

Univerza  
v Ljubljani  
Fakulteta  
*za gradbeništvo  
in geodezijo*

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



Univerzitetni program Gradbeništvo,  
Konstrukcijska smer

Kandidat:

**Marko Đuranović**

# **Projekt nosilne jeklene konstrukcije poslovne stavbe**

**Diplomska naloga št.: 3184**

**Mentor:**  
prof. dr. Darko Beg

**Somentor:**  
asist. dr. Peter Skuber

Ljubljana, 4. 7. 2011

**STRAN ZA POPRAVKE, ERRATA**

## **IZJAVA O AVTORSTVU**

Podpisani **MARKO ĐURANOVIĆ** izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom:  
**"PROJEKT NOSILNE JEKLENE KONSTRUKCIJE POSLOVNE STAVBE"**.

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

Ljubljana, 9.6.2011

## **IZJAVE O PREGLEDU NALOGE**

Nalogo so si ogledali učitelji konstrukcijske smeri:

Mentor: Prof. dr. Darko Beg

Somentor: Asist. Dr. Peter Skuber



## **BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK**

<b>UDK</b>	<b>624.014.2:331.422(043.2)</b>
<b>Avtor:</b>	<b>Marko Đuranović</b>
<b>Mentor:</b>	<b>prof. dr. Darko Beg</b>
<b>Somentor:</b>	<b>asist. dr. Peter Skuber</b>
<b>Naslov:</b>	<b>Projekt nosilne jeklene konstrukcije poslovne stavbe</b>
<b>Obseg:</b>	<b>296 str., 2 preg., 52 sl.</b>
<b>Ključne besede:</b>	<b>jeklena konstrukcija, statična, potresna in požarna analiza, dispozicijski načrti</b>

### **Izvleček**

Izdelan je statični izračun šestetažne poslovne stavbe. Za nosilno konstrukcijo so izbrani momentni okvirji s sovprežnimi nosilci v eni smeri in okvirji s centričnim povezjem v drugi smeri. Poleg običajne kvalitete jekla S 235 ja zaradi optimizacije uporabljeno jeklo kvalitete S 355. Velika pozornost je bila namenjena potresni analizi, ki je izvedena s poenostavljeno metodo z vodoravnimi silami in z modalno analizo s spektri odziva. Jeklena konstrukcija je projektirana po pravilih načrtovane nosilnosti za konstrukcije z visoko stopnjo duktilnosti. Primerjalna analiza rezultatov, dobljenih po obeh metodah, je pokazala zadovoljivo ujemanje rezultatov. Največa pozornost pri primerjalni analizi je bila posvečena medetažnim pomikom konstrukcije, ki so se pri potresni analizi konstrukcije pokazali kot ključni kriterij za izbiro stebrov in vertikalnih centričnih povezij. Požarna analiza konstrukcije je bila izvedena z metodo kritične temperature za zahtevano požarno odpornost R 60.

## **BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION**

**UDC** 624.014.2:331.422(043.2)  
**Author:** Marko Đuranović  
**Supervisor:** Prof. Darko Beg, Ph.D.  
**Assistent supervisor:** Asist. Peter Skuber, Ph.D.  
**Title:** The project of the carrying steel structure of an office building  
**Notes:** 296 pag., 2 tab., 52 fig.  
**Key words:** steel structure, static, seismic and fire analysis, disposition plans.

### **Abstract**

A design for a six story office building is performed. For main structure moment frames with composite beams in one direction and frames with bracings in other direction are selected. Beside usually quality of steel S 235, with reason of optimization of structure, steel quality S 355 is used. A great deal of attention is focused on the seismic analysis, which is performed using a simplified method with horizontal forces and the modal analysis. Steel structure is designed in accordance with the special rules for steel structures. The attention in the comparative seismic analysis is focused on the relative horizontal displacements between the floors, which is in our case the key criteria for determining dimension of columns and horizontal bracings. Fire analysis of the structure, using the method of critical temperature, is performed for the expected fire resistants R 60.

## **ZAHVALA**

Za pomoč pri nastajanju diplomske naloge se iskreno zahvaljujem mentorju prof. dr. D. Begu in somentorju asist. dr. P. Skubru. Zahvaljujem se svoji družini za njihovo podporo v času študija.

## KAZALO VSEBINE

<b>1</b>	<b>UVOD</b>	<b>1</b>
<b>1.1</b>	<b>Opredelitev naloge</b>	<b>2</b>
<b>2</b>	<b>TEHNIČNO POROČILO</b>	<b>3</b>
<b>3</b>	<b>ZASNOVA KONSTRUKCIJE</b>	<b>6</b>
<b>4</b>	<b>OBTEŽBA NA KONSTRUKCIJO</b>	<b>8</b>
<b>4.1</b>	<b>Lastna teža konstrukcije</b>	<b>8</b>
<b>4.1.1</b>	<b>Konstrukcijski sklopi</b>	<b>8</b>
<b>4.2</b>	<b>Koristna obtežba</b>	<b>9</b>
<b>4.3</b>	<b>Obtežba snega</b>	<b>13</b>
<b>4.4</b>	<b>Obtežba vetra</b>	<b>15</b>
<b>4.4.1</b>	<b>Izračun osnovne hitrosti vetra <math>v_b</math></b>	<b>15</b>
<b>4.4.2</b>	<b>Izračun osnovnega pritiska <math>q_b</math> zaradi hitrosti vetra <math>v_b</math></b>	<b>15</b>
<b>4.4.3</b>	<b>Izračun pritiska vetra pri največji hitrosti ob sunkih vetra</b>	<b>16</b>
<b>4.4.4</b>	<b>Določanje koeficientov pritiskov <math>c_{pe}</math> na zunanje površine konstrukcije</b>	<b>17</b>
<b>4.4.5</b>	<b>Določanje koeficientov pritiskov <math>c_{pi}</math> na notranje površine konstrukcije</b>	<b>18</b>
<b>4.4.6</b>	<b>Določanje obremenitev vetra (skupno delovanje zunanjih in notranjih pritiskov)</b>	<b>18</b>
<b>5</b>	<b>PREČNI OKVIRJI</b>	<b>21</b>
<b>5.1</b>	<b>Računski model</b>	<b>21</b>
<b>5.2</b>	<b>Materijali</b>	<b>22</b>
<b>5.3</b>	<b>Obtežne sheme</b>	<b>22</b>
<b>5.3.1</b>	<b>Lastna teža</b>	<b>22</b>
<b>5.3.2</b>	<b>Stalna obtežba</b>	<b>23</b>
<b>5.3.3</b>	<b>Koristna obtežba</b>	<b>25</b>
<b>5.3.4</b>	<b>Obtežba snega</b>	<b>26</b>
<b>5.3.5</b>	<b>Obtežba vetra</b>	<b>27</b>
<b>5.4</b>	<b>Obtežne kombinacije</b>	<b>29</b>
<b>5.4.1</b>	<b>Mejno stanje nosilnosti</b>	<b>29</b>
<b>5.4.2</b>	<b>Mejno stanje uporabnosti</b>	<b>29</b>

<b>5.4.3</b>	<b>Začetna nepopolnost prečnih okvirjev</b>	<b>30</b>
<b>5.5</b>	<b>Dimenzioniranje prečnih okvirjev</b>	<b>30</b>
<b>5.5.1</b>	<b>Kontrola nosilnosti prečnih okvirjev v fazi gradnje</b>	<b>34</b>
<b>5.5.2</b>	<b>Kontrola nosilnosti prečnih okvirjev v končnem stanju</b>	<b>39</b>
<b>6</b>	<b>SEKUNDARNA SOVPREŽNA KONSTRUKCIJA</b>	<b>60</b>
<b>6.1</b>	<b>Sekundarni sovprežni nosilci</b>	<b>60</b>
<b>6.1.1</b>	<b>Faza gradnje</b>	<b>62</b>
<b>6.1.2</b>	<b>Končno stanje</b>	<b>64</b>
<b>6.2</b>	<b>Sovprežna plošča</b>	<b>76</b>
<b>6.2.1</b>	<b>Osnovni podatki</b>	<b>78</b>
<b>6.2.2</b>	<b>Računski model</b>	<b>78</b>
<b>6.2.3</b>	<b>Geometrijske karakteristike sovprežne plošče</b>	<b>79</b>
<b>6.2.4</b>	<b>Obremenitve na sovprežno ploščo</b>	<b>80</b>
<b>6.2.5</b>	<b>Mejno stanje nosilnosti</b>	<b>81</b>
<b>6.2.6</b>	<b>Mejno stanje uporabnosti</b>	<b>88</b>
<b>7</b>	<b>POTRESNA ANALIZA OBJEKTA</b>	<b>93</b>
<b>7.1</b>	<b>Seizmično projektno stanje</b>	<b>94</b>
<b>7.2</b>	<b>Obtežbe etaž za seizmično projektno stanje</b>	<b>95</b>
<b>7.3</b>	<b>Globalna potresna analiza</b>	<b>98</b>
<b>7.3.1</b>	<b>Faktor obnašanja</b>	<b>98</b>
<b>7.3.2</b>	<b>Nihajni časi</b>	<b>99</b>
<b>7.3.3</b>	<b>Spekter pospeškov</b>	<b>99</b>
<b>7.3.4</b>	<b>Projektni spekter pospeškov</b>	<b>99</b>
<b>7.3.5</b>	<b>Potresna obtežba na konstrukcijo</b>	<b>100</b>
<b>7.3.6</b>	<b>Potresna obtežba na posamezen okvir oziroma ravninsko paličje</b>	<b>101</b>
<b>7.3.7</b>	<b>Vpliv torzije</b>	<b>102</b>
<b>7.3.8</b>	<b>Razdelitev sil po višini</b>	<b>103</b>
<b>7.4</b>	<b>Kontrola nosilnosti v prečni smeri</b>	<b>105</b>
<b>7.4.1</b>	<b>Obtežne kombinacije</b>	<b>105</b>
<b>7.4.2</b>	<b>Obtežne sile za gravitacijski del obtežbe seizmičnega projektnega stanja</b>	<b>106</b>
<b>7.4.3</b>	<b>Kontrola kompaktnosti prerezov</b>	<b>107</b>
<b>7.4.4</b>	<b>Globalna duktilnost</b>	<b>107</b>
<b>7.4.5</b>	<b>Določanje sodelujoče širine za potresno analizo</b>	<b>108</b>
<b>7.4.6</b>	<b>Kontrola vpliva TDR</b>	<b>113</b>

7.4.7	Kontrola relativnih pomikov etaž	117
7.4.8	Dimenzioniranje prečk	119
7.4.9	Dimenzioniranje stebrov	129
7.5	Kontrola nosilnosti v vzdolžni smeri	176
7.5.1	Obremenitve na centrična povezja	177
7.5.2	Obremenitve po posameznih etažah	177
7.5.3	Dimenzioniranje centričnega povezja	179
7.5.4	Kontrola vitkosti diagonal centričnega povezja	180
7.5.5	Določanje faktorja dodatne nosilnosti	182
7.5.6	Kontrola vpliva teorije drugega reda (TDR)	183
7.5.7	Kontrola medetažnih pomikov	186
7.5.8	Dimenzioniranje prečke v povezju	187
8	<b>ANALIZA VPLIVA TOPLOTNIH SPREMEMB NA NOSILNO KONSTRUKCIJO</b>	194
8.1	Uvod	194
8.2	Temperaturna analiza prečnih okvirjev	196
8.2.1	Določitev začetne temperature $T_0$	197
8.2.2	Določitev srednje temperature konstrukcijskega elementa ločeno za poletni in zimski in letni čas	197
8.2.3	Določitev komponente enolične temperature konstrukcijskih elementov za različne primere toplotnega delovanja	198
8.2.4	Analiza vpliva temperaturnih sprememb na prečne okvirje	198
8.3	Temperaturna analiza vzdolžnega paličja	198
9	<b>SEKUNDARNA KONSTRUKCIJA</b>	199
9.1	Strešne lege	199
9.1.1	Zasnova	199
9.1.2	Obtežbe na strešne lege ( $kN/m^2$ )	199
9.1.3	Obtežbe na strešne lege ( $kN/m$ )	199
9.1.4	Obtežbe kombinacije za dimenzioniranje strešnih leg	200
9.1.5	Mejno stanje nosilnosti	200
9.1.6	Mejno stanje uporabnosti	200
9.1.7	Bočno podpiranje strešne prečke prečnega okvirja	201
9.2	Strešne zatege	202
9.2.1	Zasnova	202
9.2.2	Obtežbe na zatege	202

9.2.3	Obtežbe na posamezno zatego zaradi ene strešne lege	202
9.2.4	Obtežbe na najbolj obremenjeno zatego	203
9.2.5	Dimenzioniranje zatege	203
9.3	Strešna zavetrovanja	204
9.3.1	Zasnova	204
9.3.2	Obtežbe na zavetrovanje	205
9.3.3	Dimenzioniranje strešnega povezja	207
9.4	Fasadna podkonstrukcija	208
9.4.1	Fasadna podkonstrukcija čelne fasade	208
9.4.2	Fasadna podkonstrukcija bočne fasade	212
10	<b>ANALIZA ZNAČILNIH SPOJEV</b>	216
10.1	Momentni spoj med vuto prečke in stebrom	216
10.1.1	Notranji okvirji	216
10.1.2	Zunanji okvirji	228
10.2	Členkasti spoji nateznih diagonal	236
10.3	Priključek strešne prečke na steber	246
10.3.1	Notranji okvirji	246
10.3.2	Zunanji okvirji	250
10.4	Členkasti spoj priključka sovprežnega nosilca na prečko prečnega okvirja	250
10.4.1	Obremenitev spoja	250
10.4.2	Geometrija spoja	251
10.4.3	Kontrola nosilnosti spoja	253
10.5	Togi momentni priključek stebra na temelj	261
10.5.1	Notranji okvirji	262
10.5.2	Zunanji okvirji	270
11	<b>DIMENZIONIRANJE TEMELJEV</b>	278
11.1	Geomehanske karakteristike temeljnih tal	278
11.2	Geometrija	278
11.3	Obremenitve na temelje	278
11.3.1	Določanje faktorja dodatne nosilnosti	279
11.3.2	Obtežbe na temelje	279
11.3.3	Kontrola nosilnosti temeljnih tal	282
12	<b>POŽARNA ANALIZA</b>	289

<b>12.1</b>	<b>Globalna požarna analiza konstrukcije</b>	<b>289</b>
<b>12.2</b>	<b>Lokalna analiza elementov</b>	<b>290</b>
<b>12.2.1</b>	<b>Požarna analiza sovprežne plošče</b>	<b>290</b>
<b>12.2.2</b>	<b>Kontrola nosilnosti sekundarnega sovprežnega nosilca</b>	<b>296</b>
<b>13</b>	<b>Zaključek</b>	<b>302</b>
<b>VIRI</b>		<b>304</b>



