_{stojine}/l_{pasnice}/b = 1,8/3,6/0,25$  m):

$$G_w = b_w l_w h_w \gamma_{AB} = (2 \cdot [0,3 \text{ m} \cdot 4 \text{ m} \cdot 2 \text{ m}] + 2 \cdot [0,25 \text{ m} \cdot 4 \text{ m} \cdot 3,5 \text{ m}] +$$
$$+ [0,25 \text{ m} \cdot \{2 \cdot 1,8 \text{ m} + 3,1 \text{ m}\} \cdot 3,5 \text{ m}]) \cdot 25 \text{ kN/m}^2 = 17,66 \text{ m}^3 \cdot 25 \text{ kN/m}^2 = 441,6 \text{ kN} \quad (4.25)$$

Celotna obtežba plošče, gred, stebrov in sten  $G_{lt}$  je enaka:

$$G_{lt} = G_p + G_b + G_c + G_w = 2766,6 \text{ kN} + 257,4 \text{ kN} + 255,5 \text{ kN} + 441,6 \text{ kN} =$$
$$= 3721,1 \text{ kN} \quad (4.26)$$

Vrednost  $g_{lt}$ :

$$g_{lt} = \frac{G_{lt}}{l \cdot b} = \frac{3721,1 \text{ kN}}{30 \text{ m} \cdot 21 \text{ m}} = 5,91 \text{ kN/m}^2 \quad (4.27)$$

Z upoštevanjem preostale stalne obtežbe dobimo skupno velikost stalne obtežbe v 0 etaži  $g$ :

$$g = g_{lt} + g_{il} = 5,91 \text{ kN/m}^2 + 2 \text{ kN/m}^2 = 7,91 \text{ kN/m}^2 \quad (4.28)$$

Težo kletne obodne stene podamo posebej v vozliščih le te stene na nivoju 0. Teža stene:

$$G_{ks} = l_{ks} b_{ks} h_{ks} \gamma_{AB} =$$
$$= 2 \cdot 0,3 \text{ m} \cdot ([5 \cdot 6 \text{ m} - 2 \cdot 0,15 \text{ m}] + [3 \cdot 7 \text{ m} + 2 \cdot 0,15 \text{ m}]) \cdot 1,5 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 =$$
$$= 1147,5 \text{ kN} \quad (4.29)$$

### Stalna obtežba na medetažnem nivoju -1:

Plošča debeline  $d_p = 0,18$  m:

$$G_p = l b d_p \gamma_{AB} = (5,6 \text{ m} - 2 \cdot 0,15 \text{ m}) \cdot (3,7 \text{ m} - 2 \cdot 0,15 \text{ m}) \cdot 0,18 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 =$$

$$= 614,79 \text{ m}^2 \cdot 0,18 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 2766,6 \text{ kN} \quad (4.30)$$

Grede širine  $b_b = 0,25 \text{ m}$  in višine  $h_b = 0,32 \text{ m}$ :

$$G_b = b_b h_b l_b \gamma_{AB} = 0,25 \text{ m} \cdot 0,32 \text{ m} \cdot ([4 \cdot 6 \text{ m} - 3 \cdot 0,5 \text{ m} - 2 \cdot 0,15 \text{ m}] +$$

$$+ [5 \cdot 6 \text{ m} - 4 \cdot 0,7 \text{ m} - 2 \cdot 0,15 \text{ m}] + 4 \cdot [3 \cdot 7 \text{ m} - 2 \cdot 0,5 \text{ m} - 2 \cdot 0,15 \text{ m} - 2 \cdot 0,15 \text{ m}]) \cdot 25 \text{ kN/m}^3 =$$

$$= 0,25 \text{ m} \cdot 0,32 \text{ m} \cdot 128,7 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 257,4 \text{ kN} \quad (4.31)$$

Stebri širine in višine  $b_c/h_c = 0,5/0,5 \text{ m}$  in  $b_c/h_c = 0,4/0,7 \text{ m}$ :

$$G_c = b_c h_c h_c \gamma_{AB} = ([4 \cdot 0,5 \text{ m} \cdot 0,5 \text{ m} \cdot 4,5 \text{ m}] + [4 \cdot 0,4 \text{ m} \cdot 0,7 \text{ m} \cdot 4,5 \text{ m}]) \cdot 25 \text{ kN/m}^3 =$$

$$= 9,54 \text{ m}^3 \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 238,5 \text{ kN} \quad (4.32)$$

Steni W3, W4 ( $b_w/l_w = 0,25/4 \text{ m}$ ) ter stena N1 ( $l_{\text{stojine}}/l_{\text{pasnice}}/b = 1,8/3,6/0,25 \text{ m}$ ):

$$G_w = b_w l_w h_w \gamma_{AB} =$$

$$(2 \cdot [0,25 \text{ m} \cdot 4 \text{ m} \cdot 4,5 \text{ m}] + [0,25 \text{ m} \cdot \{2 \cdot 1,8 \text{ m} + 3,1 \text{ m}\} \cdot 4,5 \text{ m}]) \cdot 25 \text{ kN/m}^2 =$$

$$= 16,54 \text{ m}^3 \cdot 25 \text{ kN/m}^2 = 413,4 \text{ kN} \quad (4.33)$$

Celotna obtežba plošče, gred, stebrov in sten  $G_{lt}$  je enaka:

$$G_{lt} = G_p + G_b + G_c + G_w = 2766,6 \text{ kN} + 257,4 \text{ kN} + 238,5 \text{ kN} + 413,4 \text{ kN} =$$

$$= 3675,9 \text{ kN} \quad (4.34)$$

Vrednost  $g_{lt}$ :

$$g_{lt} = \frac{G_{lt}}{l \cdot b} = \frac{3675,9 \text{ kN}}{30 \text{ m} \cdot 21 \text{ m}} = 5,83 \text{ kN/m}^2 \quad (4.35)$$

Z upoštevanjem preostale stalne obtežbe dobimo skupno velikost stalne obtežbe v etaži -1 g:

$$g = g_{lt} + g_{il} = 5,83 \text{ kN/m}^2 + 2 \text{ kN/m}^2 = 7,83 \text{ kN/m}^2 \quad (4.36)$$

Težo kletne obodne stene podamo posebej v vozliščih le te stene na nivoju -1. Teža stene:

$$G_{ks} = l_{ks} b_{ks} h_{ks} \gamma_{AB} = 2 \cdot 0,3 \text{ m} \cdot ([5 \cdot 6 \text{ m} - 2 \cdot 0,15 \text{ m}] + [3 \cdot 7 \text{ m} + 2 \cdot 0,15 \text{ m}]) \cdot 4,5 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 =$$

$$= 3442,5 \text{ kN} \quad (4.37)$$

Preglednica 4: Vrednosti  $g$  po nivojih

Nivo	Stalna obtežba $g$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Streha	8,17
5	9,03
4	9,03
3	9,03
2	9,03
1	9,32
0	7,91
-1	7,83

Vrednosti iz preglednice 4 predstavljajo stalno obtežbo  $g$ . Pri računu mase in masnega vztrajnostnega momenta etaže pa vrednosti  $g$  na nivoju -1 ne smemo uporabiti. V zgornjih računih smo namreč upoštevali, da pod obtežbo  $g$  na nivoju -1 sodi tudi del lastne teže sten in stebrov na odseku 1,5 m nad nivojem temeljev (spodnja polovica etaže -2). Tega dela pri določanju mase ne smemo upoštevati, saj to maso pri potresu prevzamejo temelji. Celotna koncentrirana sila  $G_{lt,-1,m}$ , ki jo lahko uporabimo za določanje mase, je manjša za težo stebrov na odseku 1,5 m, ki znaša  $G_c = 79,5$  kN in težo sten, ki znaša  $G_{st} = 137,8$  kN.

Lastna teža za določanje mase tako znaša:

$$\begin{aligned} G_{lt,m,-1} &= G_p + G_b + G_c + G_w = \\ &= 2766,6 \text{ kN} + 257,4 \text{ kN} + 159,0 \text{ kN} + 275,6 \text{ kN} = 3458,6 \text{ kN} \end{aligned} \quad (4.38)$$

Vrednost  $g_{lt}$ :

$$g_{lt,m,-1} = \frac{G_{lt,m,-1}}{l \cdot b} = \frac{3458,6 \text{ kN}}{30 \text{ m} \cdot 21 \text{ m}} = 5,49 \text{ kN} / \text{m}^2 \quad (4.39)$$

Z upoštevanjem preostale stalne obtežbe dobimo skupno velikost stalne obtežbe na nivoju -1 za določanje mase etaže  $g_{m,-1}$ :

$$g_{m,-1} = g_{lt,m,-1} + g_{tl} = 5,49 \text{ kN} / \text{m}^2 + 2 \text{ kN} / \text{m}^2 = 7,49 \text{ kN} / \text{m}^2 \quad (4.40)$$

Teža kletne obodne stene na odseku 1,5 m nad temelji znaša  $G_{ks} = 1147,5$  kN. Tega dela pri določanju mase ne smemo upoštevati, uporabimo pa lahko preostal del  $G_{ks,m,-1} = 2295$  kN.

#### 4.1.2 Spremenljiva obtežba

Ker so v obravnavani stavbi predvidene pisarne, sodijo etaže 0, 1, 2, 3, 4 in 5 v kategorijo B (SIST EN 1991-1-1: 2004: 6.3.1.2(1)). Predvidena spremenljiva obtežba je enaka  $q = 2,0$  kN/m<sup>2</sup>. Vrednost

kombinacijskega faktorja  $\psi_2$  za pisarne je enaka  $\psi_2 = 0,3$  (SIST EN 1990: 2004: A1.2.2(1)). Enako vrednost za  $q$  in  $\psi_2$  smo privzeli tudi na strehi in v kletnih etažah.

Vrednosti spremenljive obtežbe so podane v preglednici 5:

Preglednica 5: Vrednosti  $q$  po nivojih

Nivo	$q$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Streha	2,00
5	2,00
4	2,00
3	2,00
2	2,00
1	2,00
0	2,00
-1	2,00

## 4.2 Potresni vpliv

### 4.2.1 Projektni spekter pospeškov

Za analizo in dimenzioniranje smo uporabili spekter pospeškov Tipa 1. Koeficient dušenja je enak  $\zeta = 5\%$ . Predvidena lokacija konstrukcije je na tleh tipa B:

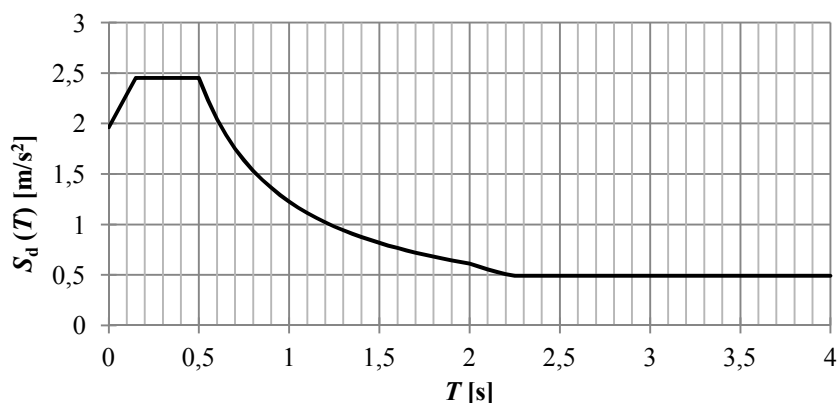
Preglednica 6: Lastnosti tipa tal B

Tip tal	$S$	$T_B$ [s]	$T_C$ [s]	$T_D$ [s]
B	1,20	0,15	0,50	2,00

Projektni pospešek tal  $a_g$  je ob upoštevanju dejstva, da spada objekt v II. razred pomembnosti, enak:

$$a_g = a_g \cdot \gamma_I = 0,25 g \cdot 1,0 = 0,25 g \quad (4.41)$$

Faktor obnašanja je za obe smeri enak  $q = 3,0$ , kar smo pokazali v poglavju 4.2.2. Vrednosti v projektnem spektru smo določili s pomočjo enačb 2.8 do 2.11 iz poglavja 2.1.4, prikazane pa so na sliki 14:



Slika 14: Projektirni spekter pospeškov za X in Y smer (tip tal B, Tip 1,  $q = 3,0$ )

#### 4.2.2 Faktor obnašanja $q$

V primeru naše konstrukcije gre za konstrukcijski **sistem nepovezanih sten** v obeh smereh. Glavna posledica dejstva, da gre za stenasti sistem je, da v okvirih naše konstrukcije ni potrebno načrtovati upogibne nosilnosti stebrov, saj EC8 to zahteva le za okvirne in okvirom ekvivalentne konstrukcije (EC8: 4.4.2.3(4)).

Strižne nosilnosti posameznih elementov še ne poznamo, zato smo konstrukcijski sistem določili na podlagi strižnih obremenitev elementov na nivoju terena (nivo 0). Obremenitve smo določili ločeno za vsako smer, in sicer s pomočjo metode z vodoravnimi silami, katere rezultati so zbrani v poglavju 6.2 in ki jo zaradi pravilnosti konstrukcije po višini lahko uporabimo.

Stene W1 in W2, W3 in W4 ter stena N1 na nivoju 0 v X smeri prevzamejo silo 2086 kN zaradi potresne obtežbe v X smeri. Ta sila predstavlja delež 77,5 % celotne potresne sile v smeri X, ki na nivoju 0 znaša 2691 kN. V Y smeri prevzamejo te stene silo 3372 kN, kar je 93,7 % celotne potresne sile zaradi potresne obtežbe v Y smeri, ki znaša 3597 kN. Delež strižnih obremenitev, ki odpadejo na stene je torej večji od 65 % v obeh smereh, kar je pogoj za klasifikacijo konstrukcijskega sistema kot stenastega. Glede na to, da v našem primeru stene niso povezane med sabo, gre za sistem nepovezanih sten.

Faktor obnašanja za X in Y smer smo določili po enačbi 2.46. Za projektiranje smo si izbrali srednjo stopnjo duktilnosti **DCM**, kar posledično pomeni, da je naš osnovni faktor obnašanja  $q_0$  enak 3,0 (preglednica 3). Ker je naša konstrukcija pravilna po višini, kar smo dokazali v poglavju 4.3.1, nam te vrednosti ni potrebno reducirati.

Faktor  $k_w$ , ki nastopa v enačbi 2.47, znaša  $k_w = 1,0$  za obe smeri.

X smer:

$$k_w = (1 + \alpha_0)/3 = (1 + 5,28)/3 = 2,09 > 1 \rightarrow k_w = 1 \quad (4.42)$$

$$\alpha_0 = (\Sigma h_{wi}/\Sigma l_{wi}) = 1 \cdot 19 \text{ m}/(1 \cdot 3,6 \text{ m}) = 5,28 \quad (4.43)$$

Y smer:

$$k_w = (1 + \alpha_0)/3 = (1 + 5,82)/3 = 2,27 > 1 \rightarrow k_w = 1 \quad (4.44)$$

$$\alpha_0 = (\Sigma h_{wi}/\Sigma l_{wi}) = 6 \cdot 19 \text{ m}/(4 \cdot 4 \text{ m} + 2 \cdot 1,8 \text{ m}) = 5,82 \quad (4.45)$$

Pri določanju faktorja  $\alpha_0$  smo se tako kot tudi pri določanju deleža strižnih obremenitev elementov omejili le na stene nad nivojem terena, saj je togost kletne obodne stene tako velika, da se kljub neugodnemu (majhnemu) razmerju med višino in dolžino ne bo strižno ali kakorkoli drugače bistveno poškodovala med potresom.

Ker je  $k_w$  enak 1,0 za obe smeri, je posledično  $q = q_0 \cdot k_w = 3,0 \cdot 1,0 = 3,0$  za X in Y smer.

### 4.3 Pravilnost konstrukcije

#### 4.3.1 Pravilnost po višini

Konstrukcija je pravilna po višini, saj vsi sistemi za prenos obtežbe v vodoravni smeri potekajo neprekinjeno od temeljev do vrha stavbe, togost v vodoravni smeri in masa pa sta konstantni v vseh etažah in se brez nenadne spremembe ne zmanjšujeta od temeljev proti vrhu.

Oba pogoja veljata za našo celotno konstrukcijo, torej za del nad in pod nivojem terena. Res je sicer, da se naš tloris pri prehodu v klet v Y smeri poveča za vrednost, ki je večja od dovoljene (več kot 20 % glede na širino kleti), a se nam ta pogoj ne zdi tako pomemben, kot zgornja pogoja. Večji problem bi nastal, če bi se tloris od zgoraj navzdol kje zmanjšal, saj bi to pomenilo, da stene ali stebri na tem delu ne bi potekali neprekinjeno do temeljnih tal.

Drugi razlog, zakaj menimo, da je celotna konstrukcija pravilna po višini pa je, da je del pod nivojem terena vkopan in obdan s kletno obodno steno izjemno velike togosti. To dvojje preprečuje znatno nihanje konstrukcije pod nivojem terena in s tem tudi deformiranje nosilnih elementov v kleti.

Ker je konstrukcija pravilna po višini, smemo za analizo uporabiti metodo z vodoravnimi silami. Prav tako nam ni potrebno reducirati vrednosti faktorja obnašanja  $q$ .

#### 4.3.2 Pravilnost po tlorisu

Konstrukcija je tlorisno pravilna, saj so vse zahteve iz poglavja 2.2.1.2 izpolnjene. Vitkost etaž nad in pod nivojem terena je manjša od 4:

$$\lambda = L_{\max}/L_{\min} = 30 \text{ m}/14 \text{ m} = 2,14 < 4 \quad (4.46)$$

$$\lambda = L_{\max}/L_{\min} = 30 \text{ m}/21 \text{ m} = 1,43 < 4 \quad (4.47)$$

Iz preglednice 7 sledi, da je razdalja med središčem togosti in masnim središčem manjša od 30 % torzijskega polmera v obeh smereh ( $e_{0x} \leq 0,3 r_x$  in  $e_{0y} \leq 0,3 r_y$ ) in da je torzijski polmer večji od vztrajnostnega polmera mase etaže ( $r_x \geq l_s$  in  $r_y \geq l_s$ ).

Preglednica 7: Kontrola tlorisne pravilnosti konstrukcije

Nivo	Smer X				Smer Y			
	$ e_{0x}  <$	$0,3 r_x$	$r_x >$	$l_s$	$ e_{0y}  <$	$0,3 r_y$	$r_y >$	$l_s$
6	0,00	3,78	12,58	9,56	0,99	4,86	16,20	9,56
5	0,00	3,75	12,49	9,56	1,14	4,97	16,56	9,56
4	0,00	3,71	12,36	9,56	1,35	5,10	17,00	9,56
3	0,00	3,67	12,23	9,56	1,62	5,29	17,64	9,56
2	0,00	3,64	12,15	9,56	1,94	5,59	18,62	9,56
1	0,00	3,67	12,22	9,56	2,36	6,04	20,14	9,56
0	0,00	6,11	20,37	10,57	0,00	5,08	16,92	10,57
-1	0,00	5,77	19,24	10,57	0,01	4,91	16,36	10,57

Vse vrednosti v zgornji preglednici so v [m]. Izračun količin je zbran v preglednicah 8 in 9, pri čemer velja poudariti, da smo te rezultate dobili po enačbah iz poglavja 2.2.1.2 in s pomočjo psevdoprostorskega modela konstrukcije, ki je opisan v poglavju 5.

Preglednica 8: Izračun ekscentričnosti  $e_{0x}$  in  $e_{0y}$  in koordinat središča togosti  $X_{CR}$  in  $Y_{CR}$

Nivo	$X_{CM}$ [m]	$Y_{CM}$ [m]	$R_z(F_x)$ [rad]	$R_z(F_y)$ [rad]	$R_z(M)$ [rad]	$e_{0x}$ [m]	$e_{0y}$ [m]	$X_{CR}$ [m]	$Y_{CR}$ [m]
6	0,00	0,00	-0,0853	0,0000	0,0861	0,00	-0,99	0,00	-0,99
5	0,00	0,00	-0,0652	0,0000	0,0572	0,00	-1,14	0,00	-1,14
4	0,00	0,00	-0,0487	0,0000	0,0359	0,00	-1,35	0,00	-1,35
3	0,00	0,00	-0,0331	0,0000	0,0204	0,00	-1,62	0,00	-1,62
2	0,00	0,00	-0,0187	0,0000	0,0096	0,00	-1,94	0,00	-1,94
1	0,00	0,00	-0,0076	0,0000	0,0032	0,00	-2,36	0,00	-2,36
0	0,00	-3,50	0,0000	0,0000	0,0001	0,00	0,00	0,00	-3,50
-1	0,00	-3,50	0,0000	0,0000	0,0000	0,00	0,01	0,00	-3,49

Vrednosti v preglednici 8 so rezultat statične obtežbe  $F_x = 10^6$  kN,  $F_y = 10^6$  kN in  $M = 10^6$  kNm v masnem središču ( $X_{CM}$ ;  $Y_{CM}$ ) vsake etaže.

Preglednica 9: Izračun torzijskega polmera  $r_x$  in  $r_y$ 

Nivo	$U_x (F_{TX})$ [m]	$U_y (F_{TY})$ [m]	$R_z (M_T)$ [rad]	$K_{FX}$ [kN/m]	$K_{FY}$ [kN/m]	$K_{MT}$ [kNm/rad]	$r_x$ [m]	$r_y$ [m]
6	22,61	13,64	0,0861	0,044231	0,073321	11,611705	12,58	16,20
5	15,69	8,92	0,0572	0,063754	0,112167	17,485574	12,49	16,56
4	10,39	5,49	0,0359	0,096274	0,182236	27,824151	12,36	17,00
3	6,35	3,05	0,0204	0,157515	0,327751	48,995590	12,23	17,64
2	3,34	1,42	0,0096	0,299097	0,702938	103,734440	12,15	18,62
1	1,30	0,48	0,0032	0,767872	2,085941	311,526480	12,22	20,14
0	0,02	0,03	0,0001	43,668122	30,120482	12500,00000	20,37	16,92
-1	0,01	0,01	0,0000	93,457944	67,567568	25000,000000	19,24	16,36

Vrednosti v preglednici 9 so rezultat statične obtežbe  $F_{TX} = 10^6$  kN,  $F_{TY} = 10^6$  kN in  $M_T = 10^6$  kNm v togostnem središču ( $X_{CR}$ ,  $Y_{CR}$ ) vsake etaže.

Konstrukcija je torej tlorisno pravilna, zato bi jo lahko analizirali z ravninskima modeloma.

#### 4.4 Mase in masni vztrajnostni momenti

Za določanje mase je potrebno upoštevati kombinacijo iz enačbe 2.14, pri čemer je vrednost  $\varphi$  za streho enaka 1,0, za ostale etaže pa 0,5 (EC8: 4.2.4(2)). Vrednost  $\psi_{2,i}$  znaša 0,3 za vse etaže.

Tlorisna površina tipične etaže nad nivojem terena je enaka:

$$A_{\text{nad kletjo}} = L_x \cdot L_y = 30 \text{ m} \cdot 14 \text{ m} = 420,0 \text{ m}^2 \quad (4.48)$$

Vztrajnostni radij je enak:

$$I_s^2 = (L_x^2 + L_y^2)/12 = ((30 \text{ m})^2 + (14 \text{ m})^2)/12 = 91,33 \text{ m}^2 \quad (4.49)$$

Tlorisna površina za etaže pod nivojem terena je enaka:

$$A_{\text{klet}} = L_x \cdot L_y = 30 \text{ m} \cdot 21 \text{ m} = 630,0 \text{ m}^2 \quad (4.50)$$

Vztrajnostni radij je enak:

$$I_s^2 = (L_x^2 + L_y^2)/12 = ((30 \text{ m})^2 + (21 \text{ m})^2)/12 = 111,75 \text{ m}^2 \quad (4.51)$$

Po nivojih znašajo mase:

##### Nivo 6 - streha:

$$\begin{aligned} m_{\text{str}} &= (g + \varphi \cdot \psi_{2,q}) \cdot A_{\text{nad kletjo}} / g = (8,71 \text{ kN/m}^2 + 1,0 \cdot 0,3 \cdot 2 \text{ kN/m}^2) \cdot 420 \text{ m}^2 / 9,81 \text{ m/s}^2 = \\ &= 375,5 \text{ t} \end{aligned} \quad (4.52)$$

$$m_{\varphi, \text{str}} = m_{\text{str}} \cdot I_s^2 = 375,5 \text{ t} \cdot 91,33 \text{ m}^2 = 34292,4 \text{ tm}^2 \quad (4.53)$$



**Nivoji 2, 3, 4 in 5 (vmesni nivoji):**

$$m_{ve} = (g + \varphi \cdot \psi_2 \cdot q) \cdot A_{\text{nad kletjo}} / g = (9,03 \text{ kN/m}^2 + 0,5 \cdot 0,3 \cdot 2 \text{ kN/m}^2) \cdot 420 \text{ m}^2 / 9,81 \text{ m/s}^2 = 399,5 \text{ t} \quad (4.54)$$

$$m_{\varphi, ve} = m_{ve} \cdot l_s^2 = 399,5 \text{ t} \cdot 91,33 \text{ m}^2 = 36486,3 \text{ tm}^2 \quad (4.55)$$

**Nivo 1:**

$$m_1 = (g + \varphi \cdot \psi_2 \cdot q) \cdot A_{\text{nad kletjo}} / g = (9,32 \text{ kN/m}^2 + 0,5 \cdot 0,3 \cdot 2 \text{ kN/m}^2) \cdot 420 \text{ m}^2 / 9,81 \text{ m/s}^2 = 411,9 \text{ t} \quad (4.56)$$

$$m_{\varphi, 1} = m_1 \cdot l_s^2 = 411,9 \text{ t} \cdot 91,33 \text{ m}^2 = 37618,8 \text{ tm}^2 \quad (4.57)$$

**Nivo 0:**

$$m_0 = (g + \varphi \cdot \psi_2 \cdot q) \cdot A_{\text{klet}} / g = [(7,91 \text{ kN/m}^2 + 0,5 \cdot 0,3 \cdot 2 \text{ kN/m}^2) \cdot 630 \text{ m}^2 + 1147,5 \text{ kN}] / 9,81 \text{ m/s}^2 = 399,5 \text{ t} \quad (4.58)$$

$$m_{\varphi, 0} = m_0 \cdot l_s^2 = 644,2 \text{ t} \cdot 111,75 \text{ m}^2 = 71989,4 \text{ tm}^2 \quad (4.59)$$

**Nivo -1:**

$$m_{-1} = (g + \varphi \cdot \psi_2 \cdot q) \cdot A_{\text{klet}} / g = [(7,49 \text{ kN/m}^2 + 0,5 \cdot 0,3 \cdot 2 \text{ kN/m}^2) \cdot 630 \text{ m}^2 + 2295 \text{ kN}] / 9,81 \text{ m/s}^2 = 734,2 \text{ t} \quad (4.60)$$

$$m_{\varphi, -1} = m_{-1} \cdot l_s^2 = 734,2 \text{ t} \cdot 111,75 \text{ m}^2 = 82046,9 \text{ tm}^2 \quad (4.61)$$

Vse izračunane mase so zbrane v preglednici 10:

Preglednica 10: Mase in masni vztrajnostni momenti

Nivo	Masa etaže $m$ [t]	Masni vztrajnostni moment etaže $m_{\varphi}$ [t·m <sup>2</sup> ]
6	376	34292
5	400	36486
4	400	36486
3	400	36486
2	400	36486
1	412	37619
0	644	71989
-1	734	82047
$\Sigma$	<b>3766</b>	

Iz preglednice 10 lahko vidimo, da je celotna masa konstrukcije, ki jo je računsko potrebno upoštevati pri določanju potresnega vpliva enaka 3766 ton. Nad nivojem terena (nivo 1 in višje) je vsota mas 2388 ton.

#### 4.5 Slučajna ekscentričnost

Vpliv slučajne ekscentričnosti smo zajeli s torzijskim momentom  $M_{ai}$  v vsaki etaži, ki vrti okoli vertikalne osi.  $M_{ai}$  smo izračunali po enačbi 2.29 in z upoštevanjem potresnih sil, ki smo jih za obe smeri vzbujanja določili z metodo vodoravnih sil (poglavje 6.2). Ker smo potresne sile določili po metodi vodoravnih sil, in sicer le za etaže nad nivojem terena, smo tudi tukaj zanemarili vpliv slučajne ekscentričnosti v kleti.

Količine za izračun torzijskih momentov in le ti so zbrani v preglednici 11, kjer se namesto oznake  $a$  pri veličini  $M_{ai}$  pojavljata oznaki  $x$  in  $y$ , za obe smeri vzbujanja.

Preglednica 11: Izračun torzijskega momenta

Nivo	$L_{x,i}$ [m]	$L_{y,i}$ [m]	$e_{x,i}$ [m]	$e_{y,i}$ [m]	$F_{x,i}$ [kN]	$F_{y,i}$ [kN]	$M_{x,i} = F_{x,i} \cdot e_{y,i}$ [kNm]	$M_{y,i} = F_{y,i} \cdot e_{x,i}$ [kNm]
6	30	14	1,5	0,7	707	945	<b>495</b>	<b>1417</b>
5	30	14	1,5	0,7	633	847	<b>443</b>	<b>1270</b>
4	30	14	1,5	0,7	515	688	<b>360</b>	<b>1032</b>
3	30	14	1,5	0,7	396	529	<b>277</b>	<b>794</b>
2	30	14	1,5	0,7	277	370	<b>194</b>	<b>556</b>
1	30	14	1,5	0,7	163	218	<b>114</b>	<b>327</b>

Momenta  $M_{x,i}$  in  $M_{y,i}$  v etaži  $i$  smo upoštevali s pozitivno in negativno vrednostjo. Tako smo dobili štiri obtežne primere ( $+M_{x,i}$ ,  $-M_{x,i}$ ,  $+M_{y,i}$ ,  $-M_{y,i}$ ), ki smo jih združili v ovojnico  $M_t$  in upoštevali v potresnem projektnejem stanju.

## 5 RAČUNSKI MODEL KONSTRUKCIJE

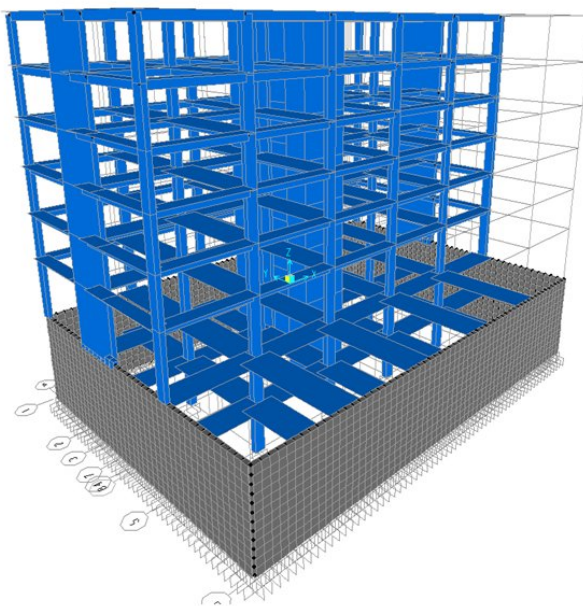
### 5.1 Splošno o modelu

Za analizo konstrukcije smo izbrali model, pri katerem je kletna obodna stena modelirana z lupinastimi elementi, vsi ostali elementi pa so linijski. Uporabili smo prostorski model stavbe, pri čemer smo na nivoju plošč predpostavili, da so plošče v svoji ravnini neskončno toge. Posledično je vseh nihajnih oblik  $8 \times 3 = 24$ .

V naši nalogi smo se omejili na analizo konstrukcije brez upoštevanja celotnih medetažnih plošč, zato predstavljajo medetažno oz. stropno konstrukcijo v modelu le armiranobetonske grede s sodelujočo širino plošč, ki je izračunana v poglavju 5.3.2.

Spodnji etaži objekta ležita pod nivojem terena (klet), pri čemer vpliva zemeljskega pritiska nismo upoštevali. Na obodu kleti je zelo toga kletna stena, zato je potresni vpliv pod nivojem terena zelo zmanjšan in ne bi storili velike napake, če ga tam sploh ne bi upoštevali.

Aksonometrija računskega modela je prikazana na sliki 15:



Slika 15: Računski model konstrukcije v programu SAP2000

### 5.2 Material

Beton kvalitete C25/30 je uporabljen za vse nosilne elemente, razen za toge grede (odseke) ob stenah W1 in W2, in na stiku teh dveh sten s kletno steno, kjer je uporabljen material, ki ima za faktor 1000

večji modul elastičnosti v primerjavi z betonom C25/30. Drugo izjemo predstavljata stebra C7 in C8 v kleti, kjer smo uporabili beton C30/37 (poglavje 7.2.1).

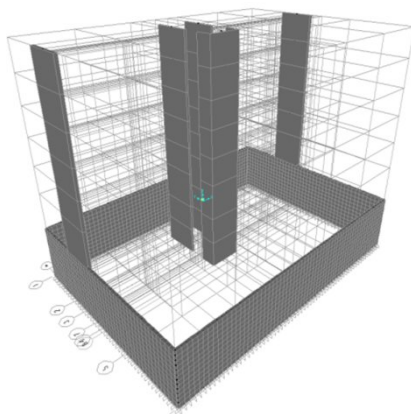
### 5.3 Elementi konstrukcije

#### 5.3.1 Vertikalni elementi

Kletna obodna stena je modelirana z lupinastimi elementi debeline  $b_w = 0,3$  m. Ker je kletna stena vkopana v teren, in ker ima v primerjavi z ostalimi vertikalnimi elementi zelo veliko togost, smo predpostavili, da med potresom ne bo razpokala in smo zato pustili koeficienta  $f_{22}$  in  $f_{12}$  enaka 1.

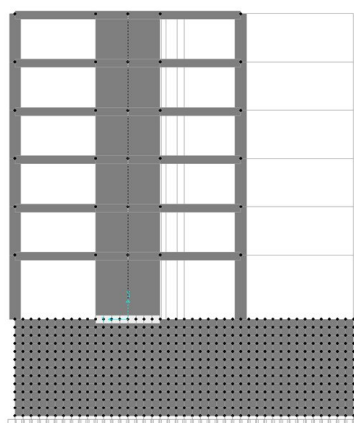
Vsi stebri so modelirani z linijskimi elementi in imajo togostne koeficiente zaradi upogiba okoli lokalnih osi 2 in 3 ter striga v smeri osi 2 in 3 zmanjšane na polovico dejanske vrednosti, togostni koeficient zaradi torzije pa na desetino vrednosti (Fajfar in Kreslin, 2012), s čimer smo zajeli vpliv razpokanosti prereza (EC8: 4.3.1(7)).

Stene W1, W2, W3, W4 in N1 smo modelirali z linijskimi elementi. Tako kot stebrom, smo tudi vsem stenam zmanjšali togostne koeficiente.



Slika 16: Stene v računskem modelu

Ker je ob stenah W1 in W2 prihajalo do težav zaradi povezave med linijskim elementom (W1 in W2) in lupinastim elementom (kletna obodna stena), smo na vrhu kletne stene pod stenama W1 in W2 definirali zelo togo linijsko gredo dimenzij  $h/b = 0,5/0,3$  m iz materiala, ki ima 1000-krat večji modul elastičnosti, kot material C25/30. S tem ukrepom smo zagotovili, da je linijsko modelirana stena togo vpeta v lupinasto kletno steno. Pred tem ukrepom so namreč obremenitve v Y smeri (smer sten W1 in W2) povročale ob vpetju sten rotacijo in nične momente, kot da bi bila steni W1 in W2 členkasto vpeti v kletno steno. To smo morali spremeniti, saj gre za togo vpetje. Opisana rešitev je zagotovila pravilno obnašanje konstrukcije.



Slika 17: Svetlo obarvana toga greda na stiku stene W1 in kletne stene

Vsi vertikalni elementi so na nivoju -2 togo vpeti v tla.

### 5.3.2 Horizontalni elementi

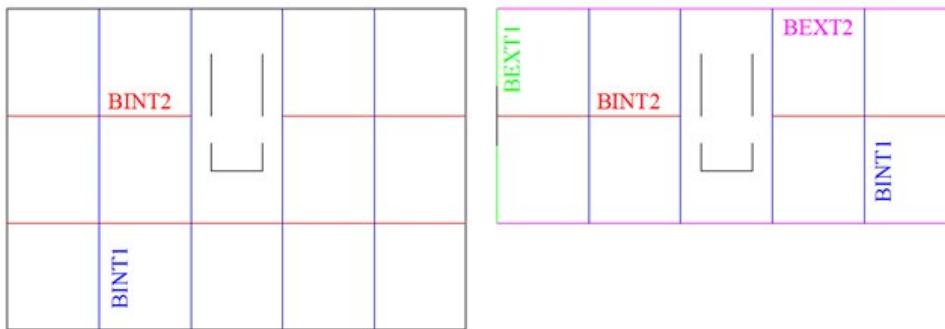
Horizontalni nosilni elementi so armiranobetonske grede dimenzij  $h/b = 0,5/0,25$  m in armiranobetonska plošča debeline  $d = 0,18$  m. Odločili smo se, da bomo pri analizi upoštevali le grede skupaj s sodelujočimi širinami plošč, ki smo jih izračunali po EC2, in sicer z upoštevanjem enačb 2.73 do 2.75. Predpostavili smo, da za vse elemente velja, da je  $l_0 = 0,7 \cdot l$  (Fajfar in Kreslin, 2012), kjer je  $l$  razdalja med obema podporama grede. vzdolž celotne dolžine posamezne grede smo torej vzeli enako sodelujočo širino, kar po EC2: 5.3.2.1(4) lahko storimo, če ni zahtevana velika natančnost analize. Z upoštevanjem  $l_0 = 0,7 \cdot l$  smo zaradi velike togosti gred tudi na varni strani kar se tiče obremenitev v gredah.

V preglednici 12 so zbrani izračuni sodelujočih širin za grede tipa BINT1, BINT2, BEXT1 in BEXT2.

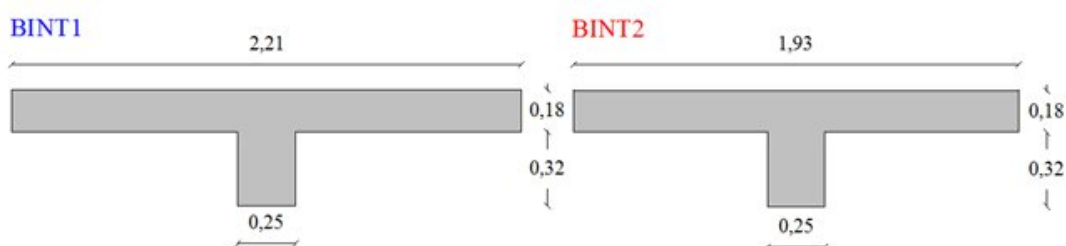
Preglednica 12: Izračun sodelujočih širin gred za analizo

Greda	$l$ [m]	$h$ [m]	$l_0 = 0,7 l$ [m]	$b_w$ [m]	$b_1$ [m]	$b_2$ [m]	$b$ [m]	$b_{eff,1}$ [m]	$b_{eff,2}$ [m]	$b_{eff}$ [m]
BINT1	7	0,5	4,9	0,25	2,875	2,875	6,000	0,98	0,98	2,21
BINT2	6	0,5	4,2	0,25	3,375	3,375	7,000	0,84	0,84	1,93
BEXT1	$(7 - 2) = 5$	0,5	3,5	0,25	2,875	0,000	3,125	0,70	0,00	0,95
BEXT2	6	0,5	4,2	0,25	3,375	0,000	3,625	0,84	0,00	1,09

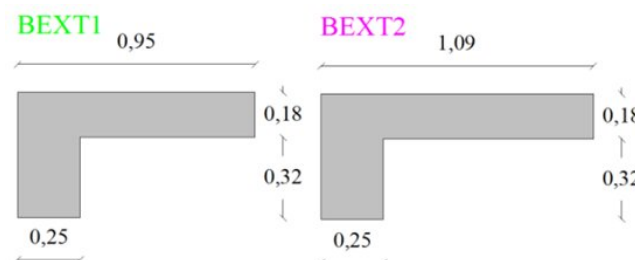
Pozicija gred v tlorisu je prikazana na sliki 18, prečni prerezi pa na slikah 19 in 20.



Slika 18: Pozicija gred v tlorisu

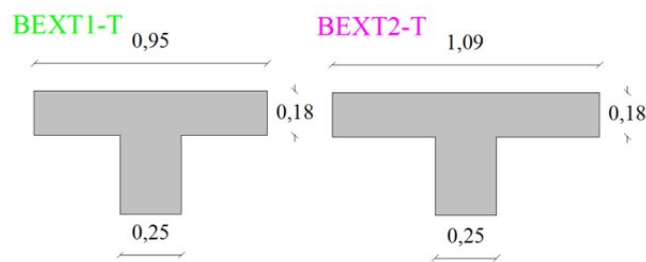


Slika 19: Gredi BINT1 in BINT2



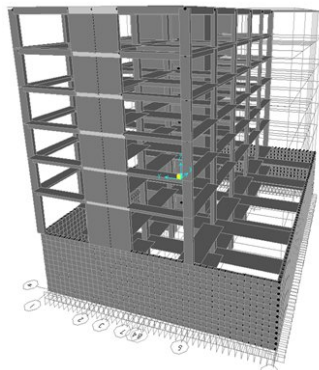
Slika 20: Gredi BEXT1 in BEXT2 L-oblike

Prav bi bilo, da bi za grede na obodu pri analizi uporabili prereza s slike 20, a namesto L-prerezov smo se odločili tudi za obodne grede v modelu uporabiti T-prereza, in sicer BEXT1-T in BEXT2-T, ki imata podobne dimenzije kot BEXT1 in BEXT2 (Slika 21). S tem smo storili minimalno napako, saj sta strižni prerez v vertikalni smeri in vztrajnostni moment okoli horizontalne osi prečnega prereza ostala enaka, prav tako tudi površina prečnega prereza, zaradi česar se rezultati analize v obeh primerih bistveno ne razlikujejo.



Slika 21: Gredi BEXT1-T in BEXT2-T T-oblike

Steni W1 in W2 smo modelirali z linijskimi elementi, zato smo potrebovali povezavo od osi linijskega elementa (stene) pa do grede BEXT1-T, ki dejansko leži na robu stene oz. se povezuje z njo. Zato smo na tem odseku dolžine  $l = 2$  m uporabili grede prereza BEXT1-T iz materiala, ki je za faktor 1000 bolj tog od betona C25/30. Posledično imajo te grede za faktor 1000 večjo togost od običajnih gred BEXT1.



Slika 22: Svetlo obarvani togi odseki gred BEXT1-T ob zunanjih stenah, ki so modelirane linijsko. Razpokanost prerezov gred med potresom smo zajeli z zmanjšanjem togostnih koeficientov, podobno kot pri vertikalnih elementih.

Z uporabo togih diafragm na vsakem medetažnem nivoju smo v programu SAP2000 zagotovili, da lahko stropovi prenašajo vztrajnostne sile zaradi potresa v vertikalne nosilne elemente.

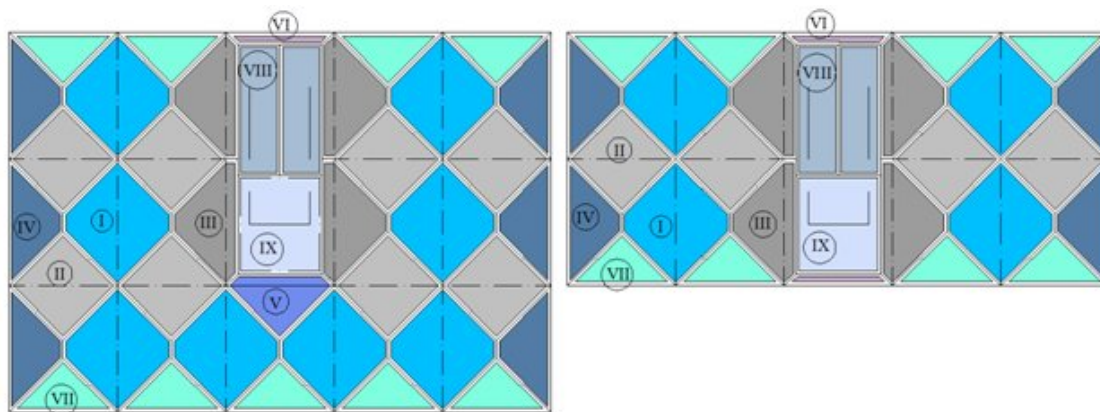
## 5.4 Podajanje obtežbe

### 5.4.1 Vertikalna obtežba

Da bi lahko izračunali obtežbo, ki jo prevzamejo posamezne grede in stene W3, W4 ter N1, smo tlorisno površino vsake etaže razdelili na vplivna območja za posamezne grede in stene. Vplivne površine so prikazane na sliki 23, kjer smo jih zaradi lažje predstave označili z različnimi barvami glede na velikost in obliko, in z rimskimi številkami od I do IX. Pri določanju vplivnih površin smo

predpostavili, da je kot, pod katerim se razdeli ploskovna obtežba med dvema gredama, ki med sabo oklepata pravi kot, enak  $45^\circ$ .

Obtežbo, ki je produkt vplivne površine in ploskovne obtežbe  $g$  ali  $q$ , smo za grede pretvorili v zvezno linijsko obtežbo ustrezne oblike in za stene W3, W4 ter N1 v koncentrirano točkovno obtežbo.



Slika 23: Vplivne površine v medetažni konstrukciji pod nivojem terena (levo) in nad nivojem terena (desno)

Preglednica 13: Velikost vplivnih površin

Vplivna površina	$A_I$	$A_{II}$	$A_{III}$	$A_{IV}$	$A_V$	$A_{VI}$	$A_{VII}$	$A_{VIII}$	$A_{IX}$
Površina [m <sup>2</sup> ]	24,00	18,00	16,418	12,00	12,536	3,536	9,00	16,918	25,42

Vsota vplivnih površin nad nivojem terena je enaka 420 m<sup>2</sup>, pod nivojem terena pa 630 m<sup>2</sup>, kar odgovarja osnim tlorisnim dimenzijam 30 m x 14 m oz. 30 m x 21 m. Postopek določanja pripadajoče obtežbe za elemente je prikazan v nadaljevanju:

### Grede – linijska obtežba

Na gredo s pripadajočo vplivno površino  $i$  deluje koncentrirana sila  $F_i$  [kN], ki je enaka:

$$F_i = A_i \cdot p \quad (5.1)$$

kjer je  $p$  [kN/m<sup>2</sup>] enakomerna stalna ali spremenljiva ploskovna obtežba (poglavja 4.1.1 in 4.1.2).

Potek pripadajoče linijske obtežbe je podobne oblike kot vplivna površina – npr. na gredo s vplivno površino trapezne oblike, deluje linijska obtežba trapezne oblike.

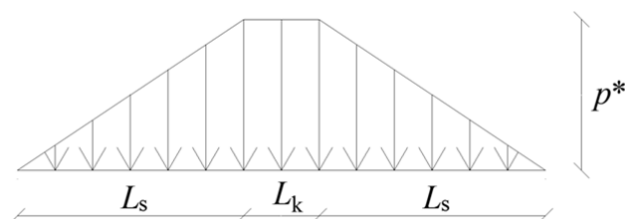
Velikost koncentrirane sile  $F_i$  mora biti po drugi strani enaka tudi produktu dolžine grede in intenzitete linijske obtežbe, s katero je obremenjena:

$$F_i = p^* \cdot (L_k + 2 \cdot L_s / 2) \quad (5.2)$$



pri čemer je  $p^*$  [kN/m] intenziteta linijske obtežbe grede.  $L_k$  je dolžina dela grede, kjer je obtežba  $p^*$  konstantna,  $L_s$  pa je dolžina vsakega posameznega dela grede, kjer se obtežba  $p^*$  linearno spreminja.

Pomen količin  $p^*$ ,  $L_k$  in  $L_s$  je prikazan na sledeči sliki:



Slika 24: Potek linijske obtežbe grede s trapezno pripadajočo vplivno površino

Če enačimo desni strani enačb 5.1 in 5.2, dobimo velikost intenzitete obtežbe  $p^*$ , v odvisnosti od velikosti ploskovne obtežbe  $p$  in oblike ter velikosti vplivne površine  $A_i$ :

$$A_i \cdot p = p^* \cdot (L_k + L_s) \rightarrow p^* = A_i \cdot p / (L_k + L_s) \quad (5.3)$$

Potek linijske obtežbe je za vse grede prikazan v preglednici 14:

Preglednica 14: Izračun poteka linijske obtežbe na gredah v odvisnosti od vplivne površine

$A_i$	$F_i = A_i \cdot p$ [kN]	Potek obtežbe po elementu				
$A_I$	$24,000 \cdot p$	$L_j$ [m]	0	3	4	7
		$p_j^*$ [kN/m]	0	$6 \cdot p$	$6 \cdot p$	0
$A_{II}$	$18,000 \cdot p$	$L_j$ [m]	0	3	6	
		$p_j^*$ [kN/m]	0	$6 \cdot p$	0	
$A_{III}$	$16,418 \cdot p$	$L_j$ [m]	0	3	4	7
		$p_j^*$ [kN/m]	$0,631 \cdot p$	$3,631 \cdot p$	$3,631 \cdot p$	$0,631 \cdot p$
$A_{IV}$	$12,000 \cdot p$	$L_j$ [m]	0	3	4	7
		$p_j^*$ [kN/m]	0	$3 \cdot p$	$3 \cdot p$	0
$A_V$	$12,536 \cdot p$	$L_j$ [m]	0	3	6	
		$p_j^*$ [kN/m]	$0,589 \cdot p$	$3,589 \cdot p$	$0,589 \cdot p$	
$A_{VI}$	$3,536 \cdot p$	$L_j$ [m]	0	0,6625	5,3375	6
		$p_j^*$ [kN/m]	0	$0,662 \cdot p$	$0,662 \cdot p$	0
$A_{VII}$	$9,000 \cdot p$	$L_j$ [m]	0	3	6	
		$p_j^*$ [kN/m]	0	$3 \cdot p$	0	

$L_j$  v zgornji preglednici označuje položaj na gredi (merjeno od začetka grede),  $p_j^*$  pa intenziteto linijske obtežbe na tistem mestu.

V kleti je na obodu objekta postavljena kletna stena, torej tam ploskovna obtežba odpade na to steno, ne pa na grede. Vplivne površine kletne stene so na sliki 23 levo označene z oznakami IV, VI in VII (na obodu). Vsota vseh teh površin je za posamezno etažo pod terenom enaka  $156,536 \text{ m}^2$ . To površino smo pomnožili s ploskovno obtežbo  $p$  in dobljeno silo enakomerno razmazali po vozliščnih elementih

lupinasto modelirane kletne stene. Lahko bi tudi za vsako vozlišče določali pripadajočo obtežbo, a zaradi velikega števila vozlišč in relativno majhnega vpliva na rezultate tega nismo storili.

### Stene W3, W4 in N1 – točkovna obtežba

Na stene W3, W4 in N1 deluje koncentrirana obtežba, ki je produkt ploskovne obtežbe in pripadajoče vplivne površine stene. Velikost obtežbe je prikazana v preglednici 15:

Preglednica 15: Izračun koncentrirane obtežbe, ki deluje na stene W3, W4 in N1

Stena	Vplivna površina $A_i$ [m <sup>2</sup> ]	Koncentrirana obtežba $F_i$ [kN]
W3	$A_{VIII} = 16,918$	$p \cdot 16,918 \text{ m}^2$
W4	$A_{VIII} = 16,918$	$p \cdot 16,918 \text{ m}^2$
N1	$A_{IX} = 25,420$	$p \cdot 25,420 \text{ m}^2$

### Kletna obodna stena – točkovna obtežba

Lastno težo kletne obodne stene  $G_{ks}$ , ki smo jo v poglavju 4.1.1 posebej izračunali za obe etaži pod nivojem terena, smo podali kot točkovno silo v vseh vozliščih lupinasto modelirane kletne stene, na nivojih 0 in -1. Točkovna sila, ki deluje v vsakem vozlišču je izračunana kot sila  $G_{ks}$  deljeno s številom vozlišč. Ker se teža kletne stene, ki je na obodu, ne prenaša po plošči ali pa po gredah, je bilo to bolj smiselno, kot če bi težo stene razmazali po plošči oz. po gredah. Dejansko bi morali to storiti tudi pri vseh stebrih in ostalih stenah, a je tam teža teh elementov v primerjavi s celotno obtežbo dosti manjša, kot v primeru kletne stene.

### 5.4.2 Potresna obtežba

Potresni vpliv smo v programu podali s projektnim spektrom pospeškov po EC8, ki je predstavljen v poglavju 4.2.1. Potresni vpliv smo definirali za X smer vzburjanja ( $E_{EdX}$ ) in Y smer vzburjanja ( $E_{EdY}$ ) posebej. V programu smo določili, da se posamezne nihajne oblike kombinirajo po CQC pravilu.

### 5.5 Podajanje mase

Maso smo podali točkovno na nivoju vsake medetažne konstrukcije nad in pod nivojem terena, in sicer v geometrijskem središču, ki je označeno na slikah 11 in 12 (zaradi različnih tlorisov nad in pod nivojem terena, geometrijska središča ne sovpadajo). Za vsako medetažno konstrukcijo smo podali masi  $m_X = m_Y$  za obe translatorsni smeri in masni vztrajnostni moment  $m_\phi$ . Velikost mas za vsako etažo je izračunana v poglavju 4.4 in zbrana v preglednici 10.

## 6 LINEARNO - ELASTIČNA ANALIZA

### 6.1 Analiza lastnega nihanja

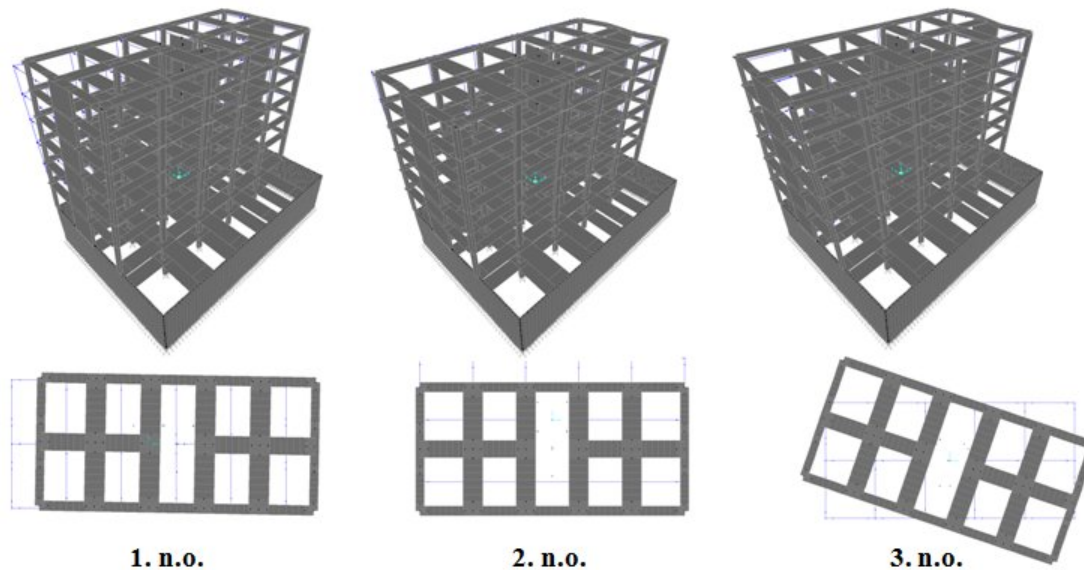
V preglednici 16 so zbrani rezultati analize lastnega nihanja prostorskega modela konstrukcije v programu SAP2000. Vidimo lahko, da je prva nihajna oblika translatorska v X smeri, druga je translatorska v Y smeri, tretja pa je torzijska.

Preglednica 16: Nihajni časi in efektivne mase konstrukcije

Nih. oblika	$T$ [s]	$M_{\text{eff,Ux}}$	$\sum M_{\text{eff,Ux}}$	$M_{\text{eff,Uy}}$	$\sum M_{\text{eff,Uy}}$	$M_{\text{eff,Rz}}$	$\sum M_{\text{eff,Rz}}$
1	<b>0,928</b>	<b>0,511</b>	0,511	0,000	0,000	0,002	0,002
2	<b>0,692</b>	0,000	0,511	<b>0,489</b>	0,489	0,000	0,002
3	<b>0,526</b>	0,002	0,512	0,000	0,489	<b>0,429</b>	0,430
4	0,224	0,099	0,611	0,000	0,489	0,001	0,431
5	0,151	0,000	0,611	0,130	0,619	0,000	0,431
6	0,123	0,002	0,613	0,000	0,619	0,101	0,531
7	0,101	0,025	0,638	0,000	0,619	0,001	0,532
8	0,063	0,000	0,638	0,058	0,677	0,000	0,532
9	0,063	0,009	0,647	0,000	0,677	0,000	0,532
10	0,053	0,000	0,647	0,000	0,677	0,034	0,566
11	0,047	0,003	0,651	0,000	0,677	0,000	0,566
12	0,040	0,001	0,652	0,000	0,677	0,000	0,566
13	0,038	0,000	0,652	0,087	0,764	0,000	0,566
14	0,032	0,001	0,653	0,000	0,764	0,017	0,584
15	0,031	0,000	0,653	0,198	0,962	0,000	0,584
16	0,027	0,326	0,979	0,000	0,962	0,038	0,622
17	0,026	0,000	0,979	0,015	0,977	0,000	0,622
18	0,023	0,000	0,979	0,000	0,977	0,008	0,630
19	0,022	0,000	0,979	0,001	0,978	0,000	0,630
20	0,020	0,000	0,979	0,000	0,978	0,006	0,637
21	0,017	0,000	0,979	0,000	0,978	0,341	0,977
22	0,013	0,000	0,979	0,022	1,000	0,000	0,977
23	0,011	0,021	1,000	0,000	1,000	0,003	0,980
24	0,007	0,000	1,000	0,000	1,000	0,020	1,000

Naš model ima zaradi predpostavke o togih ploščah in koncentriranih masah  $8 \times 3 = 24$  nihajnih oblik. Iz preglednice 16 lahko razberemo, da moramo pri analizi upoštevati vsaj prvih 21 nihajnih oblik, da bi zajeli vse nihajne oblike z efektivno maso večjo od 5 % in da bi vsota efektivnih mas dosegla 90 %. Upoštevali smo vseh 24 nihajnih oblik!

Prve tri nihajne oblike so prikazane na sliki 25:



Slika 25: Prve tri nihajne oblike

## 6.2 Metoda z vodoravnimi silami

Metoda z vodoravnimi silami je ena od metod, ki jih lahko uporabimo za analizo, saj naša konstrukcija izpolnjuje pogoje, ki smo jih definirali v poglavju 2.2.1. Pri analizi smo to metodo uporabili zaradi kontrole rezultatov modalne analize in zaradi potrebe po določanju potresnih sil, s katerimi smo posredno zajeli vpliv slučajne ekscentričnosti (poglavje 4.5).

Naša konstrukcija je pravilna po višini in po tlorisu. Nihajna časa za obe smeri, ki smo ju dobili z modalno analizo znašata  $T_{1,x} = 0,93$  s in  $T_{1,y} = 0,69$  s (poglavje 6.3), kar je manj od  $4 \cdot T_C$  oz. 2,0 s. S tem so izpolnjene vse zahteve iz standarda za uporabo metode z vodoravnimi silami za ločena ravninska modela.

Za izračun osnovnega nihajnega časa smo uporabili Rayleighovo metodo, pri čemer smo za deformacijsko linijo izbrali obliko obrnjene trikotnika, kjer je največji pomik na vrhu konstrukcije. Zaradi vkopanosti kleti in velike togosti kletnih obodnih sten in posledično omejenega vpliva potresnih sil v kleti, smo metodo z vodoravnimi silami uporabili le za del konstrukcije nad nivojem terena. To pomeni, da smo predpostavili, da so pomiki na nivoju terena enaki 0. Pomike smo izračunali s pomočjo prostorskega modela, ki smo ga predstavili v poglavju 5.

Preglednica 17: Izračun potresnih sil po metodi z vodoravnimi silami

Nivo j	$z_j$ [m]	$m_j$ [t]	$\Phi_j$	$f_j = 1900 \cdot \Phi_j$ [kN]	$u_{x,j}$ [m]	$m_j \cdot u_{x,j}^2$	$f_j \cdot u_{x,j}$	$F_{x,i}$ [kN]	$u_{y,j}$ [m]	$m_j \cdot u_{y,j}^2$	$f_j \cdot u_{y,j}$	$F_{y,i}$ [kN]
6	19	376	1,00	1900	0,107	4,289	202,92	<b>707</b>	0,062	1,445	117,80	<b>945</b>
5	16	400	0,84	1600	0,091	3,283	144,96	<b>633</b>	0,051	1,036	81,44	<b>847</b>
4	13	400	0,68	1300	0,073	2,126	94,77	<b>515</b>	0,040	0,624	51,35	<b>688</b>
3	10	400	0,53	1000	0,054	1,171	54,10	<b>396</b>	0,028	0,314	28,00	<b>529</b>
2	7	400	0,37	700	0,035	0,501	24,78	<b>277</b>	0,017	0,117	11,97	<b>370</b>
1	4	412	0,21	400	0,018	0,133	7,20	<b>163</b>	0,008	0,026	3,16	<b>218</b>
					$\Sigma$	11,503	528,73	<b>2691</b>		3,562	293,72	<b>3597</b>

Iz četrtega stolpca preglednice 17 lahko vidimo, da je predpostavljena deformacijska oblika trikotna, saj  $\Phi_j$  predstavljajo komponente vektorja predpostavljenih pomikov, ki se od vrha navzdol manjšajo. Sile  $f_j$ , s katerimi smo v centru mas obremenili konstrukcijo na j-tem nivoju so produkt izbrane sile 1900 kN in komponente  $\Phi_j$ .  $u_{x,j}$  in  $u_{y,j}$  so pomiki v centru mas v j-ti etaži zaradi statične horizontalne obtežbe  $f_j$ , ki smo jih dobili s programom SAP2000.

Po enačbi 2.32 smo za vsako smer vzbujanja posebej dobili osnovna nihajna časa, ki znašata  $T_x = 0,93$  s in  $T_y = 0,69$  s za X in Y smer. Nihajna časa se skoraj popolnoma ujemata s prvima nihajnjima časoma modalne analize, kar potrjuje pravilnost računa.

Vrednosti v projektnem spektru pospeškov ( $q = 3,0$ ) znašata  $S_d(T_{1,x} = 0,93 \text{ s}) = 0,135g$  in  $S_d(T_{1,y} = 0,69 \text{ s}) = 0,181g$ . Celotno potresno silo smo izračunali z enačbo 2.31 in ob upoštevanju dejstva, da je  $\lambda = 0,85$  (6 etaž nad kletjo  $> 2$  in  $T_1 < 2 T_C$ ) in da znaša masa konstrukcije nad nivojem terena 2388 ton. Vrednosti celotnih potresnih sil za X in Y smer tako znašata  $F_{b,x} = 2691$  kN in  $F_{b,y} = 3597$  kN, kar predstavlja delež 11,5 % in 15,4 % glede na celotno težo konstrukcije nad nivojem terena, ki je enaka 23426 kN ( $g \cdot 2388$  ton).

V preglednici 17 so zbrane tudi potresne vodoravne sile  $F_x$  in  $F_y$  za vsako etažo, ki smo jih izračunali po enačbi 2.33 in smo jih uporabili pri določanju vpliva naključne torzije (poglavje 4.5).

## 6.3 Modalna analiza s spektri odziva

### 6.3.1 Etažne prečne sile

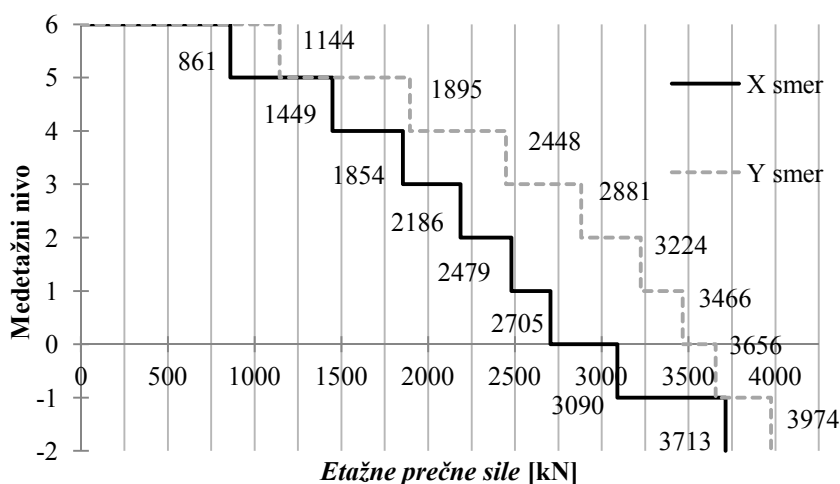
Etažne prečne sile smo določili v potresnem projektnem stanju, a brez upoštevanja vertikalne obtežbe  $G + 0,3 Q$ . Za prečne sile v X smeri smo tako upoštevali kombinacijo  $E_{Edx} "+" 0,3 E_{Edy} "+" \text{env}\{M_t\}$ , v Y smeri pa kombinacijo  $0,3 E_{Edx} "+" E_{Edy} "+" \text{env}\{M_t\}$ . Prečne sile smo lahko določili tudi pod nivojem terena, saj smo podali maso v masnem središču tudi na kletnih medetažnih nivojih.

Preglednica 18: Etažne prečne sile zaradi  $E_{Edx}$  in  $E_{Edy}$ 

Etaža	$F(E_{Edx})$ [kN]	$F(E_{Edy})$ [kN]
5	861	1144
4	1449	1895
3	1854	2448
2	2186	2881
1	2479	3224
0	<b>2705</b>	<b>3466</b>
-1	3090	3656
-2	<b>3713</b>	<b>3974</b>

Vidimo lahko, da sta vrednosti prečnih sil v pritlični etaži (etaža 0) enaki 2705 kN in 3466 kN v X in Y smeri. Glede na težo konstrukcije nad nivojem terena, ki znaša 23426 kN predstavlja prečna sila v X smeri delež 11,5 % in prečna sila v Y smeri delež 14,8 %. Pri metodi z vodoravnimi silami smo dobili vrednosti 2691 kN in 3597 kN, kar predstavlja minimalno odstopanje v X smeri in malo večje, a še vedno zadovoljivo odstopanje v Y smeri.

V kletni etaži -2 dosežeta vrednosti prečnih sil 3713 kN v X smeri in 3974 kN v Y smeri. Prečni sili v kleti predstavljata delež 10,1 % in 10,8 % glede na vrednost teže celotne konstrukcije, ki znaša 36945 kN ( $g \cdot 3766$  ton).

Slika 26: Vrednosti etažnih prečnih sil v odvisnosti od  $E_{Edx}$  in  $E_{Edy}$ 

Da bi se prepričali, ali so prečne sile primerno velike, smo naredili še kratko kontrolo velikosti prečnih sil, in sicer ob vpetju v togo klet:

$$F_{b,\min,x} = m_{\text{eff},1,x} \cdot S_d(T_{1,x} = 0,93 \text{ s}) = 0,511 \cdot 2388 \text{ t} \cdot 0,135g = 1616 \text{ kN} \quad (6.1)$$

$$F_{b,\max,x} = \sum m \cdot S_d(T_{1,x} = 0,93 \text{ s}) = 2388 \text{ t} \cdot 0,135g = 3163 \text{ kN} \quad (6.2)$$

$$F_{b,\min,x} \leq F_{b,x} = 2705 \text{ kN} \leq F_{b,\max,x} \quad (6.3)$$

$$F_{b,\min,y} = m_{\text{eff},1,y} \cdot S_d(T_{1,y} = 0,69 \text{ s}) = 0,489 \cdot 2388 \text{ t} \cdot 0,181g = 2073 \text{ kN} \quad (6.4)$$

$$F_{b,\max,y} = \sum m \cdot S_d(T_{1,y} = 0,69 \text{ s}) = 2388 \text{ t} \cdot 0,181g = 4240 \text{ kN} \quad (6.5)$$

$$F_{b,\min,y} \leq F_{b,y} = 3466 \text{ kN} \leq F_{b,\max,y} \quad (6.6)$$

Vrednosti prečnih sil v X in v Y sta znotraj intervala, ki ga omejujeta minimalna in maksimalna vrednost prečne sile. Tudi v kleti na nivoju -2 je ta pogoj izpolnjen!

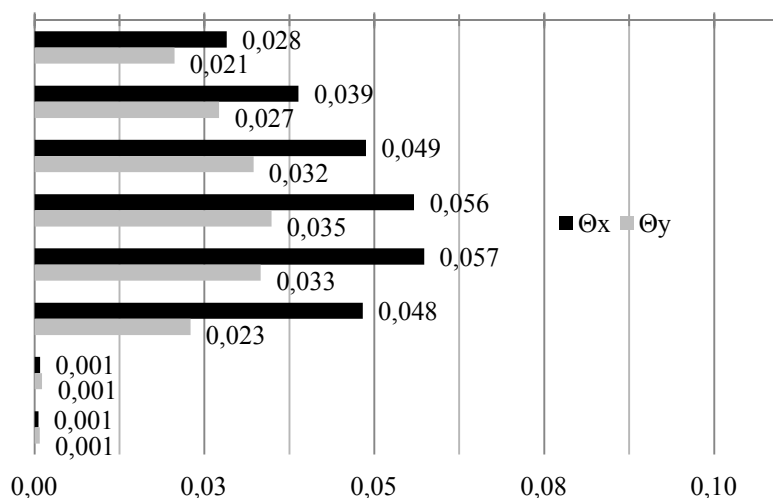
### 6.3.2 Vpliv teorije drugega reda

Vpliv teorije drugega reda smo preverili s pomočjo enačbe 2.41, pri čemer smo pri  $P_{\text{tot}}$  upoštevali celotno vertikalno obtežbo v etaži in nad njo ( $G + 0,3 Q$ ), pri  $V_{\text{tot}}$  pa potresno silo v etaži, ki smo jo za vsako etažo izračunali v poglavju 6.2.2. Relativne pomike  $d_r$  smo izračunali v točki A6, ki leži na presečišču osi A in 6 (na vogalu objekta, kjer so največji pomiki), in sicer v potresnem projektne stanju z upoštevanjem slučajne ekscentričnosti.

Preglednica 19: Vpliv teorije drugega reda

Nivo	$P_{\text{tot}}$ [kN]	$h$ [cm]	$V_{\text{tot}}$ [kN]		$d_r$ [cm]		$\theta$	
			Smer X	Smer Y	Smer X	Smer Y	Smer X	Smer Y
6	3683	300	861	1144	1,98	1,92	<b>0,028</b>	<b>0,021</b>
5	7728	300	1449	1895	2,18	2,00	<b>0,039</b>	<b>0,027</b>
4	11773	300	1854	2448	2,30	2,01	<b>0,049</b>	<b>0,032</b>
3	15817	300	2186	2881	2,32	1,91	<b>0,056</b>	<b>0,035</b>
2	19862	300	2479	3224	2,15	1,62	<b>0,057</b>	<b>0,033</b>
1	24028	400	2705	3466	2,18	1,32	<b>0,048</b>	<b>0,023</b>
0	30537	300	3090	3656	0,02	0,04	<b>0,001</b>	<b>0,001</b>
-1	39292	300	3713	3974	0,02	0,02	<b>0,001</b>	<b>0,001</b>

Vidimo lahko, da koeficient občutljivosti  $\theta$  nikjer ne presega vrednosti 0,1, zato vpliva teorije drugega reda ni potrebno upoštevati. Vpliv TDR je še posebno majhen v klet, kjer so relativni etažni pomiki minimalni zaradi toge kletne obodne stene.



Slika 27: Občutljivost na etažne pomike

### 6.3.3 Mejno stanje uporabnosti – kontrola etažnih pomikov

Kontrolo etažnih pomikov konstrukcije smo izvedli za točko A6. Pomike v X smeri smo določili upoštevajoč kombinacijo  $E_{Edx}$  "+"  $0,3 E_{Edy}$  "+"  $env\{M_i\}$ , v Y smeri pa upoštevajoč kombinacijo  $0,3 E_{Edx}$  "+"  $E_{Edy}$  "+"  $env\{M_i\}$ , torej smo upoštevali potresno projektno stanje, a brez vpliva vertikalne obtežbe. Za kontrolo smo uporabili enačbo 2.43, pri čemer smo dejanske relativne etažne pomike izračunali po enačbah 2.44 in 2.45.

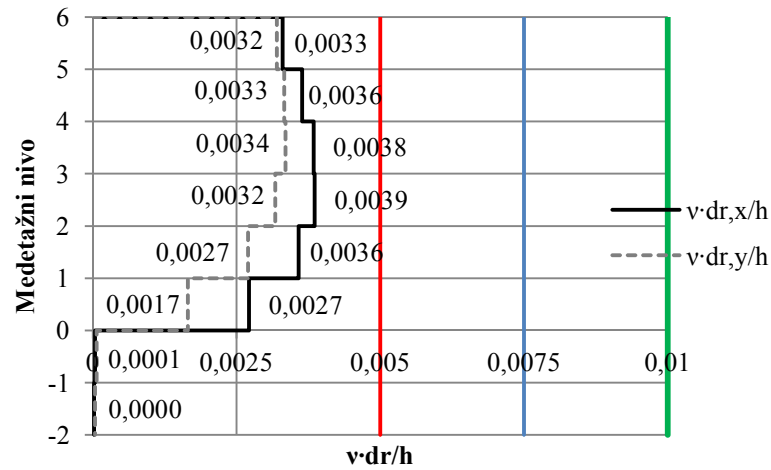
Preglednica 20: Kontrola etažnih pomikov

Nivo	$h$ [m]	$v$	$d_{s,x} = d_{e,x} \cdot q$ [cm]	$d_{r,x}$ [cm]	$d_{s,y} = d_{e,y} \cdot q$ [cm]	$d_{r,y}$ [cm]	$v \cdot d_{r,x} / h$	$v \cdot d_{r,y} / h$
6	3	0,5	13,15	1,98	10,84	1,92	<b>0,0033</b>	<b>0,0032</b>
5	3	0,5	11,17	2,18	8,92	2,00	<b>0,0036</b>	<b>0,0033</b>
4	3	0,5	8,98	2,30	6,92	2,01	<b>0,0038</b>	<b>0,0034</b>
3	3	0,5	6,68	2,32	4,91	1,91	<b>0,0039</b>	<b>0,0032</b>
2	3	0,5	4,36	2,15	3,01	1,62	<b>0,0036</b>	<b>0,0027</b>
1	4	0,5	2,22	2,18	1,39	1,32	<b>0,0027</b>	<b>0,0017</b>
0	3	0,5	0,04	0,02	0,06	0,04	<b>0,0000</b>	<b>0,0001</b>
-1	3	0,5	0,02	0,02	0,02	0,02	<b>0,0000</b>	<b>0,0000</b>

Da bi bila kontrola pomikov uspešna, mora biti zadoščeno pogoju  $v \cdot d_{r,i} / h \leq \alpha$ . V našem primeru je pogoju zadoščeno za vse tri primere pritrjevanja in vrste nekonstrukcijskih elementov, saj je vrednost  $v \cdot d_{r,i} / h$  v obeh smereh manjša od  $\alpha = 0,005$  oz.  $0,0075$ , in  $0,01$  (Slika 28). Za redukcijski faktor  $v$  smo vzeli vrednost  $0,5$ , saj gre v našem primeru za objekt, ki spada v II. kategorijo pomembnosti.



Tako kot pri kontroli vpliva TDR, se tudi pri kontroli etažnih pomikov izkaže, da so v kleti le ti minimalni, zaradi česar lahko sklepamo, da je potresni vpliv v obeh kletnih etažah relativno majhen, kar je posledica zelo toge stene na obodu kleti.



Slika 28: Kontrola etažnih pomikov v obeh smereh

## 7 DIMENZIONIRANJE PO EC2

Za dimenzioniranje po standardu EC2 je bil za grede in stebre uporabljen program SAP2000 verzija 14. Izbrali smo dimenzioniranje po EC2-2004, izmed dveh verzij EC2, ki sta na voljo v programu (druga je EC2-1992). Upogibno armaturo sten smo določili s programom DIAS.

Obtežne kombinacije, ki smo jih upoštevali pri dimenzioniranju, so:

$$K1: G_k + 0,3 Q_k + E_{EdX} + 0,3 E_{EdY} + \text{env}\{M_t\}$$

$$K2: G_k + 0,3 Q_k + 0,3 E_{EdX} + E_{EdY} + \text{env}\{M_t\}$$

$$K3: 1,35 G_k + 1,5 Q_k$$

Dimenzioniranje konstrukcije po standardu EC2 v našem primeru pomeni, da smo grede, stebre in stene dimenzionirali le na največje obremenitve zaradi kombinacij K1, K2 in K3, brez upoštevanja obremenitev, ki jih dobimo s postopkom načrtovanja nosilnosti. Pri izbiri armature smo se držali le zahtev standarda EC2 (minimalna in maksimalna armatura, medsebojna oddaljenost stremen, itd.) in nismo upoštevali zahtev za zagotovitev lokalne duktilnosti, ki jih določa standard EC8.

Glede na to, da imamo poleg stalnega in začesnega projektnega stanja (kombinacija K3) opravka tudi s potresnim projektnim stanjem (kombinaciji K1 in K2), bi bilo napačno, če bi pri dimenzioniranju gred po EC2 upoštevali sodelujoče širine kar iz tega standarda, saj le te ustrezajo vertikalni obtežbi, ne pa tudi potresnemu vplivu. Zato smo pri dimenzioniranju gred upoštevali sodelujoče širine iz EC8.

### 7.1 Dimenzioniranje gred

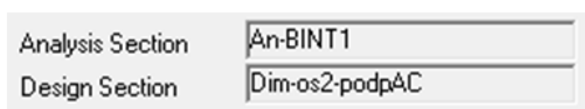
Grede v objektu smo dimenzionirali glede na pozicijo oz. po posameznih okvirih. Okviri so poimenovani glede na os nosilne konstrukcije, vzdolž katere so postavljeni, npr. okvir v osi A.

Zaradi nezveznosti v konstrukciji, ki jo povzroča zelo toga kletna obodna stena, je potresni vpliv v kletnih etažah omejen (tam prevladuje vpliv vertikalne obtežbe - kombinacija K3), zato smo posebej obravnavali grede v kletnih etažah (medetažna nivoja -1 in 0) in grede v etažah nad kletjo (medetažni nivoji 1 do 6).

Ker se obremenitve po višini bistveno ne spreminjajo, smo na vseh medetažnih nivojih uporabili enak tip armature, določen z upoštevanjem ekstremnih obremenitev.

Vzdolžno in prečno armaturo smo določili le za prereze ob podporah oz. v t.i. kritičnih območjih (po EC8), ki so bistveni za primerjavo dimenzioniranja z in brez upoštevanja postopka načrtovanja nosilnosti.

Pri analizi konstrukcije smo pri izračunu sodelujočih širin vseh gred upoštevali, da je  $l_0 = 0,7 \cdot l$  vzdolž celotne dolžine grede (poglavje 5.3.2). Pri dimenzioniranju gred, ki je prikazano v tem poglavju, pa smo ob podporah upoštevali sodelujoče širine izračunane po EC8. V programu smo si pri dimenzioniranju pomagali s funkcijo *Override*. S to funkcijo lahko po končani analizi konstrukcije določimo nove prečne prereze, katere bo program zdimenzioniral upoštevajoč rezultate (obremenitve) iz analize, ki je bila opravljena s prvotnimi prečnimi prerezi elementov. Prečni prerezi uporabljeni za analizo se torej razlikujejo od prečnih prerezov za dimenzioniranje (Slika 29).



Slika 29: Izsek iz programa – različna prečna prereza za analizo in dimenzioniranje grede

Grede na obodu, katerih prečni prerez je L-oblike, smo v programu dimenzionirali kot T-prereze, s čimer smo naredili zanemarljivo napako pri potrebni vzdolžni in prečni armaturi.

### Vzdolžna armatura

Če odmislimo sodelujočo širino plošč, imajo vse grede v našem objektu enak prečni prerez  $h/b = 0,5/0,25$  m. Minimalno armaturo smo izračunali po enačbi 2.76, pri čemer statična višina  $d$  znaša 45 cm za zgornjo in spodnjo armaturo. Zahtevana minimalna ( $\rho_{\min}$ ) in maksimalna stopnja armiranja ( $\rho_{\max}$ ) sta enaki:

$$\rho_{\min} = 0,26 f_{ctm} / f_{yk} = 0,26 \cdot 2,6 \text{ MPa} / 500 \text{ MPa} = 0,00135 = 0,135 \% \quad (7.1)$$

$$A_{s,\min} = \rho_{\min} \cdot b_t \cdot d = 0,00135 \cdot 25 \text{ cm} \cdot 45 \text{ cm} = 1,52 \text{ cm}^2 \quad (7.2)$$

$$\rho_{\max} = 0,04 = 4 \% \quad (7.3)$$

Vse grede v objektu so na spodnjem robu armirane s palicami premera  $\Phi 16$  mm, na zgornjem robu pa s palicami  $\Phi 16$  mm in mrežo Q335 na sodelujoči širini pasnice.