## **KAZALO TABEL**

Tabela 1: Primerjava dejanskih medetažnih premikov

Tabela 2: Primerjava dejanskih medetažnih pomikov

Tabela 3: Redukcijski faktorji za nosilnost

Tabela 4: Izračun plastičnega upogibnega momenta za eno rebro

## KAZALO SLIK

- Slika 1: Čelni pogled nosilne konstrukcije
- Slika 2: Bočni pogled nosilne konstrukcije
- Slika 3: Tlorisni pogled nosilne konstrukcije
- Slika 4: Medetažna konstrukcija
- Slika 5: Grafični prikaz koristne obtežbe pritličja
- Slika 6: Grafični prikaz koristne obtežbe 1. Nadstropja
- Slika 7: Grafični prikaz koristne obtežbe 2. Nadstropja
- Slika 8: Grafični prikaz koristne obtežbe 3. Nadstropja
- Slika 9: Grafični prikaz koristne obtežbe 4. Nadstropja
- Slika 10: Grafični prikaz koristne obtežbe 5. Nadstropja
- Slika 11: Obtežba vetra
- Slika 12: Statični model prečnega okvirja
- Slika 13: Lastna teža medetažne konstrukcije notranjih okvirjev
- Slika 14: Lastna teža medetažne konstrukcije zunanjih okvirjev
- Slika 15: Lastna teža strešne kritine in fasade notranjih okvirjev
- Slika 16: Lastna teža strešne kritine in fasade zunanjih okvirjev
- Slika 17: Koristna obtežba notranjih okvirjev
- Slika 18: koristna obtežba zunanjih okvirjev
- Slika 19: Obtežba snega notranjih okvirjev
- Slika 20: Obtežba snega zunanjih okvirjev
- Slika 21: Obtežba vetra v prečni smeri notranjih okvirjev
- Slika 22: Obtežba vetra v prečni smeri zunanjih okvirjev
- Slika 23: Obtežba vetra v vzdolžni smeri v osi A
- Slika 24: Obtežba vetra v vzdolžni smeri v osi C
- Slika 25: Lastna teža betonske plošče notranjih okvirjev
- Slika 26: Obtežbe med betoniranjem notranjih okvirjev
- Slika 27: Lastna teža betonske plošče zunanjih okvirjev
- Slika 28: Obtežbe med betoniranjem zunanjih okvirjev
- Slika 29: Skica sovprežnih prečk notranjih okvirjev
- Slika 30: Kritični prerezi pri dimenzioniranju
- Slika 31: Skica sovprežnih prečk zunanjih okvirjev
- Slika 32: Kritični prerezi pri dimenzioniranju
- Slika 33: Skica profilirane pločevine
- Slika 34: Statični model strešne lege
- Slika 35: Statični model strešnega zavetrovanja
- Slika 36: Statični model fasadnega stebra

- Slika 37: Statični model fasadne lege
- Slika 38: Statični model fasadnega stebra
- Slika 39: Statični model fasadne lege
- Slika 40: Priključek prečke na steber
- Slika 41: Priključek prečke na steber
- Slika 42: Priključek diagonal na steber
- Slika 43: Stičišče diagonal
- Slika 44: Priključek diagonal na steber
- Slika 45: Stičišče diagonal
- Slika 46: Priključek strešne prečke na steber
- Slika 47: Priključek etažnega nosilca
- Slika 48: Priključek stebra na temelj
- Slika 49: Priključek stebra na temelj
- Slika 50: Priključek stebra na temelj
- Slika 51: Priključek stebra na temelj
- Slika 52: Sovprežna plošča

## 1 UVOD

Jeklo je ob armiranem betonu najbolj uporabljan gradbeni material v svetovnih merilih. V Sloveniji v zadnjem desetletju uporaba jekla precej zaostaja za uporabo armiranega betona kot gradbenega materiala, kar pa je predvsem posledica ekonomsko – gospodarskih vplivov ter same poslovne orientacije posameznih podjetij. Z vidika tehničnih pogojev ter prednosti, ki jih ponujajo jeklene konstrukcije v primerjavi z armirano betonskimi konstrukcijami, lahko trdimo da je jeklo kot gradbeni material velikokrat neopravičeno zapostavljen v primerjavi z armiranim betonom.

Nekatere glavne prednosti jeklenih konstrukcij so:

- ekonomičnost (hitra izdelava in montaža, krajši čas gradnje ter suha gradnja)
- velika možnost arhitekturnega izražanja
- velika izbira statičnih ter konstrukcijskih rešitev
- manjša teža konstrukcije (ugodno pri majhni nosilnosti temeljnih tal)
- možnost premagovanja velikih razponov pri zmernih dimenzijah elementov
- vitki stebri (zavzamejo relativno malo uporabnega prostora)
- možnost razširitve objekta

Dodatno prednost jeklenih konstrukcij je možnost souporabe za armiranim betonom – sovprežne konstrukcije, ki nudijo dodatno možnost zelo racionalne porabe materiala, kar bistveno vpliva na končno ceno konstrukcije.

Projektanti v Sloveniji se velikokrat izogibajo uporabi sovprežnih konstrukcij (zaradi nekoliko zahtevnejšega statičnega izračuna ter pomanjkljivi podpori računalniških programov, ki praviloma nimajo možnosti dimenzioniranja sovprežnih konstrukcij), zato je bil prvi izmed glavnih namenov moje diplomske naloge pokazati smiselnost uporabe sovprežnih konstrukcij (pri prečkah prečnih okvirjih in etažnih nosilcih). Z zagotovitvijo sovprežne povezave med jeklenim nosilcem prečke okvirja in sovprežno ploščo so bile zagotovljene manjše dimenzije jeklenih nosilcev prečk in s tem posledično manjša skupna teža konstrukcije. Dodatna ugodnost so višje svetle etažne višine.

Drugi izmed glavnih namenov moje diplomske naloge je bil poudariti smiselnost uporabe jekla višje kvalitete (S 355). Precej projektantov v Sloveniji se nagiba k uporabi jekla kvalitete S 235 predvsem zaradi prepričanja o težji dobavljivosti jekla kvalitete S 275 in S 355, kar je bilo v preteklosti tudi res. Ker v današnjih časih, ob pravočasnem prednaročilu materiala in ob naročanju večjih količin materiala, dobavljivost materiala ne predstavlja več

problem, sem želel pokazati na smiselnost uporabe jekla kvalitete S 355 (predvsem z vidika manjših dimenzij prečk okvirjev in etažnih nosilcev ter posledično večje svetle višine etaž).

Ob sami želji po poglobitvi mojega znanja o projektiranju jeklenih konstrukcij so bile zgoraj navedene teme moji glavni motivi za izdelavo diplomske naloge.

Narejen je statični izračun in dispozicijski načrti in sicer v obsegu projekta za pridobitev gradbenega dovoljenja.

Pri kontroli mejnega stanja nosilnosti je potrebno upoštevati trajna in začasna projektna stanja (lastna teža in stalna obtežba, koristna obtežba, sneg in veter) ter neugodna projektna stanja (potres in požar).

Pri kontroli mejnega stanja uporabnosti je potrebno kontrolirati vertikalne povese prečk okvirjev in etažnih nosilcev ter horizontalne medetažne pomike in skupne horizontalne pomike konstrukcije. Pri potresni obremenitvi je potrebno biti pozoren na medetažne pomike, preveliki medetažni pomiki lahko povzročijo precejšno škodo pri potresu, čeprav nosilnost konstrukcije ni ogrožena.

Ker se konstrukcija nahaja na seizmičnem območju (Ljubljana) je potrebno upoštevati posebna pravila za projektiranje konstrukcij na seizmičnih območju (zagotavljanje pravilnega porušnega mehanizma, polnonosilni spoji priključkov prečk na stebre ter stebrov na temelje). Potrebno je izdelati dispozicijske načrte, na katerih so razvidne osnovne dimenzije objekta, na načrtih mora biti izvedeno pozicioniranje vseh nosilnih elementov konstrukcije skupaj s predvidenim vijačenim materialom. Potrebno je izdelati tudi dispozicijski tlorisni prikaz predvidenih temeljev skupaj s prikazom sidrnih plošč. Prav tako je potrebno izdelati tudi dispozicijski prikaz strešne konstrukcije ter fasadne podkonstrukcije.

Izdelani statični izračuni skupaj z dispozicijskimi načrti bodo priloženi projektni dokumentaciji za pridobitev gradbenega dovoljenja, ki bo predana na upravno enoto.

Zaradi zahteve investitorja o precizni oceni potrebnih stroškov vezanih na izdelavo nosilne konstrukcije (cena konstrukcije se oceni na eur/kg, v ceni je ponavadi zajeta tudi montaža konstrukcije), zato morajo biti statični izračuni izdelani zelo precizno, prav tako ocena o eventualni potrebni požarni zaščiti. Zaradi ocene potrebnih gradbenih del, morajo biti tudi precizno predvidene dimenzije temeljev ter podana okvirna kvaliteta betona.

## 2 TEHNIČNO POROČILO

Izdelani so statični izračuni in načrti za projekt za PGD (pridobitev gradbenega dovoljenja). Poslovna stavba ima 6 etaž, večinoma je predvidena za pisarniško dejavnost, nekaj je tudi spremljajočih prostorov (caffè bar, čakalnica...).

Konstrukcija je sestavljena iz 5 prečnih okvirjev, v vzdolžni smeri je konstrukcija stabilizirana s po štirimi povezji v vsaki etaži, po dve povezji na vsaki strani. Prečni okvirji so razporejeni na rasterju 8,0 m, okvirji so sistemske dolžine  $2 \times 9,0 \text{ m} = 18,0 \text{ m}$ . Etažne višine etaž 1-5 so velikine 3,2 m, etažna višina etaže 6 pa je spremenljiva, in sicer 3,2 m – 6,4 m. Streha je v nagibu  $10^\circ$ . Primarni nosilni okvirji so sovprežni, sovprežnost je izvedena samo v srednjem delu (srednjih 5,0 m) razpona, medtem ko ob vpetju nosilec ni ojačan. Sovprežje ni zagotovljeno po celi dolžini prečk, sovprežje v conah disipiranja potrsne energije bi imelo za posledico povečanje faktorja dodatne nosilnosti  $\Omega$  in s tem posledično večje projektne obremenitve na spoje in stebre pri dinamični analizi konstrukcije.

Sovprežne prereze prečk prečnih okvirjev v globalni elastični analizi nadomestim z nadomestnim jeklenim prerezom z enakim prerezom in enako togostjo, kot jo ima sovprežni nosilec v končnem stanju. Na ta način dobim pravilno razporeditev notranjih sil po prečnih okvirjih, te notranje sile v nadaljevanju uporabim za kontrolo nosilnosti sovprežnega prereza po peč metodi.

Poslovna stavba se nahaja v Ljubljani v industrijski coni Litostroj. Pri določanju obtežbe vetra je upoštevano, da je objekt deloma obdan z ostalimi stavbami približno enakih dimenzij tako, da je upoštevana kategorija terena IV. Pri določanju obtežbe snega je upoštevana cona A2. Pri določanju potresne obremenitve je upoštevan maksimalni zemeljski pospešek  $a_g = 0,25 \text{ m/s}^2$ , tip tal je A. Pri dimenzioniranju temeljev so upoštevani podatki iz geomehanskega poročila, tla so nekoherentna ( $c' = 0$ ,  $\varphi' = 37^\circ$ ), podtalnica se nahaja na globini 30 m in nima nobenega vpliva na nosilnost temeljnih tal, upošteva se drenirano stanje. Ker so temeljna tla kvalitetna, zadostuje plitvo temeljenje z pasovnimi temelji, globoko temeljenje ni potrebno. Pri določanju dimenzij temeljev in kontaktnih tlakov je upoštevan temeljni nosilec na elastični podlagi, ocenjeni modul reakcije tal je privzet iz literature.

Za dimenzioniranje etažnih in strešnih prečk prečnih okvirjev so merodajne statične obremenitve, za dimenzioniranje stebrov in diagonalnih povezij pa so merodajne potresne obremenitve. Merodajen kriterij pri dimenzioniranju stebrov in diagonalnih povezij je bil omejitev medetažnih pomikov zaradi omejitve poškodb pri potresni obremenitvi. Za

dimenzioniranje vseh sekundarnih in tercialnih nosilnih elementov (medetažna konstrukcija, fasadna podkonstrukcija, strešna konstrukcija, stopnice so merodajne statične obremenitve).

Zaradi smiselne poenostavitve statičnega izračuna, je bil izveden enotni statični izračun za vse tri notranje okvirje ter enotni statični izračun za oba zunanja okvirja, zato so vsi trije notranji okvirji enakih dimenzij, tudi oba zunanja okvirja sta enaka.

Prečke notranjih okvirjev so IPE 300 kvalitete S 355, prečke zunanjih okvirjev pa so IPE 300 kvalitete S 235, prečke so na robovih ojačane z vutami. Stebri notranjih okvirjev so HEB 700 S 355, stebri zunanjih okvirjev pa so HEB 800 S 355. Strešne prečke notranjih in zunanjih okvirjev so IPE 270 S 355.

Na srednjih 5,0 m prečk notranjih in zunanjih okvirjev je predpisana sovprežna povezava med jeklenim nosilcem in betonsko ploščo. Sovprežna povezava je izvedena preko moznikov z glavo debeline 22 mm in višine 100 mm.

Ker se bo konstrukcija nahajala na seizmičnem področju (Ljubljana), so spoji med prečkami in stebri okvirjev polno nosilni. Polno nosilni spoji med prečkami in stebri okvirjev so izvedeni z visokovrednimi vijaki M24 kvalitete 10.9.

Priključki diagonalnih povezij na stebre so izvedeni z visokovrednimi HV vijaki M24 oziroma M30 kvalitete 8.8. Diagonalna povezja etaž 1-5 so izvedena iz okroglih cevi zunanjega premera  $D = 88,9$  mm, debelina  $t$  pa se spreminja po etažah, cevi diagonal so iz jekla kvalitete S 235. Diagonalna povezja se stikujejo na presečiščih preko veznih plošč.

Medetažna betonska plošča je izvedena s profilirano pločevino COFRASOL 60, rebra profilirane pločevine so postavljena v smeri prečk osnovnih okvirjev, skupna višina medetažne plošče je 12 mm. V betonsko ploščo je dodana armaturna mreža Q 385. Armaturne mreže služijo za boljši rznos obtežbe, preprečujejo strižno porušitev betonske plošče zaradi vzdolžnega striga ter povečujejo požarno odpornost betonske plošče.

Sekundarni sovprežni nosilci etaž so sovprežne izvedbe po celi dolžini, sovprežje je zagotovljeno z mozniki z glavo debeline 22 mm in višine 100 mm, osnovni nosilec je IPE 240 S 355, ki bo že v fazi izdelave ustrezno nadvišan zaradi omejitve povosov. Statični model sekundarnih sovprežnih nosilcev je prostoležeči nosilec. V vsaki medetažni konstrukciji je odprtina za dvigalo in stopnice. Sekundarni sovprežni nosilci so pritrjeni z navadnimi vijaki M24 8.8.