### Prečna armatura

Prečno armaturo predstavljajo le dvostržna vertikalna stremena ( $\alpha = 90^\circ$ ) premera  $\Phi 8$  mm. Minimalno stopnjo armiranja  $\rho_{w,\min}$  smo izračunali po enačbi 2.78, največji dovoljeni razmak med stremeni  $s_{1,\max}$  pa po enačbi 2.79:

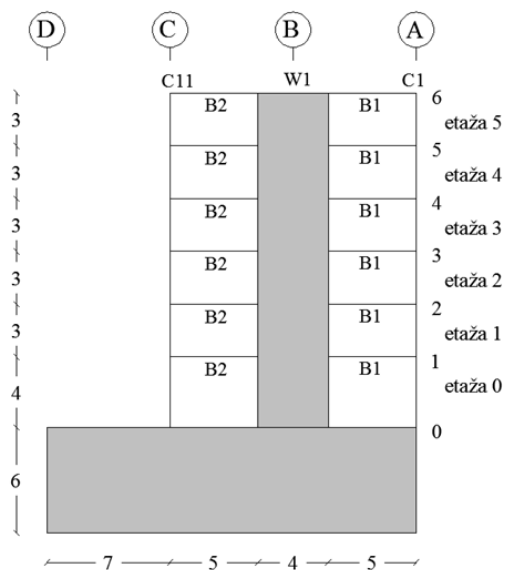
$$\rho_{w,\min} = 0,08 \sqrt{f_{ck}} / f_{yk} = 0,08 \cdot \sqrt{25 \text{ MPa}} / 500 \text{ MPa} = 0,0008 = 0,08 \% \quad (7.4)$$

$$s_{1,\max} = 0,75d (1 + \cot\alpha) = 0,75 \cdot 45 \text{ cm} \cdot (1 + 0) = 33,75 \text{ cm} \quad (7.5)$$

### 7.1.1 Dimenzioniranje gred okvira v osi 1

#### Geometrija okvira v osi 1

Geometrija okvira v osi 1 je prikazana na sliki 30. Okvir je postavljen v globalni Y smeri, njegova X-koordinata pa znaša -15,0 m. Okvir sestavljajo grede dimenzij  $b/h = 25/50$  cm, stebra C1 in C11 dimenzij  $b/h = 30/70$  cm in stena W1 dimenzij  $b/l = 30/400$  cm. Stena in oba stebra imajo daljšo stranico usmerjeno v smeri okvira v osi 1.



Slika 30: Geometrija okvira v osi 1

Pozicija gred B1 in B2 je razvidna z zgornje slike. Okvir v osi 6 je simetričen okviru v osi 1, njegova X-koordinata pa znaša +15,0 m. Zaradi simetrije sta enako obremenjena.

#### Vzdolžna armatura

Na sliki 31 je prikazana potrebna količina vzdolžne armature  $A_{sl,potr}$  [cm<sup>2</sup>], ki jo je določil program SAP2000 za najbolj obremenjene prereze v gredah B1 in B2 v različnih etažah. Te količine smo uporabili za dimenzioniranje gred na vseh medetažnih nivojih. Poleg količine armature je s svetlejšo barvo pripisan še medetažni nivo, kjer se pojavlja potreba po tej armaturi in obtežna kombinacija, ki zahteva toliko armature.

Ⓒ	B2	Ⓑ	B1	Ⓐ
	5, K2		4, K2	
	15,26		17,36	
	9,65		8,90	
	5, K2		4, K2	
	4, K2		5, K2	
	17,18		15,12	
	9,97		9,83	
	4, K2		5, K2	

Slika 31: Največja potrebna vzdolžna armatura v gredah B1 in B2

Pri izračunu potrebne vzdolžne armature v programu smo ob podporah upoštevali sledeče sodelujoče širine:

$$b_{\text{eff,A}} = b_{\text{eff,B}} = b_{\text{eff,C}} = h_c + 2 \cdot h_f = 0,3 \text{ m} + 2 \cdot 0,18 \text{ m} = 0,66 \text{ m} \quad (7.6)$$

Gredi ob podporah A in C sta gredi ob zunanjem stebru z gredo prečno v eni smeri, zato je tam širini stebra  $h_c$  potrebno prišteti še dvakratno debelino plošče  $h_f$ . Greda ob podpori B je greda ob notranjem stebru, pri čemer smo vzeli, da v nobeni prečni smeri ni grede, zato je sodelujoča širina enaka kot pri podporah A in C. Dejansko je ob podpori B tudi greda v prečni smeri (v okviru B), a je od naše obravnavane grede zelo oddaljena (zaradi stene).

Ob podpori A smo zgoraj izbrali 7 palic  $\Phi 16$  mm in mrežo Q335 na sodelujoči širini 66 cm.

$$A_s = 7 \cdot 1,6^2 \text{ cm}^2 \cdot \pi/4 + 0,66 \text{ m} \cdot 3,35 \text{ cm}^2/\text{m} = 16,28 \text{ cm}^2 \quad (7.7)$$

$$\rho = A_s/b_t d = 16,28 \text{ cm}^2/1125 \text{ cm}^2 = 1,45 \% > \rho_{\text{min}} \quad (7.8)$$

Spodaj smo izbrali 5 palic  $\Phi 16$  mm.

$$A_s' = 5 \cdot 1,6^2 \text{ cm}^2 \cdot \pi/4 = 10,05 \text{ cm}^2 \quad (7.9)$$

$$\rho' = A_s'/b_t d = 10,05 \text{ cm}^2/1125 \text{ cm}^2 = 0,89 \% > \rho_{\text{min}} \quad (7.10)$$

Podobno smo dimenzionirali tudi druge prereze. Rezultati dimenzioniranja gred B1 in B2 so zbrani v preglednici 21. Pri zgornji vzdolžni armaturi je poleg palic upoštevana tudi mreža Q335 ( $A_{sl} = 3,35 \text{ cm}^2/\text{m}$ ) na sodelujoči širini, ki je za posamezen prerez napisana v tretjem stolpcu preglednice.

Preglednica 21: Izbrana vzdolžna armatura v gredah B1 in B2 po EC2

Greda	Prerez	Zgoraj				Spodaj		
		$b_{\text{eff}}$ [m]	Izbrano	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$\rho$ [%]	Izbrano	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$\rho'$ [%]
B1	Podpora A	0,66	<b>7<math>\Phi</math>16+Q335</b>	16,28	1,44	<b>5<math>\Phi</math>16</b>	10,05	0,89
	Podpora B	0,66	<b>8<math>\Phi</math>16+Q335</b>	18,29	1,63	<b>5<math>\Phi</math>16</b>	10,05	0,89
B2	Podpora B	0,66	<b>8<math>\Phi</math>16+Q335</b>	18,29	1,63	<b>5<math>\Phi</math>16</b>	10,05	0,89
	Podpora C	0,66	<b>7<math>\Phi</math>16+Q335</b>	16,28	1,44	<b>5<math>\Phi</math>16</b>	10,05	0,89

### Prečna armatura

V preglednici 22 je prikazana potrebna količina prečne armature  $A_{\text{sw,potr}}$  [cm<sup>2</sup>/m] v kritičnih območjih gred B2 in B1, torej ob podporah. Največjo potrebno prečno armaturo je samodejno določil program SAP2000, upoštevajoč najbolj neugodno izmed obtežnih kombinacij K1, K2 in K3.

Preglednica 22:  $A_{sw,potr}$  [cm<sup>2</sup>/m] v gredah B1 in B2 po EC2

Nivo	B2		B1	
	Podpora C	Podpora B	Podpora B	Podpora A
6	5,8	7,6	7,7	5,8
5	6,8	8,5	8,6	6,8
4	<b>6,8</b>	<b>8,6</b>	<b>8,6</b>	<b>6,8</b>
3	6,7	8,5	8,5	6,7
2	6,3	8,0	8,0	6,3
1	5,2	7,0	7,0	5,2

Z odebeljenim tiskom so označene ekstremne vrednosti, ki smo jih uporabili za dimenzioniranje gred B2 in B1 na vseh medetažnih nivojih.

Program SAP2000 določi strižno nosilnost betona brez armature  $V_{Rd,c}$  na podlagi potrebne vzdolžne armature, ki se razlikuje po etažah. Te vrednosti nam ne koristijo, saj potrebna vzdolžna armatura ni enaka dejanski oz. izbrani armaturi. Zato smo  $V_{Rd,c}$  sami izračunali, upoštevajoč izbrano vzdolžno armaturo iz preglednice 21 in osno silo  $N_{Ed} = 0$  kN. Mejno vrednost  $A_{sw,mejno}$  smo izračunali tako, da smo v enačbi 2.82 namesto  $V_{Rd,s}$  upoštevali  $V_{Rd,c}$ . Če je potrebna armatura iz programa večja od  $A_{sw,mejno}$ , potem je  $V_{Ed} > V_{Rd,c}$  in je računski prečna armatura potrebna, drugače pa ne. Izračun  $V_{Rd,c}$  in  $A_{sw,mejno}$  je zbran v preglednici:

Preglednica 23: Izračun  $V_{Rd,c}$  ob podporah gred B1 in B2 po EC2

Greda	B2		B1	
	Podpora C	Podpora B	Podpora B	Podpora A
$C_{Rdc}$	0,12	0,12	0,12	0,12
$k$	1,667	1,667	1,667	1,667
$\rho_1$	0,023	0,027	0,027	0,023
$f_{ck}$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	25	25	25	25
$k_1$	0,15	0,15	0,15	0,15
$b_w$ [mm]	250	250	250	250
$d$ [mm]	450	450	450	450
$h$ [mm]	500	500	500	500
$f_{yk}$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	50	50	50	50
$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	16,28	18,29	18,29	16,28
$V_{Rd,c}$ [kN]	74	77	77	74
$A_{sw,mejno}$ [cm <sup>2</sup> /m]	4,2	4,4	4,4	4,2

Vrednosti  $V_{Rd,c}$  in  $A_{sw,mejno}$  sta na vseh medetažnih nivojih enaki, ker smo povsod izbrali enako vzdolžno armaturo (na podlagi obremenitev s slike 31). Na vseh nivojih je  $A_{sw,potr} > A_{sw,mejno}$ , zato je potrebna računski strižna armatura.

Ob podporah A in C gred B1 in B2 smo na vseh medetažnih nivojih izbrali dvostrizna stremena  $\Phi 8/14$  cm ( $A_{s,w} = 7,2$  cm<sup>2</sup>/m  $>$   $A_{sw,potr}$ ). Stopnja strižne armature je enaka:

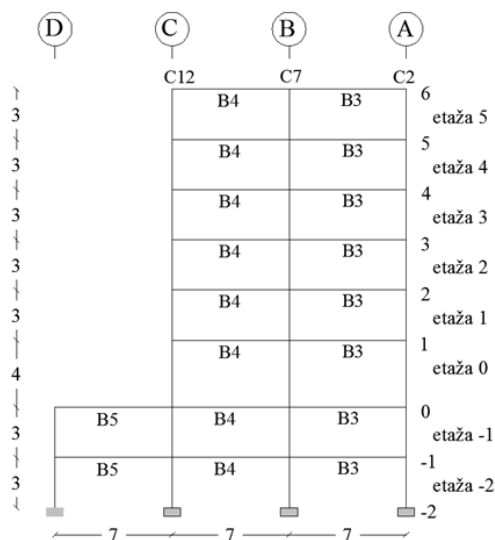
$$\rho_w = A_{sw}/(s \cdot b_w \cdot \sin \alpha) = 1,01 \text{ cm}^2 / (14 \text{ cm} \cdot 25 \text{ cm} \cdot 1) = 0,29 \% > \rho_{w,\min} = 0,08 \% \quad (7.11)$$

Ob podpori B smo v obeh gredah izbrali dvostržna stremena  $\Phi 8/11 \text{ cm}$  ( $A_{s,w} = 9,2 \text{ cm}^2/\text{m}$ ,  $\rho_w = 0,37 \%$ ).

## 7.1.2 Dimenzioniranje gred okvira v osi 2

### Geometrija okvira v osi 2

Geometrija okvira v osi 2 je prikazana na sliki 32. Okvir je postavljen v globalni Y smeri, njegova X-koordinata pa znaša -9,0 m. Okvir sestavljajo grede dimenzij  $b/h = 25/50 \text{ cm}$ , stebra C2 in C12 dimenzij  $b/h = 30/70 \text{ cm}$  (steber C12 ima v kleti dimenzije  $b/h = 40/70 \text{ cm}$ ) in steber C7 dimenzij  $b/h = 50/50 \text{ cm}$ . Stebra C2 in C12 imata v smeri okvira v osi 2 usmerjeno krajšo stranico.



Slika 32: Geometrija okvira v osi 2

Grede v okviru so označene na zgornji sliki. Okvir v osi 5 je simetričen okviru v osi 2, posledično je tudi enako obremenjen. Njegova X-koordinata znaša +9,0 m.

### 7.1.2.1 Grede v medetažnih nivojih 1 do 6

#### Vzdolžna armatura

Na sliki 33 je prikazana potrebna količina vzdolžne armature  $A_{sl,\text{potr}} [\text{cm}^2]$  v gredah B3 in B4 nad terenom (nivoji 1 do 6). Potrebna vzdolžna armatura  $1,50 \text{ cm}^2$  je minimalna armatura, ki jo program določi in se pojavlja v več medetažnih nivojih in pri različnih obtežnih kombinacijah.

C	B4	B	B3	A
5, K2 13,68	1, K3 18,71	1, K3 18,22	5, K2 14,04	
1,50	3,38 1, K3	2,87 1, K3	1,50	

Slika 33: Največja potrebna vzdolžna armatura v gredah B3 in B4 nad terenom

Sodelujoče širine gred ob podporah znašajo:

$$b_{\text{eff,A}} = b_{\text{eff,C}} = h_c + 4 \cdot h_f = 0,7 \text{ m} + 4 \cdot 0,18 \text{ m} = 1,42 \text{ m} \quad (7.12)$$

$$b_{\text{eff,B}} = h_c + 8 \cdot h_f = 0,5 \text{ m} + 8 \cdot 0,18 \text{ m} = 1,94 \text{ m} \quad (7.13)$$

Izbrana vzdolžna armatura je prikazana v preglednici:

Preglednica 24: Izbrana vzdolžna armatura v gredah B3 in B4 nad terenom po EC2

Greda	Prerez	Zgoraj				Spodaj		
		$b_{\text{eff}}$ [m]	Izbrano	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$\rho$ [%]	Izbrano	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$\rho'$ [%]
B3	Podpora A	1,42	<b>5Φ16+Q335</b>	14,81	1,32	<b>2Φ16</b>	4,02	0,36
	Podpora B	1,94	<b>6Φ16+Q335</b>	18,56	1,65	<b>2Φ16</b>	4,02	0,36
B4	Podpora B	1,94	<b>6Φ16+Q335</b>	18,56	1,65	<b>2Φ16</b>	4,02	0,36
	Podpora C	1,42	<b>5Φ16+Q335</b>	14,81	1,32	<b>2Φ16</b>	4,02	0,36

### Prečna armatura

V preglednici 25 je prikazana potrebna količina prečne armature v kritičnih območjih gred B3 in B4:

Preglednica 25:  $A_{\text{sw,potr}}$  [cm<sup>2</sup>/m] v gredah B3 in B4 nad terenom po EC2

Nivo	B4		B3	
	Podpora C	Podpora B	Podpora B	Podpora A
6	8,4	10,7	10,7	8,5
5	<b>9,9</b>	10,9	10,7	<b>10,0</b>
4	9,7	11,0	10,9	9,8
3	9,7	11,0	10,9	9,8
2	9,7	11,0	10,9	9,8
1	9,5	<b>11,7</b>	<b>11,5</b>	9,7

V gredah B3 in B4 smo ob podporah A in C izbrali dvostrizna stremena  $\Phi 8/10$  cm ( $\rho_w = 0,4$  %,  $A_{s,w} = 10,1$  cm<sup>2</sup>/m), ob podpori B pa dvostrizna stremena  $\Phi 8/8$  cm ( $\rho_w = 0,51$  %,  $A_{s,w} = 12,6$  cm<sup>2</sup>/m).

#### 7.1.2.2 Grede v medetažnih nivojih -1 in 0

##### Vzdolžna armatura

Na sliki 34 je prikazana potrebna količina vzdolžne armature  $A_{s1,potr}$  [cm<sup>2</sup>], ki jo je določil program SAP2000 za najbolj obremenjene prereze v gredah B3, B4 in B5 v kleti (nivoja -1 in 0).



ⓓ	B5	ⓒ	B4	ⓑ	B3	Ⓐ
-1, K3	0, K3	0, K3	-1, K3	-1, K3	-1, K3	
11,65	15,75	16,32	14,06	14,99	12,06	
1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	

Slika 34: Največja potrebna vzdolžna armatura v gredah B3, B4 in B5 v kleti

Sodelujoče širine gred ob podporah znašajo:

$$b_{\text{eff,A}} = b_{\text{eff,D}} = h_c + 8 \cdot h_f = 0,7 \text{ m} + 4 \cdot 0,18 \text{ m} = 1,42 \text{ m} \quad (7.14)$$

$$b_{\text{eff,B}} = h_c + 8 \cdot h_f = 0,5 \text{ m} + 8 \cdot 0,18 \text{ m} = 1,94 \text{ m} \quad (7.15)$$

$$b_{\text{eff,C}} = h_c + 8 \cdot h_f = 0,7 \text{ m} + 8 \cdot 0,18 \text{ m} = 2,14 \text{ m} \quad (7.16)$$

Ob podporah A in D je greda vpeta v kletno steno. Tam smo privzeli kar enako sodelujočo širino kot ob podpori A nad nivojem terena.

Izbrana vzdolžna armatura je prikazana v preglednici:

Preglednica 26: Izbrana vzdolžna armatura v gredah B3, B4 in B5 v kleti po EC2

Greda	Prerez	Zgoraj				Spodaj		
		$b_{\text{eff}}$ [m]	Izbrano	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$\rho$ [%]	Izbrano	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$\rho'$ [%]
B3	Podpora A	1,42	<b>4Φ16+Q335</b>	12,80	1,14	<b>2Φ16</b>	4,02	0,36
	Podpora B	1,94	<b>5Φ16+Q335</b>	16,55	1,47	<b>2Φ16</b>	4,02	0,36
B4	Podpora B	1,94	<b>5Φ16+Q335</b>	16,55	1,47	<b>2Φ16</b>	4,02	0,36
	Podpora C	2,14	<b>5Φ16+Q335</b>	17,22	1,53	<b>2Φ16</b>	4,02	0,36
B5	Podpora C	2,14	<b>5Φ16+Q335</b>	17,22	1,53	<b>2Φ16</b>	4,02	0,36
	Podpora D	1,42	<b>4Φ16+Q335</b>	12,80	1,14	<b>2Φ16</b>	4,02	0,36

### Prečna armatura

V preglednici 27 je prikazana potrebna količina prečne armature v kritičnih območjih gred B3, B4 in B5 v kleti:

Preglednica 27:  $A_{s,w,\text{potr}}$  [cm<sup>2</sup>/m] v gredah B3, B4 in B5 v kleti po EC2

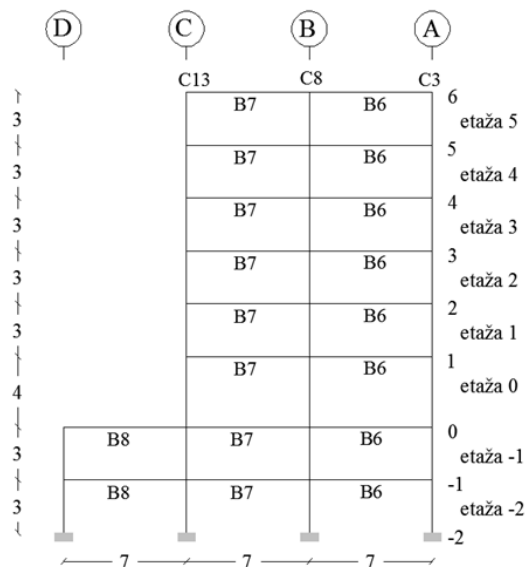
Nivo	B5		B4		B3	
	Podpora D	Podpora C	Podpora C	Podpora B	Podpora B	Podpora A
0	8,7	<b>10,0</b>	<b>9,7</b>	9,0	<b>9,6</b>	<b>9,0</b>
-1	<b>8,8</b>	9,7	9,4	<b>9,1</b>	9,6	8,9

Ob podporah A in D gred B3 in B5 smo na vseh nivojih izbrali dvostrizna stremena  $\Phi 8/11$  cm ( $\rho_w = 0,37\%$ ,  $A_{s,w} = 9,1$  cm<sup>2</sup>/m), ob podporah B in C pa dvostrizna stremena  $\Phi 8/10$  cm ( $\rho_w = 0,4\%$ ,  $A_{s,w} = 10,1$  cm<sup>2</sup>/m). Prav tako smo izbrali dvostrizna stremena  $\Phi 8/10$  cm ob podporah B in C grede B4.

### 7.1.3 Dimenzioniranje gred okvira v osi 3

#### Geometrija okvira v osi 3

Geometrija okvira v osi 3 je prikazana na sliki 35. Okvir je postavljen v globalni Y smeri, njegova X-koordinata pa znaša -3,0 m. Okvir sestavljajo grede dimenzij  $b/h = 25/50$  cm, stebra C3 in C13 dimenzij  $b/h = 30/70$  cm (steber C13 ima v kleti dimenzije  $b/h = 40/70$  cm) in steber C8 dimenzij  $b/h = 50/50$  cm. Stebra C3 in C13 imata v smeri okvira v osi 3 usmerjeno krajšo stranico.



Slika 35: Geometrija okvira v osi 3

Grede v okviru so označene na zgornji sliki. Okvir v osi 4 je simetričen okviru v osi 3 in enako obremenjen. Njegova X-koordinata znaša +3,0 m.

#### 7.1.3.1 Grede v medetažnih nivojih 1 do 6

##### Vzdolžna armatura

Na sliki 36 je prikazana potrebna količina vzdolžne armature  $A_{sl,potr}$  [ $\text{cm}^2$ ], ki jo je določil program SAP2000 za najbolj obremenjene prereze v gredah B6 in B7 nad terenom (nivoji 1 do 6).

C	B7	B	B6	A
5, K2	5, K2	4, K2	5, K2	
9,88	12,46	12,35	10,15	
1,50	1,50	1,50	1,50	

Slika 36: Največja potrebna vzdolžna armatura v gredah B6 in B7 nad terenom

Sodelujoče širine gred ob podporah znašajo:

$$b_{\text{eff,A}} = b_{\text{eff,C}} = h_c + 4 \cdot h_f = 0,7 \text{ m} + 4 \cdot 0,18 \text{ m} = 1,42 \text{ m} \quad (7.17)$$

$$b_{\text{eff,B}} = h_c + 6 \cdot h_f = 0,5 \text{ m} + 6 \cdot 0,18 \text{ m} = 1,58 \text{ m} \quad (7.18)$$

Izbrana vzdolžna armatura je prikazana v preglednici:

Preglednica 28: Izbrana vzdolžna armatura v gredah B6 in B7 nad terenom po EC2

Greda	Prerez	Zgoraj				Spodaj		
		$b_{\text{eff}}$ [m]	Izbrano	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$\rho$ [%]	Izbrano	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$\rho'$ [%]
B6	Podpora A	1,42	<b>3Φ16+Q335</b>	10,79	0,96	<b>2Φ16</b>	4,02	0,36
	Podpora B	1,58	<b>4Φ16+Q335</b>	13,33	1,19	<b>2Φ16</b>	4,02	0,36
B7	Podpora B	1,58	<b>4Φ16+Q335</b>	13,33	1,19	<b>2Φ16</b>	4,02	0,36
	Podpora C	1,42	<b>3Φ16+Q335</b>	10,79	0,96	<b>2Φ16</b>	4,02	0,36

### Prečna armatura

V preglednici 29 je prikazana potrebna količina prečne armature v kritičnih območjih gred B6 in B7:

Preglednica 29:  $A_{s,w,\text{potr}}$  [cm<sup>2</sup>/m] v gredah B6 in B7 nad terenom po EC2

Nivo	B7		B6	
	Podpora C	Podpora B	Podpora B	Podpora A
6	5,7	7,4	7,3	5,8
5	<b>6,7</b>	7,5	7,4	<b>6,8</b>
4	6,6	7,5	7,5	6,7
3	6,6	7,6	7,5	6,7
2	6,6	7,6	7,5	6,7
1	6,5	<b>8,0</b>	<b>7,9</b>	6,6

Ob podporah A in C v gredah B6 in B7 smo na vseh nivojih izbrali dvostržna stremena  $\Phi 8/14$  cm ( $\rho_w = 0,29$  %,  $A_{s,w} = 7,2$  cm<sup>2</sup>/m), ob podpori B pa dvostržna stremena  $\Phi 8/12$  cm ( $\rho_w = 0,34$  %,  $A_{s,w} = 8,4$  cm<sup>2</sup>/m).

### 7.1.3.2 Grede v medetažnih nivojih -1 in 0

#### Vzdolžna armatura

Na sliki 37 je prikazana potrebna količina vzdolžne armature  $A_{s1,\text{potr}}$  [cm<sup>2</sup>], ki jo je določil program SAP2000 za najbolj obremenjene prereze v gredah B6, B7 in B8 v kleti.

(D)	B8	(C)	B7	(B)	B6	(A)
	-1, K3 11,93	0, K3 14,78	0, K3 11,18	-1, K3 8,12	-1, K3 8,93	-1, K3 7,34
	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50

Slika 37: Največja potrebna vzdolžna armatura v gredah B6, B7 in B8 v kleti

Sodelujoče širine gred ob podporah znašajo:

$$b_{\text{eff,A}} = b_{\text{eff,D}} = h_c + 4 \cdot h_f = 0,7 \text{ m} + 4 \cdot 0,18 \text{ m} = 1,42 \text{ m} \quad (7.19)$$

$$b_{\text{eff,B}} = h_c + 6 \cdot h_f = 0,5 \text{ m} + 6 \cdot 0,18 \text{ m} = 1,58 \text{ m} \quad (7.20)$$

$$b_{\text{eff,C}} = h_c + 8 \cdot h_f = 0,7 \text{ m} + 8 \cdot 0,18 \text{ m} = 2,14 \text{ m} \quad (7.21)$$

Ob podporah A in D je greda vpeta v kletno steno. Tam smo pri računu privzeli enako sodelujočo širino kot ob podpori A nad nivojem terena.

Izbrana vzdolžna armatura je prikazana v preglednici:

Preglednica 30: Izbrana vzdolžna armatura v gredah B6, B7 in B8 v kleti po EC2

Greda	Prerez	Zgoraj				Spodaj		
		$b_{\text{eff}}$ [m]	Izbrano	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$\rho$ [%]	Izbrano	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$\rho'$ [%]
B6	Podpora A	1,42	<b>2Φ16+Q335</b>	8,78	0,78	<b>2Φ16</b>	4,02	0,36
	Podpora B	1,58	<b>2Φ16+Q335</b>	9,31	0,83	<b>2Φ16</b>	4,02	0,36
B7	Podpora B	1,58	<b>2Φ16+Q335</b>	9,31	0,83	<b>2Φ16</b>	4,02	0,36
	Podpora C	2,14	<b>4Φ16+Q335</b>	15,21	1,35	<b>2Φ16</b>	4,02	0,36
B8	Podpora C	2,14	<b>4Φ16+Q335</b>	15,21	1,35	<b>2Φ16</b>	4,02	0,36
	Podpora D	1,42	<b>4Φ16+Q335</b>	12,80	1,14	<b>2Φ16</b>	4,02	0,36

### Prečna armatura

V preglednici 31 je prikazana potrebna količina prečne armature v kritičnih območjih gred B3, B4 in B5 v kleti:

Preglednica 31:  $A_{s,w,\text{potr}}$  [cm<sup>2</sup>/m] v gredah B6, B7 in B8 v kleti po EC2

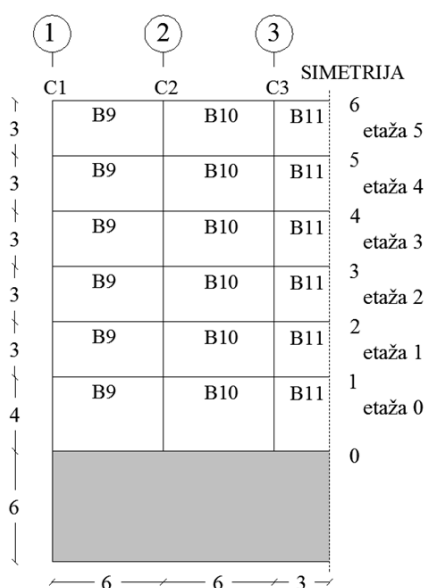
Nivo	B8		B7		B6	
	Podpora D	Podpora C	Podpora C	Podpora B	Podpora B	Podpora A
0	8,8	<b>9,8</b>	<b>6,8</b>	5,9	<b>6,6</b>	<b>6,2</b>
-1	<b>8,9</b>	9,5	6,5	<b>6,1</b>	6,5	6,1

Ob podpori D smo izbrali dvostrizna stremena  $\Phi 8/10$  cm ( $\rho_w = 0,4$  %,  $A_{s,w} = 10,1$  cm<sup>2</sup>/m) prav tako ob podpori C v gredi B8. Ob podpori B smo na obeh straneh izbrali dvostrizna stremena  $\Phi 8/15$  cm ( $\rho_w = 0,27$  %,  $A_{s,w} = 6,7$  cm<sup>2</sup>/m), prav tako tudi ob podpori A in podpori C v gredi B7.

## 7.1.4 Dimenzioniranje gred okvira v osi A

### Geometrija okvira v osi A

Geometrija okvira v osi A je prikazana na sliki 38. Okvir je postavljen v globalni X smeri, njegova Y-koordinata pa znaša +7,0 m. Okvir sestavljajo grede dimenzij  $b/h = 25/50$  cm, stebra C2 in C3 dimenzij  $b/h = 30/70$  cm in stebel C1 dimenzij  $b/h = 50/50$  cm. Stebra C2 in C3 imata daljšo stranico usmerjeno v smeri okvira v osi A, stebel C1 pa krajšo.



Slika 38: Geometrija okvira v osi A

Pozicija gred B9, B10 in B11 je razvidna z zgornje slike.

### Vzdolžna armatura

Na sliki 39 je prikazana potrebna količina vzdolžne armature  $A_{sl,po\text{tr}}$  [cm<sup>2</sup>], ki jo je določil program SAP2000 za najbolj obremenjene prereze v gredah B9, B10 in B11:

①	B9	②	B10	③	simetrija B11
3, K1	3, K1	3, K1	3, K1	3, K1	3, K1
9,16	10,64	11,43	11,88	9,45	
3,64	4,08	4,91	4,49	6,42	
3, K1	3, K1	3, K1	3, K1	3, K1	3, K1

Slika 39: Največja potrebna vzdolžna armatura v gredah B9, B10 in B11

Sodelujoče širine gred ob podporah znašajo:

$$b_{\text{eff},2} = b_{\text{eff},3} = h_c + 4 \cdot h_f = 0,3 \text{ m} + 4 \cdot 0,18 \text{ m} = 1,02 \text{ m} \quad (7.22)$$

$$b_{\text{eff},1} = h_c + 2 \cdot h_f = 0,7 \text{ m} + 2 \cdot 0,18 \text{ m} = 1,06 \text{ m} \quad (7.23)$$

Izbrana vzdolžna armatura je prikazana v preglednici:

Preglednica 32: Izbrana vzdolžna armatura v gredah B9, B10 in B11 po EC2

Greda	Prerez	Zgoraj				Spodaj		
		$b_{\text{eff}}$ [m]	Izbrano	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$\rho$ [%]	Izbrano	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$\rho'$ [%]
B9	Podpora 1	1,06	<b>3Φ16+Q335</b>	9,58	0,85	<b>2Φ16</b>	4,02	0,36
	Podpora 2	1,02	<b>5Φ16+Q335</b>	13,47	1,20	<b>3Φ16</b>	6,03	0,54
B10	Podpora 2	1,02	<b>5Φ16+Q335</b>	13,47	1,20	<b>3Φ16</b>	6,03	0,54
	Podpora 3	1,02	<b>5Φ16+Q335</b>	13,47	1,20	<b>4Φ16</b>	8,04	0,71
B11	Podpora 3	1,02	<b>5Φ16+Q335</b>	13,47	1,20	<b>4Φ16</b>	8,04	0,71

### Prečna armatura

V preglednici 33 je prikazana potrebna količina prečne armature v kritičnih območjih gred B9, B10 in B11:

Preglednica 33:  $A_{\text{sw,potr}}$  [cm<sup>2</sup>/m] v gredah B9, B10 in B11 po EC2

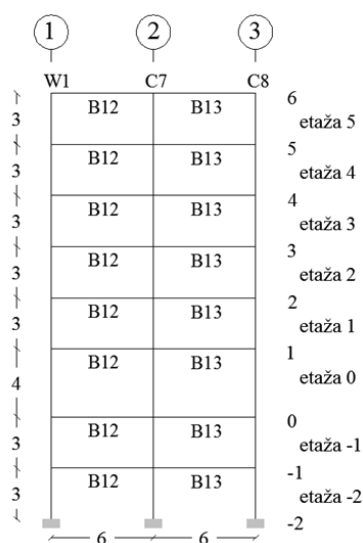
Nivo	B9		B10		B11
	Podpora 1	Podpora 2	Podpora 2	Podpora 3	Podpora 3
6	0,0	0,0	4,0	4,0	0,0
5	4,6	4,6	4,9	5,1	0,0
4	<b>4,7</b>	4,8	5,0	5,2	0,0
3	4,7	<b>4,9</b>	5,1	<b>5,3</b>	0,0
2	4,6	4,8	<b>5,1</b>	5,2	0,0
1	0,0	4,6	4,7	4,6	0,0

V gredah B9 in B10 izberemo ob podporah 1, 2 in 3 dvostrizna stremena  $\Phi 8/19$  cm ( $\rho_w = 0,21$  %,  $A_{s,w} = 5,3$  cm<sup>2</sup>/m). V gredi B11 je ob podpori 3  $V_{\text{Ed}} < V_{\text{Rd,c}}$ , zato tam izberemo dvostrizna stremena  $\Phi 8/33$  cm ( $\rho_w = 0,13$  %,  $A_{s,w} = 3,4$  cm<sup>2</sup>/m).

### 7.1.5 Dimenzioniranje gred okvira v osi B

#### Geometrija okvira v osi B

Geometrija okvira v osi B je prikazana na sliki 40. Okvir je postavljen v globalni X smeri, njegova Y-koordinata pa znaša  $\pm 0,0$  m. Okvir sestavljajo grede dimenzij  $b/h = 25/50$  cm, stebra C7 in C8 dimenzij  $b/h = 50/50$  cm in stena W1 dimenzij  $b/l = 30/400$  cm, ki ima krajšo stranico usmerjeno v smeri okvira v osi B.



Slika 40: Geometrija okvira v osi B

Pozicija gred B12 in B13 je razvidna z zgornje slike. V osi B sta postavljena dva okvirja s slike 40. Postavljena sta zrcalno čez globalno Y os in sta enako obremenjena. Zaradi simetrije smo obravnavali le enega izmed njiju.

### 7.1.5.1 Grede v medetažnih nivojih 1 do 6

#### Vzdolžna armatura

Na sliki 41 je prikazana potrebna količina vzdolžne armature  $A_{sl,potr}$  [cm<sup>2</sup>], ki jo je določil program SAP2000 za najbolj obremenjene prereze v gredah B12 in B13 nad terenom.

1	B12	2	B13	3
5, K1	2, K1	2, K1	3, K1	
19,01	12,15	13,42	16,04	
3,69	4,19	2,19	1,60	
5, K1	5, K1	3, K1	3, K1	

Slika 41: Največja potrebna vzdolžna armatura v gredah B12 in B13 nad terenom

Sodelujoče širine gred ob podporah znašajo:

$$b_{eff,1} = b_{eff,2} = b_{eff,3} = h_c + 8 \cdot h_f = 0,5 \text{ m} + 8 \cdot 0,18 \text{ m} = 1,94 \text{ m} \quad (7.24)$$

Širina stene ob podpori 1 je dejansko  $h_c = 4 \text{ m}$  in ne  $0,5 \text{ m}$ , zato bi bilo pravilno, da bi vzeli, da je  $b_{eff,1} = 4 \text{ m}$ . Namesto tega smo privzeli, da je  $b_{eff,1} = 1,94 \text{ m}$  (Isaković, 2011). Poleg tega smo privzeli, da je steber ob podpori 3 notranji steber.

Izbrana vzdolžna armatura je prikazana v preglednici:

Preglednica 34: Izbrana vzdolžna armatura v gredah B12 in B13 nad terenom po EC2

Greda	Prerez	Zgoraj				Spodaj		
		$b_{\text{eff}}$ [m]	Izbrano	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$\rho$ [%]	Izbrano	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$\rho'$ [%]
B12	Podpora 1	1,94	<b>7<math>\Phi</math>16+Q335</b>	20,57	1,83	<b>2<math>\Phi</math>16</b>	4,02	0,36
	Podpora 2	1,94	<b>4<math>\Phi</math>16+Q335</b>	14,54	1,29	<b>3<math>\Phi</math>16</b>	6,03	0,54
B13	Podpora 2	1,94	<b>4<math>\Phi</math>16+Q335</b>	14,54	1,29	<b>3<math>\Phi</math>16</b>	6,03	0,54
	Podpora 3	1,94	<b>5<math>\Phi</math>16+Q335</b>	16,55	1,47	<b>2<math>\Phi</math>16</b>	4,02	0,36

### Prečna armatura

V preglednici 35 je prikazana potrebna količina prečne armature v kritičnih območjih gred B12 in B13 nad terenom:

Preglednica 35:  $A_{s,w,\text{potr}}$  [cm<sup>2</sup>/m] v gredah B12 in B13 nad terenom po EC2

Nivo	B12		B13	
	Podpora 1	Podpora 2	Podpora 2	Podpora 3
6	8,3	6,1	7,0	7,3
5	<b>9,4</b>	6,5	7,2	<b>8,3</b>
4	9,2	6,8	7,3	8,2
3	9,1	6,9	7,4	8,1
2	8,9	6,9	7,5	8,1
1	8,7	<b>7,2</b>	<b>7,9</b>	8,0

Ob podpori 1 v gredi B12 smo na vseh nivojih izbrali dvostrizna stremena  $\Phi$ 8/10 cm ( $\rho_w = 0,40$  %,  $A_{s,w} = 10,1$  cm<sup>2</sup>/m), ob podporah 2 in 3 v gredah B12 in B13 pa dvostrizna stremena  $\Phi$ 8/12 cm ( $\rho_w = 0,34$  %,  $A_{s,w} = 8,4$  cm<sup>2</sup>/m).

### 7.1.5.2 Grede v medetažnih nivojih -1 in 0

#### Vzdolžna armatura

Na sliki 42 je prikazana potrebna količina vzdolžne armature  $A_{sl,\text{potr}}$  [cm<sup>2</sup>], ki jo je določil program SAP2000 za najbolj obremenjene prereze v gredah B12 in B13 v kleti.

①	B12	②	B13	③
0, K3	-1, K3	-1, K3	0, K3	
10,71	8,45	8,92	8,22	
1,50	1,50	1,50	1,50	

Slika 42: Največja potrebna vzdolžna armatura v gredah B12 in B13 v kleti



Sodelujoče širine gred ob podporah znašajo:

$$b_{\text{eff},1} = b_{\text{eff},2} = b_{\text{eff},3} = h_c + 8 \cdot h_f = 0,5 \text{ m} + 8 \cdot 0,18 \text{ m} = 1,94 \text{ m} \quad (7.25)$$

Ob podpori 1 smo privzeli kar enako sodelujočo širino kot nad nivojem terena, čeprav je tam greda vpeta v kletno obodno steno.

Izbrana vzdolžna armatura je prikazana v preglednici:

Preglednica 36: Izbrana vzdolžna armatura v gredah okvira v osi B v kleti

Greda	Prerez	Zgoraj				Spodaj		
		$b_{\text{eff}}$ [m]	Izbrano	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$\rho$ [%]	Izbrano	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$\rho'$ [%]
B12	Podpora 1	1,94	<b>2Φ16+Q335</b>	10,52	0,94	<b>2Φ16</b>	4,02	0,36
	Podpora 2	1,94	<b>2Φ16+Q335</b>	10,52	0,94	<b>2Φ16</b>	4,02	0,36
B13	Podpora 2	1,94	<b>2Φ16+Q335</b>	10,52	0,94	<b>2Φ16</b>	4,02	0,36
	Podpora 3	1,94	<b>2Φ16+Q335</b>	10,52	0,94	<b>2Φ16</b>	4,02	0,36

### Prečna armatura

V preglednici 37 je prikazana potrebna količina prečne armature v kritičnih območjih gred B12 in B13 v kleti:

Preglednica 37:  $A_{s,w,\text{potr}}$  [cm<sup>2</sup>/m] v gredah B12 in B13 v kleti po EC2

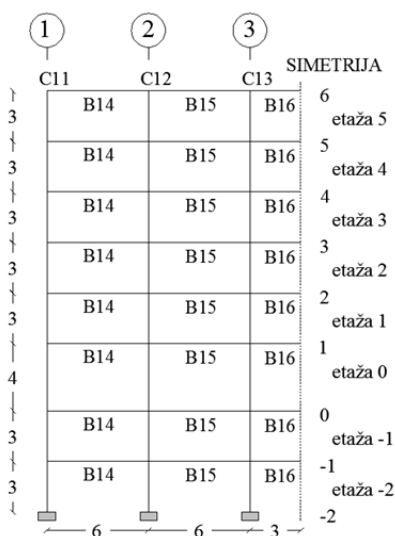
Nivo	B12		B13	
	Podpora 1	Podpora 2	Podpora 2	Podpora 3
0	<b>7,6</b>	6,4	7,0	<b>7,0</b>
-1	6,8	<b>7,1</b>	<b>7,1</b>	6,7

Ob podpori 1 v gredi B12 smo na vseh nivojih izbrali dvostrizna stremena  $\Phi 8/13$  cm ( $\rho_w = 0,31$  %,  $A_{s,w} = 7,8$  cm<sup>2</sup>/m), ob podporah 2 in 3 v gredah B12 in B13 pa dvostrizna stremena  $\Phi 8/14$  cm ( $\rho_w = 0,29$  %,  $A_{s,w} = 7,2$  cm<sup>2</sup>/m).

## 7.1.6 Dimenzioniranje gred okvira v osi C

### Geometrija okvira v osi C

Geometrija okvira v osi C je prikazana na sliki 43. Okvir je postavljen v globalni X smeri, njegova Y-koordinata pa znaša -7,0 m. Okvir sestavljajo grede dimenzij  $b/h = 25/50$  cm, ter stebri C11, C12 in C13 dimenzij  $b/h = 30/70$  cm. Stebra C12 in C13 imata daljšo stranico usmerjeno v smeri okvira v osi C, steber C11 pa krajšo. Pozicija gred je razvidna s slike 43.



Slika 43: Geometrija okvira v osi C

### 7.1.6.1 Grede v medetažnih nivojih 1 do 6

#### Vzdolžna armatura

Na sliki 44 je prikazana potrebna količina vzdolžne armature  $A_{sl,potr}$  [cm<sup>2</sup>], ki jo je določil program SAP2000 za najbolj obremenjene prereze v gredah B14, B15 in B16 nad terenom (nivoji 1 do 6).

①	B14	②	B15	③	simetrija B16
3, K1	3, K1	3, K1	3, K1	3, K1	3, K1
8,83	9,32	10,34	11,10	8,61	
2,75	3,80	4,34	3,68	5,72	
3, K1	3, K1	3, K1	3, K1	3, K1	

Slika 44: Največja potrebna vzdolžna armatura v gredah B14, B15 in B16 nad terenom

Sodelujoče širine gred ob podporah znašajo:

$$b_{eff,2} = b_{eff,3} = h_c + 4 \cdot h_f = 0,3 \text{ m} + 4 \cdot 0,18 \text{ m} = 1,02 \text{ m} \quad (7.26)$$

$$b_{eff,1} = h_c + 2 \cdot h_f = 0,7 \text{ m} + 2 \cdot 0,18 \text{ m} = 1,06 \text{ m} \quad (7.27)$$

Izbrana vzdolžna armatura je prikazana v preglednici:

Preglednica 38: Izbrana vzdolžna armatura v gredah B14, B15 in B16 nad terenom po EC2

Greda	Prerez	Zgoraj				Spodaj		
		$b_{eff}$ [m]	Izbrano	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$\rho$ [%]	Izbrano	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$\rho'$ [%]
B14	Podpora 1	1,06	<b>4Φ16+Q335</b>	11,59	1,03	<b>3Φ16</b>	6,03	0,54
	Podpora 2	1,02	<b>4Φ16+Q335</b>	11,46	1,02	<b>3Φ16</b>	6,03	0,54
B15	Podpora 2	1,02	<b>4Φ16+Q335</b>	11,46	1,02	<b>3Φ16</b>	6,03	0,54
	Podpora 3	1,02	<b>4Φ16+Q335</b>	11,46	1,02	<b>3Φ16</b>	6,03	0,54
B16	Podpora 3	1,02	<b>4Φ16+Q335</b>	11,46	1,02	<b>3Φ16</b>	6,03	0,54

## Prečna armatura

V preglednici 39 je prikazana potrebna količina prečne armature v kritičnih območjih gred B14, B15 in B16 nad terenom:

Preglednica 39:  $A_{sw,potr}$  [ $\text{cm}^2/\text{m}$ ] v gredah B14, B15 in B16 nad terenom po EC2

Nivo	B14		B15		B16
	Podpora 1	Podpora 2	Podpora 2	Podpora 3	Podpora 3
6	0,0	0,0	3,8	4,0	0,0
5	4,6	4,3	4,7	5,0	0,0
4	4,6	4,4	4,8	5,0	0,0
3	<b>4,6</b>	<b>4,5</b>	<b>4,8</b>	<b>5,0</b>	0,0
2	4,5	4,4	4,7	4,9	0,0
1	4,2	4,3	4,6	4,7	0,0

Ob podporah 1, 2 in 3 smo v gredah B14 in B15 na vseh nivojih izbrali dvostržna stremena  $\Phi 8/20$  cm ( $\rho_w = 0,20\%$ ,  $A_{s,w} = 5,0 \text{ cm}^2/\text{m} > A_{sw,potr,max}$ ), ob podpori 3 v gredi B16 pa dvostržna stremena  $\Phi 8/33$  cm ( $\rho_w = 0,13\%$ ,  $A_{s,w} = 3,4 \text{ cm}^2/\text{m}$ ).

### 7.1.6.2 Grede v medetažnih nivojih -1 in 0

#### Vzdolžna armatura

Na sliki 45 je prikazana potrebna količina vzdolžne armature  $A_{sl,potr}$  [ $\text{cm}^2$ ], ki jo je določil program SAP2000 za najbolj obremenjene prereze v gredah B14, B15 in B16 v kleti.

①	B14		②	B15		③	simetrija
							B16
	-1, K3	-1, K3	-1, K3	0, K3	0, K3		
	7,20	8,96	8,64	8,79	5,69		
	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50		

Slika 45: Največja potrebna vzdolžna armatura v gredah B14, B15 in B16 v kleti

Sodelujoče širine gred ob podporah znašajo:

$$b_{eff,2} = b_{eff,3} = h_c + 8 \cdot h_f = 0,4 \text{ m} + 8 \cdot 0,18 \text{ m} = 1,84 \text{ m} \quad (7.28)$$

$$b_{eff,1} = h_c + 4 \cdot h_f = 0,7 \text{ m} + 4 \cdot 0,18 \text{ m} = 1,42 \text{ m} \quad (7.29)$$

Izbrana vzdolžna armatura je prikazana v preglednici:

Preglednica 40: Izbrana vzdolžna armatura v gredah B14, B15 in B16 v kleti po EC2

Greda	Prerez	Zgoraj				Spodaj		
		$b_{\text{eff}}$ [m]	Izbrano	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$\rho$ [%]	Izbrano	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$\rho'$ [%]
B14	Podpora 1	1,42	<b>2Φ16+Q335</b>	8,78	0,78	<b>2Φ16</b>	4,02	0,36
	Podpora 2	1,84	<b>2Φ16+Q335</b>	10,18	0,91	<b>2Φ16</b>	4,02	0,36
B15	Podpora 2	1,84	<b>2Φ16+Q335</b>	10,18	0,91	<b>2Φ16</b>	4,02	0,36
	Podpora 3	1,84	<b>2Φ16+Q335</b>	10,18	0,91	<b>2Φ16</b>	4,02	0,36
B16	Podpora 3	1,84	<b>2Φ16+Q335</b>	10,18	0,91	<b>2Φ16</b>	4,02	0,36

### Prečna armatura

V preglednici 41 je prikazana potrebna količina prečne armature v kritičnih območjih gred B14, B15 in B16 v kleti:

Preglednica 41:  $A_{\text{sw,potr}}$  [cm<sup>2</sup>/m] v gredah B14, B15 in B16 v kleti po EC2

Nivo	B14		B15		B16
	Podpora 1	Podpora 2	Podpora 2	Podpora 3	Podpora 3
0	<b>6,7</b>	<b>7,3</b>	<b>7,0</b>	<b>7,0</b>	<b>4,9</b>
-1	6,7	7,2	6,9	6,9	4,8

V gredah B14 in B15 smo ob podporah 1, 2 in 3 na vseh nivojih izbrali dvostrizna stremena  $\Phi 8/14$  cm ( $\rho_w = 0,29\%$ ,  $A_{s,w} = 7,2$  cm<sup>2</sup>/m), v gredi B16 pa smo ob podpori izbrali stremena  $\Phi 8/20$  cm ( $\rho_w = 0,20\%$ ,  $A_{s,w} = 5,0$  cm<sup>2</sup>/m).

## 7.2 Dimenzioniranje stebrov

Stebre smo dimenzionirali s programom SAP2000. Za potrebe dimenzioniranja smo jih razdelili v skupine, glede na njihovo pozicijo in usmerjenost. Skupaj smo obravnavali stebra C7 in C8 (simetrična stebroma C10 in C9), stebra C12 in C13 (simetrična C15 in C14), stebra C1 in C11 (simetrična C6 in C16), ter C2 in C3 (simetrična C5 in C4). Pozicija stebrov je razvidna s slik 11 in 12 ter s slik okvirjev v poglavju 7.1.

Pri vseh stebrih je oddaljenost središča upogibne armature do roba betonskega prereza  $a$  enaka 5 cm, premer stremen pa je enak 6 mm. V vseh etažah posameznega stebra smo uporabili enako upogibno in strižno armaturo, upoštevajoč ekstremne obremenitve.

### 7.2.1 Stebra C7 in C8

Stebra C7 in C8 se nahajata na presečiščih osi B z osema 2 in 3. Dimenzije stebrov so  $h_c/b_c = 50/50$  cm.

## Upogibna armatura

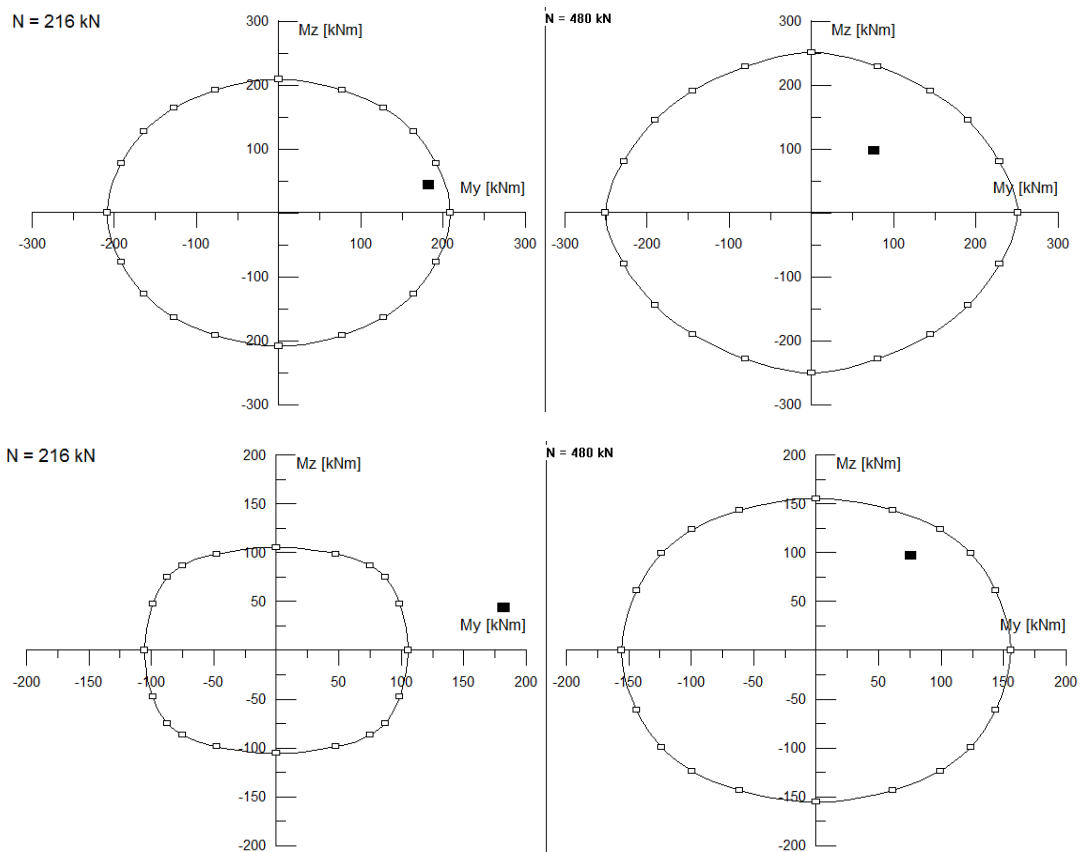
Potrebna upogibna armatura, ki jo je določil program SAP2000 za stebra C7 in C8 je za vse etaže prikazana v preglednici:

Preglednica 42: Potrebna upogibna armatura  $A_s$  [cm<sup>2</sup>] stebrov C7 in C8

Etaža	C7	C8
5	19,40	<b>20,60</b>
4	7,50	7,50
3	7,50	7,50
2	8,54	7,50
1	10,73	7,50
0	13,06	8,42
-1	15,00	9,60
-2	17,00	10,78

V preglednici 42 lahko vidimo, da je največ armature potrebne v stebru C8, in sicer v etaži 5. Tam je osno-upogibna izkoriščenost (»Capacity Ratio« - CR) velika zaradi velikih vrednosti upogibnih momentov v potresnem projektne stanju.

V zgornji preglednici lahko opazimo tudi, da že v eni etaži nižje (etaža 4) zadostuje minimalna armatura  $A_{s,min} = 7,5 \text{ cm}^2 = 0,003 \cdot 2500 \text{ cm}^2$ . Tako velik skok lahko pojasnimo s povečanjem tlačne osne sile z  $N_{Ed} = 216,2 \text{ kN}$  v etaži 5 na  $N_{Ed} = 480,1 \text{ kN}$  v etaži 4. Za primerjavo smo potrebno armaturo v etažah 5 in 4 določili tudi s programom DIAS. V etaži 5 sta momenta enaka  $M_{Ed,2} = 43,4 \text{ kNm}$  in  $M_{Ed,3} = 182,0 \text{ kNm}$ , v etaži 4 pa  $M_{Ed,2} = 97,2 \text{ kNm}$  in  $M_{Ed,3} = 75,8 \text{ kNm}$ . Na sliki 46 so prikazani rezultati v programu DIAS:



Slika 46: Potrebna armatura stebra C8 v etažah 4 in 5 v programu DIAS

Slika 46 zgoraj prikazuje interakcijski diagram stebra C8 pri izbrani armaturi 12 palic  $\Phi 14$  mm, in sicer levo za etažo 5 in desno za etažo 4. Spodaj je prikazan interakcijski diagram za armaturo 12 palic  $\Phi 8$  mm, torej  $A_s = 6,0 \text{ cm}^2$ . Vidimo lahko, da prerez stebra C8 v etaži 4 ni izkoriščen niti pri armaturi  $6,0 \text{ cm}^2$ , kar pomeni, da dejansko zadostuje že minimalna armatura.

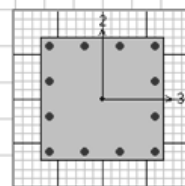
V vseh etažah stebrov C7 in C8 smo za upogibno armaturo izbrali 12 palic  $\Phi 14$  mm – 4 palice na vsakem robu ( $A_s = 18,5 \text{ cm}^2$ , delež armiranja pa je enak  $\rho = 0,74 \%$ ). Izbrana armatura je manjša od največje potrebne armature, ki jo je določil program, a preglednica 43, v kateri je prikazana izkoriščenost prečnega prereza pri izbrani upogibni armaturi, dokazuje, da je izbrana armatura zadostna ( $CR < 1$ ):

Preglednica 43: Capacity Ratio stebrov C7 in C8

Etaža	C7	C8
5	0,77	<b>0,88</b>
4	0,45	0,42
3	0,51	0,43
2	0,56	0,45
1	0,70	0,53
0	0,86	0,59
-1	0,83	0,57
-2	<b>0,94</b>	0,61

Da je armatura zadostna dokazuje tudi slika 47, na kateri je izsek iz programa, ki prikazuje obremenitve v kritičnem prerezu stebra C8 v etaži 5, zaradi najbolj neugodne kombinacije K1. V spodnjem desnem kotu slike 47 je tudi shema prečnega prereza, iz katere se lahko vidi razporeditev armature v programu in usmerjenost osi prereza. Na sliki vidimo, da je Capacity Ratio (CR) = 0,88 pri izbrani upogibni armaturi.

Eurocode 2-2004 COLUMN SECTION DESIGN Type: Sway Frame Units: KN, cm, C (Summary)						
L=300,000						
Element : 48	B=50,000	D=50,000	dc=5,000			
Section ID : C7 in C8	E=3100,000	Fck,cyl=2,500	Lt.Wt. Fac.=1,000			
Combo ID : K1	Fyk=50,000	Fyk=50,000				
Station Loc : 300,000	RLLF=1,000	S0M: Nominal Stiffness				
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	
0,884	216,220	4342,358	18203,625	432,439	432,439	
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT FACTORS						
	M0e Moment	Madd Moment	Minimum Ecc	Beta Factor	L Length	
Major Bending(M3)	10749,199	54,202	2,000	1,000	300,000	
Minor Bending(M2)	3878,477	19,557	2,000	1,000	300,000	
SHEAR DESIGN FOR U2,U3						
	Rebar Asw/s	Shear VEd	Shear VRdc	Shear VRds		
Major Shear(U2)	0,000	104,595	133,980	0,000		
Minor Shear(U3)	0,000	26,209	133,980	0,000		



Slika 47: Rezultati dimenzioniranja stebra C8 v etaži 5

Najmanjši in največji dovoljeni prerez upogibne armature v etaži 5 stebra C8 znašata:

$$A_{s,min} = \max \{0,15 N_{Ed}/f_{yd} = 0,15 \cdot 216,2 \text{ kN}/43,48 \text{ kN/cm}^2 = 0,75 \text{ cm}^2; 0,003 \cdot A_c = 0,003 \cdot 2500 \text{ cm}^2 = 7,5 \text{ cm}^2\} = 7,5 \text{ cm}^2 \quad (7.30)$$

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c = 0,04 \cdot 2500 \text{ cm}^2 = 100 \text{ cm}^2 \quad (7.31)$$

Izbrana upogibna armatura je torej v dovoljenih mejah. Tudi v vseh ostalih etažah stebrov C7 in C8 je izpolnjen pogoj  $A_{s,min} < A_s < A_{s,max}$ !

Drugi prerez, ki je tudi kritičen, je prerez stebra C7, in sicer v kleti (etaža -2). Tam je kritična kombinacija K3. V kletnih etažah je potrebno za stebre C7 in C8 uporabiti beton kvalitete C30/37! Zaradi velike vrednosti tlačne osne sile je namreč Capacity Ratio prečnega prereza pri betonu C25/30 prevelik (večji od 1).

Obremenitve v kritičnem prerezu stebra C7 so vidne na sliki:

Eurocode 2-2004 COLUMN SECTION DESIGN Type: Sway Frame Units: KN, cm, C (Summary)						
L=300,000						
Element	: 33	B=50,000	D=50,000	dc=5,000		
Section ID	: C7 in C8-Klet	E=3300,000	fck,cyl=3,000	Lt.Wt. Fac.=1,000		
Combo ID	: K3	Fyk=50,000	Fyuk=50,000			
Station Loc	: 300,000	RLLF=1,000	SOM: Nominal Stiffness			
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 H2	Minimum H3
	0,943	4927,883	-398,000	-10087,933	9855,766	9855,766
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT FACTORS						
	M0e	Madd	Minimum Ecc	Beta Factor	L Length	
Major Bending(M3)	-3942,306	464,334	2,000	1,000	300,000	
Minor Bending(M2)	-159,232	0,000	2,000	1,000	300,000	
SHEAR DESIGN FOR U2,U3						
	Rebar Asw/s	Shear UEd	Shear URdc	Shear URds		
Major Shear(U2)	0,000	0,547	238,932	0,000		
Minor Shear(U3)	0,000	1,919	238,932	0,000		

Slika 48: Rezultati dimenzioniranja stebra C7 v etaži -2

Izbrana armatura (12 palic  $\Phi 14$  mm) zadostuje tudi pri stebri C7, saj je  $A_{s,min} = 17 \text{ cm}^2 < A_s = 18,5 \text{ cm}^2 < A_{s,max} = 100 \text{ cm}^2$ .

### Strižna armatura

Računska strižna armatura ni potrebna, saj je v vseh etažah  $V_{Ed} < V_{Rd,c}$  (v vseh prerezih oz. v vseh etažah in v obeh smereh stebrov C7 in C8). Izberemo stremena  $\Phi 6/16$  cm,  $n = 2 + \sqrt{2}$  v obeh smereh.

Zahteve za strižno armaturo so izpolnjene:

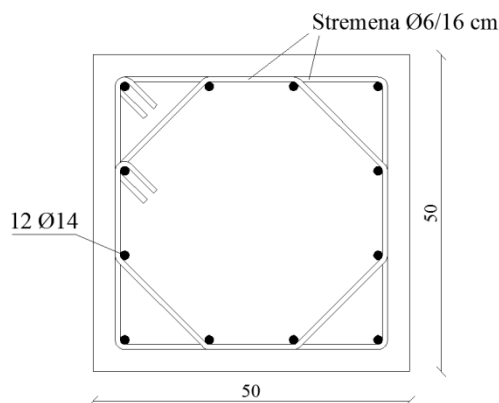
$$\Phi_w = 6 \text{ mm} \geq \Phi_{w,min} = \max \{6 \text{ mm}; \Phi_{l,max}/4 = 14 \text{ mm}/4 = 3,5 \text{ mm}\} = 6 \text{ mm} \quad (7.32)$$

$$s = 16 \text{ cm} \leq s_{cl,tmax} = \min \{12 \cdot \Phi_{l,min} = 12 \cdot 1,4 \text{ cm} = 16,8 \text{ cm}; \min(b_c, h_c) = 50 \text{ cm}; 30 \text{ cm}\} = 16,8 \text{ cm} \quad (7.33)$$

$$s' = 10 \text{ cm} < 0,6 \cdot s_{cl,tmax} = 10,08 \text{ cm} \quad (7.34)$$

Na sliki 49 je prikazana armatura stebrov C7 in C8. Upogibno armaturo privzamemo po celotni dolžini stebrov (v vseh etažah), stremena pa zgostimo na medsebojno oddaljenost  $s' = 10$  cm pri stikovanju upogibne armature s prekrivanjem in na razdalji 50 cm nad in pod gredami. V kletnih etažah je uporabljen beton C30/37, v etažah nad terenom pa beton C25/30.





Slika 49: Armatura stebrov C7 in C8 po EC2

### 7.2.2 Stebra C12 in C13

Stebra C12 in C13 se nahajata na presečiščih osi C z osema 2 in 3. Dimenzije stebrov so  $h_c/b_c = 70/30$  cm nad terenom in  $h_c/b_c = 70/40$  cm v kleti, z daljšo stranico usmerjeno v globalni X smeri.

#### Upogibna armatura

Izberemo 12 palic  $\Phi 18$  mm - 4 palice na vsakem robu.  $A_s = 30,53 \text{ cm}^2$  ( $\rho = 1,45 \%$ ,  $A_{s,\min} = 6,3 \text{ cm}^2 < A_s < A_{s,\max} = 84 \text{ cm}^2$ ). Osno-upogibna izkoriščenost prečnega prereza stebra C12 je pri izbrani armaturi enaka  $CR = 0,91$  v etaži 5 pri najbolj kritični kombinaciji K2.

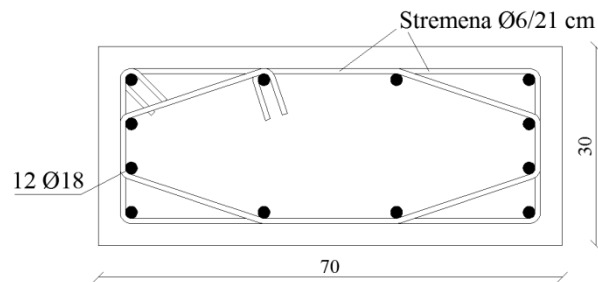
#### Strižna armatura

Računska strižna armatura v šibki smeri ni potrebna, saj je povsod  $V_{Ed} < V_{Rd,c}$  (v vseh etažah stebrov C12 in C13).

V močni smeri je  $V_{Ed} > V_{Rd,c}$  le v stebri C13, in sicer v 5. etaži. Tam je zaradi kombinacije K1  $V_{Ed} = 116,8 \text{ kN} > V_{Rd,c} = 115,5 \text{ kN}$ . Potrebna je računski strižna armatura  $A_{sw,\text{potr}} = 4,6 \text{ cm}^2/\text{m}$ . V vseh ostalih prerezih stebrov C12 in C13 računski strižna armatura v močni smeri ni potrebna ( $V_{Ed} < V_{Rd,c}$ ).

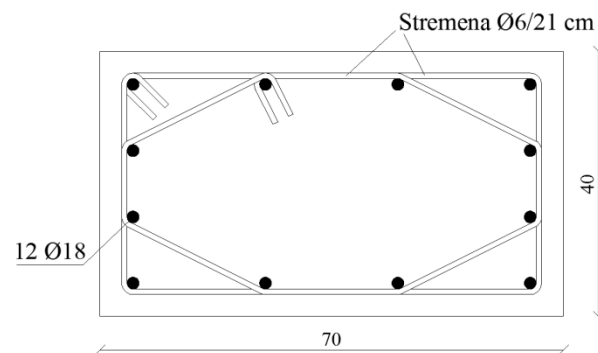
Izberemo stremena  $\Phi 6/21$  cm,  $n = 2 + 2 \cdot \sin(71,6^\circ)$  v močni smeri ( $A_{sw,2,\text{dej}} = 5,3 \text{ cm}^2/\text{m}$ ) in  $n = 2 + 2 \cdot \sin(18,4^\circ)$  v šibki smeri.

Izbrana armatura stebrov C12 in C13 nad nivojem terena je prikazana na sliki:



Slika 50: Armatura stebrov C12 in C13 nad nivojem terena po EC2

Prečni prerez stebrov C12 in C13 se v kletnih etažah poveča na dimenzije 70/40 cm. Obremenitve v stebrih C12 in C13 v kletnih etažah so relativno majhne. Največja izkoriščenost v kleti je enaka 0,57 pri podobni upogibni armaturi kot zgoraj (12 palic  $\Phi 18$  mm). Za strižno armaturo izberemo stremena  $\Phi 6/21$  cm,  $n = 2 + 2 \cdot \sin(63,4^\circ)$  v močni smeri in  $n = 2 + 2 \cdot \sin(26,6^\circ)$  v šibki smeri. Armatura v kletnih etažah je prikazana na sliki:



Slika 51: Armatura stebrov C12 in C13 v kleti po EC2

Pri stikovanju upogibne armature s prekrivanjem in na dolžini 70 cm nad in pod gredami, se razdalja med stremeni zmanjša na  $s' = 13$  cm.

### 7.2.3 Stebra C1 in C11

Stebra C1 in C11 se nahajata v vogalih objekta nad nivojem terena, in sicer na presečiščih osi 1 z osema A in C. Dimenzije stebrov so  $h_c/b_c = 70/30$  cm, z daljšo stranico v globalni Y smeri.

#### Upogibna armatura

Izberemo 10 palic  $\Phi 18$  mm.  $A_s = 25,44 \text{ cm}^2$  ( $\rho = 1,21 \%$ ,  $A_{s,\min} = 6,3 \text{ cm}^2 < A_s < A_{s,\max} = 84 \text{ cm}^2$ ). Osno-upogibna izkoriščenost prečnega prereza stebra C1, ki je najbolj obremenjen, je enaka  $CR = 0,80$  v etaži 5 pri najbolj kritični kombinaciji K1.

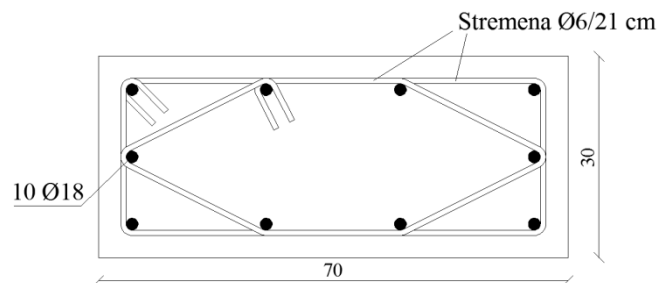
### Strižna armatura

Računska strižna armatura v šibki smeri ni potrebna, saj je povsod  $V_{Ed} < V_{Rd,c}$  (v vseh etažah stebrov C1 in C11).

V močni smeri je  $V_{Ed} > V_{Rd,c}$  v stebrih C1 in C11, in sicer v 5. etaži. Tam je zaradi kombinacije K2  $V_{Ed} = 111,7 \text{ kN} > V_{Rd,c} = 105,0 \text{ kN}$ . Potrebna je računski strižna armatura  $A_{sw,potr} = 4,6 \text{ cm}^2/\text{m}$ . V vseh ostalih prerezih stebrov C1 in C11 računski strižna armatura v močni smeri ni potrebna ( $V_{Ed} < V_{Rd,c}$ ).

Izberemo stremena  $\Phi 6/21 \text{ cm}$ ,  $n = 2 + 2 \cdot \sin(73,4^\circ)$  v močni smeri ( $A_{sw,dej} = 5,3 \text{ cm}^2/\text{m}$ ) in  $n = 2 + 2 \cdot \sin(26,6^\circ)$  v šibki smeri.

Na sliki 52 je prikazana armatura stebrov C1 in C11:



Slika 52: Armatura stebrov C1 in C11 po EC2

Upogibno armaturo s slike 52 privzamemo za celotno dolžino stebrov C1 in C6, kot tudi strižno armaturo, razen pri stikovanju upogibne armature s prekrivanjem in na dolžini 70 cm nad in pod gredami, kjer se razdalja med stremenami zmanjša na  $s' = 13 \text{ cm}$ .

#### 7.2.4 Stebra C2 in C3

Lokacija stebrov C2 in C3 je na presečišču osi A z osema 2 in 3. Dimenzije stebrov so  $h_c/b_c = 70/30 \text{ cm}$ . Daljšo stranico imata usmerjeno v globalni X smeri.

### Upogibna armatura

Ker je geometrija stebra C2 identična kot pri stebri C12, obremenitve pa so podobne, smo izbrali kar enako upogibno armaturo kot pri C12 (12 palic  $\Phi 18 \text{ mm}$ ,  $\rho = 1,45 \%$ ,  $A_{s,min} = 6,3 \text{ cm}^2 < A_{s,dej} = 30,53 \text{ cm}^2 < A_{s,max} = 84 \text{ cm}^2$ ). Izmed stebrov C2 in C3 je najbolj obremenjen C2, in sicer v 5. etaži, zaradi kombinacije K2. Izkoriščenost prereza je tam enaka  $CR = 0,93$ .

### Strižna armatura

Računska strižna armatura v šibki smeri ni potrebna, saj je povsod  $V_{Ed} < V_{Rd,c}$  (v vseh etažah stebrov C2 in C3).

V močni smeri je  $V_{Ed} > V_{Rd,c}$  v stebri C3, in sicer v 5. etaži. Tam je zaradi kombinacije K1  $V_{Ed} = 122,6$  kN  $> V_{Rd,c} = 115,6$  kN. Potrebna je računski strižna armatura  $A_{sw,potr} = 4,8$  cm<sup>2</sup>/m. V vseh ostalih prerezih stebrov C2 in C3 računski strižna armatura v močni smeri ni potrebna. Izberemo enako strižno armaturo, kot pri stebrih C12 in C13.

### 7.3 Dimenzioniranje sten

Upogibno armaturo sten smo določili s programom DIAS, upoštevajoč obremenitve iz programa SAP2000.

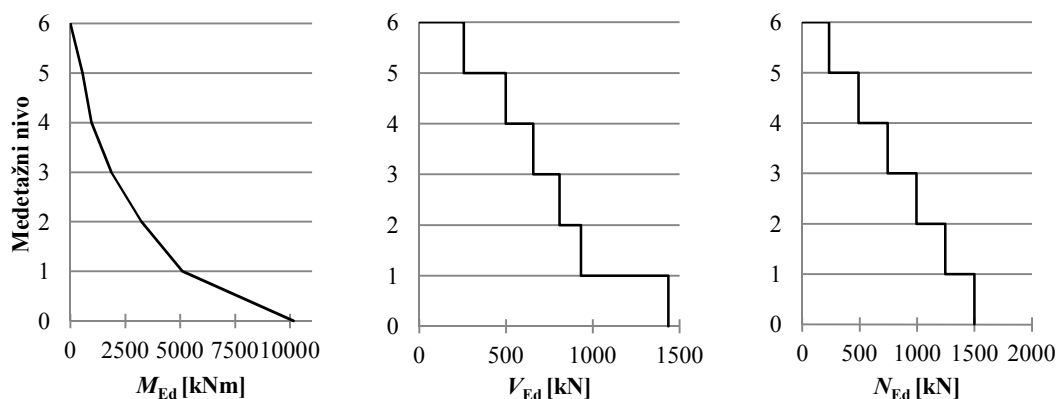
Dimenzionirali smo vse tri tipe sten, torej steno W1 (zaradi simetrije enaka W2), W3 (zaradi simetrije enaka W4) in N1. Oblika in pozicija sten sta razvidni s slik 11 in 12.

Izkazalo se je, da so najbolj kritični prerezi ob vpetju sten, oz. v etažah bližje vpetju, v nasprotju s stebri, kjer so bile največje obremenitve praviloma na vrhu konstrukcije. Zaradi zmanjševanja obremenitev, smo proti vrhu stene manjšali količino armature.

Za vse tri tipe sten smo privzeli, da znaša krovni sloj betona 2 cm (od roba betonskega prereza do roba stremen na robu stene).

#### 7.3.1 Stena W1

Dimenzije stene W1 znašajo  $l_w/b_w = 400/30$  cm, z daljšo stranico usmerjeno v globalni Y smeri. Zaradi takšne postavitve prevladujejo v steni obremenitve zaradi kombinacije K2, ki so prikazane na sliki 53. Lokacija stene je na presešišču osi B z osjo 1.



Slika 53: Največje obremenitve v steni W1 zaradi kombinacije K2

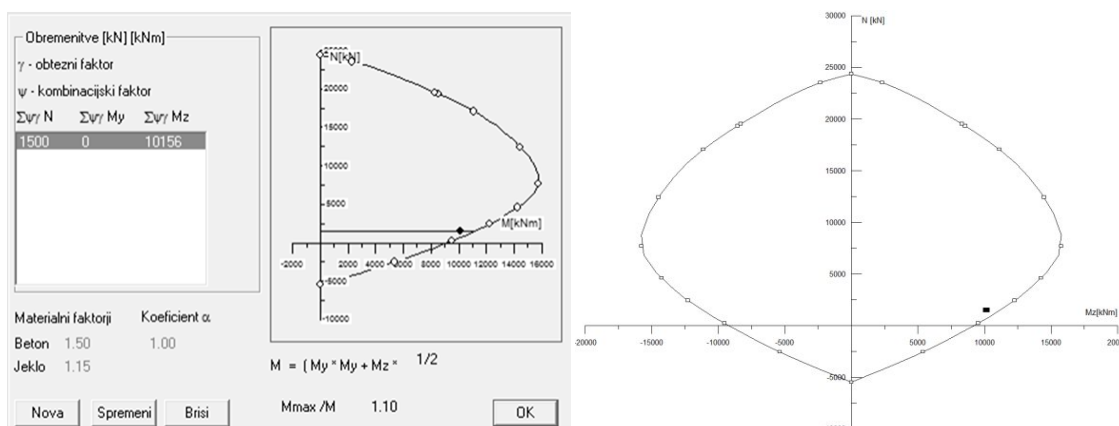
## Upogibna armatura

V etaži 0 izberemo na vsakem robu stene 10 palic  $\Phi 20$  mm in mrežo Q785 na vsaki strani stene ( $A_{sv} = 125 \text{ cm}^2$ ). Medsebojna oddaljenost palic na robu stene znaša 20 cm.

Delež navpične armature znotraj celotnega prereza je med zahtevanih 0,3 % in 4 %:

$$A_{sv}/(l_w \cdot b_w) = (20 \cdot \pi \cdot [2 \text{ cm}]^2 / 4 + 2 \cdot 7,85 \text{ cm}^2 / \text{m} \cdot 3,96 \text{ m}) / (400 \text{ cm} \cdot 30 \text{ cm}) = 1,04 \% \quad (7.35)$$

Izračun upogibne nosilnosti stene W1 v etaži 0 v programu DIAS je prikazan na sliki:



Slika 54: Izračun upogibne nosilnosti stene W1 ob vpetju v programu DIAS

Ker program DIAS ne omogoča uporabe mrež Q785, smo prerez stene W1 v etaži 0 sami definirali kot splošen prerez in ročno dodali palice vzdolžne armature. Pri tem smo naleteli na težavo, ker lahko dodamo največ 50 palic v prerezu, kar smo rešili z zgostitvijo mreže Q785. Upogibno nosilnost smo določili iz razmerja  $M_{\max}/M$ . Izbrana upogibna armatura in nosilnost sta za vse etaže prikazani v preglednici:

Preglednica 44: Upogibna nosilnost stene W1 po EC2

Etaža	$M_{Ed}$ [kNm]	$N_{Ed,prp}$ [kN]	Izbrana armatura	$\rho$ [%]	$M_{Rd}$ [kNm]
5	554	235	12 $\Phi 12$ + 2 Q283	0,30	3396
4	958	491	12 $\Phi 12$ + 2 Q283	0,30	3832
3	1866	745	12 $\Phi 12$ + 2 Q385	0,30	4889
2	3235	996	12 $\Phi 12$ + 2 Q385	0,37	5273
1	5106	1245	12 $\Phi 12$ + 2 Q385	0,37	5668
0	10156	1500	20 $\Phi 20$ + 2 Q785	1,04	11172

## Strižna armatura

Predpostavimo, da je  $V_{Ed} > V_{Rd,c}$ .  $V_{Ed} = 1435 \text{ kN}$  v etaži 0. Potrebna strižna armatura, ob predpostavki, da je  $\theta = 45^\circ$ , znaša:

$$A_{sw,potr}/s = V_{Ed}/(0,8 \cdot l_w \cdot f_{ywd}) = 1435 \text{ kN}/(0,8 \cdot 400 \text{ cm} \cdot 43,48 \text{ kN/cm}^2) = 10,3 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (7.36)$$

V etaži 0 izberemo mreži Q785 na vsaki strani stene ( $A_{sw,dej} = 2 \cdot 7,85 \text{ cm}^2/\text{m} = 15,7 \text{ cm}^2/\text{m}$ ). Mreži Q785 smo izbrali zaradi potrebne navpične armature, sicer bi lahko izbrali mreži Q636.

Izbrana strižna armatura in nosilnost sta za vse etaže prikazani v preglednici:

Preglednica 45: Strižna nosilnost stene W1 po EC2

Etaža	$V_{Ed}$ [kN]	$A_{sw,potr}$ [ $\text{cm}^2/\text{m}$ ]	Izbrana armatura	$V_{Rd}$ [kN]	$A_{sw,dej}$ [ $\text{cm}^2/\text{m}$ ]
5	258	1,9	2 Q283	788	5,7
4	498	3,6	2 Q283	788	5,7
3	657	4,7	2 Q385	1071	7,7
2	809	5,8	2 Q385	1071	7,7
1	932	6,7	2 Q385	1071	7,7
0	1435	10,3	2 Q785	2184	15,7

Prečne sile v steni so v vseh etažah manjše od dovoljenih:

$$V_{Ed} < V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w 0,8 l_w 0,6 [1 - f_{ck}/250] f_{cd} / (\cot\theta + \tan\theta) = \quad (7.37)$$

$$= 30 \text{ cm} \cdot 320 \text{ cm} \cdot 0,54 \cdot 1,67 \text{ kN/cm}^2 / 2 = 4328 \text{ kN}$$

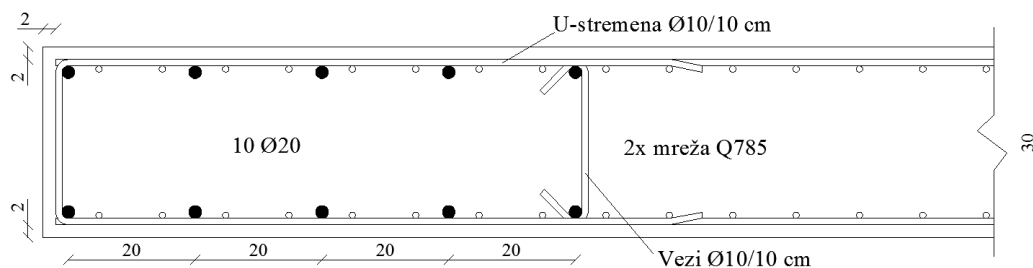
Mreži Q283 na vsaki strani stojine (posledično tudi Q385 in Q785) zagotavljata potrebno minimalno vodoravno armaturo v stojini, saj je  $\rho_{h,Q283} = 0,19 \% \approx 0,2 \%$ .

### Stremena

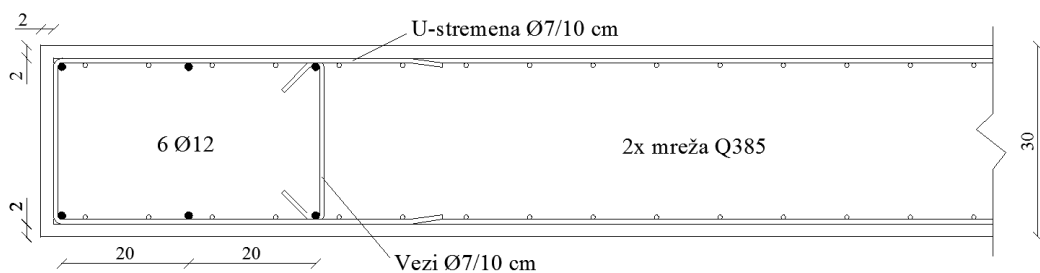
Nikjer v steni ni prekoračen delež navpične armature 2 %, zato stremena niso računsko potrebna. V robnem področju vseeno izberemo U-stremena in vezi, ki imajo v horizontalni smeri enako nosilnost kot izbrana Q mreža v tisti etaži (enak premer stremen in medsebojna oddaljenost kot pri Q mreži). V etaži 0 tako izberemo stremena  $\Phi 10/10 \text{ cm}$ , v etažah 1 do 3  $\Phi 7/10 \text{ cm}$ , ter v etažah 4 in 5 stremena  $\Phi 6/10 \text{ cm}$ .