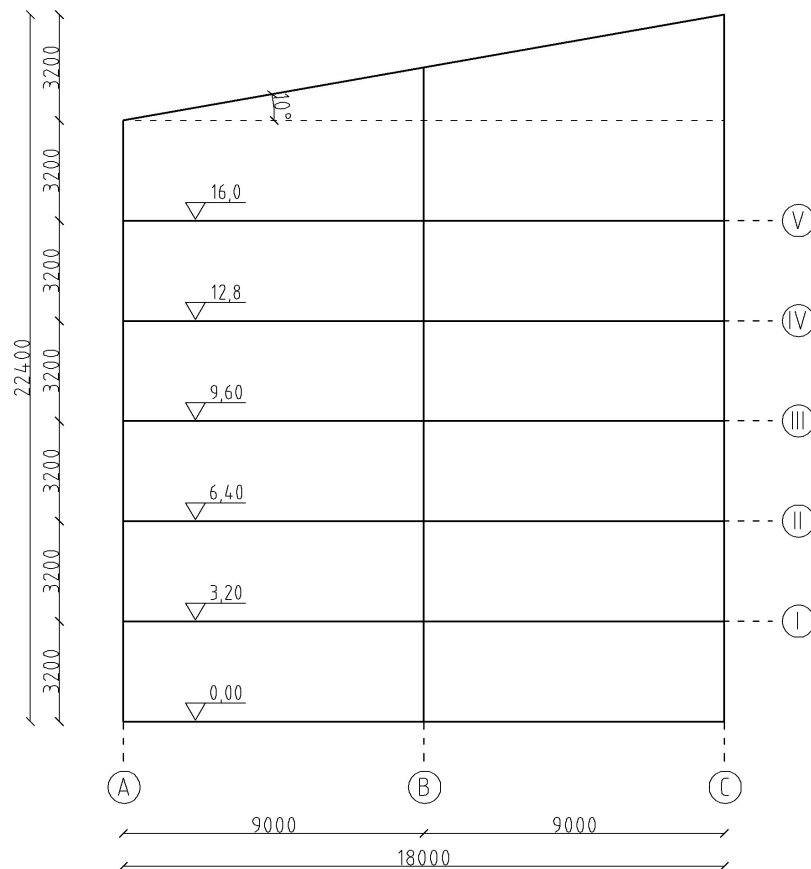
Strešne lege so IPE 200 S 235, statični model je kontinuiran nosilec preko 4 polj, strešna konstrukcija je stabilizirana strešnimi povezji, diagonale strešnih povezij so okrogle cevi  $D / t = 16 / 1,2$  mm S 235. Strešne lege so bočno stabilizirane z zategami fi 10 mm S 235, dodatne zatege, s katerimi so osnovne zatege pričvrščene na stebre okvirjev pa so okrogle cevi  $D / t = 16 / 1,2$  mm. Spoji strešnih povezij ter spoji zateg so izvedeni z navadnimi vijaki M16 8.8.

Fasadna podkonstrukcija je izvedena z fasadnimi stebri HEA 100 S 235 ter z fasadnimi legami iz HOP profilov, toplotna izolacija je nameščena med fasadnimi legami. Spoji med elementi fasadne podkonstrukcije ter spoji pritrditev fasadne podkonstrukcije na osnovno nosilno konstrukcijo so izvedeni z vijaki M10 in M12 8.8.

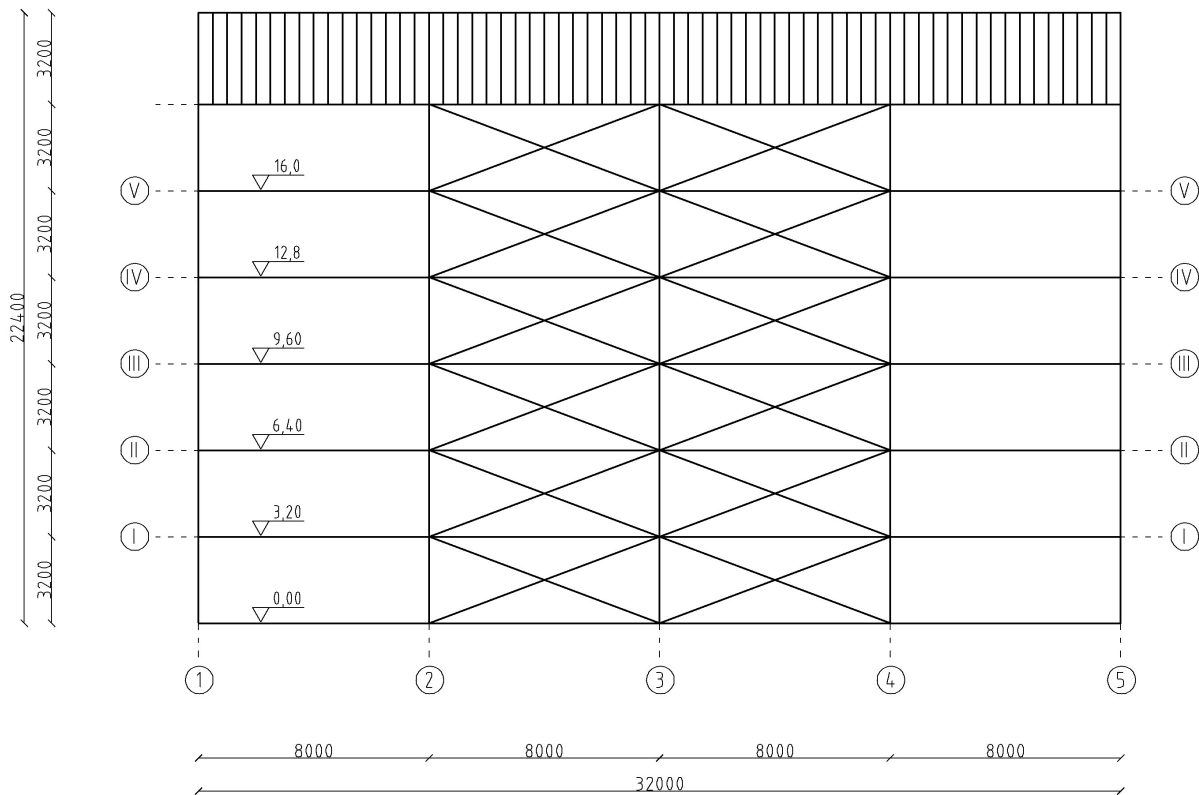
Temelji so pasovni, dimenzij 1,2 m x 22 m, globina temelja 1,5 m. Priključek stebrov v temelj je polnonosilen, izveden s sidnimi vijaki M36 10.9. Betonski temelj je kvalitete C 30/37, podlitje debeline 5,0 cm pod sidrno ploščo je kvalitete C 80/95. Pasovni temelji so povezani s tremi temeljnimi nosilci dimenzij 60 / 40 cm, zunanja dva dodatno služita kot temelj fasadni podkonstrukciji.



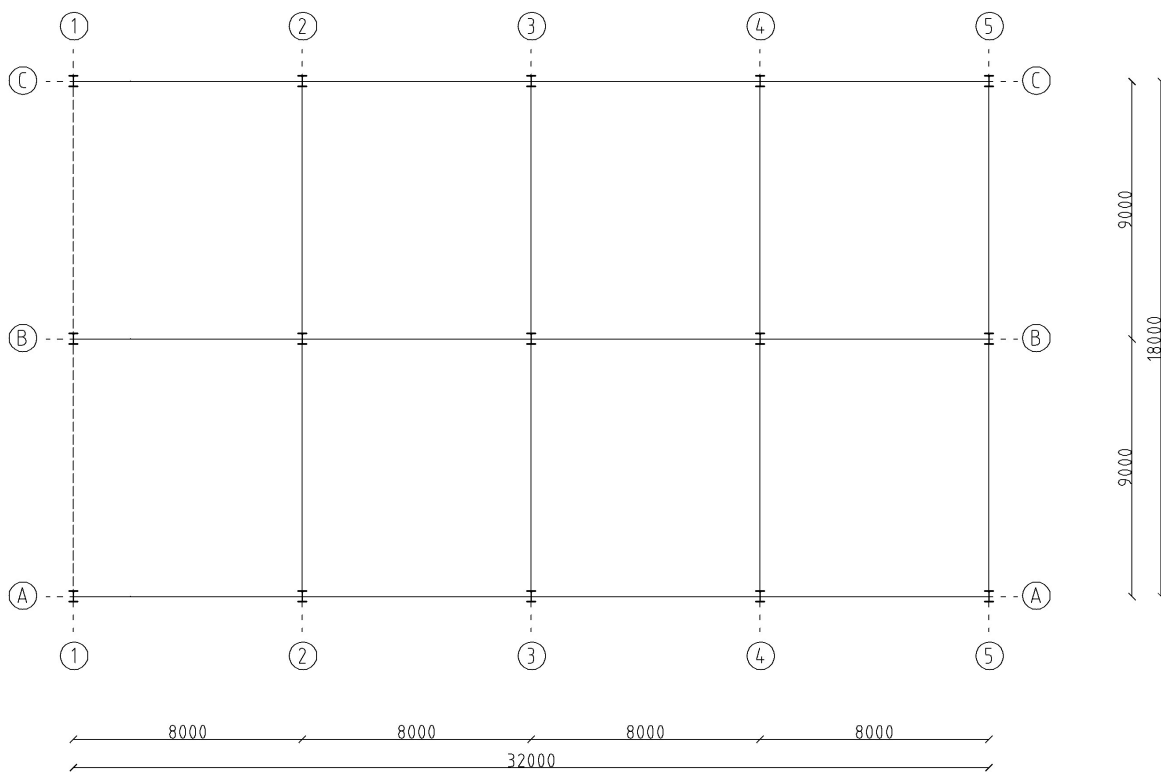
### 3 ZASNOVA KONSTRUKCIJE



Slika 1: Čelni pogled nosilne konstrukcije



Slika 2: Bočni pogled nosilne konstrukcije



Slika 3: Tlorisni pogled nosilne konstrukcije

## 4 OBTEŽBE NA KONSTRUKCIJO

### 4.1 Lastna teža konstrukcije

#### 4.1.1 Konstrukcijski sklopi:

Medetažna konstrukcija

zaključni sloj:  $0,1 \text{ kN/m}^2$

cementni estrih:  $0,05 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 1,25 \text{ kN/m}^2$

sovprežni strop z Arval pločevino:  $g = 0,62 \cdot 0,12 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 1,85 \text{ kN/m}^2$

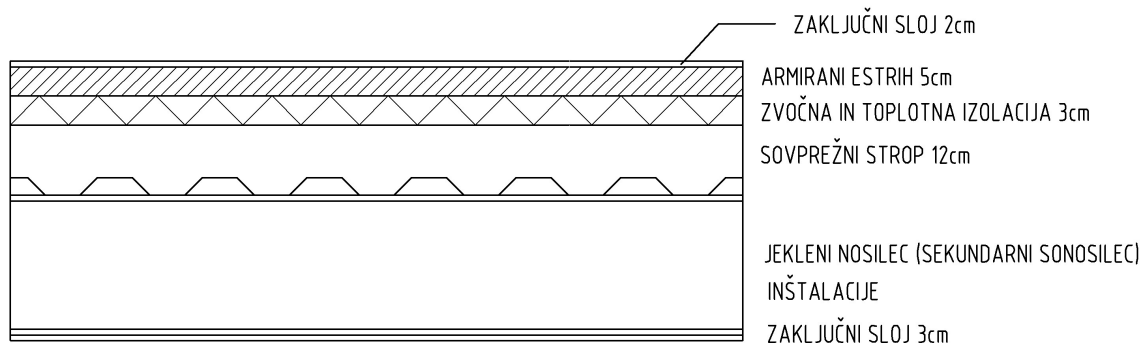
sekundarni jekleni nosilec:  $0,12 \text{ kN/m}^2$

inštalacije:  $0,1 \text{ kN/m}^2$

spuščeni strop s toplotno izolacijo:  $0,1 \text{ kN/m}^2$

lahke predelne stene:  $0,5 \text{ kN/m}^2$

SKUPAJ:  $g = 4,0 \text{ kN/m}^2$



Slika 4: Medetažna konstrukcija

KOMENTAR: inštalacije so nameščene v ravnini sekundarnih nosilcev, ki imajo v ta namen odprtine za potek inštalacij. Obtežba zaradi nenosilnih predelnih sten je zajeta z nadomestno obtežbo  $0,5 \text{ kN/m}^2$  (lahke predelne stene)

#### STREHA:

strešna plošča TRIMO:  $0,3 \text{ kN/m}^2$   
strešne lege (raster 1,5-2,0m):  $0,2 \text{ kN/m}^2$   
SKUPAJ:  $0,5 \text{ kN/m}^2$   
FASADA:  
fasadne plošče:  $0,3 \text{ kN/m}^2$   
fasadna podkonstrukcija:  $0,2 \text{ kN/m}^2$   
SKUPAJ:  $0,5 \text{ kN/m}^2$

#### 4.2 Koristna obtežba

Konstrukcija je namenjena predvsem za pisarniško delo, določeni prostori so namenjeni za druge aktivnosti (caffè bar, sejna soba, hodnik...), vendar je koristna obtežba po vseh etažah predvidena  $3,0 \text{ kN/m}^2$ .

##### 1. ETAŽA:

pisarne:  $3,0 \text{ kN/m}^2$   
stopnišče:  $3,0 \text{ kN/m}^2$   
sejna soba:  $3,0 \text{ kN/m}^2$   
hodnik, čakalnica:  $3,0 \text{ kN/m}^2$

##### 2. ETAŽA:

pisarne:  $3,0 \text{ kN/m}^2$   
stopnišče:  $3,0 \text{ kN/m}^2$   
hodnik, čakalnica:  $3,0 \text{ kN/m}^2$

##### 3. ETAŽA:

pisarne:  $3,0 \text{ kN/m}^2$   
stopnišče:  $3,0 \text{ kN/m}^2$   
hodnik, čakalnica:  $3,0 \text{ kN/m}^2$

##### 4. ETAŽA:

pisarne:  $3,0 \text{ kN/m}^2$   
stopnišče:  $3,0 \text{ kN/m}^2$   
hodnik, čakalnica:  $3,0 \text{ kN/m}^2$

### 5. ETAŽA:

pisarne:	3,0 kN/m <sup>2</sup>
caffè bar:	3,0 kN/m <sup>2</sup>
stopnišče:	3,0 kN/m <sup>2</sup>
hodnik, čakalnica:	3,0 kN/m <sup>2</sup>

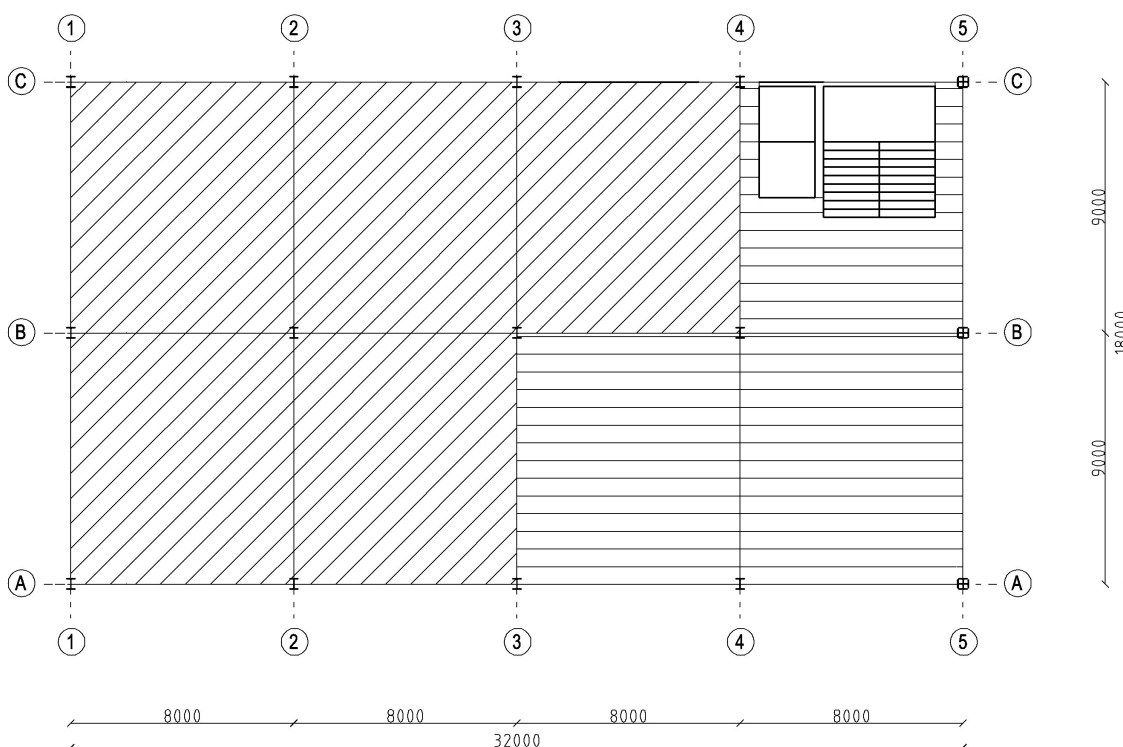
### KOMBINACIJSKI FAKTORJI ZA KORISTNO OBTEŽBO

pisarne	3,0 kN/m <sup>2</sup>
caffè bar	3,0 kN/m <sup>2</sup>
stopnišče	3,0 kN/m <sup>2</sup>