### Shema izbrane armature

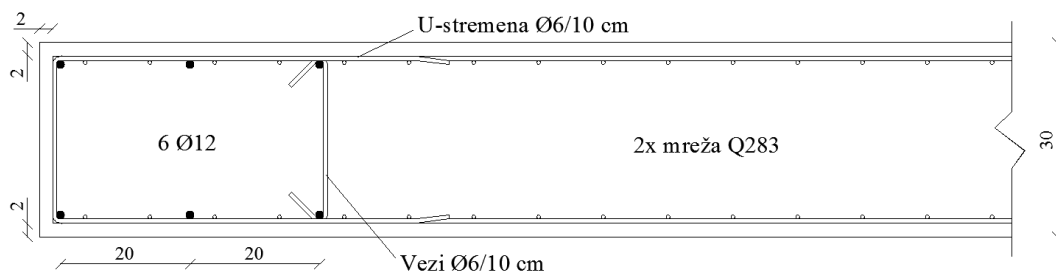
Izbrana armatura stene W1 po EC2 je prikazana na sledečih slikah.



Slika 55: Armatura stene W1 po EC2 v etaži 0



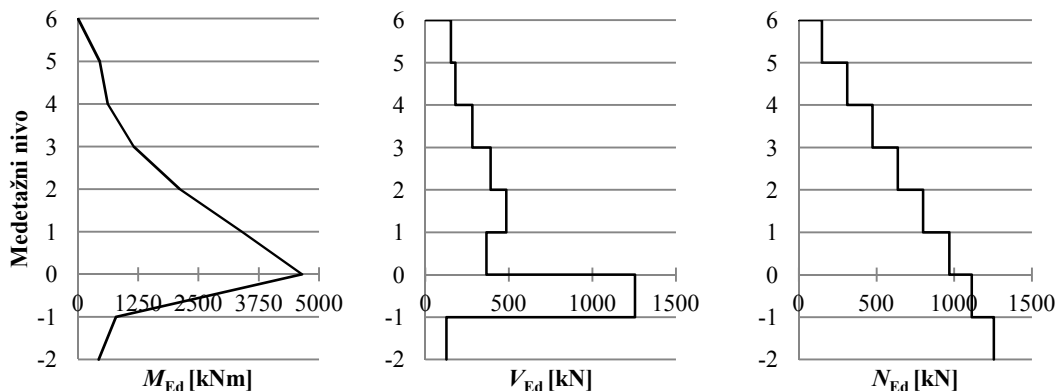
Slika 56: Armatura stene W1 po EC2 v etažah 1 do 3



Slika 57: Armatura stene W1 po EC2 v etažah 4 in 5

### 7.3.2 Stena W3

Dimenzije stene W3 znašajo  $l_w/b_w = 400/25$  cm. Daljša stranica je postavljena v globalni Y smeri, zato prevladujejo v steni obremenitve zaradi kombinacije K2, ki so prikazane na sliki:



Slika 58: Največje obremenitve v steni W3 zaradi kombinacije K2

### Upogibna armatura

Izbrana upogibna armatura in nosilnost sta za vse etaže prikazani v preglednici:

Preglednica 46: Upogibna nosilnost stene W3 po EC2

Etaža	$M_{Ed}$ [kNm]	$N_{Ed, prip}$ [kN]	Izbrana armatura	$\rho$ [%]	$M_{Rd}$ [kNm]
5	456	148	8 $\Phi$ 12 + 2 Q283	0,31	2909
4	621	311	8 $\Phi$ 12 + 2 Q283	0,31	3192
3	1160	474	8 $\Phi$ 12 + 2 Q283	0,31	3468
2	2111	637	8 $\Phi$ 12 + 2 Q283	0,31	3736
1	3396	800	8 $\Phi$ 12 + 2 Q283	0,31	4007
0	4647	968	16 $\Phi$ 12 + 2 Q283	0,41	4833
-1	4647	1112	8 $\Phi$ 12 + 2 Q503	0,50	5716
-2	789	1254	8 $\Phi$ 12 + 2 Q283	0,31	4710

### Strižna armatura

Izbrana strižna armatura in nosilnost sta za vse etaže prikazani v preglednici:

Preglednica 47: Strižna nosilnost stene W3 po EC2

Etaža	$V_{Ed}$ [kN]	$A_{sw, potr}$ [cm <sup>2</sup> /m]	Izbrana armatura	$V_{Rd}$ [kN]	$A_{sw, dej}$ [cm <sup>2</sup> /m]
5	152	1,1	2 Q283	788	5,7
4	180	1,3	2 Q283	788	5,7
3	282	2,0	2 Q283	788	5,7
2	390	2,8	2 Q283	788	5,7
1	485	3,5	2 Q283	788	5,7
0	366	2,6	2 Q283	788	5,7
-1	1254	9,0	2 Q503	1400	10,1
-2	126	0,9	2 Q283	788	5,7

Prečne sile v steni so manjše od dovoljenih:

$$V_{Ed} < V_{Rd, max} = \alpha_{cw} b_w \cdot 0,8 l_w \cdot 0,6 \cdot [1 - f_{ck}/250] f_{cd} / (\cot\theta + \tan\theta) = \quad (7.38)$$

$$= 25 \text{ cm} \cdot 320 \text{ cm} \cdot 0,54 \cdot 1,67 \text{ kN/cm}^2 / 2 = 3607 \text{ kN}$$

Mreži Q283 (posledično tudi Q503) zagotavljata potrebno minimalno vodoravno armaturo v stojini ( $\rho_{h, Q283} = 0,23 \% > 0,2 \%$ ).

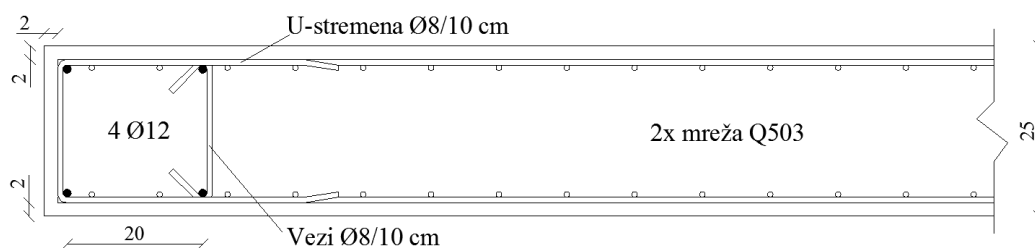
### Stremena

Nikjer v steni ni prekoračen delež navpične armature 2 %, zato stremena niso računsko potrebna. V robnem področju vseeno izberemo U-stremena in vezi, ki imajo v horizontalni smeri enako nosilnost kot izbrana Q mreža v tisti etaži.

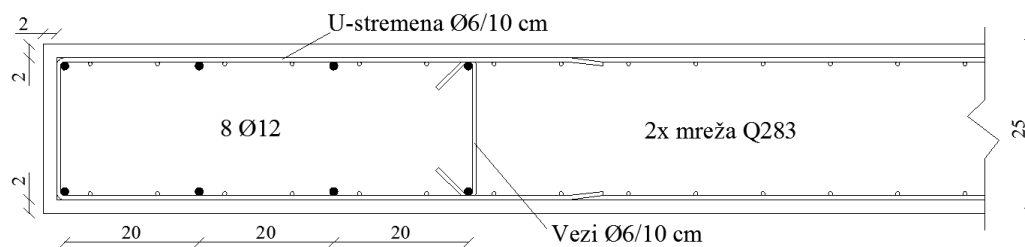
### Shema izbrane armature

Izbrana armatura stene W3 je prikazana na sledečih slikah.

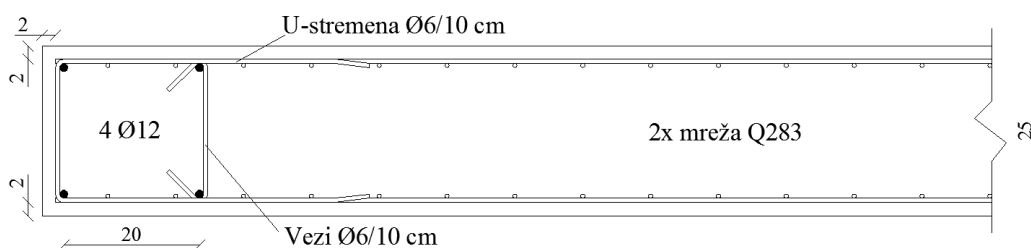




Slika 59: Armatura stene W3 po EC2 v etaži -1



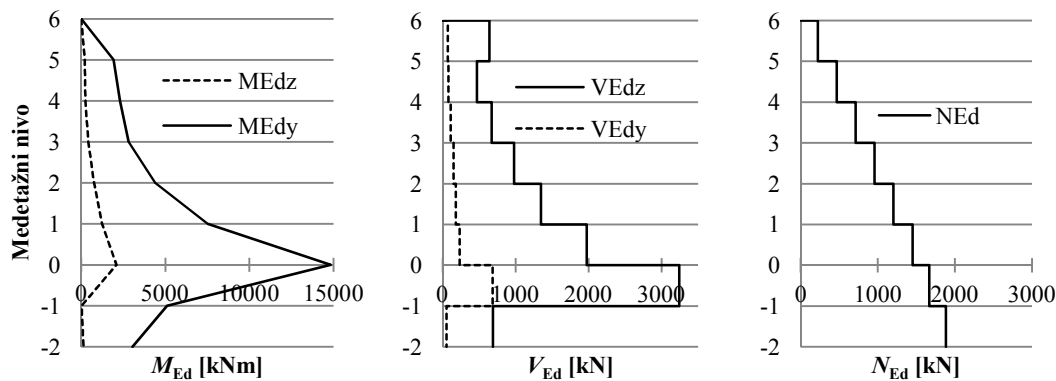
Slika 60: Armatura stene W3 po EC2 v etaži 0



Slika 61: Armatura stene W3 po EC2 v etažah -2 in 1 do 5

### 7.3.3 Stena N1

Stena N1 ima prečni prerez U-oblike in je zato nosilna v dveh smereh. Pri dimenzioniranju smo privzeli, da je stojina postavljena v X smeri, kjer so večje obremenitve (smer močne osi), pasnici pa v Y smeri (smer šibke osi). Dolžina stojine je (zunanja dimenzija)  $l = 360$  cm, dolžina vsake pasnice pa je (zunanja dimenzija)  $l = 180$  cm. Debelina pasnic in stojine znaša  $b_w = 25$  cm. Obremenitve v steni N1 so prikazane na sliki:



Slika 62: Največje obremenitve v steni N1

Obremenitve v smeri močne osi  $M_{Ed,y}$  in  $V_{Ed,z}$  s slike 62 so posledica kombinacije K1, obremenitve v smeri šibke osi  $M_{Ed,z}$  in prečne sile  $V_{Ed,y}$  pa so posledica kombinacije K2. Osne sile  $N_{Ed}$  so pri obeh kombinacijah enake, ker smo vertikalno obtežbo  $G + 0,3 Q$  v steni N1 podali kot točkovno silo na vsakem medetažnem nivoju.

### Upogibna armatura

Izbrana upogibna armatura in nosilnost sta v smeri močne osi za vse etaže prikazani v preglednici:

Preglednica 48: Upogibna nosilnost stene N1 v smeri močne osi po EC2

Etaža	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z,prp}$ [kNm]	$N_{Ed,prp}$ [kN]	Izbrana armatura	$\rho$ [%]	$M_{Rd,y}$ [kNm]
5	1920	66	223	16 $\Phi$ 12 + 2 Q283	0,31	4531
4	2296	75	468	16 $\Phi$ 12 + 2 Q283	0,31	4936
3	2815	130	713	16 $\Phi$ 12 + 2 Q283	0,31	5349
2	4392	233	957	16 $\Phi$ 12 + 2 Q503	0,47	7950
1	7525	373	1202	16 $\Phi$ 12 + 2 Q503	0,47	8353
0	14821	640	1454	20 $\Phi$ 22 + 2 Q785	1,03	15266
-1	14821	640	1671	20 $\Phi$ 22 + 2 Q785	1,03	15562
-2	5099	-1	1885	16 $\Phi$ 12 + 2 Q283	0,31	7241

Pri izračunu  $M_{Rd,y}$  smo poleg momenta v smeri močne osi  $M_{Ed,y}$  upoštevali tudi pripadajoči moment v smeri šibke osi  $M_{Ed,z}$ . Oba momenta sta posledica kombinacije K1.

Upogibne nosilnosti v smeri šibke osi ( $M_{Rd,z}$ ) nismo mogli posebej določiti, ker so momenti v tej smeri bistveno manjši kot momenti v smeri močne osi, program DIAS pa kot rezultat prikaže razmerje  $M_{max}/M$ , ki pri dvoosnem upogibu velja le za večje momente. Izbrana armatura zadostuje tudi za obremenitve v smeri šibke osi!

### Strižna armatura

Izbrana strižna armatura in nosilnost sta za vse etaže prikazani v preglednici:

Preglednica 49: Strižna nosilnost stene N1 v smeri močne osi po EC2

Etaža	$V_{Ed,z}$ [kN]	$A_{sw,z,potr}$ [cm <sup>2</sup> /m]	Izbrana armatura	$V_{Rd,z}$ [kN]	$A_{sw,z,dej}$ [cm <sup>2</sup> /m]
5	640	5,1	2 Q283	709	5,7
4	470	3,8	2 Q283	709	5,7
3	673	5,4	2 Q283	709	5,7
2	980	7,8	2 Q503	1260	10,1
1	1349	10,8	2 Q503	1260	10,1
0	1975	15,8	2 Q785	1966	15,7
-1	3241	25,9	2 Q785+2 $\Phi$ 9/10 cm	3559	28,4
-2	688	5,5	2 Q283	709	5,7

V etaži -1 so potrebne dodatne vodoravno položene palice  $\Phi$ 9/10 cm v smeri močne osi stene na vsaki strani stojine!

Prečne sile v steni so manjše od dovoljenih:

$$V_{Ed,z} < V_{Rd,max,z} = \alpha_{cw} b_w \cdot 0,8 l_w \cdot 0,6 \cdot [1 - f_{ck}/250] f_{cd} / (\cot\theta + \tan\theta) = \quad (7.39)$$

$$= 25 \text{ cm} \cdot 288 \text{ cm} \cdot 0,54 \cdot 1,67 \text{ kN/cm}^2 / 2 = 3246 \text{ kN}$$

Tudi v smeri šibke osi (v pasnicah) so izbrane enake Q mreže. Ker so strižne sile v tej smeri bistveno manjše, armature pa je enkrat več kot v smeri močne osi (2x Q mreža v vsaki pasnici), je  $V_{Ed,y} < V_{Rd,max,y}$  v vseh etažah.

Mreži Q283 (posledično tudi Q503 in Q785) zagotavljata potrebno minimalno vodoravno armaturo v stojini ( $\rho_{h,Q283} = 0,23 \% > 0,2 \%$ ).

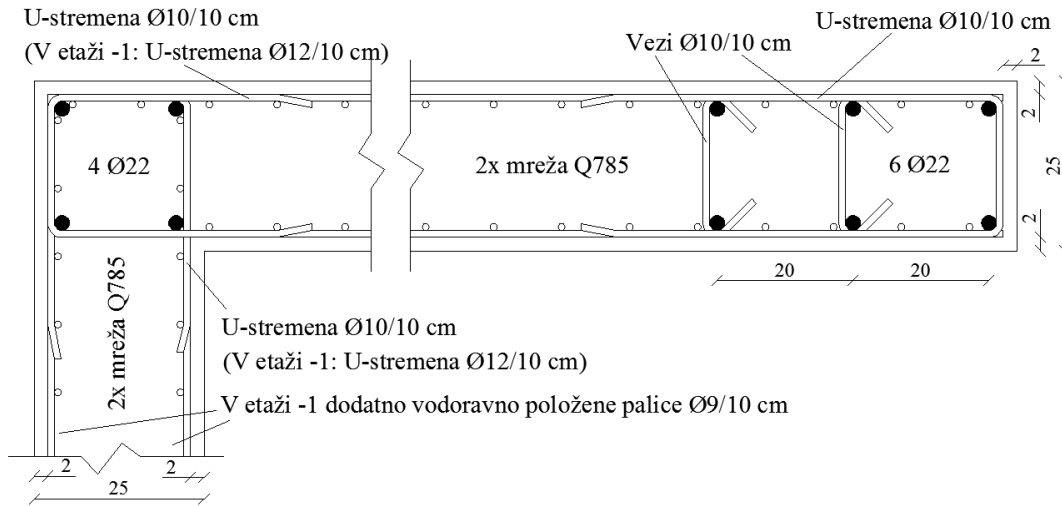
### Stremena

Delež upogibne armature na robu pasnic v etažah -1 in 0 je večji od 2 % ( $\rho = 2,9 \%$ ), kar pomeni, da je potrebna računsko prečna armatura, ki jo je potrebno določiti po pravilih standarda EC2 za stebre. Zato smo v teh etažah vse palice znotraj robnega področja objeli z vezmi in U-stremeni, in sicer na medsebojni oddaljenosti 10 cm, kar je manj od  $s_{cl,max} = 25$  cm. Premer stremen in vezi znotraj pasnic v etažah -1 in 0 znaša 10 mm. Tudi v ostalih etažah, kjer ni prekoračen delež upogibne armature 2 %, smo izbrali U-stremena in vezi, in sicer enakega premera in medsebojne oddaljenosti kot pri horizontalnih palicah Q mreže v tisti etaži.

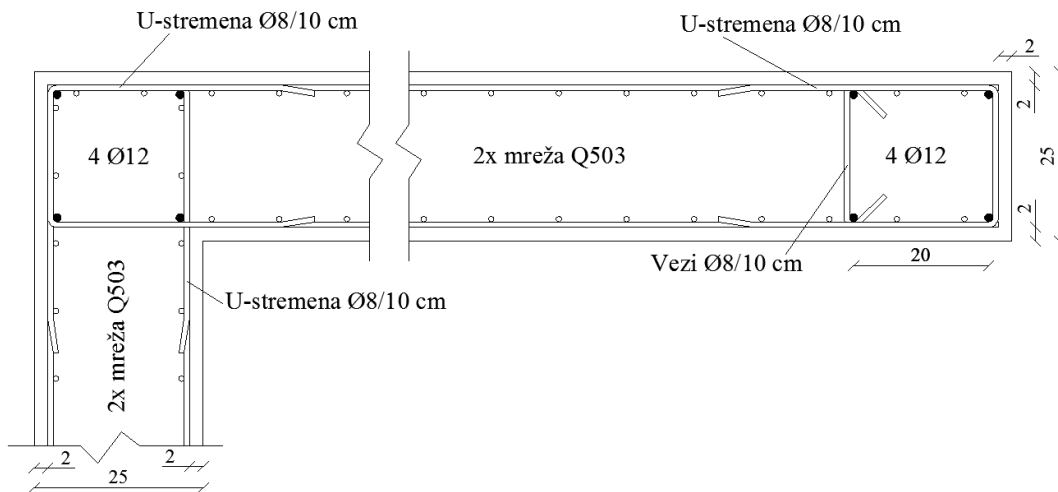
V vogalih stene smo izbrali dvojna U-stremena enakega premera in na enaki oddaljenosti kot v pasnicah. Izjema je etaža -1, kjer smo v vogalih izbrali stremena večjega premera ( $d_{bw} = 12$  mm), saj je v smeri močne osi vodoravna (strižna) armatura povečana (dodatne vodoravno položene palice).

## Shema izbrane armature

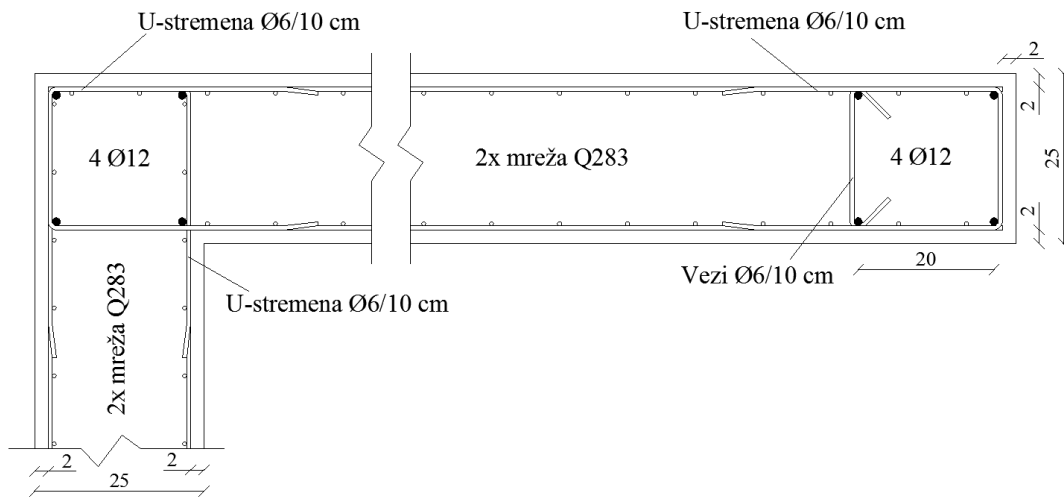
Izbrana armatura stene N1 je prikazana na sledečih slikah.



Slika 63: Armatura stene N1 po EC2 v etažah -1 in 0



Slika 64: Armatura stene N1 po EC2 v etažah 1 in 2



Slika 65: Armatura stene N1 po EC2 v etažah -2 in 3 do 5

## 8 DIMENZIONIRANJE PO EC8

Za dimenzioniranje konstrukcije po standardu EC8 smo uporabili programa SAP2000 in DIAS. Glede na dimenzioniranje po EC2 smo dodatno upoštevali obremenitve, ki jih dobimo s postopkom načrtovanja nosilnosti in zahteve standarda EC8 za zagotavljanje duktilnosti.

Program SAP2000 ima v verziji 1400 to pomankljivost, da ne omogoča izračuna upogibne nosilnosti prečnega prereza  $M_{Rd}$ , saj ga ni mogoče neposredno razbrati iz Capacity Ratio-a. Zato smo v ta namen pri gredah, stebrih in stenah uporabili program DIAS.

Glavna vrsta analize je v našem primeru modalna analiza v programu SAP2000. Pri modalni analizi program določi ovojnico obremenitev, v kateri samodejno upošteva + in – smer potresa (*max/min envelope*). Iz te ovojnice pa ne moremo sklepati, koliko znaša  $N_{Ed}$ , ko potresni vpliv deluje v eni smeri (+) in koliko znaša, ko je potresni vpliv v drugi smeri (-). Tudi ne vemo katera osna sila  $N_{Ed}$  pripada kateremu momentu  $M_{Ed}$ . To je zelo problematično, ker je strižno armaturo v okvirih potrebno določiti s postopkom načrtovanja nosilnosti, kjer ločeno upošteevamo + in – smer potresa. Pri gredah je osna sila v potresnem projektnem stanju enaka 0, pri stebrih pa ravno osna sila določa upogibno nosilnost  $M_{Rc}$ . Problem smo rešili tako, da smo pri stebrih pri računu upogibne nosilnosti v + in – smeri upoštevali osni sili  $N_{min}$  in  $N_{max}$  zaradi kombinacije, katere primarni potresni vpliv je v smeri upogiba (K1 v globalni X smeri in K2 v globalni Y smeri).

V obravnavani konstrukciji je na obodu pod nivojem terena postavljena zelo toga kletna stena, ki tam prevzame večino potresnega vpliva. Poglavji 6.2.3 in 6.2.4 dokazujeta, da je potresni vpliv v kleti omejen, prav tako pa je iz poglavja 7.2 razvidno, da je v gredah v kleti prevladujoč vpliv vertikalne obtežbe (kombinacija K3). Tudi pri stebrih so momenti v potresnem projektnem stanju v kleti dosti manjši kot nad kletjo (čeprav tega nismo eksplicitno pokazali v tej nalogi). Govorimo lahko torej o togi škatlasti kleti (ob predpostavki, da stropna plošča kleti in temeljena plošča delujeta kot togi diafragmi), znotraj katere bi po EC8 lahko grede in stebre dimenzionirali kar na nizko stopnjo duktilnosti (DCL), oz. le z upoštevanjem standarda EC2. Kljub temu smo se odločili, da pri gredah in stebrih znotraj kleti upošteevamo kar enaka določila kot nad kletjo.

### 8.1 Dimenzioniranje gred

Pri dimenzioniranju gred po EC8 smo se skoncentrirali le na kritična območja ob vozliščih s stebri. Upogibne obremenitve so enake kot pri dimenzioniranju po EC2, zato smo upoštevali kar izbrano vzdolžno armaturo iz poglavja 7, ki smo jo v nekaterih gredah na spodnjem robu povečali zaradi zahtev standarda EC8 za zagotavljanje lokalne duktilnosti. Upogibno nosilnost prečnih prereзов smo določili s programom DIAS.

Potrebno strižno armaturo v kritičnih območjih gred smo izračunali s postopkom načrtovanja nosilnosti, upoštevajoč upogibno nosilnost gred in stebrov ob vozliščih. Pri tem smo prečne sile zaradi vertikalne obtežbe  $G + 0,3 Q$  določili na prostoležečem nosilcu, in sicer z upoštevanjem razporeditve vertikalne obtežbe po gredah iz poglavja 5.4.1 (slika 23 in preglednica 14). Tako kot pri dimenzioniranju po EC2, smo tudi tukaj grede obravnavali glede na okvirje, v katerih se nahajajo in na vseh medetažnih nivojih uporabili enak tip armature, pri čemer smo upoštevali razmejitev med gredami na kletnih nivojih ter nivojih nad kletjo oz. nad nivojem terena.

Vse grede v konstrukciji imajo enak prečni prerez ( $h/b = 50/25$  cm), in so armirane na enak način (enaka  $d_{bL}$  in  $d_{bw}$ ), zato smo geometrijske omejitve in zahteve za zagotovitev lokalne duktilnosti navedli kar na tem mestu:

### Geometrijske omejitve pri gredah

Razdalja med težiščnima osema grede in stebra je v vseh vozliščih manjša od dovoljenih  $b_c/4$ , širina vseh gred  $b_w$  pa ustreza sledeči zahtevi:

$$\begin{aligned} b_w &= 25 \text{ cm} \leq \min\{b_c + h_w = 30 \text{ cm} + 50 \text{ cm} = 80 \text{ cm}; \\ &2 \cdot b_c = 2 \cdot 30 \text{ cm} = 60 \text{ cm}\} = 60 \text{ cm} \end{aligned} \quad (8.1)$$

V zgornji zahtevi smo upoštevali, da širina stebra  $b_c$  znaša 30 cm, kar je najbolj neugoden primer v naši konstrukciji. Posledično je zahteva izpolnjena tudi za širše stebre.

### Konstruiranje za zagotovitev lokalne duktilnosti

Dolžina kritičnega območja gred (merjeno od roba stebra) v vozliščih gred s stebri znaša pri vseh gredah  $l_{cr} = h_w = 50$  cm. Tam mora biti vrednost faktorja  $\mu_\phi$  enaka vsaj:

$$\mu_\phi \geq 2 \cdot q_0 - 1 = 2 \cdot 3 - 1 = 5 \quad (8.2)$$

Da bi to zahtevo izpolnili, mora biti v kritičnih območjih  $A_s' \geq A_s/2$  in delež armature v natezni coni  $\rho$  ne sem presegati vrednosti  $\rho_{\max}$ :

$$\begin{aligned} \rho &\leq \rho_{\max} = \rho' + 0,0018 / (\mu_\phi \cdot \varepsilon_{sy,d}) \cdot f_{cd} / f_{yd} = \\ &= \rho' + 0,0018 / (5 \cdot 0,002174) \cdot 1,67 \text{ kN/cm}^2 / 44,48 \text{ kN/cm}^2 = \rho' + 0,0064 \end{aligned} \quad (8.3)$$

kjer je:

$$\varepsilon_{sy,d} = f_{yd} / E_s = 43,48 \text{ kN/cm}^2 / 20000 \text{ kN/cm}^2 = 0,002174$$

Pogoj, da je premer stremen v kritičnih območjih gred enak vsaj 6 mm, smo zadostili z izbiro stremen premera 8 mm. Prvo streme na krajišču grede mora biti od roba stebra oddaljeno za manj kot 50 mm, medsebojna oddaljenost  $s$  stremen v kritičnih območjih pa ne sme biti večja od:

$$s \leq \min \{ h_w/4 = 500 \text{ mm}/4 = 125 \text{ mm}; 24 \cdot d_{bw} = 24 \cdot 8 \text{ mm} = 192 \text{ mm}; 225 \text{ mm}; 8 \cdot d_{bL} = 8 \cdot 16 \text{ mm} = 128 \text{ mm} \} = 125 \text{ mm} = 12,5 \text{ cm} \quad (8.4)$$

Poleg vseh zgornjih zahtev, mora veljati še, da delež armature v natezni coni  $\rho$  vzdolž celotne dolžine ne sme biti manjši od vrednosti  $\rho_{\min}$ :

$$\rho \geq \rho_{\min} = 0,5 \cdot (f_{cm}/f_{yk}) = 0,5 \cdot (0,26 \text{ kN/cm}^2/50 \text{ kN/cm}^2) = 0,0026 = 0,26 \% \quad (8.5)$$

Posledično je:

$$A_{s,\min} = \rho_{\min} \cdot b \cdot d = 0,0026 \cdot 25 \text{ cm} \cdot 45 \text{ cm} = 2,93 \text{ cm}^2 \quad (8.6)$$

### 8.1.1 Dimenzioniranje gred okvira v osi 1

#### Vzdolžna armatura

Izbrana vzdolžna armatura ob podporah gred B1 in B2 je prikazana v preglednici 50, skupaj z upogibno nosilnostjo gred, izračunano s programom DIAS.

Preglednica 50: Izbrana vzdolžna armatura gred B1 in B2 po EC8

Greda	Prerez	Zgoraj						Spodaj			
		$b_{\text{eff}}$ [m]	Izbrano	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$\rho$ [%]	$\rho_{\text{max}}$ [%]	$M_{\text{Rb}}^-$ [kNm]	Izbrano	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$\rho'$ [%]	$M_{\text{Rb}}^+$ [kNm]
B1	Podpora A	0,66	<b>7Φ16+Q335</b>	16,28	1,44	1,53	281	<b>5Φ16</b>	10,05	0,89	188
	Podpora B	0,66	<b>8Φ16+Q335</b>	18,29	1,63	1,71	316	<b>6Φ16</b>	12,06	1,07	223
B2	Podpora B	0,66	<b>8Φ16+Q335</b>	18,29	1,63	1,71	316	<b>6Φ16</b>	12,06	1,07	223
	Podpora C	0,66	<b>7Φ16+Q335</b>	16,28	1,44	1,53	281	<b>5Φ16</b>	10,05	1,89	188

#### Prečna armatura

Potrebna prečna armatura gred B1 in B2 v kritičnih območjih na vseh nivojih je prikazana v preglednici 51. V preglednici so zbrane maksimalne vrednosti pri potresu v + in – smeri.

Preglednica 51: Potrebna prečna armatura  $A_{s,w,\text{potr}}$  [cm<sup>2</sup>/m] gred B1 in B2 po EC8

Nivo	B2		B1	
	Podpora C	Podpora B	Podpora B	Podpora A
6	8,2	8,2	8,2	8,2
5	8,5	8,5	8,5	8,5
4	8,5	8,5	8,5	8,5
3	8,5	8,5	8,5	8,5
2	8,5	8,5	8,5	8,5
1	<b>8,5</b>	<b>8,5</b>	<b>8,5</b>	<b>8,5</b>

V vseh vozliščih okvira v osi 1 je  $\min \{ 1; \Sigma M_{\text{Rc}}/\Sigma M_{\text{Rb}} \} = 1$ . Upogibna nosilnost gred je na vseh nivojih enaka. Vertikalna obtežba je na nivoju 1 malo večja kot na ostalih nivojih, zato so tam prečne sile največje, kot tudi potrebna armatura (zaradi zaokroževanja to ni vidno iz preglednice 51).

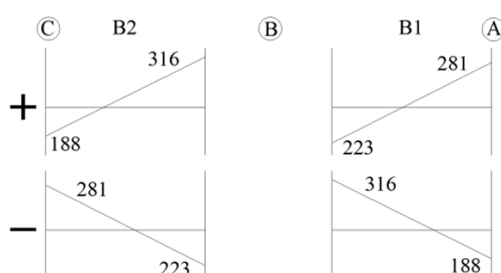


Na nivoju 1 znaša prečna sila zaradi vertikalne obtežbe, ki deluje v vsakem vozlišču grede,  $V_{G+0,3Q}$ :

$$V_{G+0,3Q} = A_{IV} \cdot p / 2 = A_{IV} \cdot (g + 0,3 q) / 2 = 10 \text{ m}^2 \cdot (9,32 \text{ kN/m}^2 + 0,3 \cdot 2 \text{ kN/m}^2) / 2 = 50 \text{ kN} \quad (8.7)$$

To vrednost dobimo, če upoštevamo vplivno površino  $A_{IV}$  s slike 23, ki pripada gredam okvira v osi 1. Velikost vplivne površine je  $A_{IV} = 10 \text{ m}^2$  ( $2 \text{ m}^2$  nismo upoštevali – del obtežbe, ki je na togi povezavi grede s steno W1). Površino smo pomnožili z  $g + 0,3 q$  (Preglednica 4 in Preglednica 5). Dobljeno silo smo razdelili na levo in desno vozlišče grede.

Računske upogibne nosilnosti gred B2 in B1 so za + in – smer potresa prikazane na sliki 66:



Slika 66: Upogibna nosilnost gred okvira v osi 1 glede na + in – smer potresa

Največje prečne sile smo izračunali po enačbah:

$$V_{Ed} = + (|M_{1,d}^+| + |M_{2,d}^+|) / l_{cl} \pm V_{G+0,3Q} \quad (8.8)$$

$$V_{Ed} = - (|M_{1,d}^-| + |M_{2,d}^-|) / l_{cl} \pm V_{G+0,3Q} \quad (8.9)$$

$M_{i,d}$  ( $i = 1,2$ ) smo izračunali po enačbi 2.57. Indeksa 1 in 2 v zgornjih enačbah označujeta vozlišči A in B pri gredi B1 in vozlišči B in C pri gredi B2. Kot  $l_{cl}$  smo pri izračunih upoštevali kar osno dolžino. Enačba 8.8 je merodajna za + smer potresa, enačba 8.9 pa za – smer.

Prečne sile za + smer v gredah na nivoju 1 v našem primeru znašajo:

$$V_{Ed} = + (188 \text{ kNm} + 316 \text{ kNm}) / 5 \text{ m} \pm 50 \text{ kN} \rightarrow V_{Ed,C} = 51 \text{ kN}, V_{Ed,B} = 150 \text{ kN} \quad (8.10)$$

$$V_{Ed} = + (223 \text{ kNm} + 281 \text{ kNm}) / 5 \text{ m} \pm 50 \text{ kN} \rightarrow V_{Ed,B} = 51 \text{ kN}, V_{Ed,A} = 150 \text{ kN} \quad (8.11)$$

Prečne sile za - smer v gredah na nivoju 1 znašajo:

$$V_{Ed} = - (281 \text{ kNm} + 223 \text{ kNm}) / 5 \text{ m} \pm 50 \text{ kN} \rightarrow V_{Ed,C} = -150 \text{ kN}, V_{Ed,B} = -51 \text{ kN} \quad (8.12)$$

$$V_{Ed} = - (316 \text{ kNm} + 188 \text{ kNm}) / 5 \text{ m} \pm 50 \text{ kN} \rightarrow V_{Ed,B} = -150 \text{ kN}, V_{Ed,A} = -51 \text{ kN} \quad (8.13)$$

Ker je izbrana zgornja armatura identična tisti po EC2 so tudi vrednosti  $V_{Rd,c}$  enake (Preglednica 23), in sicer je  $V_{Rd,c} = 74 \text{ kN}$  ob podporah A in C, ter  $V_{Rd,c} = 77 \text{ kN}$  ob podpori B (v gredah B1 in B2), kar je manj od  $V_{Ed} = V_{CD} = 150 \text{ kN}$ . Potrebna je torej računaska strižna armatura, ki znaša:

$$A_{sw,potr} / s = |V_{Ed}| / (z f_{ywd} \cot \theta) = 150 \text{ kN} / (0,9 \cdot 45 \text{ cm} \cdot 43,48 \text{ kN/cm}^2 \cdot \cot 45^\circ) = 8,5 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (8.14)$$

V kritičnem območju izberemo ob podporah A in B grede B1 in ob podporah B in C grede B2 dvostrizna stremena  $\Phi 8/11$  cm ( $A_{sw,dej} = 9,2$  cm<sup>2</sup>/m).

Do porušitve tlačnih diagonal ne pride, sa je prečna sila  $V_{Ed}$  povsod manjša od  $V_{Rd,max}$ , ki znaša:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} / (\cot\theta + \tan\theta) = \quad (8.15)$$

$$= 1 \cdot 25 \text{ cm} \cdot 0,9 \cdot 45 \text{ cm} \cdot 0,6 \cdot [1 - 25 \text{ MPa} / 250 \text{ MPa}] \cdot 1,67 \text{ kN/cm}^2 / 2 = 456 \text{ kN}$$

## 8.1.2 Dimenzioniranje gred okvira v osi 2

### 8.1.2.1 Grede v medetažnih nivojih 1 do 6

#### Vzdolžna armatura

Izbrana vzdolžna armatura ob podporah je prikazana v preglednici 52, skupaj z upogibno nosilnostjo gred:

Preglednica 52: Izbrana vzdolžna armatura gred B3 in B4 nad terenom po EC8

Greda	Prerez	Zgoraj						Spodaj			
		$b_{eff}$ [m]	Izbrano	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$\rho$ [%]	$\rho_{max}$ [%]	$M_{Rb}^-$ [kNm]	Izbrano	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$\rho'$ [%]	$M_{Rb}^+$ [kNm]
B3	Podpora A	1,42	<b>5Φ16+Q335</b>	14,81	1,32	1,35	255	<b>4Φ16</b>	8,04	0,71	164
	Podpora B	1,94	<b>6Φ16+Q335</b>	18,56	1,65	1,71	316	<b>6Φ16</b>	12,06	1,07	243
B4	Podpora B	1,94	<b>6Φ16+Q335</b>	18,56	1,65	1,71	316	<b>6Φ16</b>	12,06	1,07	243
	Podpora C	1,42	<b>5Φ16+Q335</b>	14,81	1,32	1,35	255	<b>4Φ16</b>	8,04	0,71	164

#### Prečna armatura

Potrebna prečna armatura gred B3 in B4 v kritičnih območjih na vseh nivojih nad terenom je prikazana v preglednici:

Preglednica 53:  $A_{sw,potr}$  [cm<sup>2</sup>/m] gred B3 in B4 nad terenom po EC8

Nivo	B4		B3	
	Podpora C	Podpora B	Podpora B	Podpora A
6	8,2	8,5	8,0	8,9
5	10,6	10,5	10,5	10,6
4	10,6	10,5	10,5	10,6
3	10,6	10,5	10,5	10,6
2	10,6	10,5	10,5	10,6
1	<b>10,8</b>	<b>10,7</b>	<b>10,7</b>	<b>10,8</b>

V kritičnih območjih gred B3 in B4 ob podporah A in B ter B in C izberemo dvostrizna stremena  $\Phi 8/9$  cm ( $A_{sw,dej} = 11,2$  cm<sup>2</sup>/m).

### 8.1.2.2 Grede v medetažnih nivojih -1 in 0

#### Vzdolžna armatura

Izbrana vzdolžna armatura ob podporah je prikazana v preglednici 54, skupaj z upogibno nosilnostjo gred:

Preglednica 54: Izbrana vzdolžna armatura gred B3, B4 in B5 v kleti po EC8

Greda	Prerez	Zgoraj						Spodaj			
		$b_{\text{eff}}$ [m]	Izbrano	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$\rho$ [%]	$\rho_{\text{max}}$ [%]	$M_{\text{Rb}}^-$ [kNm]	Izbrano	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$\rho'$ [%]	$M_{\text{Rb}}^+$ [kNm]
B3	Podpora A	1,42	<b>4Φ16+Q335</b>	12,80	1,14	1,35	222	<b>4Φ16</b>	8,04	0,71	164
	Podpora B	1,94	<b>5Φ16+Q335</b>	16,55	1,47	1,53	281	<b>5Φ16</b>	10,05	0,89	207
B4	Podpora B	1,94	<b>5Φ16+Q335</b>	16,55	1,47	1,53	281	<b>5Φ16</b>	10,05	0,89	207
	Podpora C	2,14	<b>5Φ16+Q335</b>	17,22	1,53	1,53	298	<b>5Φ16</b>	10,05	0,89	210
B5	Podpora C	2,14	<b>5Φ16+Q335</b>	17,22	1,53	1,53	298	<b>5Φ16</b>	10,05	0,89	210
	Podpora D	1,42	<b>4Φ16+Q335</b>	12,80	1,14	1,35	222	<b>4Φ16</b>	8,04	0,71	164

#### Prečna armatura

Potrebna prečna armatura gred B3, B4 in B5 v kritičnih območjih na obeh nivojih v kleti je prikazana v preglednici:

Preglednica 55:  $A_{\text{sw,potr}}$  [cm<sup>2</sup>/m] gred B3, B4 in B5 v kleti po EC8

Nivo	B5		B4		B3	
	Podpora D	Podpora C	Podpora C	Podpora B	Podpora B	Podpora A
0	<b>9,3</b>	<b>9,5</b>	<b>9,9</b>	<b>9,8</b>	<b>9,8</b>	<b>9,9</b>
-1	9,2	9,5	9,8	9,7	9,7	9,8

V vseh vozliščih gred B3, B4 in B5 izberemo v kritičnem območju dvostrizna stremena  $\Phi 8/10$  cm ( $A_{\text{sw,dej}} = 10,1 \text{ cm}^2/\text{m}$ ).

### 8.1.3 Dimenzioniranje gred okvira v osi 3

#### 8.1.3.1 Grede v medetažnih nivojih 1 do 6

#### Vzdolžna armatura

Izbrana vzdolžna armatura ob podporah je prikazana v preglednici 56, skupaj z upogibno nosilnostjo gred:

Preglednica 56: Izbrana vzdolžna armatura gred B6 in B7 nad terenom po EC8

Greda	Prerez	Zgoraj						Spodaj			
		$b_{\text{eff}}$ [m]	Izbrano	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$\rho$ [%]	$\rho_{\text{max}}$ [%]	$M_{\text{Rb}}^-$ [kNm]	Izbrano	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$\rho'$ [%]	$M_{\text{Rb}}^+$ [kNm]
B6	Podpora A	1,42	<b>3Φ16+Q335</b>	10,79	0,96	1,18	188	<b>3Φ16</b>	6,03	0,54	127
	Podpora B	1,58	<b>4Φ16+Q335</b>	13,33	1,19	1,35	230	<b>4Φ16</b>	8,04	0,71	166
B7	Podpora B	1,58	<b>4Φ16+Q335</b>	13,33	1,19	1,35	230	<b>4Φ16</b>	8,04	0,71	166
	Podpora C	1,42	<b>3Φ16+Q335</b>	10,79	0,96	1,18	188	<b>3Φ16</b>	6,03	0,54	127

### Prečna armatura

Potrebna prečna armatura gred B6 in B7 v kritičnih območjih na vseh nivojih nad terenom je prikazana v preglednici:

Preglednica 57:  $A_{\text{sw,potr}}$  [cm<sup>2</sup>/m] gred B6 in B7 nad terenom po EC8

Nivo	B7		B6	
	Podpora C	Podpora B	Podpora B	Podpora A
6	6,2	6,3	6,1	6,5
5	7,4	7,4	7,4	7,4
4	7,4	7,4	7,4	7,4
3	7,4	7,4	7,4	7,4
2	7,4	7,4	7,4	7,4
1	<b>7,5</b>	<b>7,5</b>	<b>7,5</b>	<b>7,5</b>

V gredah B6 in B7 izberemo v kritičnem območju dvostrizna stremena  $\Phi 8/12$  cm ( $A_{\text{sw,dej}} = 8,4$  cm<sup>2</sup>/m).

### 8.1.3.2 Grede v medetažnih nivojih -1 in 0

#### Vzdolžna armatura

Izbrana vzdolžna armatura ob podporah je prikazana v preglednici 58, skupaj z upogibno nosilnostjo gred:

Preglednica 58: Izbrana vzdolžna armatura gred B6, B7 in B8 v kleti po EC8

Greda	Prerez	Zgoraj						Spodaj			
		$b_{\text{eff}}$ [m]	Izbrano	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$\rho$ [%]	$\rho_{\text{max}}$ [%]	$M_{\text{Rb}}^-$ [kNm]	Izbrano	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$\rho'$ [%]	$M_{\text{Rb}}^+$ [kNm]
B6	Podpora A	1,42	<b>2Φ16+Q335</b>	8,78	0,78	1,18	153	<b>3Φ16</b>	6,03	0,54	127
	Podpora B	1,58	<b>2Φ16+Q335</b>	9,31	0,83	1,18	162	<b>3Φ16</b>	6,03	0,54	129
B7	Podpora B	1,58	<b>2Φ16+Q335</b>	9,31	0,83	1,18	162	<b>3Φ16</b>	6,03	0,54	129
	Podpora C	2,14	<b>4Φ16+Q335</b>	15,21	1,35	1,35	263	<b>4Φ16</b>	8,04	0,71	173
B8	Podpora C	2,14	<b>4Φ16+Q335</b>	15,21	1,35	1,35	263	<b>4Φ16</b>	8,04	0,71	173
	Podpora D	1,42	<b>4Φ16+Q335</b>	12,80	1,14	1,35	222	<b>4Φ16</b>	8,04	0,71	164

## Prečna armatura

Potrebna prečna armatura gred B6, B7 in B8 v kritičnih območjih na obeh nivojih v kleti je prikazana v preglednici:

Preglednica 59:  $A_{sw,potr}$  [cm<sup>2</sup>/m] gred B6, B7 in B8 v kleti po EC8

Nivo	B8		B7		B6	
	Podpora D	Podpora C	Podpora C	Podpora B	Podpora B	Podpora A
0	<b>9,0</b>	<b>9,3</b>	<b>7,1</b>	<b>6,7</b>	<b>6,3</b>	<b>6,3</b>
-1	8,9	9,2	7,1	6,6	6,3	6,2

V gredi B8 izberemo ob podporah D in C dvostrizna stremena  $\Phi 8/10$  cm ( $A_{sw,dej} = 10,1$  cm<sup>2</sup>/m). V gredi B7 izberemo ob podporah C in B in v gredi B6 ob podporah B in A dvostrizna stremena  $\Phi 8/12$  cm ( $A_{sw,dej} = 8,4$  cm<sup>2</sup>/m). Zadostovalo bi manj armature, a je  $s_{max} = 12,5$  cm.

### 8.1.4 Dimenzioniranje gred okvira v osi A

#### Vzdolžna armatura

Izbrana vzdolžna armatura ob podporah je prikazana v preglednici 60, skupaj z upogibno nosilnostjo gred:

Preglednica 60: Izbrana vzdolžna armatura gred B9, B10 in B11 po EC8

Greda	Prerez	Zgoraj						Spodaj			
		$b_{eff}$ [m]	Izbrano	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$\rho$ [%]	$\rho_{max}$ [%]	$M_{Rb}^-$ [kNm]	Izbrano	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$\rho'$ [%]	$M_{Rb}^+$ [kNm]
B9	Podpora 1	1,06	<b>3<math>\Phi</math>16+Q335</b>	9,58	0,85	1,18	171	<b>3<math>\Phi</math>16</b>	6,03	0,54	123
	Podpora 2	1,02	<b>5<math>\Phi</math>16+Q335</b>	13,47	1,20	1,35	229	<b>4<math>\Phi</math>16</b>	8,04	0,71	158
B10	Podpora 2	1,02	<b>5<math>\Phi</math>16+Q335</b>	13,47	1,20	1,35	229	<b>4<math>\Phi</math>16</b>	8,04	0,71	158
	Podpora 3	1,02	<b>5<math>\Phi</math>16+Q335</b>	13,47	1,20	1,35	229	<b>4<math>\Phi</math>16</b>	8,04	0,71	158
B11	Podpora 3	1,02	<b>5<math>\Phi</math>16+Q335</b>	13,47	1,20	1,35	229	<b>4<math>\Phi</math>16</b>	8,04	0,71	158

#### Prečna armatura

Potrebna prečna armatura gred B9, B10 in B11 v kritičnih območjih na vseh nivojih nad terenom je prikazana v preglednici:

Preglednica 61:  $A_{sw,potr}$  [cm<sup>2</sup>/m] gred B6 in B7 nad terenom po EC8

Nivo	B9		B10		B11
	Podpora 1	Podpora 2	Podpora 2	Podpora 3	Podpora 3
6	5,0	5,6	5,9	5,9	4,5
5	5,6	5,8	6,1	6,1	4,6
4	5,6	5,8	6,1	6,1	4,6
3	5,6	5,8	6,1	6,1	4,6
2	5,6	5,8	6,1	6,1	4,6
1	<b>5,6</b>	<b>5,9</b>	<b>6,2</b>	<b>6,2</b>	<b>4,7</b>

V gredah B9, B10 in B11 izberemo v vseh kritičnih območjih dvostrizna stremena  $\Phi 8/12$  cm ( $A_{sw,dej} = 8,4$  cm<sup>2</sup>/m). Zadostovala bi stremena  $\Phi 8/16$  cm, a je  $s_{max} = 12,5$  cm.

## 8.1.5 Dimenzioniranje gred okvira v osi B

### 8.1.5.1 Grede v medetažnih nivojih 1 do 6

#### Vzdolžna armatura

Izbrana vzdolžna armatura ob podporah je prikazana v preglednici 62, skupaj z upogibno nosilnostjo gred:

Preglednica 62: Izbrana vzdolžna armatura gred B12 in B13 nad terenom po EC8

Greda	Prerez	Zgoraj					Spodaj				
		$b_{eff}$ [m]	Izbrano	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$\rho$ [%]	$\rho_{max}$ [%]	$M_{Rb}^-$ [kNm]	Izbrano	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$\rho'$ [%]	$M_{Rb}^+$ [kNm]
B12	Podpora 1	1,94	<b>7<math>\Phi 16</math>+Q335</b>	20,57	1,83	1,89	350	<b>7<math>\Phi 16</math></b>	14,07	1,25	279
	Podpora 2	1,94	<b>4<math>\Phi 16</math>+Q335</b>	14,54	1,29	1,35	247	<b>4<math>\Phi 16</math></b>	8,04	0,71	171
B13	Podpora 2	1,94	<b>4<math>\Phi 16</math>+Q335</b>	14,54	1,29	1,35	247	<b>4<math>\Phi 16</math></b>	8,04	0,71	171
	Podpora 3	1,94	<b>5<math>\Phi 16</math>+Q335</b>	16,55	1,47	1,53	281	<b>5<math>\Phi 16</math></b>	10,05	0,89	207

#### Prečna armatura

Potrebna prečna armatura gred B12 in B13 v kritičnih območjih na vseh nivojih nad terenom je prikazana v preglednici:

Preglednica 63:  $A_{sw,potr}$  [cm<sup>2</sup>/m] gred B12 in B13 nad terenom po EC8

Nivo	B12		B13	
	Podpora 1	Podpora 2	Podpora 2	Podpora 3
6	8,9	8,7	8,0	8,0
5	9,9	9,9	9,2	9,2
4	9,9	9,9	9,2	9,2
3	9,9	9,9	9,2	9,2
2	9,9	9,9	9,2	9,2
1	<b>10,0</b>	<b>10,0</b>	<b>9,4</b>	<b>9,3</b>

V gredah B12 in B13 izberemo v vseh kritičnih območjih nad terenom dvostrizna stremena  $\Phi 8/10$  cm ( $A_{sw,dej} = 10,1 \text{ cm}^2/\text{m}$ ).

### 8.1.5.2 Grede v medetažnih nivojih -1 in 0

#### Vzdolžna armatura

Izbrana vzdolžna armatura ob podporah je prikazana v preglednici 64, skupaj z upogibno nosilnostjo gred:

Preglednica 64: Izbrana vzdolžna armatura gred B12 in B13 kleti po EC8

Greda	Prerez	Zgoraj						Spodaj			
		$b_{eff}$ [m]	Izbrano	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$\rho$ [%]	$\rho_{max}$ [%]	$M_{Rb}^-$ [kNm]	Izbrano	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$\rho'$ [%]	$M_{Rb}^+$ [kNm]
B12	Podpora 1	1,94	<b>2<math>\Phi</math>16+Q335</b>	10,52	0,94	1,18	179	<b>3<math>\Phi</math>16</b>	6,03	0,54	132
	Podpora 2	1,94	<b>2<math>\Phi</math>16+Q335</b>	10,52	0,94	1,18	179	<b>3<math>\Phi</math>16</b>	6,03	0,54	132
B13	Podpora 2	1,94	<b>2<math>\Phi</math>16+Q335</b>	10,52	0,94	1,18	179	<b>3<math>\Phi</math>16</b>	6,03	0,54	132
	Podpora 3	1,94	<b>2<math>\Phi</math>16+Q335</b>	10,52	0,94	1,18	179	<b>3<math>\Phi</math>16</b>	6,03	0,54	132

#### Prečna armatura

Potrebna prečna armatura gred B12 in B13 v kritičnih območjih na obeh nivojih v kleti je prikazana v preglednici:

Preglednica 65:  $A_{sw,potr}$  [cm<sup>2</sup>/m] gred B12 in B13 v kleti po EC8

Greda	B12		B13	
	Podpora 1	Podpora 2	Podpora 2	Podpora 3
0	<b>7,3</b>	<b>7,3</b>	<b>7,3</b>	<b>7,3</b>
-1	7,3	7,3	7,3	7,3

V gredah B12 in B13 izberemo v vseh kritičnih območjih dvostrizna stremena  $\Phi 8/12$  cm ( $A_{sw,dej} = 8,4 \text{ cm}^2/\text{m}$ ).

### 8.1.6 Dimenzioniranje gred okvira v osi C

#### 8.1.6.1 Grede v medetažnih nivojih 1 do 6

#### Vzdolžna armatura

Izbrana vzdolžna armatura ob podporah je prikazana v preglednici 66, skupaj z upogibno nosilnostjo gred:

Preglednica 66: Izbrana vzdolžna armatura gred B14, B15 in B16 nad terenom po EC8

Greda	Prerez	Zgoraj						Spodaj			
		$b_{\text{eff}}$ [m]	Izbrano	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$\rho$ [%]	$\rho_{\text{max}}$ [%]	$M_{\text{Rb}}^-$ [kNm]	Izbrano	$A_s^+$ [cm <sup>2</sup> ]	$\rho'$ [%]	$M_{\text{Rb}}^+$ [kNm]
B14	Podpora 1	1,06	<b>4<math>\Phi</math>16+Q335</b>	11,59	1,03	1,18	204	<b>3<math>\Phi</math>16</b>	6,03	0,54	123
	Podpora 2	1,02	<b>4<math>\Phi</math>16+Q335</b>	11,46	1,02	1,18	196	<b>3<math>\Phi</math>16</b>	6,03	0,54	122
B15	Podpora 2	1,02	<b>4<math>\Phi</math>16+Q335</b>	11,46	1,02	1,18	196	<b>3<math>\Phi</math>16</b>	6,03	0,54	122
	Podpora 3	1,02	<b>4<math>\Phi</math>16+Q335</b>	11,46	1,02	1,18	196	<b>3<math>\Phi</math>16</b>	6,03	0,54	122
B16	Podpora 3	1,02	<b>4<math>\Phi</math>16+Q335</b>	11,46	1,02	1,18	196	<b>3<math>\Phi</math>16</b>	6,03	0,54	122

### Prečna armatura

Potrebna prečna armatura gred B14, B15 in B16 v kritičnih območjih nad terenom je prikazana v preglednici:

Preglednica 67:  $A_{\text{sw,potr}}$  [cm<sup>2</sup>/m] gred B14, B15 in B16 nad terenom po EC8

Nivo	B14		B15		B16
	Podpora 1	Podpora 2	Podpora 2	Podpora 3	Podpora 3
6	4,6	5,3	5,3	5,3	3,9
5	5,5	5,5	5,5	5,5	4,0
4	5,5	5,5	5,5	5,5	4,0
3	5,5	5,5	5,5	5,5	4,0
2	5,5	5,5	5,5	5,5	4,0
1	<b>5,6</b>	<b>5,6</b>	<b>5,5</b>	<b>5,5</b>	<b>4,0</b>

V gredah B14, B15 in B16 izberemo v vseh kritičnih območjih dvostrizna stremena  $\Phi 8/12$  cm ( $A_{\text{sw,dej}} = 8,4$  cm<sup>2</sup>/m). Zadostovala bi že stremena  $\Phi 8/17$  cm, a bi bil potem razmak večji od  $s_{\text{max}} = 12,5$  cm.

### 8.1.6.2 Grede v medetažnih nivojih -1 in 0

#### Vzdolžna armatura

Izbrana vzdolžna armatura ob podporah je prikazana v preglednici 68, skupaj z upogibno nosilnostjo gred:

Preglednica 68: Izbrana vzdolžna armatura gred B14, B15 in B16 v kleti po EC8

Greda	Prerez	Zgoraj						Spodaj			
		$b_{\text{eff}}$ [m]	Izbrano	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$\rho$ [%]	$\rho_{\text{max}}$ [%]	$M_{\text{Rb}}^-$ [kNm]	Izbrano	$A_s^+$ [cm <sup>2</sup> ]	$\rho'$ [%]	$M_{\text{Rb}}^+$ [kNm]
B14	Podpora 1	1,42	<b>2<math>\Phi</math>16+Q335</b>	8,78	0,78	1,18	153	<b>3<math>\Phi</math>16</b>	6,03	0,54	127
	Podpora 2	1,84	<b>2<math>\Phi</math>16+Q335</b>	10,18	0,91	1,18	179	<b>3<math>\Phi</math>16</b>	6,03	0,54	132
B15	Podpora 2	1,84	<b>2<math>\Phi</math>16+Q335</b>	10,18	0,91	1,18	179	<b>3<math>\Phi</math>16</b>	6,03	0,54	132
	Podpora 3	1,84	<b>2<math>\Phi</math>16+Q335</b>	10,18	0,91	1,18	179	<b>3<math>\Phi</math>16</b>	6,03	0,54	132
B16	Podpora 3	1,84	<b>2<math>\Phi</math>16+Q335</b>	10,18	0,91	1,18	179	<b>3<math>\Phi</math>16</b>	6,03	0,54	132



## Prečna armatura

Potrebna prečna armatura gred B14, B15 in B16 v kritičnih območjih v kleti je prikazana v preglednici:

Preglednica 69:  $A_{sw,potr}$  [cm<sup>2</sup>/m] gred B14, B15 in B16 v kleti po EC8

Nivo	B14		B15		B16
	Podpora 1	Podpora 2	Podpora 2	Podpora 3	Podpora 3
0	<b>7,0</b>	<b>7,2</b>	<b>7,3</b>	<b>7,3</b>	<b>6,0</b>
-1	7,0	7,2	7,3	7,3	5,9

V vseh vozliščih gred B14, B15 in B16 v kleti izberemo v kritičnem območju dvostrizna stremena  $\Phi 8/12$  cm ( $A_{sw,dej} = 8,4$  cm<sup>2</sup>/m).

## 8.2 Dimenzioniranje stebrov

Za vzdolžno armaturo stebrov po EC8 smo privzeli armaturo, ki smo jo določili že pri dimenzioniranju po EC2, torej armaturo iz programa SAP2000. To smo lahko storili, ker v stenastih konstrukcijah ni potrebno upoštevati principa močnih stebrov in šibkih prečk.

Pri nekaterih stebrih smo morali povečati premer vzdolžnih palic, ki smo jih določili v poglavju 7.2, ker so zahteve za minimalno armaturo po EC8 ( $\rho \geq 1\%$ ) strožje kot pri EC2.

Upogibno nosilnost stebrov  $M_{Rc}$  smo določili s programom DIAS. Pri izračunu  $M_{Rc}$  smo upoštevali tako  $N_{min}$ , ki predstavlja največjo tlačno osno silo v stebrih, kot tudi  $N_{max}$ , ki predstavlja najmanjšo tlačno osno silo v potresnem projektnem stanju. Potrebno strižna armaturo stebrov smo določili s postopkom načrtovanja nosilnosti. Z upoštevanjem  $N_{min}$  smo dobili večjo upogibno odpornost stebrov  $M_{Rc}$  in posledično večjo prečno silo  $V_{CD}$ . Pri  $N_{max}$  je vrednost  $V_{CD}$  sicer manjša, a hkrati je zaradi zmanjšanih tlačnih osnih sil manjša tudi strižna odpornost betona brez armature  $V_{Rd,c}$ , zaradi česar je lahko potrebna strižna armatura. Pri upogibu stebrov v globalni X smeri smo upoštevali osne sile zaradi kombinacije K1, pri upogibu v globalni Y smeri pa osne sile zaradi kombinacije K2.

Pogoju, da je normirana osna sila  $v_d$  manjša od 0,65 je zadoščeno pri vseh stebrih v vseh etažah za največje tlačne osne sile v potresnem projektnem stanju.

## 8.2.1 Stebra C7 in C8

### 8.2.1.1 Steber C7

#### Upogibna armatura

Izbrali smo armaturo 12 palic  $\Phi$  16 mm ( $\rho \approx 1\%$ ). Po EC2 je bila izbrana armatura 12 palic  $\Phi$  14 mm, pri kateri pa je  $\rho < 1\%$  in zato ne zadošča. Zaradi prekoračitve kapacitete prečnega prereza v kleti pri stalnem in začasnem projektnem stanju (kombinacija K3: 1,35 G "+" 1,50 Q), smo tako kot pri dimenzioniranju po EC2 povečali trdnostni razred betona na C30/37 za stebre C7 in C8 v kletnih etažah.

Upogibna nosilnost prečnega prereza stebra C7 v odvisnosti od osnih sil  $N_{\max}$  in  $N_{\min}$  je za obe smeri upogiba prikazana v preglednicah 70 in 71:

Preglednica 70: Upogibna nosilnost stebra C7 v različnih etažah zaradi  $N_{\min}$

C7	C30/37		C25/30						
	Etaža	-2	-1	0	1	2	3	4	5
$N_{\min,K2}$ [kN]	3113	2753	2403	1972	1569	1169	771	380	
$M_{Re,y}(N_{\min,K2})$ [kNm]	398	417	363	382	385	365	327	277	
$N_{\min,K1}$ [kN]	3126	2765	2417	1984	1579	1176	776	383	
$M_{Re,z}(N_{\min,K1})$ [kNm]	398	417	362	382	385	366	328	278	

Preglednica 71: Upogibna nosilnost stebra C7 v različnih etažah zaradi  $N_{\max}$

C7	C30/37		C25/30						
	Etaža	-2	-1	0	1	2	3	4	5
$N_{\max,K2}$ [kN]	3100	2740	2390	1961	1560	1162	767	378	
$M_{Re,y}(N_{\max,K2})$ [kNm]	399	418	364	383	384	365	327	277	
$N_{\max,K1}$ [kN]	3087	2728	2376	1950	1551	1155	762	375	
$M_{Re,z}(N_{\max,K1})$ [kNm]	400	418	364	383	384	365	326	276	

Vidimo lahko, da sta osni sili  $N_{\min}$  in  $N_{\max}$  v vseh etažah približno enaki, zato tudi ni velike razlike v upogibni nosilnosti. Tudi pogoj, da je  $v_d < 0,65$ , je izpolnjen:

$$v_{d,\max,klet} = N_{\min,K1} / f_{cd} A_c = 3126 \text{ kN} / (2,0 \text{ kN/cm}^2 \cdot 2500 \text{ cm}^2) = 0,63 < 0,65 \quad (8.16)$$

$$v_{d,\max,nad\ kletjo} = N_{\min,K1} / f_{cd} A_c = 2417 \text{ kN} / (1,67 \text{ kN/cm}^2 \cdot 2500 \text{ cm}^2) = 0,58 < 0,65 \quad (8.17)$$

#### Strižna armatura

Strižno armaturo v stebrih smo določili s postopkom načrtovanja nosilnosti, in sicer po enačbi:

$$V_{Ed} = (|M_{1,d}^+| + |M_{2,d}^+|) / l_{cl} \quad (8.18)$$

$M_{i,d}$  smo izračunali po enačbi 2.61. Z upoštevanjem  $M_{Rc}$  zaradi osne sile  $N_{min}$  smo dobili merodajne prečne sile v stebru C7. Z upoštevanjem  $M_{Rc}$  zaradi  $N_{max}$  so bile prečne sile manjše, zato bomo prikazali le račun za prvi primer ( $N_{min}$ ).

V smeri okvira v osi B (globalna X smer) znaša največja prečna sila v stebru C7 (če izključimo nivo - 2, kjer je steber vpet v temelje) v 5. etaži med nivojema 6 (zgoraj) in 5 (spodaj)  $V_{CD} = 172$  kN, kar sledi iz:

$$M_{zg,d} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rc,zg} \cdot \min\{1; \Sigma M_{Rb,zg} / \Sigma M_{Rc,zg}\} = 1,1 \cdot 278 \text{ kNm} \cdot \min\{1; (247 \text{ kNm} + 171 \text{ kNm}) / 278 \text{ kNm} = 1,50\} = 306 \text{ kNm} \quad (8.19)$$

$$M_{sp,d} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rc,sp} \cdot \min\{1; \Sigma M_{Rb,sp} / \Sigma M_{Rc,sp}\} = 1,1 \cdot 278 \text{ kNm} \cdot \min\{1; (247 \text{ kNm} + 171 \text{ kNm}) / (278 \text{ kNm} + 328 \text{ kNm}) = 0,69\} = 211 \text{ kNm} \quad (8.20)$$

$$V_{Ed} = V_{CD} = (M_{zg,d} + M_{sp,d}) / h_c = (306 \text{ kNm} + 211 \text{ kNm}) / 3 \text{ m} = 172 \text{ kN} \quad (8.21)$$

Za + in – smer potresa so rezultati enaki, saj je vrednost  $\Sigma M_{Rb}$  enaka v obeh smereh, ker smo pri vseh gredah na obeh straneh notranjih stebrov izbrali enako armaturo (poglavje 8.1) in ker smo za obe smeri potresa upoštevali enako osno silo pri določanju  $M_{Rc}$  stebrov. Razlika v + in – smeri se pojavi le ob robnih stebrih (npr. steber C1), kjer je enkrat  $\Sigma M_{Rb} = M_{Rb}^+$  in drugič  $\Sigma M_{Rb} = M_{Rb}^-$ .

Vsota upogibnih nosilnosti gred ob stebru C7 v smeri okvira v osi B znaša  $\Sigma M_{Rb} = 247 \text{ kNm} + 171 \text{ kNm} = 418 \text{ kNm}$  nad terenom in  $\Sigma M_{Rb} = 179 \text{ kNm} + 132 \text{ kNm} = 311 \text{ kNm}$  v kleti. Ob vpetju stebra v temelje smo privzeli, da je  $\Sigma M_{Rb} = \infty$ , podobno kot je to storjeno v računskem primeru R3 (Beg in Pogačnik (ur.), 2009).

V preglednici 72 so zbrani rezultati za načrtovanje nosilnosti v stebru C7 v smeri okvira v osi B, pri čemer smo  $M_{Rc}$  in posledično tudi  $V_{CD}$  izračunali v odvisnosti od  $N_{min}$ , ki v tem primeru pripada kombinaciji K1.

Preglednica 72: Načrtovanje strižne nosilnosti stebra C7 v smeri okvira v osi B

Etaža	Nivo	$M_{Rc,z}$ [kNm]	$\sum M_{Rc,z}$ [kNm]	$\sum M_{Rb}$ [kNm]	$M_{zg,d}$ [kNm]	$M_{sp,d}$ [kNm]	$V_{CD}$ [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	$A_{sw,potr}$ [cm <sup>2</sup> /m]	$N_{Ed}$ [kN]
5	6	278	278	418	306		172	159	9,8	383
	5		606	418		211				
4	5	328	606	418	249		155	212	0,0	776
	4		694	418		217				
3	4	366	694	418	242		156	219	0,0	1176
	3		751	418		224				
2	3	385	751	418	236		156	219	0,0	1579
	2		767	418		231				
1	2	382	767	418	229		155	219	0,0	1984
	1		744	418		236				
0	1	362	744	418	224		96	219	0,0	2417
	0		779	311		159				
-1	0	417	779	311	183		119	242	0,0	2765
	-1		815	311		175				
-2	-1	398	815	311	167		202	242	0,0	3126
	-2		398	$\infty$		438				

V smeri okvira v osi B je v etaži 5  $V_{Ed} = V_{CD} > V_{Rd,c}$ , zato je potrebna računaska strižna armatura 9,8 cm<sup>2</sup>/m. V vseh ostalih etažah računaska strižna armatura ni potrebna.

V smeri okvira v osi 2 (globalna Y smer) smo dobili rezultate, ki so zbrani v preglednici 73:

Preglednica 73: Načrtovanje strižne nosilnosti stebra C7 v smeri okvira v osi 2

Etaža	Nivo	$M_{Rc,y}$ [kNm]	$\sum M_{Rc,y}$ [kNm]	$\sum M_{Rb}$ [kNm]	$M_{zg,d}$ [kNm]	$M_{sp,d}$ [kNm]	$V_{CD}$ [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	$A_{sw,potr}$ [cm <sup>2</sup> /m]	$N_{Ed}$ [kN]
5	6	277	277	559	305		196	158	11,1	380
	5		604	559		282				
4	5	327	604	559	333		208	211	0,0	771
	4		692	559		291				
3	4	365	692	559	324		208	219	0,0	1169
	3		750	559		299				
2	3	385	750	559	316		208	219	0,0	1569
	2		767	559		309				
1	2	382	767	559	306		207	219	0,0	1972
	1		745	559		315				
0	1	363	745	559	300		137	219	0,0	2403
	0		780	488		250				
-1	0	417	780	488	287		187	242	0,0	2753
	-1		816	488		275				
-2	-1	399	816	488	262		233	242	0,0	3113
	-2		399	$\infty$		438				

Tudi v smeri okvira v osi 2 so merodajne vrednosti  $V_{CD}$  zaradi upogibne nosilnosti  $M_{Rc}$ , ki smo jo izračunali v odvisnosti od  $N_{min}$ , tokrat zaradi kombinacije K2. Računska strižna armatura je potrebna le

v etaži 5, kjer je  $V_{CD} = 196 \text{ kN} > V_{Rd,c} = 158 \text{ kN}$ , in sicer znaša  $11,1 \text{ cm}^2/\text{m}$ . Ker ima stebel C7 simetričen prerez, to armaturo privzamemo v obeh smereh.

V vseh etažah izberemo stremena  $\Phi 8/15 \text{ cm}$ ,  $n = 2 + \sqrt{2}$  ( $A_{sw,dej} = 11,4 \text{ cm}^2/\text{m} > 11,1 \text{ cm}^2/\text{m}$ ). V kritičnih območjih izberemo stremena  $\Phi 8/12 \text{ cm}$ .

Izven kritičnih območij znaša največja dovoljena razdalja med stremeni:

$$s_{\max} = \min \{ 12 \cdot \Phi_{l,\min} = 12 \cdot 16 \text{ mm} = 192 \text{ mm}; \min(b_c, h_c) = 500 \text{ mm}; 300 \text{ mm} \} = 192 \text{ mm} \quad (8.22)$$

Dolžina kritičnega območja v etaži 0 znaša:

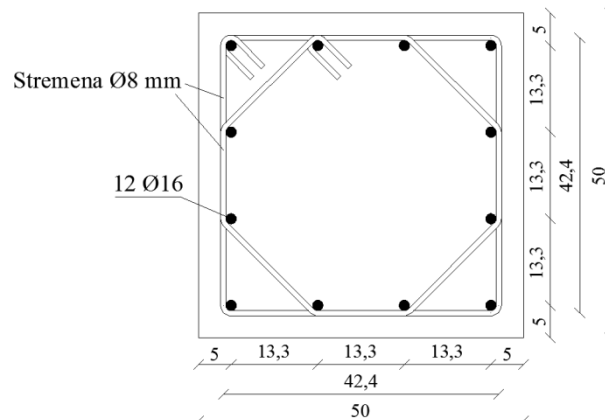
$$l_{cr} = \max \{ h_c = 50 \text{ cm}; l_{cl}/6 = 400 \text{ cm}/6 \approx 65 \text{ cm}; 45 \text{ cm} \} = 65 \text{ cm} \quad (8.23)$$

V vseh ostalih etažah znaša  $l_{cr} = 50 \text{ cm}$ .

V kritičnih območjih znaša  $s_{\max}$ :

$$s_{\max} = \min \{ b_o/2 = 424 \text{ mm}/2 = 212 \text{ mm}; 175 \text{ mm}; 8 \cdot d_{bl} = 8 \cdot 16 \text{ mm} = 128 \text{ mm} \} = 128 \text{ mm} \quad (8.24)$$

Razpored armature je prikazan na sledeči sliki:



Slika 67: Armatura stebra C7 po EC8

Zaradi zagotavljanja lokalne duktilnosti mora biti v kritičnem območju na nivoju 0 vrednost  $\alpha\omega_{wd}$  enaka vsaj:

$$\alpha\omega_{wd} \geq 30 \cdot \mu_{\Phi} \cdot \nu_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot b_c/b_o - 0,035 = 30 \cdot 5 \cdot 0,58 \cdot 0,002174 \cdot 50 \text{ cm}/42,4 \text{ cm} - 0,035 = 0,188 \quad (8.25)$$

pri čemer smo upoštevali, da znaša  $N_{\min}(K1) = 2417 \text{ kN}$  v pritlični etaži na nivoju 0, kar je največja tlačna osna sila v potresnem projektnejem stanju na nivoju 0.

Zgornjemu pogoju lahko zadostimo, če izberemo na nivoju 0 stremena  $\Phi 8/7 \text{ cm}$ . Za ta stremena znaša volumski delež  $\omega_{wd}$ :

$$\omega_{wd} = 4 \cdot (42,4 + 13,3 + 18,9) \cdot 0,5 / (7 \cdot 42,4 \cdot 42,4) \cdot (43,48 / 1,67) = 0,31 \quad (8.26)$$

$$> \omega_{wd, zahtevano} = 0,08$$

$\alpha$  znaša:

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s = (1 - 12 \cdot 13,3^2 / 6 \cdot 42,4^2) \cdot (1 - 7 / 2 \cdot 42,4) = 0,68 \quad (8.27)$$

Vrednost  $\alpha\omega_{wd}$  je večja od zahtevane:

$$\alpha\omega_{wd} = 0,68 \cdot 0,31 = 0,22 > 0,188 \quad (8.28)$$

Če bi izbrali stremena premera  $\Phi 6$  mm, bi morala biti v kritičnem območju na nivoju 0 postavljena na medsebojni oddaljenosti manjši od 5 cm, če prepostavimo razporeditev s slike 67. Uporaba stremen s premerom  $\Phi 8$  mm je bolj smotrna.

### 8.2.1.2 Steber C8

#### Upogibna armatura

Upogibna armatura je enaka kot pri stebri C7 (12 palic premera  $\Phi 16$  mm). Tudi pri stebri C8 je v kleti uporabljen beton C30/37.

#### Strižna armatura

V smeri okvira v osi 3 je potrebna računski strižna armatura v etaži 5, in sicer  $A_{sw,potr} = 9,2 \text{ cm}^2/\text{m}$ . V drugih etažah računski strižna armatura ni potrebna. V smeri okvira v osi B je v etažah 4 in 5 potrebna računski strižna armatura  $A_{sw,potr} = 10,2 \text{ cm}^2/\text{m}$ . V ostalih etažah računski strižna armatura ni potrebna.

Izberemo enako strižno armaturo, kot pri stebri C7.

Zaradi zagotavljanja lokalne duktilnosti mora biti v kritičnem območju na nivoju 0 vrednost  $\alpha\omega_{wd}$  enaka vsaj  $\alpha\omega_{wd} \geq 0,13$ , pri čemer smo upoštevali tlačno osno silo  $N_{\min}(K1) = 1777 \text{ kN}$  v pritlični etaži na nivoju 0.

Zgornjemu pogojju lahko zadostimo, če izberemo na nivoju 0 stremena  $\Phi 8/7$  cm, tako kot pri stebri C8.

## 8.2.2 Stebra C12 in C13

#### Upogibna armatura

Izbrali smo 12 palic  $\Phi 18$  mm ( $\rho = 1,45 \%$  nad kletjo in  $\rho = 1,09 \%$  v kleti). Poudariti moramo, da je prečni prerez stebrov nad kletjo enak  $h_c/b_c = 70/30$  cm, v kletnih etažah pa  $h_c/b_c = 70/40$  cm.

## Strižna armatura

V močni smeri stebra C12, torej v smeri okvira v osi C, je strižna nosilnost betona brez armature prekoračena v etaži 5, in sicer je tam  $A_{sw,potr} = 6,8 \text{ cm}^2/\text{m}$  in v etaži -2, kjer je  $A_{sw,potr} = 11,8 \text{ cm}^2/\text{m}$ . V ostalih etažah je  $V_{CD} < V_{Rd,c}$ . V šibki smeri, torej v smeri okvira v osi 2 je povsod  $V_{CD} < V_{Rd,c}$  in zato računski strižna armatura ni potrebna.

V močni smeri stebra C13, torej v smeri okvira v osi C, je  $A_{sw,potr} = 6,8 \text{ cm}^2/\text{m}$  v etaži 5 in  $A_{sw,potr} = 11,5 \text{ cm}^2/\text{m}$  v etaži -2. V vseh ostalih etažah je  $V_{CD} < V_{Rd,c}$ . V šibki smeri, torej v smeri okvira v osi 3 je povsod  $V_{CD} < V_{Rd,c}$  in zato računski strižna armatura ni potrebna.

Izven kritičnih območij izberemo za stebra C12 in C13 v vseh etažah stremena  $\Phi 8/16 \text{ cm}$  ( $A_{sw,dej} = 12,2 \text{ cm}^2/\text{m}$  v močni smeri). V kritičnih območjih izberemo stremena  $\Phi 8/11 \text{ cm}$ . V močni smeri so stremena  $2 + 2 \cdot \sin(71,6^\circ)$  strižna, v šibki pa  $2 + 2 \cdot \sin(18,4^\circ)$  strižna.

Izven kritičnih območij znaša največja dovoljena razdalja med stremeni  $s_{max} = 216 \text{ mm}$ , v kritičnih območjih pa  $s_{max} = 117 \text{ mm}$ . Dolžina kritičnega območja znaša  $l_{cr} = 70 \text{ cm}$ .

Zaradi zagotavljanja lokalne duktilnosti stebra C12 mora biti v kritičnem območju na nivoju 0 vrednost  $\alpha\omega_{wd}$  enaka vsaj:

$$\begin{aligned} \alpha\omega_{wd} &\geq 30 \cdot \mu_{\Phi} \cdot \nu_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot b_c / b_o - 0,035 = 30 \cdot 5 \cdot 0,37 \cdot 0,002174 \cdot 30 \text{ cm} / 22,6 \text{ cm} - 0,035 = \\ &= 0,125 \end{aligned} \quad (8.29)$$

pri čemer smo upoštevali osno silo  $N_{min}(K2) = 1292 \text{ kN}$  v pritlični etaži na nivoju 0.

Zgornjemu pogoju lahko zadostimo, če izberemo na nivoju 0 stremena  $\Phi 8/11 \text{ cm}$ . Razpored stremen je prikazan na sliki 68. Za ta stremena znaša volumski delež  $\omega_{wd}$ :

$$\begin{aligned} \omega_{wd} &= (2 \cdot 62,6 + 2 \cdot 22,6 + 2 \cdot 20 + 2 \cdot 6,7 + 4 \cdot 21,1) \cdot 0,5 / (11 \cdot 62,6 \cdot 22,6) \cdot (43,48 / 1,67) = 0,28 \\ &> \omega_{wd,zahtevano} = 0,08 \end{aligned} \quad (8.30)$$

$\alpha$  znaša:

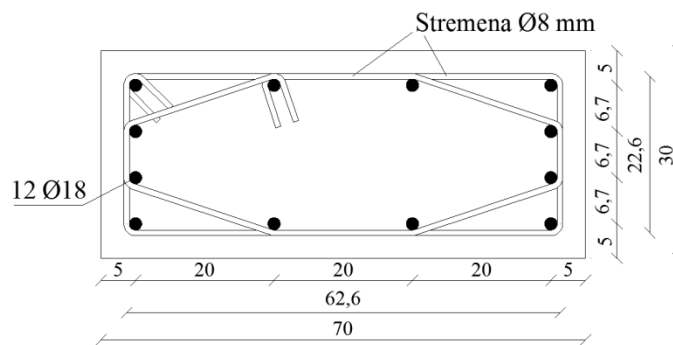
$$\begin{aligned} \alpha &= \alpha_n \cdot \alpha_s = \\ &= (1 - [6 \cdot 6,7^2 + 6 \cdot 20^2] / [6 \cdot 22,6 \cdot 62,6]) \cdot (1 - 11 / [2 \cdot 62,6]) \cdot (1 - 11 / [2 \cdot 22,6]) = 0,47 \end{aligned} \quad (8.31)$$

Vrednost  $\alpha\omega_{wd}$  je večja od zahtevane:

$$\alpha\omega_{wd} = 0,47 \cdot 0,28 = 0,132 > 0,125 \quad (8.32)$$

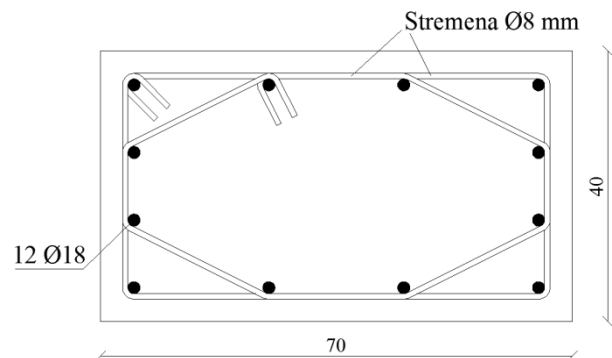
Pri stebri C13 mora biti v kritičnem območju na nivoju 0 vrednost  $\alpha\omega_{wd}$  enaka vsaj  $\alpha\omega_{wd} \geq 0,078$ , pri čemer smo upoštevali tlačno osno silo  $N_{min}(K2) = 933 \text{ kN}$  v pritlični etaži na nivoju 0. Ker je ta pogoj bolj mil kot pri stebri C12, tudi pri stebri C13 zadostuje strižna armatura, ki smo jo izbrali za steber C12.