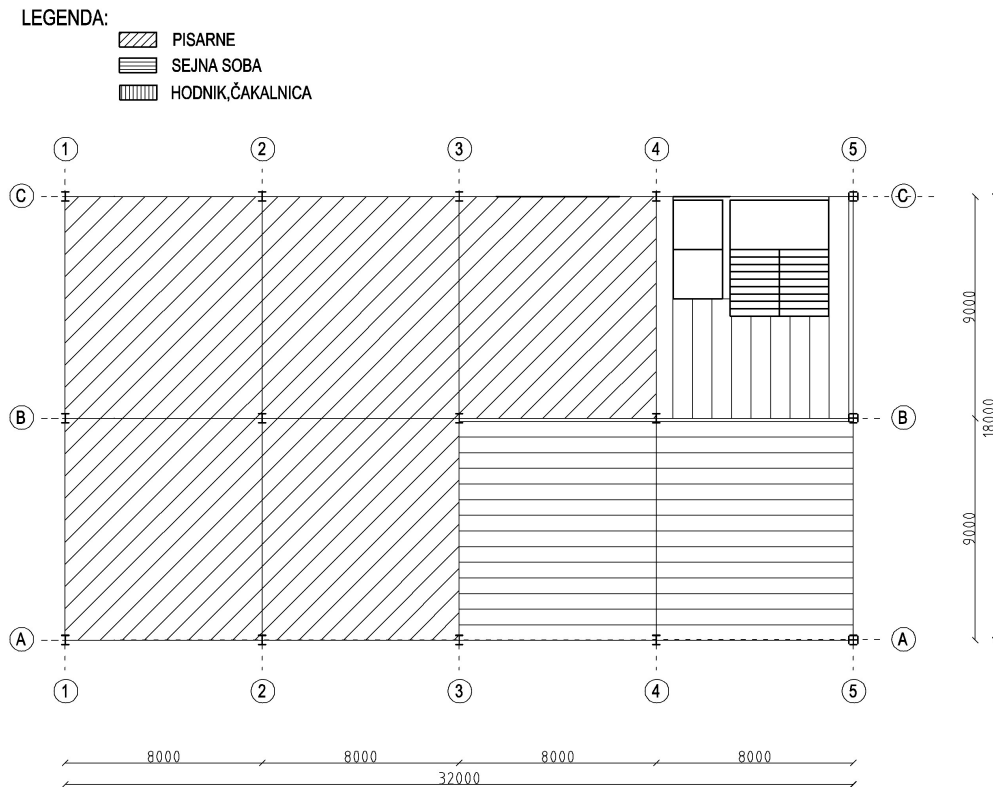
### NAMEMBNOST PROSTORA PO ETAŽAH ZA DOLOČITEV KORISTNE OBTEŽBE

#### LEGENDA:

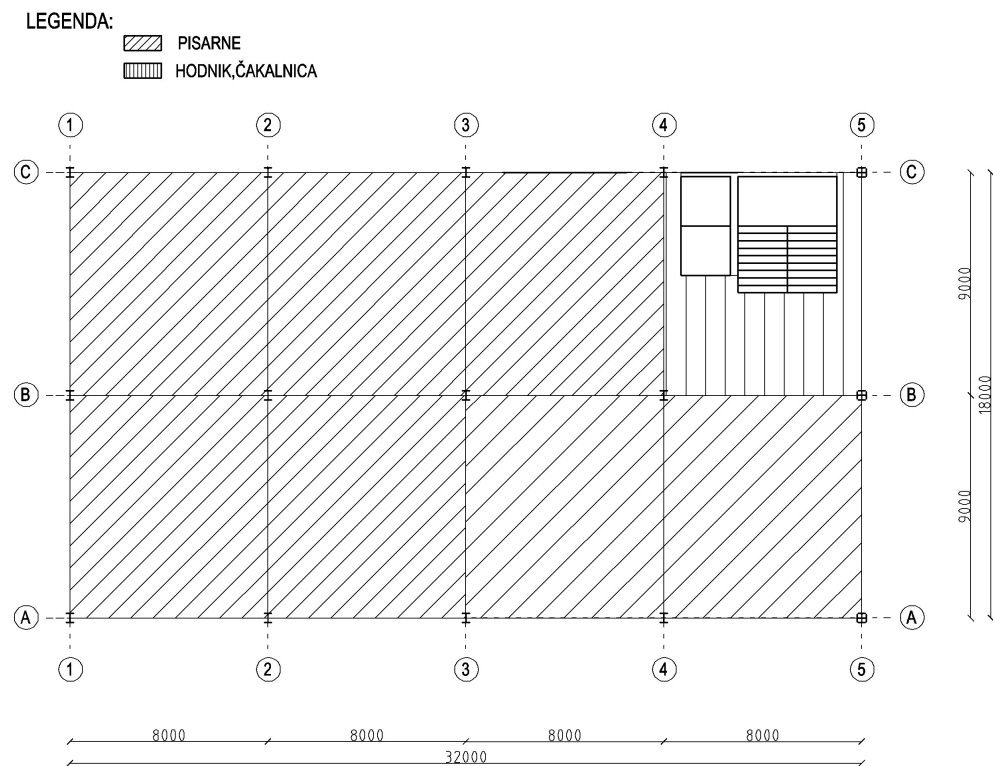
	PISARNE
	SPREJEMNI PROSTOR, RECEPCIJA



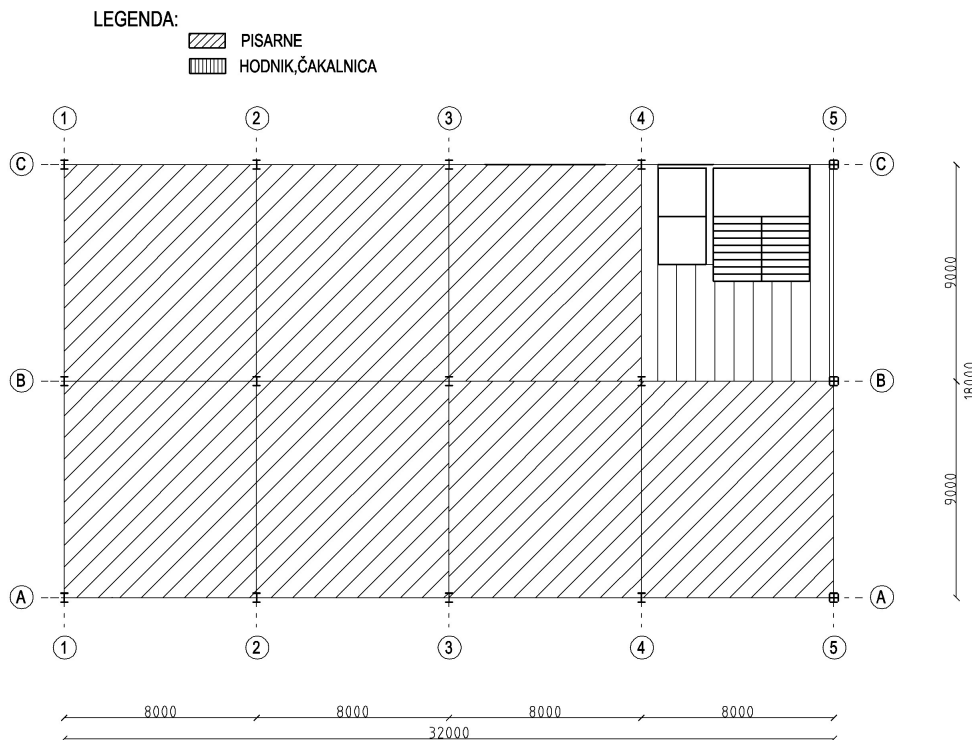
Slika 5: Grafični prikaz koristne obtežbe pritličja



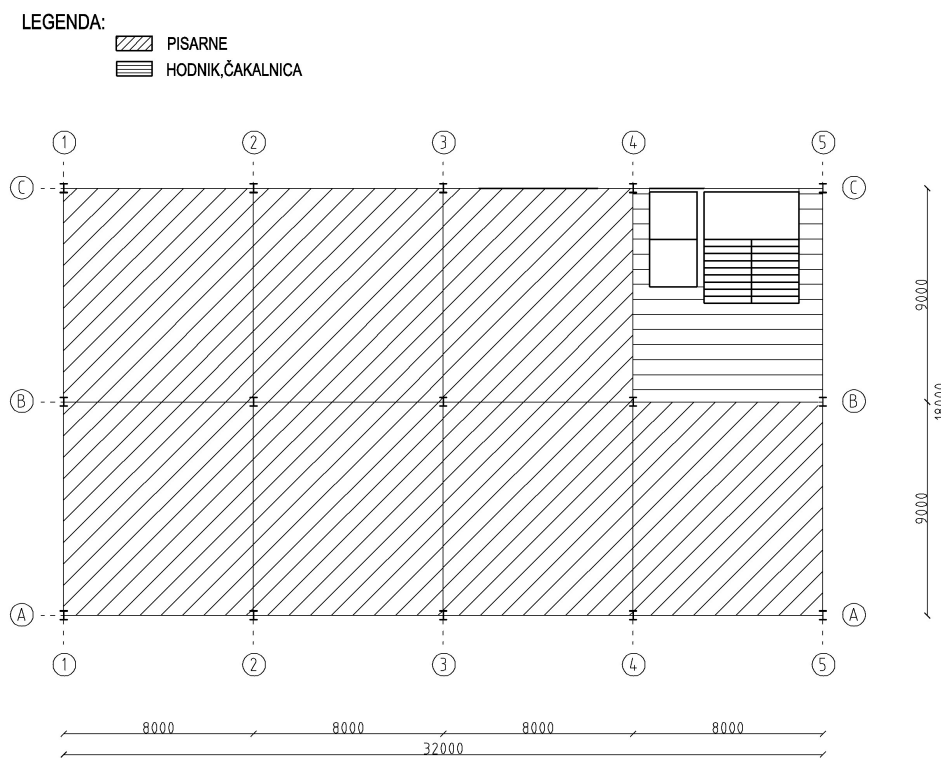
Slika 6: Grafični prikaz koristne obtežbe 1. Nadstropja



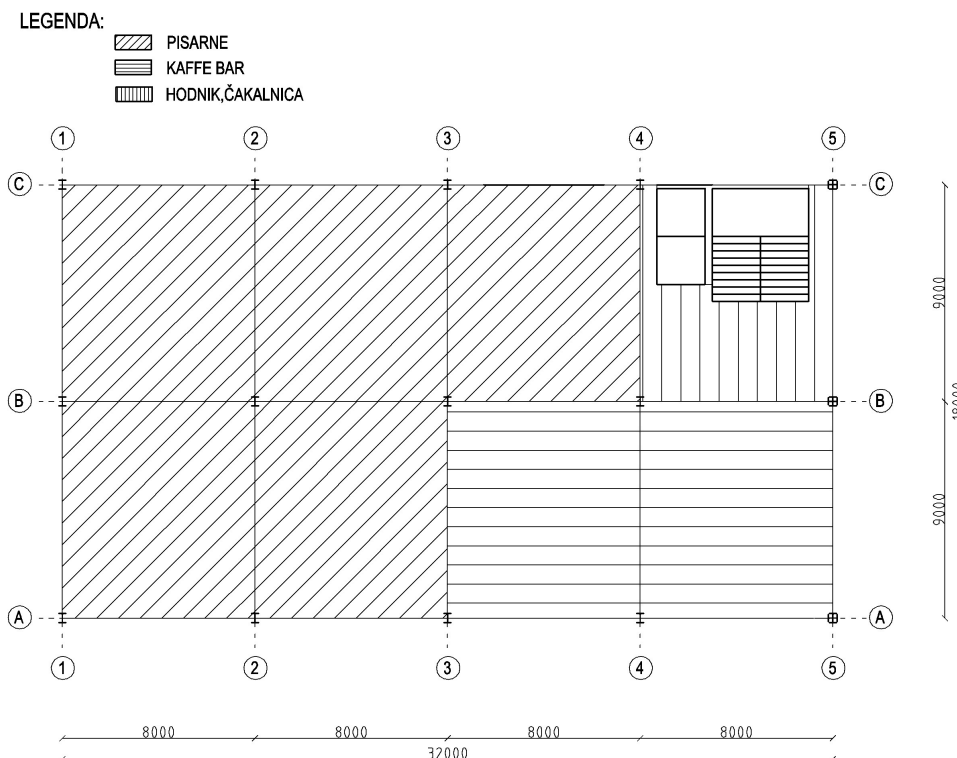
Slika 7: Grafični prikaz koristne obtežbe 2. Nadstropja



Slika 8: Grafični prikaz koristne obtežbe 3. Nadstropja



Slika 9: Grafični prikaz koristne obtežbe 4. Nadstropja



Slika 10: Grafični prikaz koristne obtežbe 5. Nadstropja

### 4.3 Obtežba snega

Lokacija: Ljubljana (cona A2)

-nadmorska višina 300 m

-karakteristična vrednost:  $S_k = 1,52 \text{ kN/m}^2$

Karakteristično vrednost obtežbe snega  $S_k$  določimo v skladu z nacionalnim dodatkom SIST EN 1991-1-3: 2004, karta na sliki 1 in enačbe v preglednici C.1

$$S_k = 1,293 \cdot (1 + (A / 728)^2)$$

$A = 300\text{m}$  (nadmorska višina, na kateri se nahaja objekt)

$$S_k = 1,293 \cdot (1 + (300 \text{ m} / 728 \text{ m})^2) = 1,52 \text{ kN/m}^2$$

Na strehi so nameščeni snegobrani, ki preprečujejo zdrs snega s strehe (zato oblikovni koeficient obtežbe snega ne sme biti manjši od 0,8).

Predpostavljeno je, da glede na enakomerno obliko strehe objekta (enokapnica, brez posebnih ovir na strehi) ni pričakovati kopičenja snega.



Glede na priporočila nacionalnega dodatka k SIST EN 1991-1-3; 2004 v Sloveniji ni potrebno upoštevati dodatek B (možnost izrednega kopičenja snega) za kraje z nadmorsko višino manjšo od 1500 m.

Glede na dodatek A; preglednica A1 razvrstim objekt v kategorijo primer A. Ni pričakovati izjemnih padavin; nadmorska višina je manjša od 1500 m, zato ni potrebno upoštevati možnosti izjemnega kopičenja snega.

$$S = \mu \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k$$

$C_e$  – koeficient izpostavljenosti

$C_e = 1,0$  (običajen teren; površine, kjer veter ne prenaša snega na objektih, ker so zaščiteni zaradi terena, objekt se nahaja v bližini drugih poslovno – prodajnih objektov, ki so enako visoki ali višji in nudijo delno zaščito pred vetrom).

$C_t$  – toplotni koeficient

$C_t = 1,0$  (ni pričakovati zmanjšanje obtežbe snega zaradi toplotne prevodnosti strehe).

Predpostavljena je enakomerna obtežba snega po celi dolžini strehe.