Armatura stebrov C12 in C13 je prikazana na sliki:



Slika 68: Armatura stebrov C12 in C13 nad terenom po EC8

V kletnih etažah izberemo enako strižno armaturo kot nad nivojem terena, s to razliko, da je razporeditev malo drugačna, ker je prečni prerez stebra tam večji. Armatura stebrov C12 in C13 v kleti je prikazana na sledeči sliki:



Slika 69: Armatura stebrov C12 in C13 v kleti po EC8

### 8.2.3 Stebra C1 in C11

#### Upogibna armatura

Izbrali smo 10 palic  $\Phi 18$  mm ( $\rho = 1,21$  %).

#### Strižna armatura

V močni smeri stebra C1, torej v smeri okvira v osi 1, je  $A_{sw,potr} = 6,1$  cm<sup>2</sup>/m v etaži 5, v etažah 3 in 4 je  $A_{sw,potr} = 4,1$  cm<sup>2</sup>/m, v etažah 1 in 2 je  $A_{sw,potr} = 4,0$  cm<sup>2</sup>/m, v etaži 0 pa je  $A_{sw,potr} = 4,9$  cm<sup>2</sup>/m. V šibki smeri, torej v smeri okvira v osi A je povsod  $V_{CD} < V_{Rd,c}$  in zato računska strižna armatura ni potrebna.

Pri stebri C11 je potrebna strižna armatura v močni in šibki smeri identična kot pri stebri C1.

Za razliko od ostalih tipov stebrov je pri C1 in C11 strižna armatura potrebna tudi v etažah 1 do 4. Razlog za to je dejstvo, da se pri kombinaciji K2, ki je merodajna za upogib v močni smeri stebrov C1 in C11, v potresnem projektnejem stanju pojavijo v obeh stebrih natezne osne sile ( $N_{max}$ ). Vrednost  $V_{CD}$  je sicer majhna (manjša kot pri  $N_{min}$ ), a ker je  $V_{Rd,c} < V_{Ed} = V_{CD}$ , je potrebna računska armatura.



Za stebra C1 in C11 izberemo izven kritičnih območij v vseh etažah stremena  $\Phi 8/21$  cm ( $A_{sw,dej} = 9,3$  cm<sup>2</sup>/m v močni smeri in  $A_{sw,dej} = 6,9$  cm<sup>2</sup>/m v šibki smeri), v vseh kritičnih območjih pa izberemo stremena  $\Phi 8/11$  cm (tudi na nivoju 0). V močni smeri so stremena  $2 + 2 \cdot \sin(73,4^\circ)$  strižna, v šibki pa  $2 + 2 \cdot \sin(26,6^\circ)$  strižna.

Izven kritičnih območij znaša največja dovoljena razdalja med stremeni  $s_{max} = 216$  mm, v kritičnih območjih pa  $s_{max} = 117$  mm. Dolžina kritičnega območja je enaka  $l_{cr} = 70$  cm v vseh etažah.

Zaradi zagotavljanja lokalne duktilnosti mora biti v kritičnem območju stebra C1 na nivoju 0 vrednost  $\alpha\omega_{wd}$  enaka vsaj:

$$\begin{aligned} \alpha\omega_{wd} &\geq 30 \cdot \mu_\Phi \cdot \nu_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot b_c / b_o - 0,035 = 30 \cdot 5 \cdot 0,26 \cdot 0,002174 \cdot 30 \text{ cm} / 22,6 \text{ cm} - 0,035 = \\ &= 0,078 \end{aligned} \quad (8.33)$$

pri čemer smo upoštevali osno silo  $N_{min}(K2) = 912$  kN v pritlični etaži na nivoju 0.

Zgornjemu pogoju lahko zadostimo, če izberemo na nivoju 0 stremena  $\Phi 8/11$  cm. Razpored stremen je prikazan na sliki 70. Za ta stremena znaša volumski delež  $\omega_{wd}$ :

$$\begin{aligned} \omega_{wd} &= (2 \cdot 62,6 + 2 \cdot 22,6 + 2 \cdot 20 + 4 \cdot 22,4) \cdot 0,5 / (11 \cdot 62,6 \cdot 22,6) \cdot (43,48 / 1,67) = 0,25 > \\ &> \omega_{wd,zahtevano} = 0,08 \end{aligned} \quad (8.34)$$

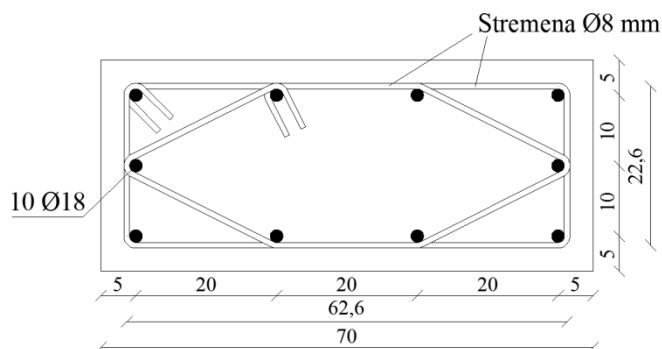
$\alpha$  znaša:

$$\begin{aligned} \alpha &= \alpha_n \cdot \alpha_s = \\ &= (1 - [4 \cdot 10^2 + 6 \cdot 20^2]) / [6 \cdot 22,6 \cdot 62,6] \cdot (1 - 11 / [2 \cdot 62,6]) \cdot (1 - 11 / [2 \cdot 22,6]) = 0,46 \end{aligned} \quad (8.35)$$

Vrednost  $\alpha\omega_{wd}$  je večja od zahtevane:

$$\alpha\omega_{wd} = 0,46 \cdot 0,25 = 0,115 > 0,078 \quad (8.36)$$

Armatura stebra C1 je prikazana na sliki:



Slika 70: Armatura stebra C1 po EC8

Pri stebri C11 mora biti zaradi zagotavljanja lokalne duktilnosti v kritičnem območju na nivoju 0 vrednost  $\alpha\omega_{wd}$  enaka vsaj  $\alpha\omega_{wd} \geq 0,083$ , pri čemer smo upoštevali osno silo  $N_{min}(K2) = 958$  kN v pritlični etaži na nivoju 0. Zgornjemu pogoju zadostimo, če izberemo enako strižno armaturo, kot pri stebri C1. Za ta stremena je  $\alpha\omega_{wd} = 0,115 > \alpha\omega_{wd,zahtevano} = 0,083$ .

## 8.2.4 Stebra C2 in C3

### Upogibna armatura

Izbrali smo enako upogibno armaturo kot pri stebri C12, torej 12 palic  $\Phi 18$  mm ( $\rho = 1,45\%$ ).

### Strižna armatura

V močni smeri stebra C2, torej v smeri okvira v osi A, je  $A_{sw,po\text{tr}} = 8,3$  cm<sup>2</sup>/m v etaži 5 in  $A_{sw,po\text{tr}} = 8,1$  cm<sup>2</sup>/m v etaži 0. V vseh ostalih etažah je  $V_{CD} < V_{Rd,c}$ . V šibki smeri, torej v smeri okvira v osi 2 je povsod  $V_{CD} < V_{Rd,c}$  in zato računski strižna armatura ni potrebna.

V močni smeri stebra C3, torej v smeri okvira v osi A, je  $A_{sw,po\text{tr}} = 8,3$  cm<sup>2</sup>/m v etaži 5,  $A_{sw,po\text{tr}} = 5,6$  cm<sup>2</sup>/m v etaži 4 in  $A_{sw,po\text{tr}} = 7,9$  cm<sup>2</sup>/m v etaži 0. V vseh ostalih etažah je  $V_{CD} < V_{Rd,c}$ . V šibki smeri, torej v smeri okvira v osi 3 je povsod  $V_{CD} < V_{Rd,c}$  in zato računski strižna armatura ni potrebna.

Geometrija stebra C2 in upogibna armatura sta identični kot pri stebri C12. Največje obremenitve v močni smeri so sicer večje, a vseeno zadostuje enaka strižna armatura kot pri stebri C12. S takšno armaturo je tudi  $\alpha\omega_{wd} = 0,132 > \alpha\omega_{wd,zahtevano} = 0,129$  v kritičnem območju v pritličju na nivoju 0.

Tudi pri stebri C3 uporabimo enako armaturo, kot pri stebri C12. S tem zagotovimo tudi zadostno lokalno duktilnost na nivoju 0 v pritličju, saj je  $\alpha\omega_{wd} = 0,132 > \alpha\omega_{wd,zahtevano} = 0,082$  na nivoju 0.

## 8.3 Dimenzioniranje sten

EC8 zahteva pri dimenzioniranju povečanje obremenitev iz analize. Prečne sile je potrebno povečati za 50 %. Standard določa tudi, da se stene znotraj togih oz. škatlastih kleti lahko po celi višini dimenzionira na strig s predpostavko, da je na vrhu stropa kleti upogibna nosilnost stene polno izkoriščena ( $\gamma_{Rd} \cdot M_{Rd}$ ,  $\gamma_{Rd} = 1,1$  za DCM), na nivoju temelja pa je moment enak 0. Iz diagramov obremenitev sten W3 in N1 lahko vidimo, da so vrednosti momentov ob vpetju v temelj sicer majhne, a vseeno večje od 0 (Slike 75, 80 in 81). Zato smo se odločili, da ti steni tudi v kleti dimenzioniramo na strig na enak način, kot v etažah nad kletjo.

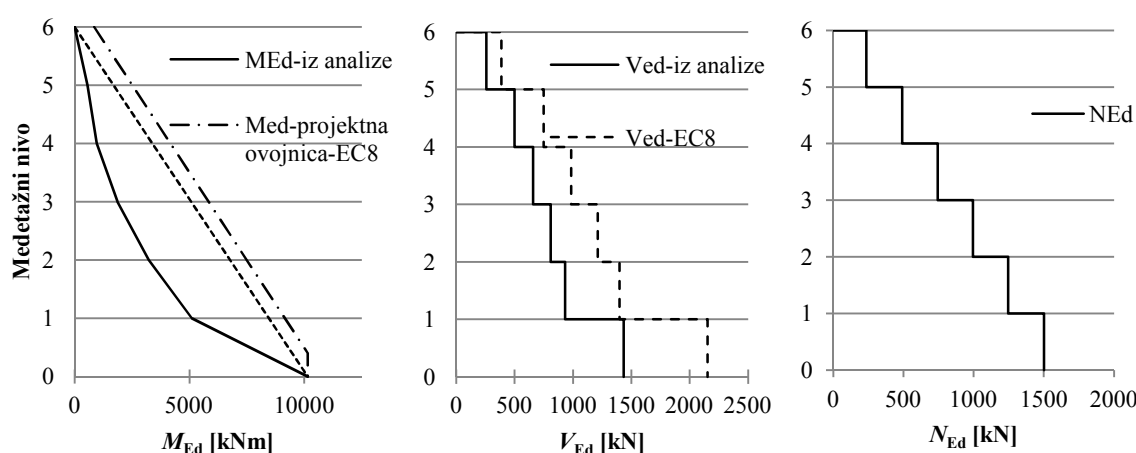
Stene v našem objektu so vitke ( $h_w/l_w > 2$ ), zato je potrebno pri dimenzioniranju momentno črto iz analize ob vpetju premakniti navzgor za razdaljo, ki je enaka polovični vrednosti ročice notranjih sil. Po EC8 je potrebno za stene, ki se nad stropom škatlaste kleti nadaljujejo z enakim prečnim prežezom, upoštevati, da se kritično območje razteza tudi pod nivo stropa kleti, zato smo momentno črto v stenah W3 in N1 na nivoju 0 premaknili tudi navzdol (v klet).

Navpično oz. upogibno armaturo v stenah smo, tako kot v poglavju 7.3, določili s programom DIAS. Vodoravno oz. strižno armaturo smo določili s »pešč« računom.

Pri vseh stenah znaša krovni sloj betona 2 cm.

### 8.3.1 Stena W1

Največje obremenitve stene W1 po EC8, ki so merodajne za dimenzioniranje, se pojavijo zaradi kombinacije K2 (primarni potresni vpliv v močni smeri stene). Prikazane so na sliki:



Slika 71: Projektne obremenitve stene W1 po EC8 zaradi kombinacije K2

Projektne obremenitve po EC8 smo dobili tako, da smo prečne sile iz analize povečali za 50 %, momentno črto pa smo na nivoju 0 navzgor premaknili za  $z/2 = 0,4 \cdot l_w = 160$  cm.

### Geometrijske omejitve

Širina stojine:

$$b_{w0} = 30 \text{ cm} \geq \max \{15 \text{ cm}; h_s/20 = 400 \text{ m}/20 = 20 \text{ cm}\} = 20 \text{ cm}. \quad (8.37)$$

Privzeli smo, da je  $h_s$  enak kar etažni višini.

Višina kritičnega območja  $h_{cr}$  mora znašati vsaj:

$$h_{cr} \geq \max \{l_w = 400 \text{ cm}; h_w/6 = 1900 \text{ cm}/6 = 317 \text{ cm}\} = 400 \text{ cm} < \{2 \cdot l_w = 2 \cdot 400 \text{ cm} = 800 \text{ cm}; h_s = 400 \text{ cm}\} = 400 \text{ cm} \rightarrow \text{Izberemo } h_{cr} = 400 \text{ cm (etaža 0)} \quad (8.38)$$

Upoštevali smo, da ima naš objekt 6 etaž nad togo kletjo.

Debelina robnega elementa  $b_w$  je enaka  $b_w = 30$  cm, kar je večje od 20 cm in večje od  $h_s/15 = 24,7$  cm. Zato mora za dolžino robnega elementa  $l_c$  veljati:

$$l_c < \max \{2 \cdot b_w = 2 \cdot 30 \text{ cm} = 60 \text{ cm}; 0,2 \cdot l_w = 0,2 \cdot 400 \text{ cm} = 80 \text{ cm}\} = 80 \text{ cm} \quad (8.39)$$

Izberemo  $l_c = 80$  cm:

$$l_c = 80 \text{ cm} > \max \{0,15 \cdot l_w = 0,15 \cdot 400 \text{ cm} = 60 \text{ cm}; 1,5 \cdot b_w = 1,5 \cdot 30 \text{ cm} = 45 \text{ cm}\} = 60 \text{ cm} \quad (8.40)$$

Pogoju, da je  $v_d \leq 0,4$  v potresnem projektnejem stanju, je zadoščeno. Največja osna sila v pritlični etaži 0 znaša  $N_{Ed} = 1871$  kN (pri kombinaciji K1), normirana osna sila pa je enaka:

$$v_d = N_{Ed} / (A_c \cdot f_{cd}) = 1871 \text{ kN} / (12000 \text{ cm}^2 \cdot 1,67 \text{ kN/cm}^2) = 0,093 < 0,4 \quad (8.41)$$

### Upogibna armatura

V kritičnem območju v etaži 0 izberemo znotraj robnega elementa 10 palic  $\Phi 20$  mm in mrežo Q785 na vsaki strani stene ( $A_{sv} = 125$  cm<sup>2</sup>).

Delež armature znotraj robnega elementa znaša:

$$A_{sv,rob.e.} / (l_c \cdot b_w) = (10 \cdot \pi \cdot [2 \text{ cm}]^2 / 4 + 2 \cdot 7,85 \text{ cm}^2 / \text{m} \cdot 0,8 \text{ m}) / (80 \text{ cm} \cdot 30 \text{ cm}) = 1,83 \% > 0,5 \% \quad (8.42)$$

Delež armature znotraj stojine  $\rho_v$  znaša:

$$A_{sv,st.} / b_w = (2 \cdot 7,85 \text{ cm}^2 / 100 \text{ cm}) / 30 \text{ cm} = 0,52 \% > 0,2 \% \text{ (če } \varepsilon_c < 0,2 \% \text{)} \quad (8.43)$$

Delež navpične armature znotraj celotnega prereza je večji od zahtevanih 0,3 %:

$$A_{sv} / (l_w \cdot b_w) = (20 \cdot \pi \cdot [2 \text{ cm}]^2 / 4 + 2 \cdot 7,85 \text{ cm}^2 / \text{m} \cdot 3,96 \text{ m}) / (400 \text{ cm} \cdot 30 \text{ cm}) = 1,04 \% \quad (8.44)$$

Izbrana armatura in upogibna nosilnost izračunana s programom DIAS vzdolž celotne višine stene W1, sta prikazani v preglednici:

Preglednica 74: Upogibna nosilnost stene W1 po EC8

Etaža	$M_{Ed}$ [kNm]	$N_{Ed,pril}$ [kN]	Izbrana armatura	$\rho$ [%]	$M_{Rd}$ [kNm]
5	2459	235	16 $\Phi 12 + 2$ Q283	0,34	3689
4	4063	491	16 $\Phi 12 + 2$ Q283	0,34	4104
3	5666	745	16 $\Phi 20 + 2$ Q503	0,76	8102
2	7270	996	16 $\Phi 20 + 2$ Q503	0,76	8506
1	8874	1245	16 $\Phi 20 + 2$ Q503	0,76	8874
0	10156	1500	20 $\Phi 20 + 2$ Q785	1,04	11172

### Strižna armatura

Izbrana strižna armatura in nosilnost sta za vse etaže prikazani v preglednici:

Preglednica 75: Strižna nosilnost stene W1 po EC8

Etaža	$V_{Ed}$ [kN]	$A_{sw,potr}$ [cm <sup>2</sup> /m]	Izbrana armatura	$V_{Rd}$ [kN]	$A_{sw,dej}$ [cm <sup>2</sup> /m]
5	386	2,8	2 Q283	788	5,7
4	747	5,4	2 Q283	788	5,7
3	985	7,1	2 Q503	1400	10,1
2	1213	8,7	2 Q503	1400	10,1
1	1398	10,0	2 Q503	1400	10,1
0	2152	15,5	2 Q785	2184	15,7

Prečne sile v steni so manjše od dovoljenih:

$$V_{Ed} < V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w \cdot 0,8 l_w \cdot 0,6 \cdot [1 - f_{ck}/250] f_{cd} / (\cot\theta + \tan\theta) = \quad (8.45)$$

$$= 30 \text{ cm} \cdot 320 \text{ cm} \cdot 0,54 \cdot 1,67 \text{ kN/cm}^2 / 2 = 4328 \text{ kN} > V_{Ed}$$

Mreži Q283 (posledično tudi Q503) na vsaki strani stojine zagotavljata potrebno minimalno vodoravno armaturo v stojini izven kritičnega območja, saj je  $\rho_{h,Q283} = 0,19 \% \approx 0,2 \%$ , v kritičnem območju pa mreži Q785 zagotavljata delež vodoravne armature enak  $0,52 \% > \rho_v/4 = 0,13 \%$ .

### Stremena

Ker je v steni W1 normirana osna sila v kritičnem območju v pritličju enaka  $v_d = 0,093 < 0,15$ , tam ni potrebna posebna armatura za objetje betonskega jedra v kritičnem območju, kar pomeni, da lahko stremena v robnem elementu določimo po standardu EC2. Ker v robnem elementu ni prekoračen delež armature 2 %, stremena niso računsko potrebna. Vseeno izberemo U-stremena in vezi, ki imajo enak premer kot horizontalne palice mrežne armature in so postavljene na enaki medsebojni oddaljenosti.

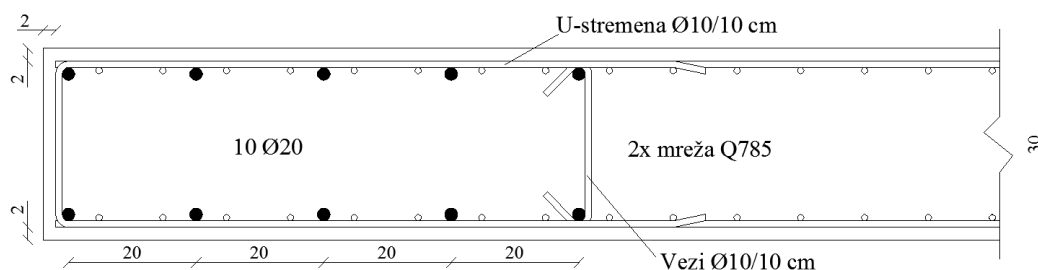
Razmak med stremeni v kritičnem območju je manjši od dovoljenega:

$$s = 10 \text{ cm} < \min\{b_o/2 = (b_c - 2 \cdot \text{krovni sloj} - \Phi_{\text{stremeni}})/2 = (30 \text{ cm} - 2 \cdot 2,0 \text{ cm} - 1 \text{ cm})/2 =$$

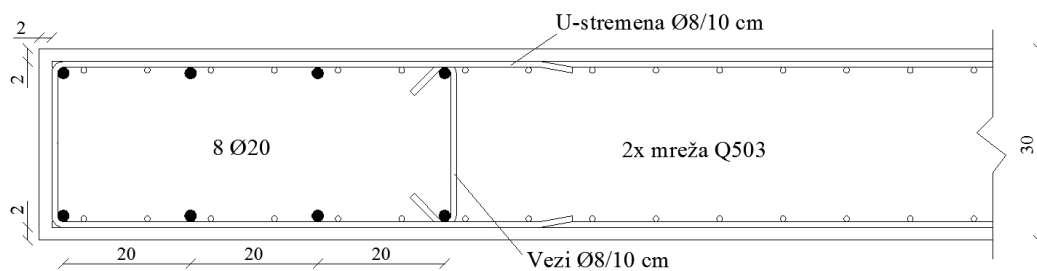
$$= 25,0 \text{ cm}/2 = 12,5 \text{ cm}; 17,5 \text{ cm}; 8 \cdot d_{bL} = 8 \cdot 2,0 \text{ cm} = 16 \text{ cm}\} = 12,5 \text{ cm} \quad (8.46)$$

### Shema izbrane armature

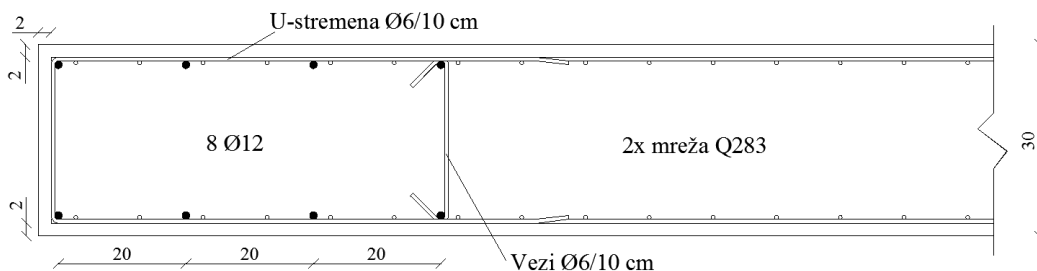
Izbrana armatura stene W1 je prikazana na sledečih slikah.



Slika 72: Armatura stene W1 po EC8 v etaži 0



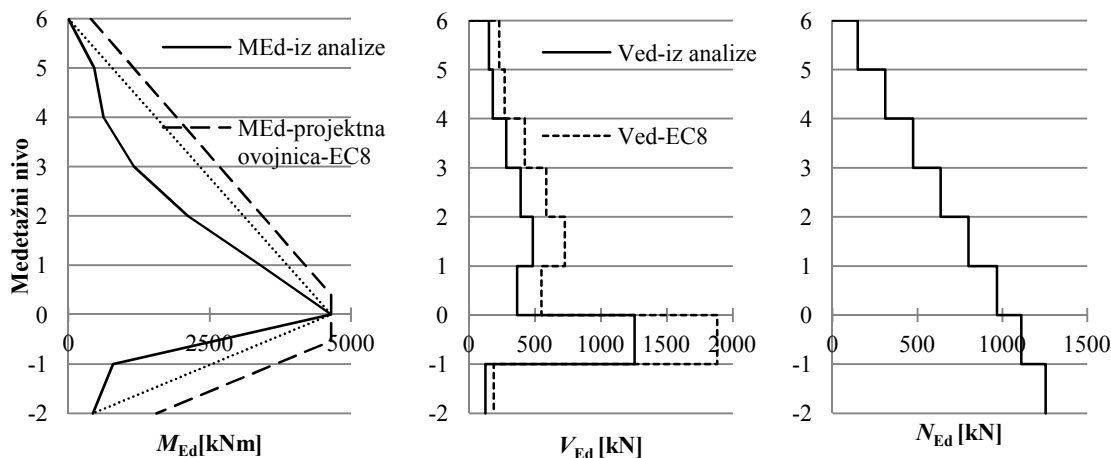
Slika 73: Armatura stene W1 po EC8 v etažah 1 do 3



Slika 74: Armatura stene W1 po EC8 v etažah 4 in 5

### 8.3.2 Stena W3

Največje obremenitve stene W3 po EC8 so prikazane na sliki 75. Te obremenitve so zaradi kombinacije K2, ki je merodajna za dimenzioniranje (največji upogibni momenti).



Slika 75: Projektne obremenitve stene W3 po EC8 zaradi kombinacije K2

Prečne sile iz analize smo v vseh etažah povečali za 50 %, momentno črto pa smo na nivoju terena (nivo 0) navzgor in navzdol premaknili za  $z/2 = 160$  cm.

## Geometrijske omejitve

Širina stojine:

$$b_{w0} = 25 \text{ cm} \geq \max \{15 \text{ cm}; h_s/20 = 400 \text{ m}/20 = 20 \text{ cm}\} = 20 \text{ cm}. \quad (8.47)$$

Višina kritičnega območja stene  $h_{cr}$  nad nivojem terena mora znašati vsaj:

$$h_{cr} \geq \max \{l_w = 400 \text{ cm}; h_w/6 = 1900 \text{ cm}/6 = 317 \text{ cm}\} = 400 \text{ cm} < \min \{2 \cdot l_w = 2 \cdot 400 \text{ cm} = 800 \text{ cm}; h_s = 400 \text{ cm}\} = 400 \text{ cm} \rightarrow \text{Izberemo } h_{cr} = 400 \text{ cm (etaža 0)} \quad (8.48)$$

V kritično območje sodi tudi celotna etaža -1, višine  $h_{cr} = 300 \text{ cm}$ !

Debelina robnega elementa  $b_w$  je enaka  $b_w = 25 \text{ cm}$ , kar je večje od  $20 \text{ cm}$  in je približno enako  $h_s/15 = 26,7 \text{ cm}$ . Zato mora za dolžino robnega elementa  $l_c$  veljati:

$$l_c < \max \{2 \cdot b_w = 2 \cdot 25 \text{ cm} = 50 \text{ cm}; 0,2 \cdot l_w = 0,2 \cdot 400 \text{ cm} = 80 \text{ cm}\} = 80 \text{ cm} \quad (8.49)$$

Izberemo  $l_c = 60 \text{ cm}$ :

$$l_c = 60 \text{ cm} > \max \{0,15 \cdot l_w = 0,15 \cdot 400 \text{ cm} = 60 \text{ cm}; 1,5 \cdot b_w = 1,5 \cdot 25 \text{ cm} = 37,5 \text{ cm}\} = 60 \text{ cm} \quad (8.50)$$

Pogoju, da je  $v_d \leq 0,4$  v potresnem projektne stanju, je zadoščeno. Največja osna sila v kletni etaži -2 znaša  $N_{Ed} = 1254 \text{ kN}$  (kombinacija K2), normirana osna sila pa je enaka:

$$v_d = N_{Ed}/(A_c \cdot f_{cd}) = 1254 \text{ kN}/(10000 \text{ cm}^2 \cdot 1,67 \text{ kN/cm}^2) = 0,075 < 0,4 \quad (8.51)$$

## Upogibna armatura

V kritičnem območju v etaži 0 izberemo znotraj vsakega robnega elementa 8 palic  $\Phi 12 \text{ mm}$  in v stojini mrežo Q283 na vsaki strani stene ( $A_{sv} = 40,5 \text{ cm}^2$ ).

Delež armature znotraj robnega elementa znaša:

$$A_{sv,rob.e.}/(l_c \cdot b_w) = (8 \cdot \pi \cdot [1,2 \text{ cm}]^2/4 + 2 \cdot 2,83 \text{ cm}^2/\text{m} \cdot 0,6 \text{ m})/(60 \text{ cm} \cdot 25 \text{ cm}) = 0,83 \% > 0,5 \% \quad (8.52)$$

Delež armature znotraj stojine  $\rho_v$  znaša:

$$A_{sv,st.}/b_w = (2 \cdot 2,83 \text{ cm}^2/100 \text{ cm})/25 \text{ cm} = 0,23 \% > 0,2 \% \text{ (če } \varepsilon_c < 0,2 \% \text{)} \quad (8.53)$$

Delež navpične armature znotraj celotnega prereza je večji od zahtevanih  $0,3 \%$ :

$$A_{sv}/(l_w \cdot b_w) = (16 \cdot \pi \cdot [1,2 \text{ cm}]^2/4 + 2 \cdot 2,83 \text{ cm}^2/\text{m} \cdot 3,96 \text{ m})/(400 \text{ cm} \cdot 25 \text{ cm}) = 0,41 \% \quad (8.54)$$

Zaradi velike vrednosti prečne sile v etaži -1, ki tudi spada v kritično območje, tam izberemo mrežo Q503 namesto Q283. Tudi v etaži -1 so izpolnjene zahteve za armaturo v kritičnem območju!

Izbrana armatura in upogibna nosilnost, izračunana s programom DIAS vzdolž celotne višine stene W3, sta prikazani v preglednici:

Preglednica 76: Upogibna nosilnost stene W3 po EC8

Etaža	$M_{Ed}$ [kNm]	$N_{Ed,prp}$ [kN]	Izbrana armatura	$\rho$ [%]	$M_{Rd}$ [kNm]
5	1125	148	8 $\Phi$ 12 + 2 Q283	0,31	2903
4	1859	311	8 $\Phi$ 12 + 2 Q283	0,31	3197
3	2593	474	8 $\Phi$ 12 + 2 Q283	0,31	3475
2	3326	637	8 $\Phi$ 12 + 2 Q283	0,31	3725
1	4060	800	12 $\Phi$ 12 + 2 Q283	0,36	4304
0	4647	968	16 $\Phi$ 12 + 2 Q283	0,41	4833
-1	4647	1112	16 $\Phi$ 12 + 2 Q503	0,59	6273
-2	3664	1254	8 $\Phi$ 12 + 2 Q283	0,31	4727

### Strižna armatura

Izbrana strižna armatura in nosilnost sta za vse etaže prikazani v preglednici:

Preglednica 77: Strižna nosilnost stene W3 po EC8

Etaža	$V_{Ed}$ [kN]	$A_{sw,potr}$ [cm <sup>2</sup> /m]	Izbrana armatura	$V_{Rd}$ [kN]	$A_{sw,dej}$ [cm <sup>2</sup> /m]
5	228	1,6	2 Q283	788	5,7
4	270	1,9	2 Q283	788	5,7
3	422	3,0	2 Q283	788	5,7
2	586	4,2	2 Q283	788	5,7
1	727	5,2	2 Q283	788	5,7
0	549	3,9	2 Q283	788	5,7
-1	1882	13,5	2 Q503+2 $\Phi$ 6/15 cm	1924	13,8
-2	189	1,4	2 Q283	788	5,7

Prečne sile v steni so manjše od dovoljenih:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w \cdot 0,8 l_w \cdot 0,6 \cdot [1 - f_{ck}/250] f_{cd} (\cot\theta + \tan\theta) = \quad (8.55)$$

$$= 25 \text{ cm} \cdot 320 \text{ cm} \cdot 0,54 \cdot 1,67 \text{ kN/cm}^2 / 2 = 3607 \text{ kN} > V_{Ed}$$

Mreži Q283 (posledično tudi Q503) zagotavljata potrebno minimalno vodoravno armaturo v stojini izven kritičnega območja ( $\rho_{h,Q283} = 0,23 \% > 0,1 \%$ ), v kritičnem območju v etaži 0 pa mreži Q283 zagotavljata delež vodoravne armature enak  $0,23 \% > 0,1 \%$  (ta pogoj izpolnjujeta tudi mreži Q503 z dodanimi palicami v etaži -1).

### Stremena

Zaradi majhnih tlačnih obremenitev znotraj kritičnega območja (v etaži 0 je  $v_d = 0,058$ , v etaži -1 pa  $v_d = 0,067 < 0,15$ ), tam posebna armatura za objetje betonskega jedra ni potrebna. V robnem elementu ni prekoračen delež armature 2 %, zato stremena niso računsko potrebna. Vseeno izberemo U-stremena in vezi enakega premera in medsebojne oddaljenosti kot pri horizontalnih palicah Q mrež.

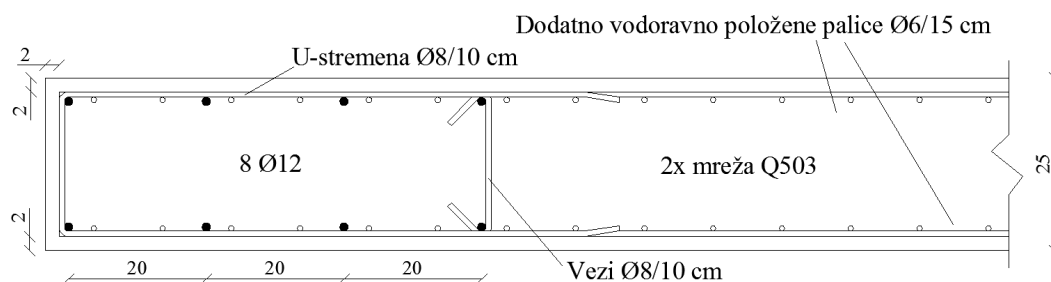


Razmak med stremeni v kritičnem območju je manjši od dovoljenega:

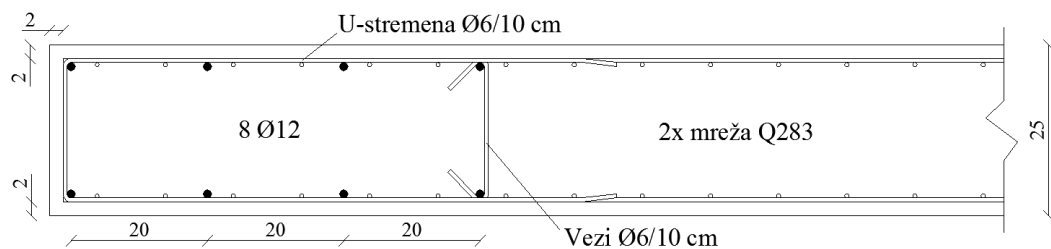
$$s = 10 \text{ cm} \approx \min\{b_o/2 = (b_c - 2 \cdot \text{krovni sloj} - \Phi_{\text{stremen}})/2 = (25 \text{ cm} - 2 \cdot 2,0 \text{ cm} - 1 \text{ cm})/2 = 20,0 \text{ cm}/2 = 10,0 \text{ cm}; 17,5 \text{ cm}; 8 \cdot d_{bL} = 8 \cdot 1,2 \text{ cm} = 9,6 \text{ cm}\} = 9,6 \text{ cm} \quad (8.56)$$

### Shema izbrane armature

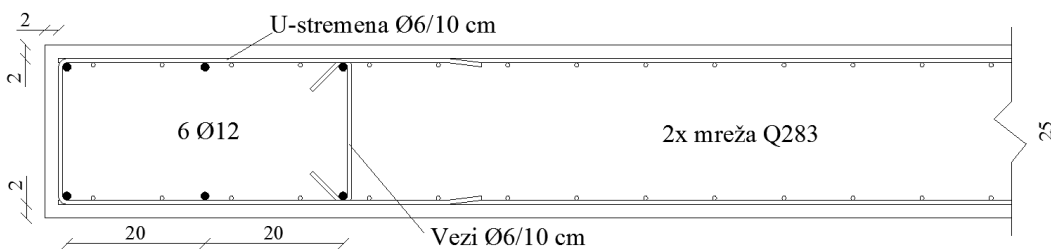
Izbrana armatura stene W3 je prikazana na sledečih slikah.



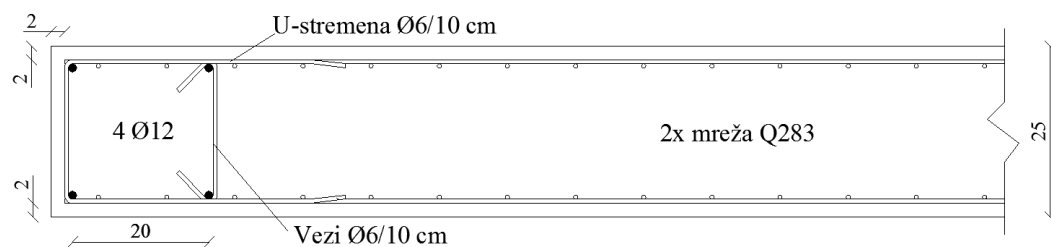
Slika 76: Armatura stene W3 po EC8 v etaži -1



Slika 77: Armatura stene W3 po EC8 v etaži 0



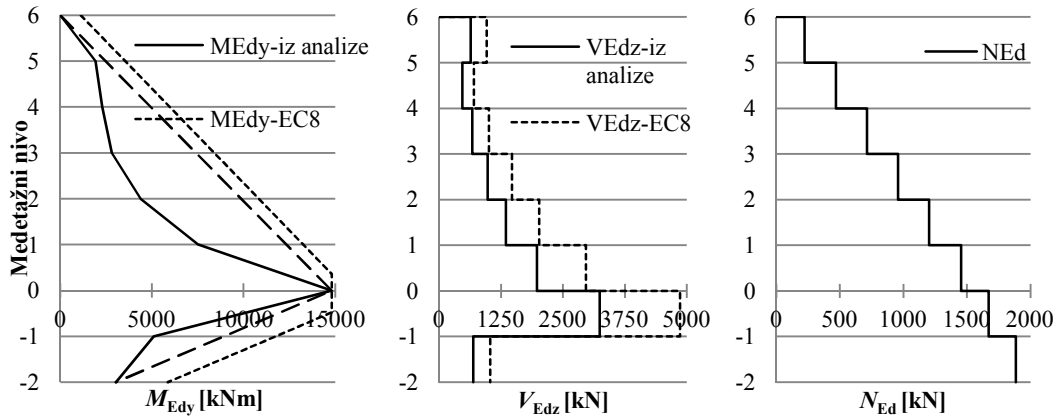
Slika 78: Armatura stene W3 po EC8 v etaži 1



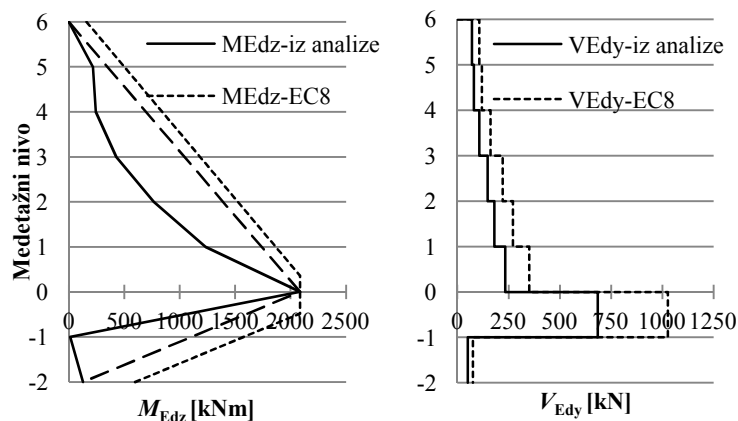
Slika 79: Armatura stene W3 po EC8 v etažah -2 in 2 do 5

### 8.3.3 Stena N1

Obremenitve v steni N1 v smeri močne osi so prikazane na sliki 80, v smeri šibke osi pa na sliki 81:



Slika 80: Projektne obremenitve stene N1 v smeri močne osi po EC8 zaradi K1



Slika 81: Projektne obremenitve stene N1 v smeri šibke osi po EC8 zaradi K2

Prečne sile iz analize smo v vseh etažah povečali za 50 %, momentno črto pa smo na nivoju 0 navzgor in navzdol premaknili za  $z/2 = 144$  cm v obeh smereh upogiba.

### Geometrijske omejitve

Pogoj za debelino stene izven območja robnega elementa je izpolnjen tako pri stojini, kot pri pasnicah:

$$b_{w0} = 25 \text{ cm} \geq \max \{ 15 \text{ cm}; h_s/20 = 400 \text{ cm}/20 = 20 \text{ cm} \} = 20 \text{ cm}. \quad (8.57)$$

Višina kritičnega območja stene nad nivojem terena  $h_{cr}$  mora znašati vsaj:

$$h_{cr} \geq \max \{ l_w = 360 \text{ cm}; h_w/6 = 1900 \text{ cm}/6 = 317 \text{ cm} \} = 360 \text{ cm} < \{ 2 \cdot l_w = 2 \cdot 360 \text{ cm} = 720 \text{ cm}; h_s = 400 \text{ cm} \} = 720 \text{ cm} \rightarrow \text{Izberemo } h_{cr} = 400 \text{ cm (etaža 0)} \quad (8.58)$$

V kritično območje sodi tudi celotna etaža -1, višine  $h_{cr} = 300$  cm!