#### **a) obtežba snega za območja z enakomerno razporeditvijo snega**

Oblikovni koeficient obtežbe snega za enakomerno obtežbo snega ( $\alpha=10^\circ$ )

$\alpha = 10^\circ$  naklon strehe ( $0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$ )

$$S = \mu \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,52 \text{ kN/m}^2 = 1,22 \text{ kN/m}^2$$

#### **b) obtežba snega na snegobrane**

Snegobrani morajo biti projektirani da lahko zdržijo silo na enoto dolžine zaradi drseče mase snega v smeri drsenja.

$$F_S = s \cdot b \cdot \sin\alpha$$

$s = 1,22 \text{ kN/m}^2$  (največja obtežba na območju enakomerne porazdelitve snega)

$b = 4,5 \text{ m}$  razdalja med snegobrani

$\alpha = 10^\circ$  naklon strehe proti vodoravnici

$$F_s = s \cdot b \cdot \sin \alpha = 1,22 \text{ kN/m}^2 \cdot 4,5 \text{ m} \cdot \sin 10^\circ = 0,95 \text{ kN/m}$$

#### 4.4 Obtežba vetra

Osnovni podatki o konstrukciji:

-skupna dolžina hale:  $b = 32 \text{ m}$

-skupna širina hale:  $d = 18 \text{ m}$

-raster okvirjev:  $s = 8 \text{ m}$

-največja višina objekta:  $h = 22,4 \text{ m}$

-nagib strehe:  $\alpha = 10^\circ$

Lokacija: Ljubljana (cona A)

##### 4.4.1 Izračun osnovne hitrosti vetra $v_b$

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0}$$

$c_{dir}$  – faktor smeri vetra (priporočeno  $c_{dir} = 1,0$ )

$c_{season}$  – faktor letnega časa (priporočeno  $c_{season} = 1,0$ )

$v_{b,0}$  – osnovna hitrost vetra (odčitano iz karte vetra)

$v_{b,0} = 20 \text{ m/s}$  (temeljna vrednost osnovne hitrosti vetra; slika 1, nacionalni dodatek)

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

$v_b$  – osnovna hitrost vetra

##### 4.4.2 Izračun osnovnega pritiska $q_b$ zaradi hitrosti vetra $v_b$

$$q_b = 1/2 \rho v_b^2$$

$$\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$$

$q$  – osnovni tlak vetra

$\rho$  – gostota zraka

$$q_b = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2 = 1/2 \cdot 1,25 \text{ kg/m}^3 \cdot (20 \text{ m/s})^2 = 250 \text{ kg/ms}^2 = 250 \text{ N/m}^2 = 0,25 \text{ kN/m}^2$$

#### 4.4.3 Izračun pritiska vetra pri največji hitrosti ob sunkih vetra

$$q_p(z_e) = c_e(z_e) \cdot q_b$$

$q_p(z_e)$  – največji zunanji tlak pri sunkih vetra na posamezne ploskve

$c_e(z_e)$  – faktor izpostavljenosti

$q_b$  – osnovni tlak vetra

V primeru da velja  $k_1 = 1,0$  in  $c_0(z) = 1,0$  lahko faktor izpostavljenosti odčitamo iz SIST EN 1991-1-4, poglavje 4.5, slika 4.2

$k_1$  – turbulenčni faktor (priporočena vrednost  $k_1 = 1,0$ )

$c_0(z)$  – faktor hribovitosti (v primeru ravnega terena velja  $c_0(z) = 1,0$ )

za kategorijo terena IV določim faktorje izpostavljenosti

**- Smer x:**

$$c_e(22,4 \text{ m}) = 1,70$$

$$q_p(22,4 \text{ m}) = c_e(22,4 \text{ m}) \cdot q_b = 1,70 \cdot 0,25 \text{ kN/m}^2 = 0,43 \text{ kN/m}^2$$

**- Smer y:**

$$c_e(18,0 \text{ m}) = 1,60$$

$$q_p(18,0 \text{ m}) = c_e(18,0 \text{ m}) \cdot q_b = 1,60 \cdot 0,25 \text{ kN/m}^2 = 0,40 \text{ kN/m}^2$$

$$c_e(22,4 \text{ m}) = 1,70$$

$$q_p(22,4 \text{ m}) = c_e(22,4 \text{ m}) \cdot q_b = 1,70 \cdot 0,25 \text{ kN/m}^2 = 0,43 \text{ kN/m}^2$$

#### 4.4.4 Določanje koeficientov pritiskov $c_{pe}$ na zunanje površine konstrukcije

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

$q_p(z_e)$  – največji zunanji tlak pri sunkih vetra na posamezne ploskve

$c_{pe}$  – koeficient zunanjega tlaka, ki je odvisen od površine, na katero deluje obtežba vetra  
(če je ta površina večja od  $10\text{m}^2$  velja  $c_{pe} = c_{pe,10}$ )

- **Smer x:** (veter deluje prečno na smer nosilnih okvirjev)

$$h = 22,4 \text{ m}$$

$$b = 32 \text{ m}$$

$$d = 18 \text{ m}$$

$h = 22,4 \text{ m} \leq b = 32 \text{ m}$  konstantna obtežba vetra po celi višini objekta

$$e = \min(b; 2h) = \min(32 \text{ m}; 44,8 \text{ m}) = 32 \text{ m}$$

$$e = 32 \text{ m} \geq d = 18 \text{ m}; h / d = 22,4 \text{ m} / 18 \text{ m} = 1,25 \geq 1,0$$

območje D:  $c_{pe,10} = 0,80$

območje E:  $c_{pe,10} = -0,50$

območje F:  $c_{pe,10} = -2,40$

območje G:  $c_{pe,10} = -1,30$

območje H:  $c_{pe,10} = -0,85$

- **Smer y:** (veter deluje vzdolžno na smer nosilnih okvirjev)

$$h = 22,4 \text{ m}$$

$$b = 18 \text{ m}$$

$$d = 32 \text{ m}$$

$b = 18 \text{ m} \leq h = 22,4 \text{ m} \leq 2b = 36 \text{ m}$  – objekt razdelim na 2 dela, do višine 18 m ena velikost obtežbe vetra, od višine 18 m do višine 22,4 m druga velikost obtežbe vetra.

$$z_{e1}(\text{do } 18 \text{ m}) = b = 18 \text{ m}$$

$$z_{e2}(\text{od } 18 \text{ m do } 22,4 \text{ m}) = h = 22,4 \text{ m}$$

$$e = \min(b; 2h) = \min(18 \text{ m}; 44,8 \text{ m}) = 18 \text{ m}$$

$$e = 18 \text{ m} < d = 32 \text{ m}; h / d = 22,4 \text{ m} / 32 \text{ m} = 0,70$$

območje D:  $c_{pe,10} = 0,76$

območje E:  $c_{pe,10} = -0,42$

#### 4.4.5 Določanje koeficientov pritiskov $c_{pi}$ na notranje površine konstrukcije

$$W_i = q_p(z_i) \cdot c_{pi}$$

$$c_{pi} = \mu \cdot c_{pe}$$

$q_p(z_i)$  – največji zunanji tlak pri sunkih vetra na posamezne ploskve

$z_i$  – referenčna višina za zunanji tlak

$c_{pi}$  – koeficient zunanjega tlaka, ki je odvisen od površine, na katero deluje obtežba vetra  
(če je ta površina večja od  $10\text{m}^2$  velja  $c_{pe} = c_{pe,10}$ )

Upoštevati je potrebno naslednje:

- koeficienti  $c_{pi}$  so odvisni od velikosti in razporeditve odprtin na fasadi in strešni kritini.
- v primeru da razpored odprtin v fazi statičnega izračuna ni dokončno definiran, lahko v skladu s SIST EN 1991-1-4, poglavje 7.2.9, točka (6), izraz (7.3), opomba 2 za koeficient  $c_{pi}$  privzamem neugodnejši izmed  $c_{pi} = 0,2$  in  $c_{pi} = -0,3$ .

#### 4.4.6 Določanje obremenitev vetra (skupno delovanje zunanjih in notranjih pritiskov)

Privzamem konzervativno rešitev, upoštevam koeficient notranjega tlaka  $c_{pi} = 0,2$  na površinah E,F,G in H, na površini D pa zanemarim vpliv notranjega tlaka, ker deluje ugodno. Pri obtežbi vetra na strešno konstrukcijo je merodajna smer vetra  $\theta = 180^\circ$ . Obremenitev vetra se računa ob upoštevanju istočasnega delovanja zunanjih in notranjih pritiskov

$$w = (c_{pe} + c_{pi}) \cdot q_p(z)$$

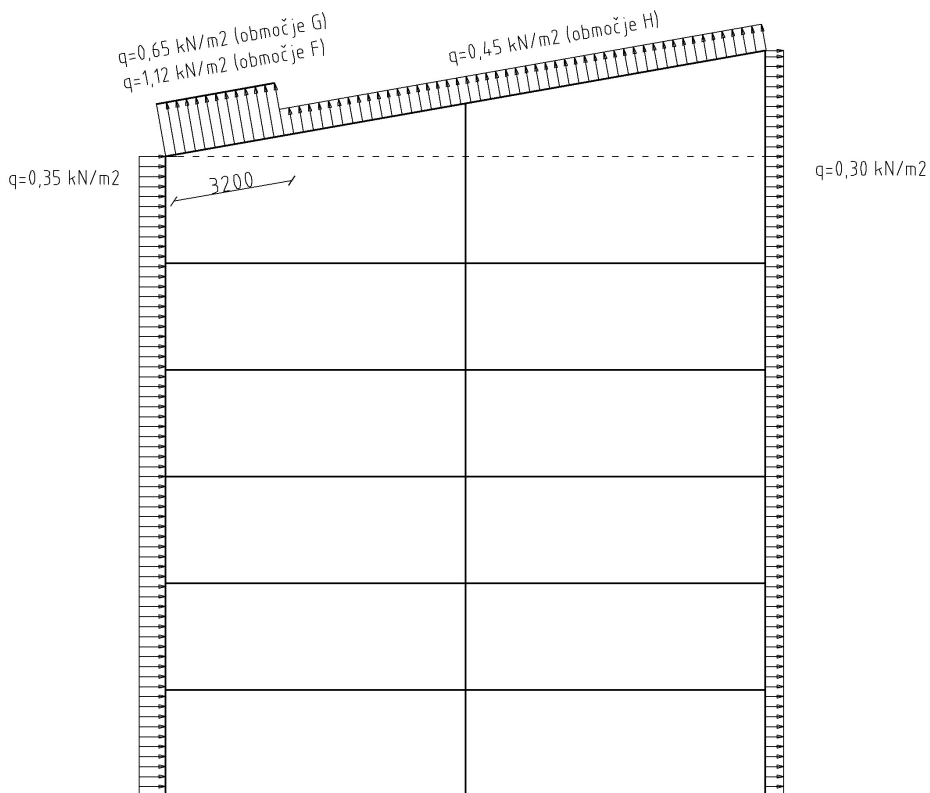
- **Smer x:** (prečno na smer nosilnih okvirjev)

$$z_e = h = 22,4 \text{ m}$$

$$c_e(22,4 \text{ m}) = 1,70$$

$$q_p(22,4 \text{ m}) = c_e(22,4 \text{ m}) \cdot q_b = 1,70 \cdot 0,25 \text{ kN/m}^2 = 0,43 \text{ kN/m}^2$$

območje D:  $c_{pe,10} = 0,80$       $w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 0,43 \text{ kN/m}^2 \cdot (0,80 - 0,00) = 0,35 \text{ kN/m}^2$   
območje E:  $c_{pe,10} = -0,50$       $w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 0,43 \text{ kN/m}^2 \cdot (0,50 + 0,20) = 0,30 \text{ kN/m}^2$   
območje F:  $c_{pe,10} = -2,40$       $w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 0,43 \text{ kN/m}^2 \cdot (2,40 + 0,20) = 1,12 \text{ kN/m}^2$   
območje G:  $c_{pe,10} = -1,30$       $w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 0,43 \text{ kN/m}^2 \cdot (1,30 + 0,20) = 0,65 \text{ kN/m}^2$   
območje H:  $c_{pe,10} = -0,85$       $w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 0,43 \text{ kN/m}^2 \cdot (0,85 + 0,20) = 0,45 \text{ kN/m}^2$



( zunanji in notranji tlaki kN/m<sup>2</sup> )

Slika 11: Obtežba vetra

- **Smer y:** (vzdolžno na smer nosilnih okvirjev)

Objekt razdelim na 2 dela, do višine 18 m ena velikost obtežbe vetra in od višine 18 m do višine 22,4 m druga velikost obtežbe vetra.

$$z_{e1}(\text{do } 18 \text{ m}) = b = 18 \text{ m}$$

$$c_e(18,0) = 1,60$$

$$q_p(18,0 \text{ m}) = c_e(18,0 \text{ m}) \cdot q_b = 1,60 \cdot 0,25 \text{ kN/m}^2 = 0,40 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{območje D: } c_{pe,10} = 0,76 \quad w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 0,40 \text{ kN/m}^2 \cdot (0,76 - 0,00) = 0,30 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{območje E: } c_{pe,10} = -0,42 \quad w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 0,40 \text{ kN/m}^2 \cdot (0,42 + 0,20) = 0,25 \text{ kN/m}^2$$

$$z_{e2}(\text{od } 18 \text{ m do } 22,4 \text{ m}) = h = 22,4 \text{ m}$$

$$c_e(z_{e2}) = 1,70$$

$$q_p(22,4 \text{ m}) = c_e(22,4 \text{ m}) \cdot q_b = 1,70 \cdot 0,25 \text{ kN/m}^2 = 0,43 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{območje D: } c_{pe,10} = 0,76 \quad w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 0,43 \text{ kN/m}^2 \cdot (0,76 - 0,00) = 0,33 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{območje E: } c_{pe,10} = -0,42 \quad w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 0,43 \text{ kN/m}^2 \cdot (0,42 + 0,20) = 0,26 \text{ kN/m}^2$$

### **Obtežbe na strešno konstrukcijo:**

$$\text{območje } F_{\text{up}}: c_{pe,10} = -2,25 \quad w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 0,43 \text{ kN/m}^2 \cdot (2,25 + 0,20) = 1,05 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{območje } F_{\text{low}}: c_{pe,10} = -1,85 \quad w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 0,43 \text{ kN/m}^2 \cdot (1,85 + 0,20) = 0,88 \text{ kN/m}^2$$

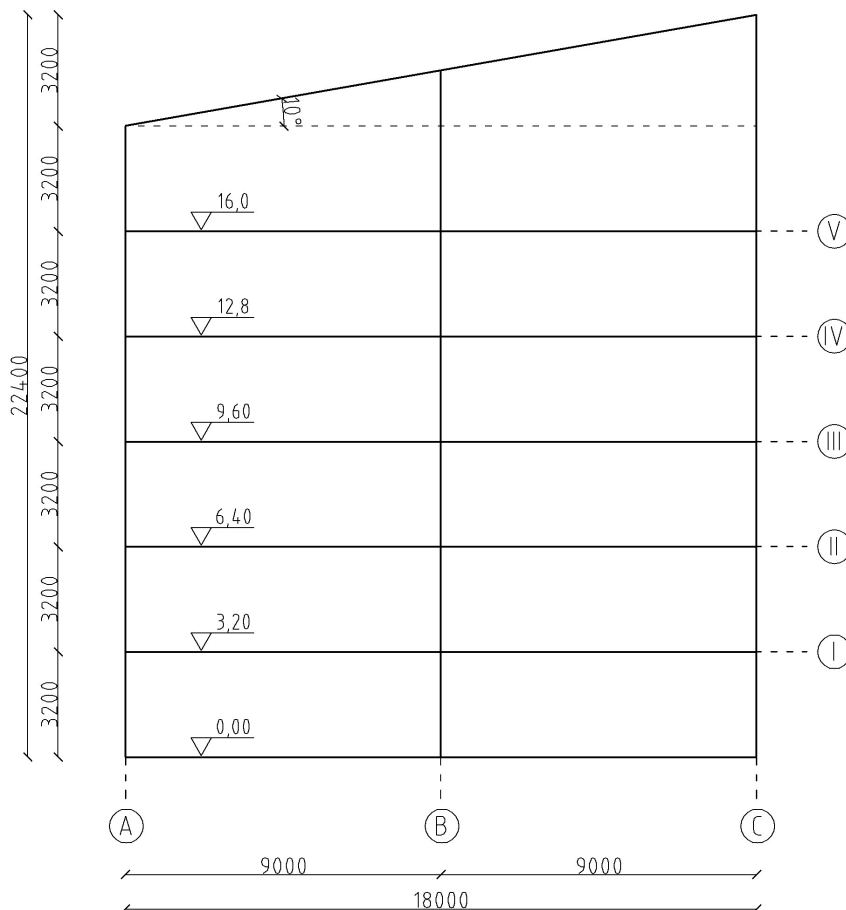
$$\text{območje G: } c_{pe,10} = -1,85 \quad w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 0,43 \text{ kN/m}^2 \cdot (1,85 + 0,20) = 0,88 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{območje H: } c_{pe,10} = -0,70 \quad w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 0,43 \text{ kN/m}^2 \cdot (0,70 + 0,20) = 0,38 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{območje I: } c_{pe,10} = -0,60 \quad w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 0,43 \text{ kN/m}^2 \cdot (0,60 + 0,20) = 0,35 \text{ kN/m}^2$$

## 5. PREČNI OKVIRJI

### 5.1 Računski model



Slika 12: Statični model prečnega okvirja

Objekt ima 5 prečnih okvirjev – tri notranje in dva zunanja. Zunanji in Notranji okvirji imajo različne prečke in stebre, so pa vsi trije notranji in oba zunanja okvirja med seboj enaki – zato se v nadaljevanju statični izračun nanaša ločeno na notranji in zunanji okvir.

Prečke okvirjev so predvidene kot sovprežni nosilci v srednjem območju 5,0 m (območje pozitivnih momentov), v tem območju upoštevam sovprežno povezavo med betonsko ploščo in jeklenim nosilcem. Na območjih kjer ni sovprežne povezave med jeklenim nosilcem in betonsko ploščo prevzame celotno obtežbo jeklen nosilec – na teh mestih so tudi predvidene cone disipacije potresne energije (v jeklenem nosilcu – prečki, tik ob zaključku vut).



Jekleni nosilci so na obeh koncih ojačani z vutami, ki prevzamejo konice negativnih momentov in s tem omogočijo manjše dimenzije prečnih nosilcev.

Vute notranjih okvirjev so dolge 1,3 m od težiščne osi stebrov, vute zunanjih okvirjev pa 1,5 m od težiščnih osi stebrov. Vute so izvedene v približnem nagibu 1:4.

Prečni okvirji so med seboj oddaljeni 8 m.

Priključek stebrov na temelje je v ravnini okvirjev izveden kot polnosilen momentni spoj (togi spoj), izven ravnine okvirjev pa je izveden členkasto.

## 5.2 Materijali

jeklo: S235  $f_y = 23,5 \text{ kN/cm}^2$   
 $f_u = 36,0 \text{ kN/cm}^2$

jeklo: S355  $f_y = 35,5 \text{ kN/cm}^2$   
 $f_u = 51,0 \text{ kN/cm}^2$

beton: C25/30  $f_{ck} = 2,50 \text{ kN/cm}^2$   
 $f_{ctm} = 0,26 \text{ kN/cm}^2$   
 $f_{ctk,0.05} = 0,18 \text{ kN/cm}^2$   
 $E_{cm} = 3100 \text{ kN/cm}^2$

armatura: S500  $f_{sk} = 50 \text{ kN/cm}^2$

čepi: NELSON  $f_u = 45 \text{ kN/cm}^2$

## 5.3 Obtežne sheme

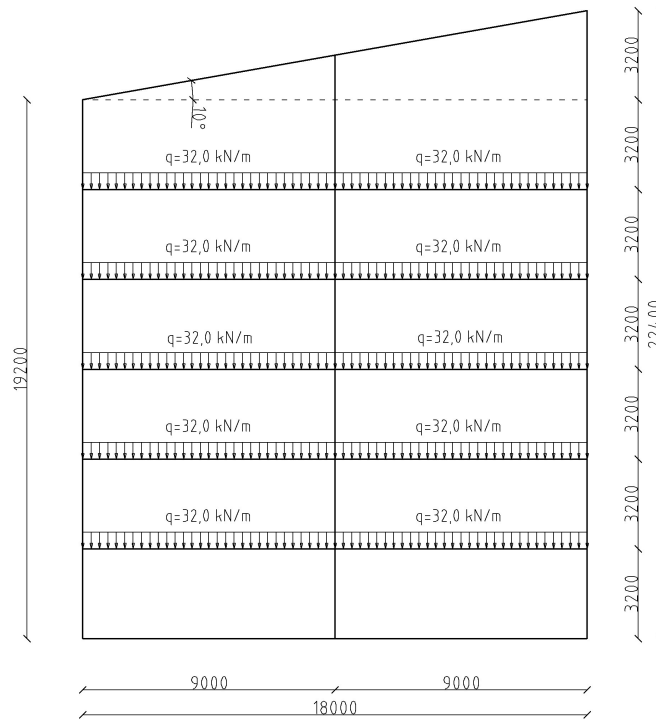
Spremenljive obtežbe (koristna obtežba in obtežba snega) so na skicah obtežnih shem prikazane po celi dolžini etažnih in strešnih prečk. Pri statičnem izračunu je bila upoštevana možnost, da se spremenljiva obtežba pojavi samo na enem delu etažnih in strešnih prečk.

### 5.3.1 Lastna teža

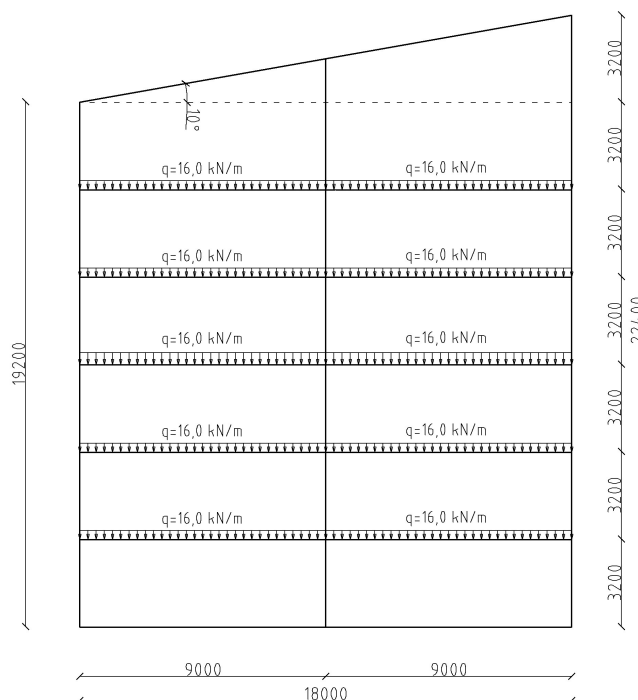
Lastna teža je v statičnem izračunu s programom RSTAB upoštevana avtomatsko in zato ni prikazana v obtežnih shemah. V obtežnih shemah je prikazana samo stalna obtežba.