Debelina robnega elementa pasnice  $b_w$  je enaka  $b_w = 25$  cm, kar je večje od 20 cm in je približno enako  $h_s/15 = 26,7$  cm. Zato mora za dolžino robnega elementa  $l_c$  veljati:

$$l_c < \max \{ 2 \cdot b_w = 2 \cdot 25 \text{ cm} = 50 \text{ cm}; 0,2 \cdot l_w = 0,2 \cdot 180 \text{ cm} = 36 \text{ cm} \} = 50 \text{ cm} \quad (8.59)$$

Izberemo  $l_c = 40$  cm:

$$l_c = 40 \text{ cm} > \max \{ 0,15 \cdot l_w = 0,15 \cdot 180 \text{ cm} = 27 \text{ cm}; 1,5 \cdot b_w = 1,5 \cdot 25 \text{ cm} = 37,5 \text{ cm} \} = 37,5 \text{ cm} \quad (8.60)$$

Robni element v smeri močne osi, torej v stojini stene N1, ni potreben, saj gre v tem primeru za steno z veliko prirobnico, katere debelina znaša  $b_f = 25$  cm  $\approx h_s/15 = 26,7$  cm in dolžina  $l_f = 180$  cm  $> h_s/5 = 80$  cm.

Pogoju, da je  $v_d \leq 0,4$  v potresnem projektne stanju, je zadoščeno. Največja osna sila v kletni etaži -2 znaša  $N_{Ed} = 1885$  kN, normirana osna sila pa je enaka:

$$v_d = N_{Ed} / (A_c \cdot f_{cd}) = 1885 \text{ kN} / (16750 \text{ cm}^2 \cdot 1,67 \text{ kN/cm}^2) = 0,067 < 0,4 \quad (8.61)$$

### Upogibna armatura

V kritičnem območju (etaži 0 in -1) izberemo v vogalih 4 palice  $\Phi 22$  mm, v robnih elementih pasnic pa 6 palic  $\Phi 22$  mm. V pasnicah in v stojini izberemo poleg tega mrežo Q785 na vsaki strani stene.

Delež armature znotraj robnega elementa pasnic znaša:

$$A_{sv,rob.e.} / (l_c \cdot b_w) = (6 \cdot \pi \cdot [2,2 \text{ cm}]^2 / 4 + 2 \cdot 7,85 \text{ cm}^2 / \text{m} \cdot 0,4 \text{ m}) / (40 \text{ cm} \cdot 25 \text{ cm}) = 2,9 \% > 0,5 \% \quad (8.62)$$

Delež armature znotraj stojine pasnic in »stojine«  $\rho_v$  znaša:

$$A_{sv,st.} / b_w = (2 \cdot 7,85 \text{ cm}^2 / 100 \text{ cm}) / 25 \text{ cm} = 0,6 \% \quad (8.63)$$

Delež navpične armature znotraj celotnega prereza je večji od zahtevanih 0,3 %:

$$A_{sv} / A_c = (20 \cdot \pi \cdot [2,2 \text{ cm}]^2 / 4 + 7,85 \text{ cm}^2 / \text{m} \cdot 12,2 \text{ m}) / (16750 \text{ cm}^2) = 1,03 \% \quad (8.64)$$

Upogibna nosilnost v smeri močne osi, izračunana s programom DIAS vzdolž celotne višine stene N1, je prikazana v preglednici:

Preglednica 78: Upogibna nosilnost stene N1 v smeri močne osi po EC8

Etaža	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z,prp}$ [kNm]	$N_{Ed,prp}$ [kN]	Izbrana armatura	$\rho$ [%]	$M_{Rd,y}$ [kNm]
5	3463	150	223	20 $\Phi 14$ + 2 Q503	0,55	7688
4	5804	251	468	20 $\Phi 14$ + 2 Q503	0,55	8068
3	8144	352	713	20 $\Phi 14$ + 2 Q503	0,55	8470
2	10484	453	957	20 $\Phi 18$ + 2 Q785	0,88	12581
1	12824	554	1202	20 $\Phi 18$ + 2 Q785	0,88	13080
0	14821	640	1454	20 $\Phi 22$ + 2 Q785	1,03	15266
-1	14821	640	1671	20 $\Phi 22$ + 2 Q785	1,03	15562
-2	11758	483	1885	20 $\Phi 18$ + 2 Q785	0,88	14110

Pri izračunu  $M_{Rd,y}$  smo v smeri šibke osi upoštevali pripadajoči moment  $M_{Ed,z}$ . Tudi pri  $M_{Ed,z}$  smo momentno ovojnico navzgor in navzdol premaknili za  $z/2 = 144$  cm.

Rezultatov upogibne nosilnosti  $M_{Rd,z}$  v smeri šibke osi nismo mogli posebej določiti in prikazati, zaradi enakega razloga kot pri dimenzioniranju po EC2.

### Strižna armatura

V smeri močne osi znaša prečna sila v kleti v etaži -1  $V_{Ed,z} = 1,5 \cdot 3241$  kN = 4861 kN. Že pri dimenzioniranju po EC2 smo imeli pri določanju strižne nosilnosti stene v močni smeri težave, saj je bila prečna sila  $V_{Ed,z} = 3241$  kN ravno na meji z nosilnostjo tlačnih diagonal  $V_{Rd,max,z}$ . Pri dimenzioniranju po EC8 smo prečno silo še povečali za 50 %, kar rezultira v porušitvi tlačnih diagonal, in sicer je  $V_{Ed,z} = 4861$  kN  $\gg V_{Rd,max,z} = 3246$  kN.

Da ne bi prišlo do porušitve, bi morali povečati debelino stene v kleti. Zanimalo nas je, kolikšno bi moralo biti to povečanje. Analizo smo zato ponovili z debelino stene (stojine in pasnic)  $b_w = 50$  cm v obeh kletnih etažah in dobili prečno silo  $V_{Ed,z} = 3970$  kN, oz. prečno silo  $V_{Ed,z} = 1,5 \cdot 3970$  kN = 5955 kN po EC8. V tem primeru je:

$$V_{Rd,max,s,z} = 50 \text{ cm} \cdot 288 \text{ cm} \cdot 0,54 \cdot 1,67 \text{ kN/cm}^2 / 2 = 6492 \text{ kN} > V_{Ed,z} = 5955 \text{ kN} \quad (8.65)$$

Če za potrebe naše naloge predpostavimo, da debelina stene  $b_w = 25$  cm zadošča, potem znaša potrebna strižna armatura v etaži -1:

$$A_{sw,z,potr}/s = V_{Ed}/(0,8 \cdot l_w \cdot f_{ywd}) = 4861 \text{ kN}/(0,8 \cdot 360 \text{ cm} \cdot 43,48 \text{ kN/cm}^2) = 38,8 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (8.66)$$

Zahtevi po potrebni strižni armaturi bi lahko približno zadostili z mrežama Q785 in dodatnimi vodoravno položenimi palicami  $\Phi 12/10$  cm na vsaki strani stojine v smeri močne osi ( $A_{sw,z,dej} = 38,3$   $\text{cm}^2/\text{m} \approx A_{sw,z,potr} = 38,8$   $\text{cm}^2/\text{m}$ )!

Izbrana strižna armatura in nosilnost sta za vse etaže prikazani v preglednici:

Preglednica 79: Strižna nosilnost stene N1 v smeri močne osi po EC8

Etaža	$V_{Ed}$ [kN]	$A_{sw,potr}$ [ $\text{cm}^2/\text{m}$ ]	Izbrana armatura	$V_{Rd}$ [kN]	$A_{sw,dej}$ [ $\text{cm}^2/\text{m}$ ]
5	960	7,7	2 Q503	1260	10,1
4	705	5,6	2 Q503	1260	10,1
3	1009	8,1	2 Q503	1260	10,1
2	1470	11,7	2 Q785	1966	15,7
1	2023	16,2	2 Q785	1966	15,7
0	2963	23,7	2 Q785+2 $\Phi 8/10$ cm	3225	25,8
-1	4861	38,8	2 Q785+2 $\Phi 12/10$ cm	4798	38,3
-2	1032	8,2	2 Q785	1966	15,7

V etaži -1 so potrebne dodatne vodoravno položene palice  $\Phi 12/10$  cm na vsaki strani stojine v smeri močne osi, v etaži 0 pa  $\Phi 8/10$  cm!

Tudi v smeri šibke osi (v pasnicah) so izbrane enake Q mreže kot v močni smeri. Ker so strižne sile v tej smeri bistveno manjše, armature pa je enkrat več kot v smeri močne osi (2x Q mreža v vsaki pasnici), je  $V_{Ed,y} < V_{Rd,y}$  v vseh etažah.

Mreži Q503 (posledično tudi Q785) zagotavljata potrebno minimalno vodoravno armaturo v stojini izven kritičnega območja ( $\rho_{h,Q503} = 0,40 \% > 0,1 \%$ ), v kritičnem območju pa mreži Q785 zagotavljata delež vodoravne armature enak  $0,6 \% > \rho_v/4 = 0,15 \%$ .

### Stremena

Zaradi majhnih tlačnih obremenitev znotraj kritičnega območja (v etaži 0 je  $v_d = 0,052$ , v etaži -1 pa  $v_d = 0,060 < 0,15$ ), tam posebna armatura za objetje betonskega jedra po EC8 ni potrebna. Ker pa je znotraj robnega elementa pasnic v etažah -2 do 2 delež navpične (upogibne) armature večji od 2 %, smo tam vse palice upogibne armature objeli z U-stremeni in vezmi premera  $\Phi 10$  mm na medsebojni oddaljenosti 10 cm. Tudi v ostalih etažah smo izbrali U-stremena in vezi z enakim premerom in medsebojno oddaljenostjo kot pri horizontalnih palicah Q mrež.

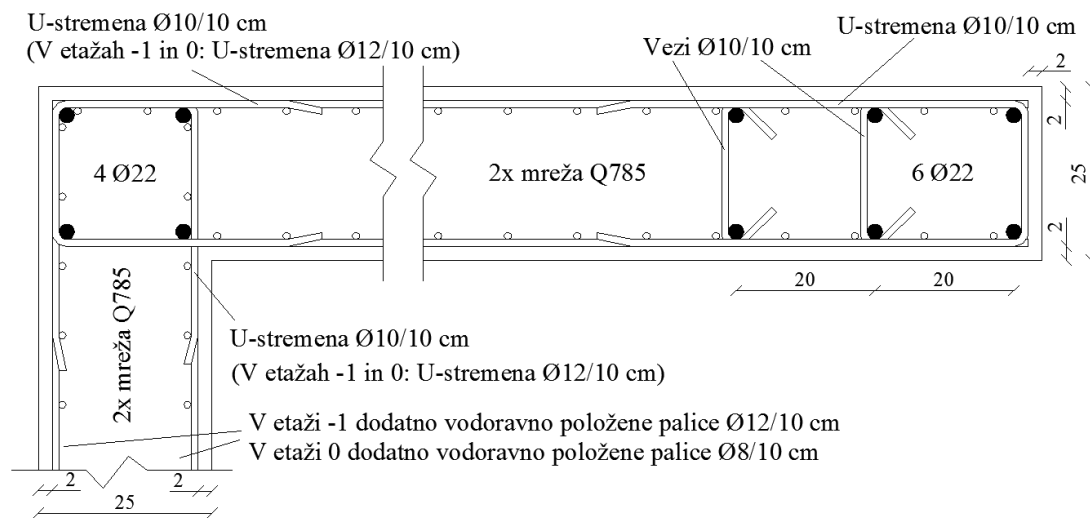
V vogalih stene smo izbrali dvojna U-stremena enakega premera in na enaki oddaljenosti kot v pasnicah. Izjema sta etaži -1 in 0, kjer smo izbrali stremena večjega premera ( $d_{bw} = 12$  mm) zaradi dodanih horizontalnih palic v stojini v močni smeri stene.

Razmak med stremeni v kritičnem območju je manjši oz. enak dovoljenemu:

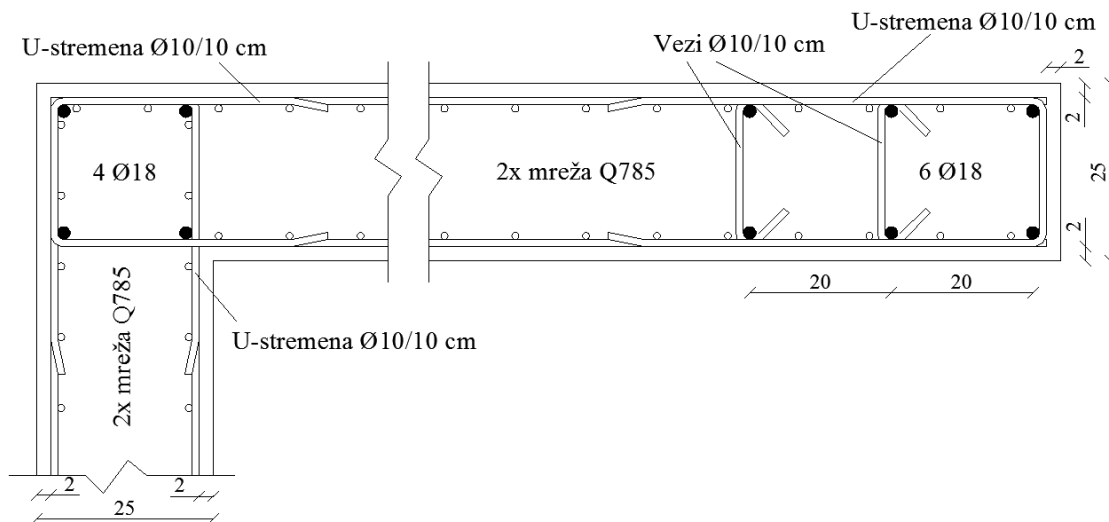
$$s = 10\text{cm} = \min\{b_o/2 = (b_c - 2 \cdot \text{krovni sloj} - \Phi_{\text{stremeni}})/2 = (25\text{ cm} - 2 \cdot 2,0\text{ cm} - 1\text{ cm})/2 = 20,0\text{ cm}/2 = 10,0\text{ cm}; 17,5\text{ cm}; 8 \cdot d_{bL} = 8 \cdot 2,2\text{ cm} = 17,6\text{ cm}\} = 10,0\text{ cm} \quad (8.67)$$

### Shema izbrane armature

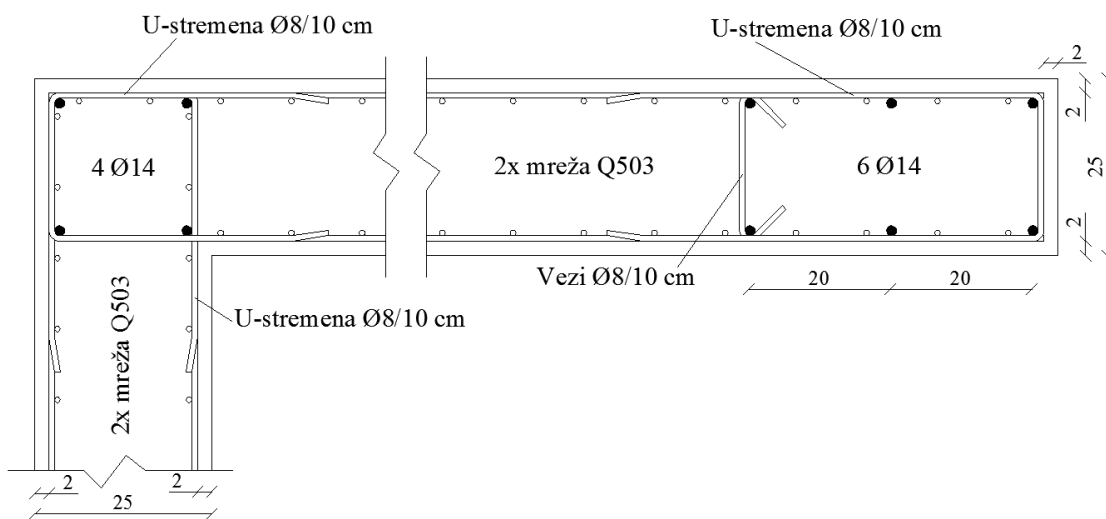
Izbrana armatura stene N1 je prikazana na sledečih slikah.



Slika 82: Armatura stene N1 po EC8 v etažah -1 in 0



Slika 83: Armatura stene N1 po EC8 v etažah -2, 1 in 2



Slika 84: Armatura stene N1 po EC8 v etažah 3 do 5

## 9 ZAKLJUČKI

V diplomski nalogi smo projektirali osemetažno armiranobetonsko stavbo, in sicer na način, ki omogoča vrednotenje dodatne varnosti pri projektiranju zaradi upoštevanja pravil metode načrtovanja nosilnosti in zagotavljanja lokalne duktilnosti konstrukcijskih elementov po standardu EC8.

Analiza lastnega nihanja konstrukcije je pokazala, da sta tako prva kot tudi druga nihajna oblika translatorni. Nihajna časa, izračunana s programom SAP2000, znašata  $T_{1,x} = 0,93$  s in  $T_{1,y} = 0,69$  s. Pri metodi z vodoravnimi silami smo dobili skoraj identičen rezultat.

Vpliva teorije drugega reda v našem primeru ni potrebno upoštevati, prav tako je kontrola mejnega stanja uporabnosti pokazala, da so etažni pomiki znotraj dovoljenih meja, kar velja tudi v primeru, če bi bili na konstrukcijo pritrjeni krhki nekonstrukcijski elementi. Tako kontrola TDR kot tudi kontrola MSU pa dokazujeta, da je potresni vpliv v kleti relativno majhen. To je posledica zelo toge obodne stene v kletnih etažah. Če predpostavimo, da sta stropna kletna plošča in temeljna plošča dovolj togi, lahko govorimo o togi škatlasti kleti, znotraj katere bi lahko po EC8 grede in stebre projektirali kar na nizko stopnjo duktilnosti. Kljub temu določili, smo tudi v kleti upoštevali srednjo stopnjo duktilnosti.

Obravnavana konstrukcija predstavlja konstrukcijski sistem nepovezanih sten v obeh smereh, saj stene ob vpetju prevzamejo 78 % celotne potresne obtežbe nad kletjo v X smeri, v Y smeri pa 94 %, kar je v obeh primerih več od mejnih 65 %. Faktor obnašanja je zaradi pravilnosti konstrukcije po višini nereduciran in v obeh smereh znaša  $q = 3,0$ .

Po končani analizi konstrukcije smo izvedli dimenzioniranje, katerega namen je bil prikazati razliko v armaturi, če se upoštevajo določila iz EC8, ki med drugim zajemajo tudi izračun obremenitev s postopkom načrtovanja nosilnosti, ali pa če se upošteva le standard EC2.

Glavne ugotovitve, do katerih smo prišli med primerjanjem rezultatov iz poglavij 7 in 8, so za grede, stebre in stene prikazane v nadaljevanju.

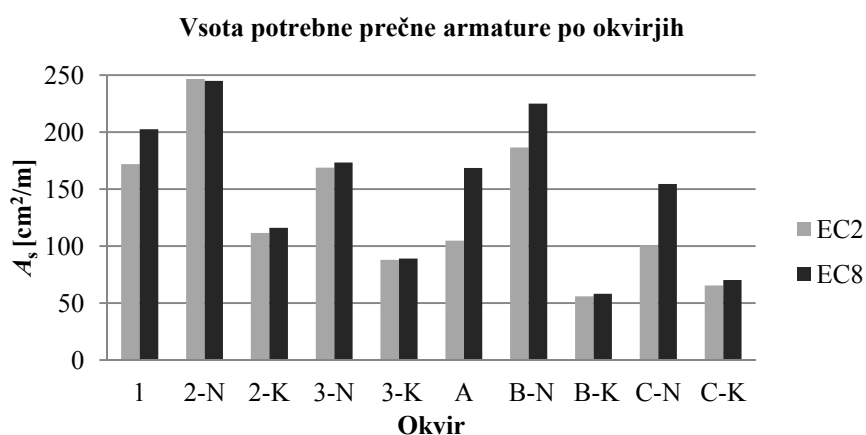
### 9.1 Grede

Pri gredah je potrebna in izbrana količina natezne vzdolžne armature v prerezih v kritičnih območjih, t.j. »negativna« armatura na zgornjem robu ( $A_s$ ), ostala enaka. Do spremembe je prišlo v količini »pozitivne« vzdolžne armature oz. armature na spodnjem robu gred ( $A_s'$ ). Potrebna spodnja armatura, s katero bi dosegli upogibno nosilnost, ki je večja od zahtevane, je sicer enaka v obeh primerih, saj so obremenitve enake, a zaradi zagotavljanja lokalne duktilnosti gred je potrebno po EC8 izpolniti pogoja  $\rho \leq \rho_{\max}$  in  $A_s' \geq A_s/2$ . Tako je npr. v gredah B1 in B2 (okvir v osi 1) potrebno pozitivno armaturo v prerezu ob podpori B povečati s 5 palic  $\Phi 16$  mm na 6 palic  $\Phi 16$  mm. Povečanje je potrebno v skoraj



vseh prerezih, z izjemo prerezov gred B14, B15 in B16 nad terenom, prerezov ob podporah A in C gred B1 in B2, ter prerezov ob podpori 3 v gredah B10 in B11. Tam dosežemo zadostno lokalno duktilnost že z uporabo pozitivne armature, ki jo je izračunal program SAP2000. Če gledamo celotno konstrukcijo, se vsota izbrane pozitivne armature v prerezih v vseh kritičnih območjih skupno poveča s 2195 cm<sup>2</sup>, dobljenih pri dimenzioniranju po EC2 na 3264 cm<sup>2</sup>, kar predstavlja povečanje za 49 % glede na EC2. Prvi razlog za tako veliko povečanje je velika vrednost računsko potrebne negativne armature, pri čemer so vrednosti potrebne pozitivne armature za zadostitev upogibnim obremenitvam relativno majhne. Da bi zadostili zahtevam za lokalno duktilnost po EC8 je potrebno to pozitivno armaturo povečati, kar je najbolj očitno pri gredi B12 ob podpori 1 (stena W1), kjer se pozitivna armatura poveča z 2 palic na 7 palic  $\Phi 16$  mm, da je dosežen pogoj  $\rho \leq \rho_{max}$  (zgornjo armaturo tam sestavlja 7 palic  $\Phi 16$  mm in mreža Q335 na  $b_{eff} = 1,94$  m). Drugi razlog za veliko razliko v izbrani pozitivni armaturi pa predstavlja dejstvo, da prerezov gred nismo popolnoma optimizirali, ampak smo se odločili, da se izbrana armatura po medetažnih nivojih ne spreminja (z upoštevanjem razmejnitve med kletjo in etažami nad kletjo).

Glede na EC2 se je povečala tudi potrebna prečna armatura v gredah. Le to smo določili za vse grede in za vse medetažne nivoje posebej, zaradi česar lahko bolj natančno določimo razliko. Primerjali smo vsoto potrebne armature po prerezih v vseh kritičnih območjih, glede na okvirje. Primerjava je prikazana na sliki 85, kjer so okvirji označeni glede na osi nosilne konstrukcije, kjer se nahajajo (1, 2, itd.). Oznaka »N« pomeni, da gre za grede na medetažnih nivojih nad terenom, »K« pa označuje grede na nivojih v kleti. Pri okvirjih v oseh A in C so zaradi simetrije prikazani rezultati le za polovico okvirja, pdb. kot v poglavjih 7 in 8.



Slika 85: Primerjava vsote potrebne prečne armature v gredah

Vidimo lahko, da je v vseh primerih, razen pri gredah B3 in B4 v okviru 2 nad terenom, po EC8 potrebno več prečne armature. Skupno znaša to povečanje 16 % glede na EC2 (povečanje iz 2597 cm<sup>2</sup>/m na 3003 cm<sup>2</sup>/m), če gledamo celotno konstrukcijo, torej upoštevajoč tudi grede okvirjev v oseh 4, 5, 6 in tudi grede v drugem okvirju v osi B. Razlika je največja pri okvirju v osi A, kjer v gredi B11

po EC2 računski armatura ni potrebna v nobeni etaži in podobno pri gredi B16 okvira v osi C nad terenom.

Zaradi povečanja potrebne prečne armature v gredah, se je povečala tudi izbrana prečna armatura, in sicer v vseh prerezih gred v kritičnih območjih, z izjemo prereza ob podpori B v gredah B3 in B4, kjer se je zmanjšala z dvostržnih stremen  $\Phi 8/8$  cm na  $\Phi 8/9$  cm. Sprememba izbrane prečne armature je povezana z različnimi obremenitvami po EC2 in EC8, močno pa na izbiro vpliva tudi največja dovoljena oddaljenost med stremeni  $s_{max}$ , ki po EC8 za kritična območja znaša 12,5 cm, v EC2 pa 33,75 cm. Slednje je še posebej očitno pri gredah B9, B10 in B11, kjer bi po EC8 zadostovala stremena  $\Phi 8/16$  cm in pri gredah B14, B15 in B16 nad terenom, kjer bi bila dovolj stremena  $\Phi 8/17$  cm, a smo morali izbrati stremena  $\Phi 8/12$  cm. Skupno se je v celotni konstrukciji vsota izbrane prečne armature v kritičnih območjih gred povečala s  $2988 \text{ cm}^2/\text{m}$  na  $3635 \text{ cm}^2/\text{m}$ , kar pomeni 22 % povečanje glede na EC2. Razlika je večja kot pri potrebni armaturi, kar je posledica že omenjenega  $s_{max}$  in dejstva, da gred nismo optimizirali - namesto tega smo po vseh nivojih izbrali enako armaturo. Povečanje izbrane armature je sicer največje v gredah okvira A in okvira C nad terenom, podobno kot pri potrebni armaturi.

## 9.2 Stebri

Pri analizirani konstrukciji gre za stenasti konstrukcijski sistem, oz. za sistem nepovezanih sten v obeh smereh. Zaradi tega po EC8 ni potrebno upoštevati principa močnih stebrov in šibkih prečk. Izbrana vzdolžna armatura stebrov je posledično enaka pri dimenzioniranju po obeh standardih, z izjemo stebrov C7 in C8 (zaradi simetrije tudi C9 in C10), kjer smo jo povečali z 12 palic  $\Phi 14$  mm na 12 palic  $\Phi 16$  mm, da smo zadostili pogoju za minimalno armaturo po EC8 ( $\rho \geq 1 \%$ ). Skupno se vsota izbrane vzdolžne armature po vseh etažah poveča z  $2912 \text{ cm}^2$  na  $3093 \text{ cm}^2$ , če gledamo celotno konstrukcijo, kar predstavlja 6 % povečanje glede na vrednosti, dobljene po EC2.

Razlika med dimenzioniranjem po EC2 in po EC8 se pojavi tudi pri potrebni strižni armaturi. Po EC2 je računski strižna armatura potrebna le v vrhni etaži stebrov, t.j. etaži 5, če gledamo celotno konstrukcijo pa le v 8 etažah od 112 etaž. Majhne strižne obremenitve stebrov so posledica večje togosti sten, ki prevzamejo večino horizontalnih potresnih sil. Pri dimenzioniranju po EC8, kjer smo največjo prečno silo določili s postopkom načrtovanja nosilnosti, je potrebno sicer več računski strižne armature, vendar tudi v tem primeru ni potrebna povsod, ampak le v zgornjih etažah (etaži 4 in 5) ter ob vpetju. Izjema sta stebra C1 in C11, kjer pride v potresnem projektnem stanju v vseh etažah tudi do nateznih osnil sil, ki zmanjšajo strižno odpornost betona brez armature  $V_{Rd,e}$ , tako da je tudi pri relativno majhnih prečnih silah  $V_{CD}$  potrebna računski armatura. Skupno je po EC8 računski armatura potrebna v 48 od 112 etaž. Pri primerjavi vsote potrebne armature v vseh etažah vseh stebrov (celotna konstrukcija) se je izkazalo, da je za potrebe pokritja prečnih sil po EC8 potrebno približno 6,9-krat

toliko strižne armature kot pri dimenzioniranju po EC2, saj se vrednost s  $47 \text{ cm}^2/\text{m}$  poveča na  $322 \text{ cm}^2/\text{m}$ .

Pri dimenzioniranju po standardu EC2 smo v vseh stebrih izbrali stremena premera 6 mm, ki so zaradi relativno majhnih obremenitev postavljena na največji dovoljeni medsebojni oddaljenosti. Pri dimenzioniranju po EC8 smo izbrali stremena premera 8 mm, saj so prečne sile, dobljene s postopkom načrtovanja nosilnosti, večje od tistih zaradi kombinacij K1, K2 in K3. Vsota izbrane strižne armature po vseh etažah (izven kritičnih območij) v celotnem objektu po EC8 tako znaša 2,1-krat vrednost vsote izbrane armature po EC2, saj se vrednost poveča s  $612 \text{ cm}^2/\text{m}$  na  $1273 \text{ cm}^2/\text{m}$ . Razlika je relativno velika, a vseeno manjša kot pri potrebni strižni armaturi, kar je posledica dejstva, da smo vzdolž celotne dolžine stebrov izbrali armaturo, ki ustreza največjim obremenitvam v tistem stebri, čeprav v nekaterih etažah armatura sploh ni računsko potrebna.

Območja stebrov nad in pod gredami so v EC8 definirana kot kritična območja, kjer je dovoljeni razmak med stremeni zaradi zagotavljanja duktilnosti manjši kot izven teh območij. Zahteve so še posebno stroge za prereze stebrov ob vpetju. V nasprotju z EC8, v EC2 kritična območja niso posebej definirana, a je vseeno v območjih nad in pod gredami zahtevana zgostitev stremen za 40 %. V primeru stebrov C7 in C8 je to bolj rigorozna zahteva od tiste v EC8, saj je po EC2 največja oddaljenost med stremeni v kritičnih območjih enaka 10 cm, po EC8 pa 12 cm, ter ob vpetju v klet (nivo 0) 7 cm. Na to razliko vpliva tudi dejstvo, da je največji dovoljeni razmak med stremeni odvisen od premera vzdolžnih palic, ki je po EC8 v primeru stebrov C7 in C8 večji. Pri vseh ostalih tipih stebrov, kjer so uporabljene vzdolžne palice premera  $\Phi 18 \text{ mm}$ , je največji medsebojni razmak stremen v kritičnih območjih enak 11 cm (tudi ob vpetju), kar je strožje kot 13 cm po EC2. Vsota izbrane strižne armature po vseh kritičnih območjih (celoten objekt) po EC8 znaša 1,9-krat vrednost vsote izbrane armature, dobljene pri dimenzioniranju po EC2, saj pride do povečanja s  $1972 \text{ cm}^2/\text{m}$  na  $3843 \text{ cm}^2/\text{m}$ . Glede na izbrano strižno armaturo izven kritičnih območij, je razlika v tem primeru manjša zaradi stebrov C7 in C8, pri katerih morajo biti v kritičnih območjih stremena bolj gosto razporejena, če upoštevamo določila standarda EC2.

Pri zgornjih primerjavah količine strižne armature smo primerjali armaturo le v močni smeri stebrov, saj je v šibki smeri potrebna le izjemoma, t.j. pri dimenzioniranju stebrov kvadratnega prereza C7 in C8 po EC8!

### 9.3 Stene

Pri stenah se načrtovanje nosilnosti odraža v različni potrebni in izbrani vodoravni oz. strižni armaturi, ter navpični oz. upogibni armaturi, saj je po EC8 potrebno prečne sile iz analize povečati, momentno linijo pa je zaradi vitkosti sten potrebno premakniti navzgor in v kletnih etažah navzdol.

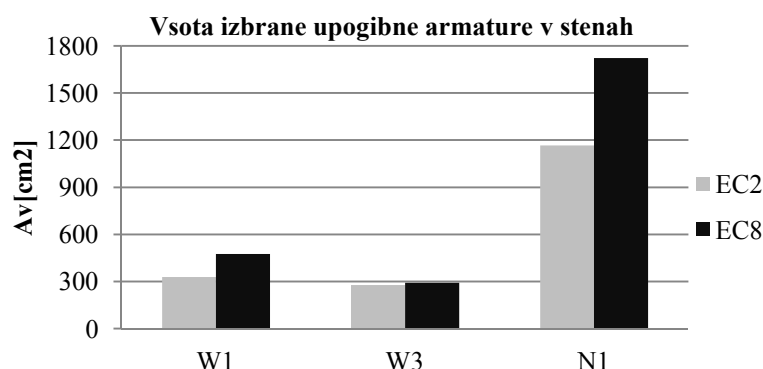
Povečanje prečnih sil iz analize zahteva povečanje strižne armature (Q mreže), katero smo na robovih sten objeli s stremeni »U« oblike in vezmi, čeprav to, razen pri steni N1, kjer je na robu pasnic delež upogibne armature  $\rho$  večji od 2 %, računsko ni potrebno. Stremena in vezi smo razporedili tako, da je v horizontalni smeri njihova nosilnost enaka kot pri izbrani Q mreži (npr. mrežo Q785 s horizontalnimi palicami  $\Phi 10/10$  cm smo objeli z U-stremeni in vezmi  $\Phi 10/10$  cm). Z izbiro mrež z večjo nosilnostjo, zaradi povečanih prečnih sil po EC8, je posledično prišlo tudi do zgostitve oz. povečanja premera stremen in vezi.

Navkljub pričakovanjem pa ni prišlo do razlike v potrebni prečni armaturi zaradi objetja betonskega jedra robnih elementov sten po EC8. V vseh treh tipih sten je normirana osna sila  $v_d$  v potresnem projektnem stanju namreč manjša od vrednosti 0,15, zaradi česar po EC8 ni potrebno dodatno zagotavljanje duktilnosti robnih elementov z objetjem. To pomeni, da lahko potrebno prečno armaturo določimo kar po določilih standarda EC2. Nizka vrednost  $v_d$  je posledica relativno majhnega števila etaž (6 etaž nad terenom in 2 etaži v kleti), velikih dimenzij sten in velikega števila stebrov, ki prevzamejo velik del vertikalne obtežbe.

Velik vpliv na potek obremenitev sten ima razmejitev med etažami nad nivojem terena in kletnima etažama, ki je zaznamovana z zelo togo kletno obodno steno. Pri stenah W3 in N1, ki segata v klet, se momenti v potresnem projektnem stanju v kletni etaži -1 močno zmanjšajo, saj obremenitve v kleti prevzame obodna stena zaradi svoje velike togosti. Posledica zmanjšanja momentov na kratki razdalji je velika vrednost prečne sile, ki je pri steni N1 ravno še na dovoljeni meji, ki jo definira nosilnost tlačanih diagonal, če upoštevamo povečanje prečnih sil za 50 % po EC8, pa pride do strižne porušitve. Poleg togosti obodne stene je razlog za porušitev tudi dejstvo, da je N1 edina stena, ki je postavljena v globalni X smeri. Da bi preprečili porušitev, bi morali v kletnih etažah povečati dimenzije stene z  $b_w = 25$  cm na  $b_w = 50$  cm ali pa spremeniti konstrukcijsko zasnovo.

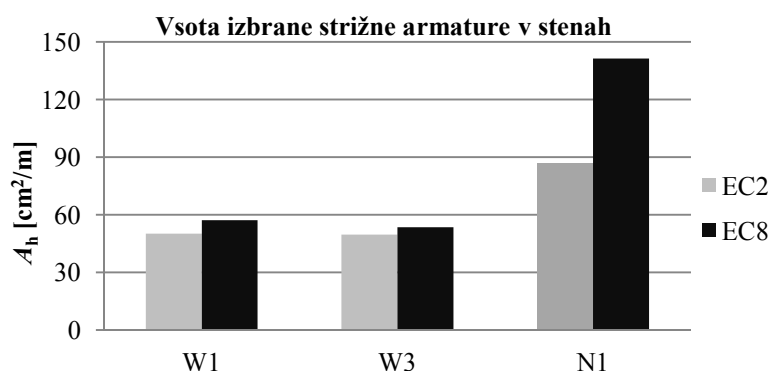
Glede na to, da bi med projektnim potresom prišlo do strižne porušitve stene N1 v kleti, kar bi povzročilo prerazporeditev dela obremenitev na okvirje, smo mnenja, da je pravilno, da smo grede in stebre v kleti projektirali na srednjo stopnjo duktilnosti, čeprav to, upoštevajoč, da gre za togo škatlasto klet, ne bi bilo potrebno!

Pri stenah smo izbrano upogibno in strižno armaturo manjšali proti vrhu, s čimer smo približno sledili poteku obremenitev po višini stene. Na slikah 86 in 87 je prikazana primerjava vsote izbrane upogibne armature v  $\text{cm}^2$  in vsote strižne armature v  $\text{cm}^2/\text{m}$  po vseh etažah sten po EC2 in po EC8. Pri steni N1 smo pri primerjavi upoštevali strižno armaturo le v stojini stene oz. v smeri močne osi stene.



Slika 86: Primerjava vsote izbrane upogibne armature v vseh etažah po EC2 in EC8 v stenah

Glede na EC2 se vsota izbrane upogibne armature po vseh etažah v steni W1 poveča za 45 %, v steni W3 za 5 %, v steni N1 pa za 48 %. Skupno znaša povečanje upogibne armature v stenah 37 % (povečanje iz 2380 cm<sup>2</sup> na 3259 cm<sup>2</sup>), če gledamo celoten objekt, torej upoštevajoč tudi steni W2 in W4. Povečanje je najmanjše v steni W3, saj tam tudi po EC8 v zgornjih štirih etažah zadostuje minimalna armatura.



Slika 87: Primerjava vsote izbrane strižne armature v vseh etažah po EC2 in EC8 v stenah

Vsota izbrane strižne armature po vseh etažah se glede na EC2 poveča za 14 % v steni W1, za 8 % v steni W3 in za 63 % v steni N1. Skupno znaša razlika 27 % (povečanje iz 286 cm<sup>2</sup>/m na 363 cm<sup>2</sup>/m).

Količina potrebne računske strižne armature se sicer poveča za 50 % glede na EC2 - zaradi 50 % povečanja prečnih sil iz analize po EC8.

## VIRI

Acun, B. (ur.), Athanasopoulou, A. (ur.), Pinto, A. (ur.), Carvalho, E. (ur.), Fardis, M. (ur.). 2012. Eurocode 8: Seismic Design of Buildings: Worked examples. Luxembourg, European Commission, Joint Research Centre: 276 str.  
doi: [10.2788/91658](https://doi.org/10.2788/91658)

Beg, D. (ur.) in Pogačnik, A. (ur.). 2009. Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po evrokod standardih. Ljubljana, Inženirska zbornica Slovenije, poglavje 8: str. 13, 23, 24, 27, 63, 95, 96, 99, 101, 102, 103, 104, 105, 106, 107, 115, 116, 209.

Fajfar, P. 1984. Dinamika gradbenih konstrukcij. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za arhitekturo, gradbeništvo in geodezijo: str. 132, 286-288, 415.

Fajfar, P. 2007. Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij - Evrokod 8 - Splošno in analiza, študijsko gradivo za predmet DGKPI. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Inštitut za konstrukcije, potresno inženirstvo in računalništvo: loč. pag.

Fajfar, P., Kreslin, M. 2012. Eurocode 8: Seismic Design of Buildings: Worked examples: Chapter 2: Introduction to the RC building example. Modeling and analysis of the design example. Luxembourg, European Commission, Joint Research Centre: str. 31-32.  
doi: [10.2788/91658](https://doi.org/10.2788/91658)

Fischinger, M. 1999. Projektiranje potresnoodpornih armiranobetonskih konstrukcij - 1. del: Splošno in stavbe. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Inštitut za konstrukcije, potresno inženirstvo in računalništvo: str. 13, 16-19.

Isaković, T. 2011. Dimenzioniranje testne stavbe po standardu SIST EN 1998-1:2005. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: str. 5.

Isaković, T. 2011. Želeli ste izvedeti. IZS.novo: glasilo inženirske zbornice Slovenije, 14, 58: 20.  
[http://www.izs.si/fileadmin/dokumenti/glasilo/izs\\_novo\\_14\\_58.pdf](http://www.izs.si/fileadmin/dokumenti/glasilo/izs_novo_14_58.pdf) (Pridobljeno 6.3.2012.)

Karta potresne nevarnosti Slovenije - projektni pospešek tal. 2012. Ljubljana, ARSO.

[http://www.arso.gov.si/potresi/potresna%20nevarnost/projektني\\_pospesek\\_tal.html](http://www.arso.gov.si/potresi/potresna%20nevarnost/projektني_pospesek_tal.html) (Pridobljeno 6.3.2012.)

**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 - Gostote, lastna teža, koristne obtežbe stavb.

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

SIST EN 1992-1-1:2005/A101. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij. Del 1-1: Splošna pravila in pravila za stavbe - Nacionalni dodatek

SIST EN 1998-1:2005. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih stavb. Del 1: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe.

SIST EN 1998-1:2005/A101. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih stavb. Del 1: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe - Nacionalni dodatek.