### 5.3.2 Stalna obtežba

#### Lastna teža medetažne konstrukcije

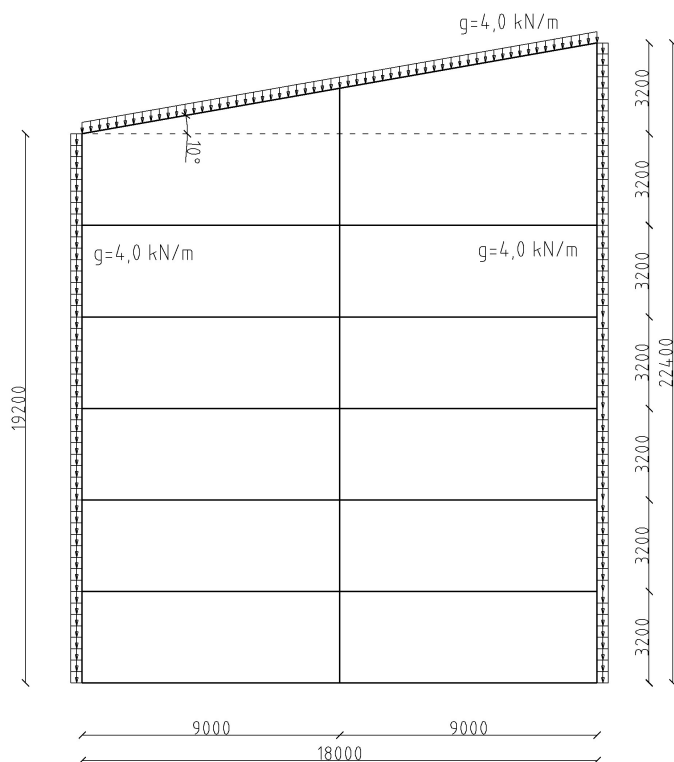


Slika 13: Lastna teža medetažne konstrukcije notranjih okvirjev

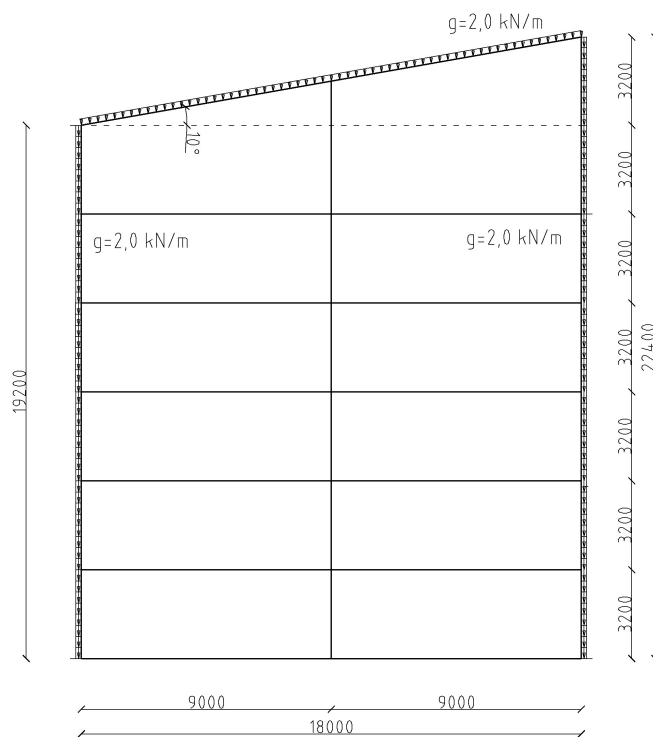


Slika 14: Lastna teža medetažne konstrukcije zunanjih okvirjev

### Lastna teža strešne kritine in fasade

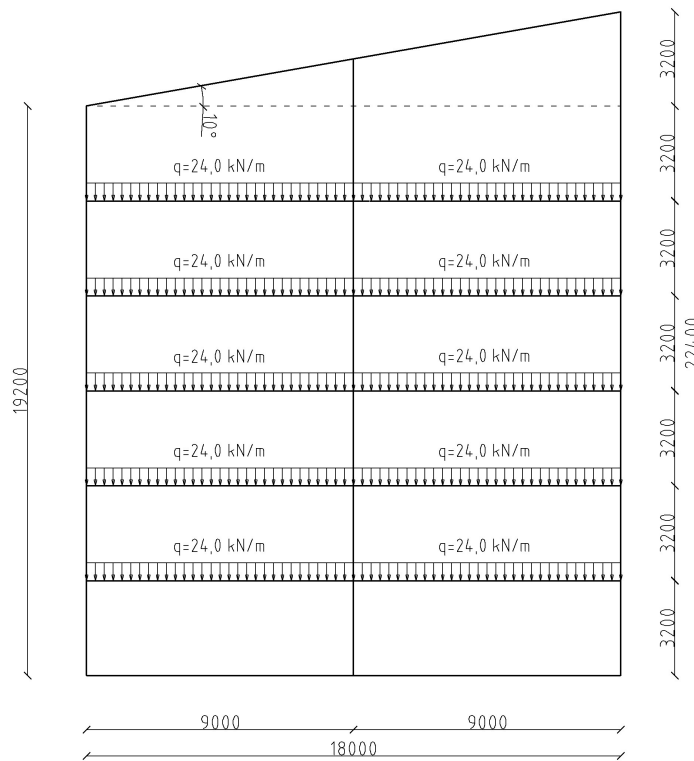


Slika 15: Lastna teža strešne kritine in fasade notranjih okvirjev

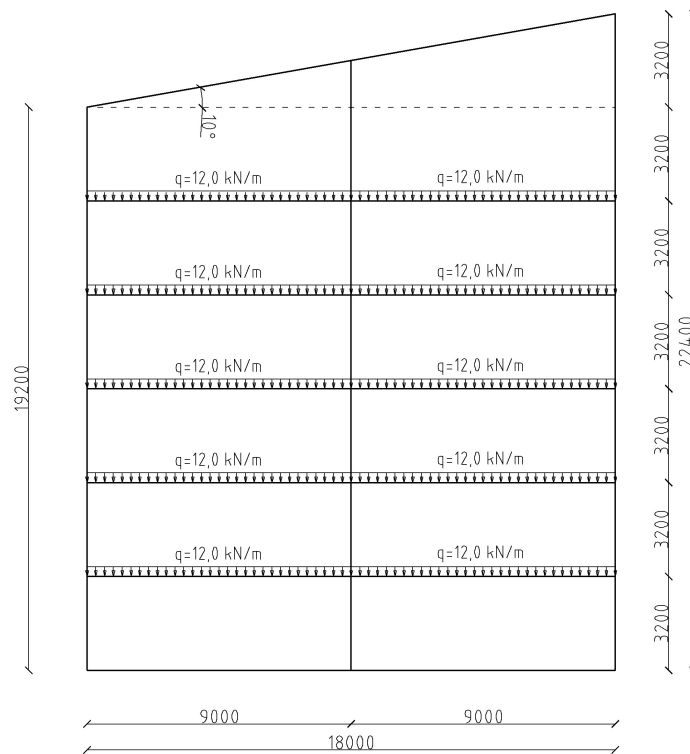


Slika 16: Lastna teža strešne kritine in fasade zunanjih okvirjev

### 5.3.3 Koristna obtežba

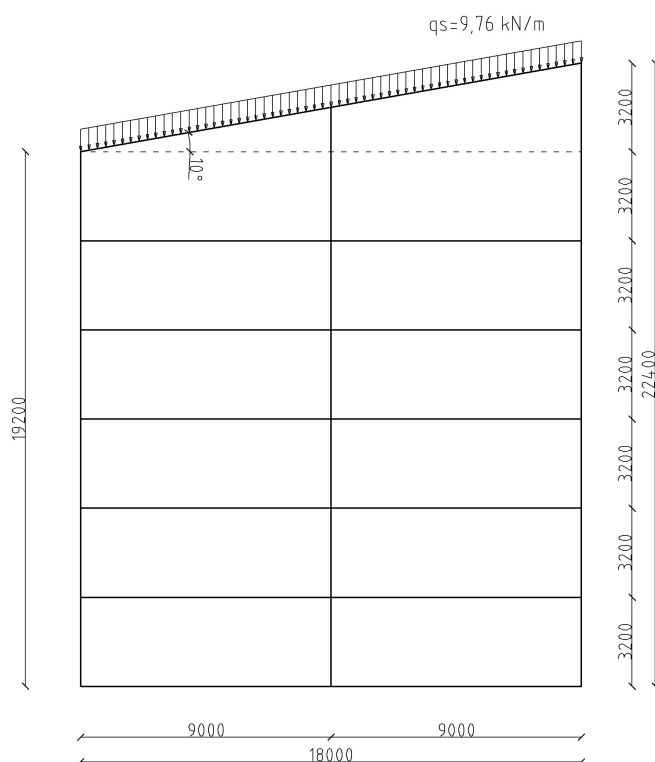


Slika 17: Koristna obtežba notranjih okvirjev

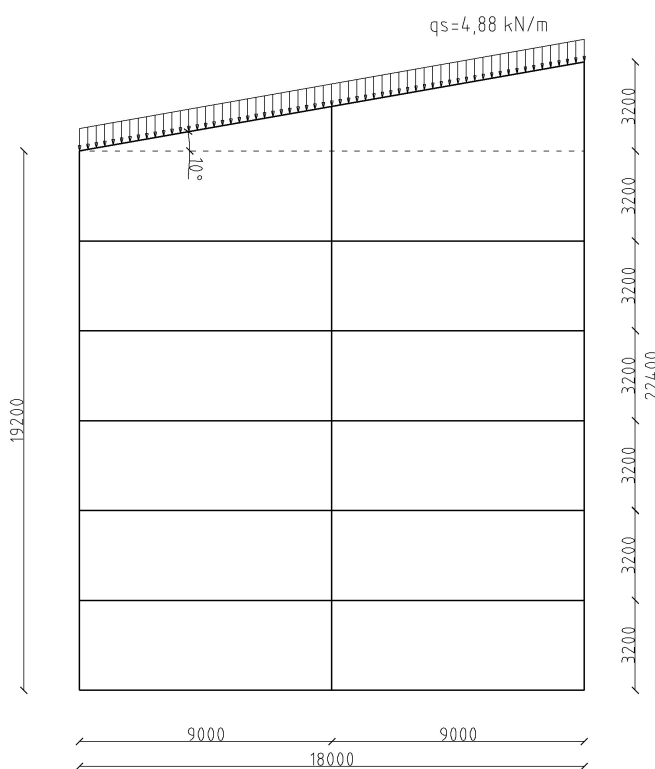


Slika 18: koristna obtežba zunanjih okvirjev

### 5.3.4 Obtežba snega

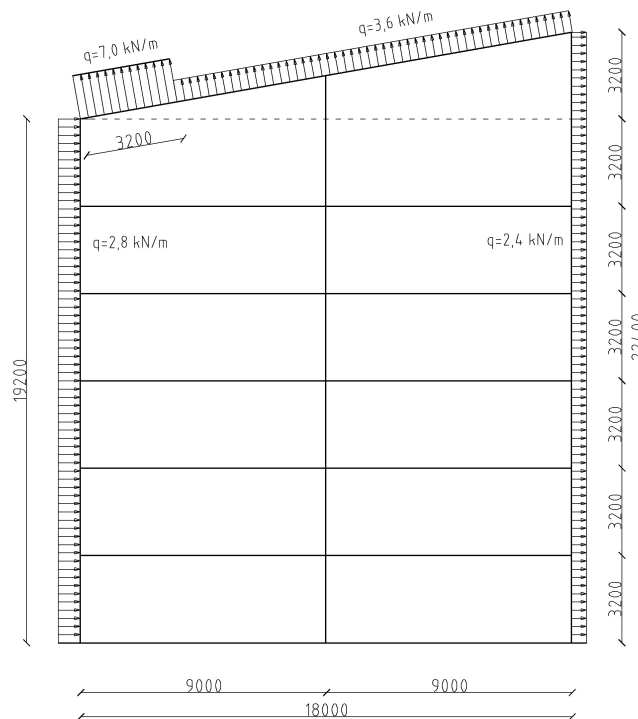


Slika 19: Obtežba snega notranjih okvirjev

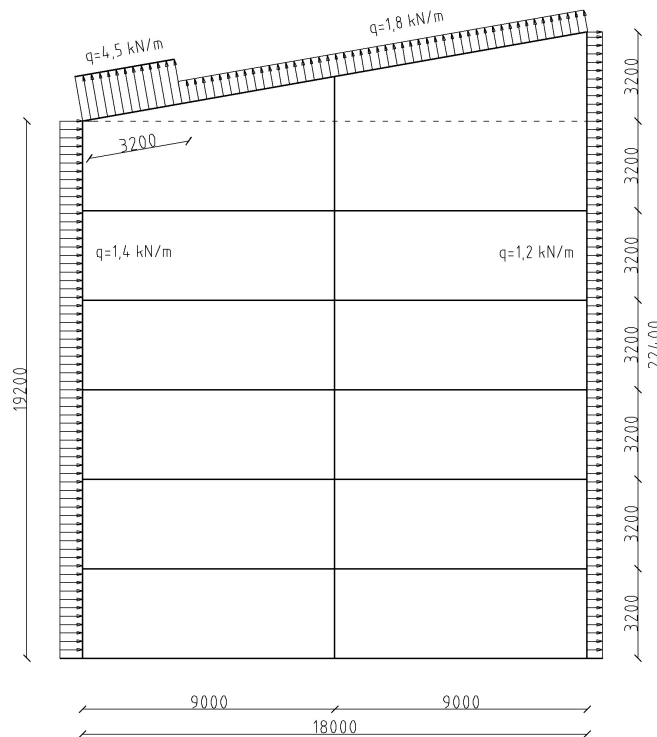


Slika 20: Obtežba snega zunanjih okvirjev

### 5.3.5 Obtežba vetra

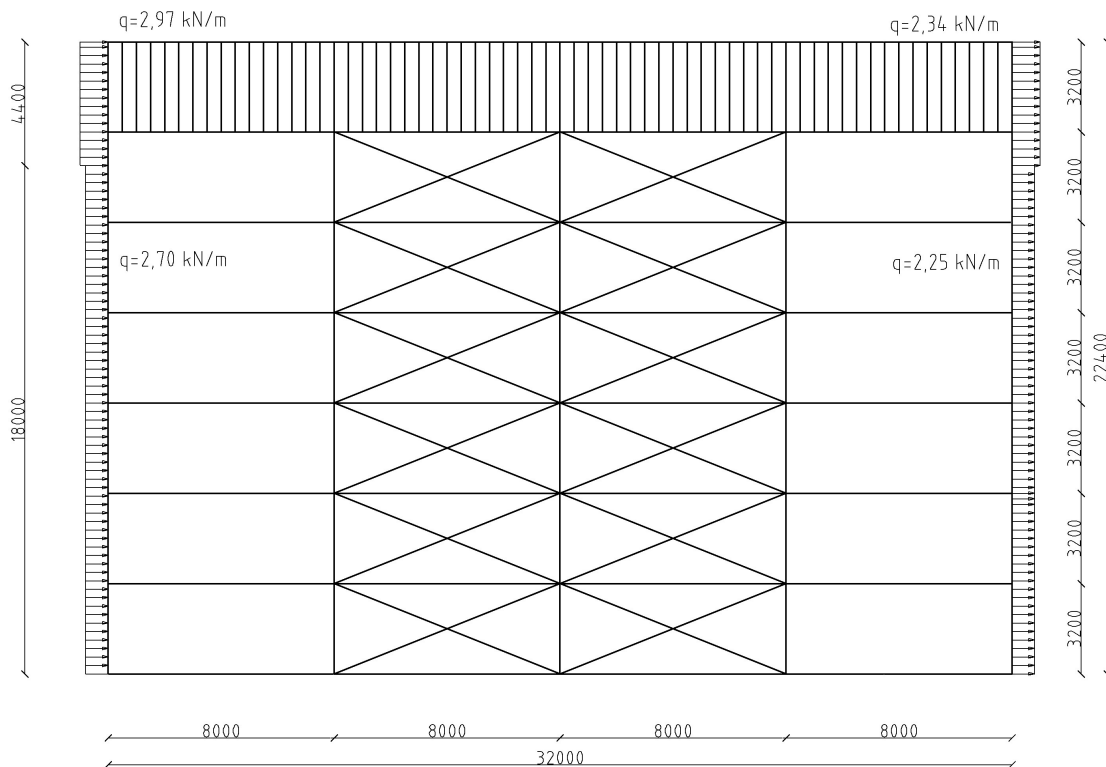


Slika 21: Obtežba vetra v prečni smeri notranjih okvirjev

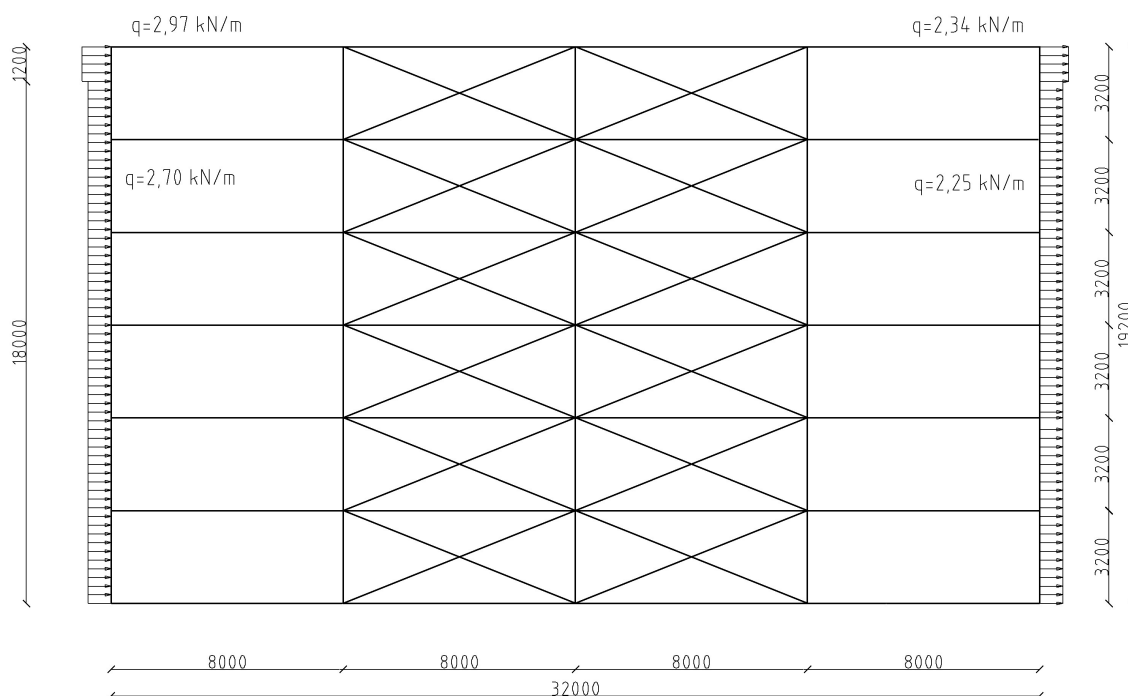


( zunanji in notranji tlaki kN/m )

Slika 22: Obtežba vetra v prečni smeri zunanjih okvirjev



Slika 23: Obtežba vetra v vzdolžni smeri v osi A



Slika 24: Obtežba vetra v vzdolžni smeri v osi C

## 5.4 Obtežne kombinacije

### 5.4.1 Mejno stanje nosilnosti

$$\sum \gamma_{G,j} \cdot G_{K,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{K,1} + \sum \gamma_{Q,j} \cdot \Psi_{0,i} \cdot Q_{K,j}$$
$$\sum \gamma_{G,j} \cdot G_{K,j} + 0,9 \cdot \sum \gamma_{K,i} \cdot Q_{K,i} \text{ (poenostavljena enačba)}$$

$$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q + 1,5 \cdot 0,6 \cdot W + 1,5 \cdot 0,6 \cdot S$$
$$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot S + 1,5 \cdot 0,7 \cdot Q + 1,5 \cdot 0,6 \cdot W$$
$$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot W + 1,5 \cdot 0,6 \cdot S + 1,5 \cdot 0,7 \cdot Q$$
$$1,0 \cdot G + 1,5 \cdot W$$

G – lastna in stalna obtežba

Q – koristna obtežba

S – sneg

W – veter

$\Psi_0 = 0,7$  – koristna obtežba

$\Psi_0 = 1,0$  – koristna obtežba

$\Psi_0 = 0,6$  – sneg, veter

### 5.4.2 Mejno stanje uporabnosti

$$\sum G_{K,j} + \gamma_{1,1} \cdot Q_{K,1} + \sum \Psi_{2,i} \cdot Q_{K,i}$$
$$\sum G_{K,j} + 0,9 \cdot \sum Q_{K,i} \text{ (poenostavljena enačba)}$$

$$G + W + \Psi_2 \cdot Q$$

$$G + Q$$

$$G + S + \Psi_2 \cdot Q$$

G – lastna in stalna obtežba

Q – koristna obtežba

S – sneg

W – veter

$\Psi_2 = 0,3$  – pisarne

$\Psi_2 = 0,6$  – ostali prostori

$\Psi_2 = 0$  – sneg, veter



### 5.4.3 Začetna nepopolnost prečnih okvirjev

Glede na SIST EN 1993-1-1 (5.3.2) se pri pomičnih okvirjih vpliv geometrijskih nepopolnosti lahko upošteva z vodoravnim zamikom okvirja ali z nadomestno horizontalno obtežbo. Vplivi lokalnih nepopolnosti posameznih elementov so vključeni v formule za kontrolo stabilnosti in jih ni potrebno posebej preverjati. Izberem si način z vodoravnim zamikom prečnih okvirjev.

Pri okvirnih stavbah se lahko nadomestne globalne nepopolnosti zanemarijo, če velja  $H_{ed} \geq 0,15V_{sd}$ .

### Izračun kota vodoravnega zamika prečnih okvirjev

$$\phi = \phi_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m$$

$$\phi_0 = 1/200$$

$\alpha_h$  – redukcijski koeficient števila stebrov v eni vrsti

$\alpha_m$  – redukcijski faktor višine stebrov

$m$  – število stebrov v eni v eni vrsti, ki prenašajo najmanj 50 % povprečne navpične obtežbe stebrov v obravnavani ravnini.

$$h = \sum h_i / 3 = (19,2 \text{ m} + 20,8 \text{ m} + 22,4 \text{ m}) / 3 = 20,8 \text{ m}$$

$h$  – povprečna višina vseh stebrov okvirja

$h_i$  – posamezne višine stebrov okvirja

$$\alpha_h = 2 / (h)^{0,5} = 2 / (20,8 \text{ m})^{0,5} = 0,44 \text{ – privzamem } \alpha_h = 0,67 \text{ (velja omejitev } 2/3 \leq h \leq 1,0)$$

$$\alpha_m = (0,5 \cdot (1 + 1/m))^{0,5} = (0,5 \cdot (1 + 1/3))^{0,5} = 0,82$$

$$\phi = \phi_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m = 1/200 \cdot 0,67 \cdot 0,82 = 0,0028$$

### 5.5 Dimenzioniranje prečnih okvirjev

Globalno analizo pomičnih okvirjev izvedem z elastično analizo v skladu z določili SIST EN 1993-1-1 po teoriji drugega reda ob upoštevanju začetnih geometrijskih nepopolnosti, začetne geometrijske nepopolnosti upoštevam z horizontalnim zamikom prečnih okvirjev.

Za uklonske dolžine v ravnini okvirjev privzamem sistemske dolžine elementov.

Ker so prečke primarnih okvirjev deloma sovprežne izvedbe, moramo izvesti kontrolo nosilnosti v dveh fazah: v fazi gradnje, kjer celotno obtežbo prevzamejo jekleni nosilci in za končno stanje, kjer koristno obtežbo konstrukcije prevzamejo sovprežni prečni nosilci.

Za določitev notranjih sil in kontrolo nosilnosti stebrov uporabim elastično analizo z upoštevanjem TDR z upoštevanjem začetnih geometrijskih nepopolnosti, ki jih upoštevam z horizontalnim zamikom prečnih okvirjev.

### Osnovni podatki o konstrukciji

-sistemska dolžina prečke prečnega okvirja:	$L_p = 9,0 \text{ m}$
-sistemska dolžina prečnih okvirjev:	$L = 2 \cdot 9,0 \text{ m} = 18,0 \text{ m}$
-sistemski razmik med prečnimi okvirji:	$R = 8,0 \text{ m}$
-sistemska etažna višina:	$h = 3,2 \text{ m}$
-debelina betonske plošče z profilirano pločevino:	$h_c = 12 \text{ cm}$

Prečke prečnih okvirjev so med montažo podprte z sekundarnimi jeklenimi nosilci na rasterju 3,0 m, ti sekundarni jekleni nosilci po otrditvi betona (28 dni) služijo kot sekundarni sovprežni nosilci. Profilirana pločevina se postavi vzdolžno na prečke prečnih okvirjev, del betona med profilirano pločevino upoštevam pri določanju nadomestne togosti, s katero določim notranje sile s pomočjo elastične analize s programom RSTAB. Plastično nosilnost sovprežnih prečk računam po peš metodi, pri določanju plastične nosilnosti sovprežnega prereza zanemarim del betona med rebri prifilirane pločevine.

Sovprežnost je zagotovljena na območju pozitivnih momentov (srednjih 5,0 m prečke), na preostalih območjih, kjer ni zagotovljeno sovprežje, celotno obtežbo prevzamejo jekleni elementi prečnih okvirjev.

Vute so dolžine 1,3 m od težiščne osi stebra v notranjih okvirjih in 1,5 m v zunanjih okvirjih in imajo približno razmerje višine in dolžine 1:4.

Med zaključkom vute in prvim sovprežnim moznikom je razdalja 70 cm pri notranjih okvirjih oziroma 50 cm pri zunanjih okvirjih, na tem mestu je predvidena cona disipacije pri potresni obremenitvi (capacity design).

## GEOMETRIJSKE KARAKTERISTIKE ELEMENTOV PREČNIH OKVIRJEV

### Prečke okvirjev IPE 300

Višina prereza	$h_j = 30,0 \text{ cm}$
Širina nosilca	$b = 15,0 \text{ cm}$
Debelina stojine	$t_w = 0,72 \text{ cm}$
Debelina pasnice	$t_f = 1,08 \text{ cm}$
Radij zaokrožitve	$r = 1,5 \text{ cm}$
Površina prereza	$A_j = 53,8 \text{ cm}^2$
Vztrajnostni moment	$I_y = 8360 \text{ cm}^4$
Elastični odpornostni moment	$W_{el,y} = 557,0 \text{ cm}^3$
Plastični odpornostni moment	$W_{pl,y} = 628,0 \text{ cm}^3$

### Stebri notranjih okvirjev HEB 700

Višina prereza	$h_j = 70,0 \text{ cm}$
Širina nosilca	$b = 30,0 \text{ cm}$
Debelina stojine	$t_w = 1,7 \text{ cm}$
Debelina pasnice	$t_f = 3,2 \text{ cm}$
Radij zaokrožitve	$r = 2,7 \text{ cm}$
Površina prereza	$A_j = 306,0 \text{ cm}^2$
Vztrajnostni moment	$I_y = 256900 \text{ cm}^4$
Elastični odpornostni moment	$W_{el,y} = 7340,0 \text{ cm}^3$
Plastični odpornostni moment	$W_{pl,y} = 8320,0 \text{ cm}^3$

### Stebri zunanjih okvirjev HEB 800

Višina prereza	$h_j = 80,0 \text{ cm}$
Širina nosilca	$b = 30,0 \text{ cm}$
Debelina stojine	$t_w = 1,75 \text{ cm}$
Debelina pasnice	$t_f = 3,3 \text{ cm}$
Radij zaokrožitve	$r = 3,0 \text{ cm}$
Površina prereza	$A_j = 334,0 \text{ cm}^2$
Vztrajnostni moment	$I_y = 359100 \text{ cm}^4$
Elastični odpornostni moment	$W_{el,y} = 8980,0 \text{ cm}^3$
Plastični odpornostni moment	$W_{pl,y} = 10220,0 \text{ cm}^3$

### **Trapezna profilirana pločevina COFRASOL**

Debelina trapezne pločevine  $t = 0,1$  cm  
Debelina sovprežne plošče  $h_c = 12,0$  cm  
Višina profilirane pločevine  $h_p = 5,8$  cm  
 $b_1 = 6,2$  cm  
 $b_2 = 10,2$  cm  
 $b_0 = 81,5$  cm  
 $e = 20,8$  cm

### **Mozniki**

Premer moznikov  $d = 1,9$  cm  
Višina moznikov  $h_{sc} = 10,0$  cm  
Natezna trdnost moznikov  $f_u = 45$  kN/cm<sup>2</sup>  
Število moznikov v prečnem prerezu  $n_r = 1$

### **MATERIJALNE KARAKTERISTIKE**

#### **Karakteristike jekla S 235 in S 355**

##### **jeklo S 235:**

$f_y = 23,5$  kN/cm<sup>2</sup> – meja plastičnosti  
 $f_u = 36,0$  kN/cm<sup>2</sup> – natezna trdnost

##### **jeklo S 355:**

$f_y = 35,5$  kN/cm<sup>2</sup> – meja plastičnosti  
 $f_u = 51,0$  kN/cm<sup>2</sup> – natezna trdnost

#### **Karakteristike armature S 500 v betonski plošči**

$f_{yk} = 50,0$  kN/cm<sup>2</sup> – meja plastičnosti

## **Karakteristike betona C 25/30**

SIST EN 1992-1-1, poglavje 3.1.3, tabela 3.1

$f_{ck} = 2,5 \text{ kN/cm}^2$  – karakteristična tlačna trdnost 28 dni starega betona

$E_{cm} = 3050 \text{ kN/cm}^2$  – srednja vrednost modula elastičnosti

$\epsilon_{cs} = 325 \cdot 10^{-6}$  – deformacija krčenja betona

### **5.5.1 Kontrola nosilnosti prečnih okvirjev v fazi gradnje**

V fazi gradnje prevzamejo celotno obtežbo jekleni okvirji, za določitev notranjih sil in kontrolo nosilnosti elementov uporabim elastično analizo. Jeklene okvirje dimenzioniram s programom RSTAB v skladu z določili SIST EN 1993-1-1 po teoriji drugega reda ob upoštevanju začetnih geometrijskih nepopolnosti.

Globalno elastično analizo in dimenzioniranje vseh posameznih elementov konstrukcije izvedem s programom RSTAB. Podani so samo končni rezultati (nivo izkoriščenosti prereza in maksimalne deformacije, statični izpisi so priloženi).

Prečke okvirjev so v fazi montaže bočno podprte z sekundarnimi jeklenimi nosilci na razdalji 3 m, po končani montaži prečnih okvirjev ti nosilci ostanejo in pozneje služijo kot sekundarni sovprežni nosilci. Te nosilce je prav tako potrebno preveriti na obtežbo v fazi gradnje (točke 5.1.1.4 in 5.1.1.5). Sekundarni jekleni nosilci so predvideni IPE 240 S 235, statično so preverjeni v poglavju 5.

Vse obtežbe v fazi gradnje prevzame jekleni nosilec IPE 300, potrebno je izvršiti naslednje kontrole nosilnosti, stabilnosti in deformacij:

- klasifikacija prečnega prereza
- kontrola nosilnosti kritičnih prerezov na strig in upogib ter njihovo interakcijo
- kontrola jeklenega nosilca na bočno zvrnitev

### **Obtežbe v fazi gradnje**

Vse obtežbe v fazi gradnje prevzame jekleni nosilec, jekleni nosilec je med montažo podprt s sekundarnimi jeklenimi nosilci na rasterju 3,0 m.

- lastna teža jeklenega nosilca (IPE 300):

$$g_j = 0,42 \text{ kN/m}$$

- lastna teža betonske plošče:

- sveži armirani beton:  $g_{AB} = 26 \text{ kN/m}^3$

$$g_{AB} = 0,62 \cdot 0,12 \text{ m} \cdot 26 \text{ kN/m}^3 = 1,93 \text{ kN/m}^2$$

- obtežbe med betoniranjem:

- kopičenje betona (območje 3 x 3m) 10% lastne teže betona:

$$g_{m1} = 0,10 \cdot 0,62 \cdot 0,12 \text{ m} \cdot 26 \text{ kN/m}^3 = 0,19 \text{ kN/m}^2 \geq 0,75 \text{ kN/m}^2$$

- izven območja kopičenja betona:  $g_{m2} = 0,75 \text{ kN/m}^2$

### **Obtežbe v fazi gradnje na posamezen prečni okvir**

#### **Notranji okvirji**

-lastna teža jeklenega nosilca (IPE 300):

$$g_j = 0,42 \text{ kN/m}$$

-lastna teža betonske plošče:

$$g_{AB}' = g_{AB} \cdot 8,0 \text{ m} = 1,93 \text{ kN/m}^2 \cdot 8,0 \text{ m} = 15,4 \text{ kN/m}$$

-obtežba med betoniranjem:

-kopičenje betona (območje 3 x 3m) 10% lastne teže betona:

$$g_{m1}' = g_{m1} \cdot 8,0 \text{ m} = 0,75 \text{ kN/m}^2 \cdot 8,0 \text{ m} = 6,0 \text{ kN/m}$$

-izven območja kopičenja betona:

$$g_{m2}' = g_{m2} \cdot 8,0 \text{ m} = 0,75 \text{ kN/m}^2 \cdot 8,0 \text{ m} = 6,0 \text{ kN/m}$$

#### **Zunanji okvirji**

-lastna teža jeklenega nosilca (IPE 300):

$$g_j = 0,42 \text{ kN/m}$$

-lastna teža betonske plošče:

$$g_{AB}' = g_{AB} \cdot 4,0 \text{ m} = 1,93 \text{ kN/m}^2 \cdot 4,0 \text{ m} = 7,8 \text{ kN/m}$$

-obtežba med betoniranjem:

-kopičenje betona (območje 3 x 3m) 10% lastne teže betona:

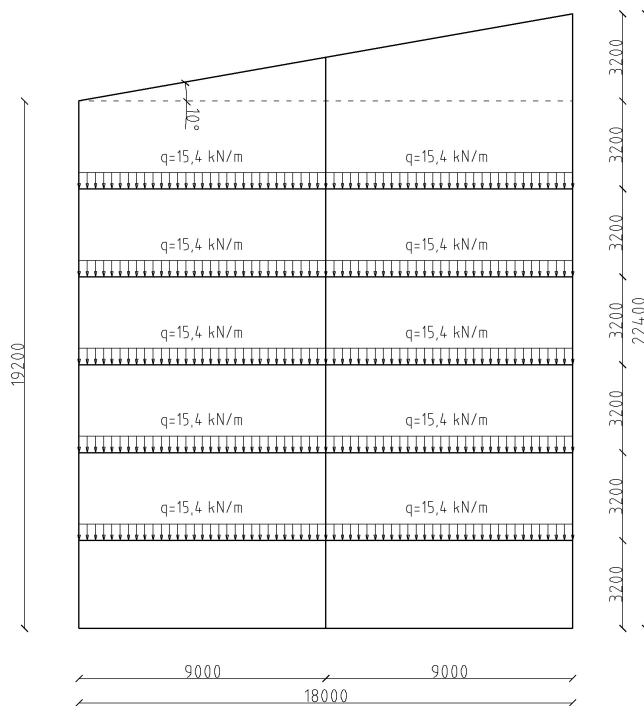
$$g_{m1}' = g_{m1} \cdot 4,0 \text{ m} = 0,75 \text{ kN/m}^2 \cdot 4,0 \text{ m} = 3,0 \text{ kN/m}$$

-izven območja kopičenja betona:

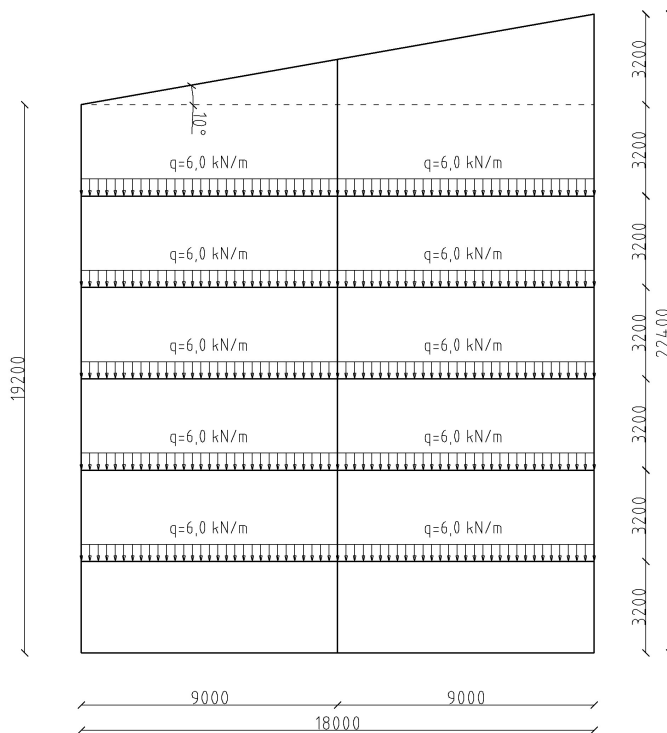
$$g_{m2}' = g_{m2} \cdot 4,0 \text{ m} = 0,75 \text{ kN/m}^2 \cdot 4,0 \text{ m} = 3,0 \text{ kN/m}$$

## Obtežne sheme v fazi gradnje

### Notranji okvirji:

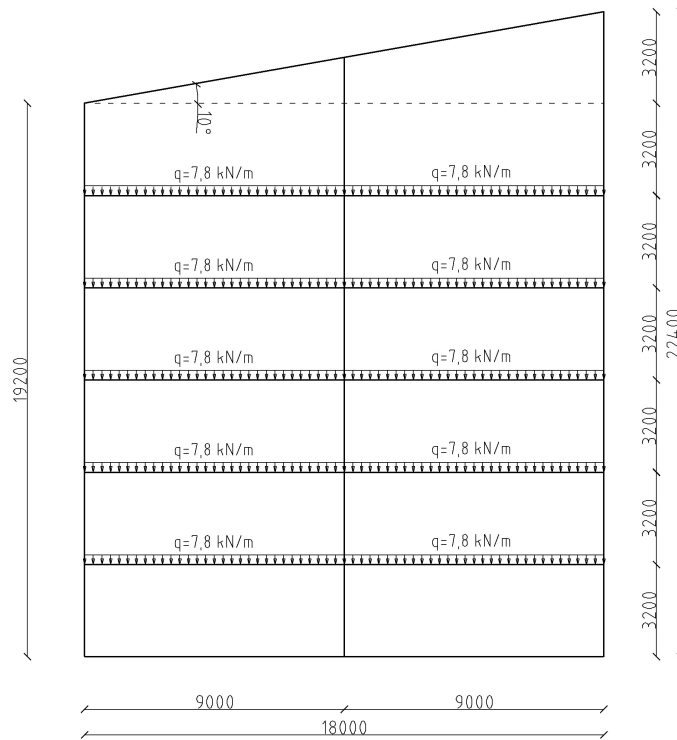


Slika 25: Lastna teža betonske plošče notranjih okvirjev

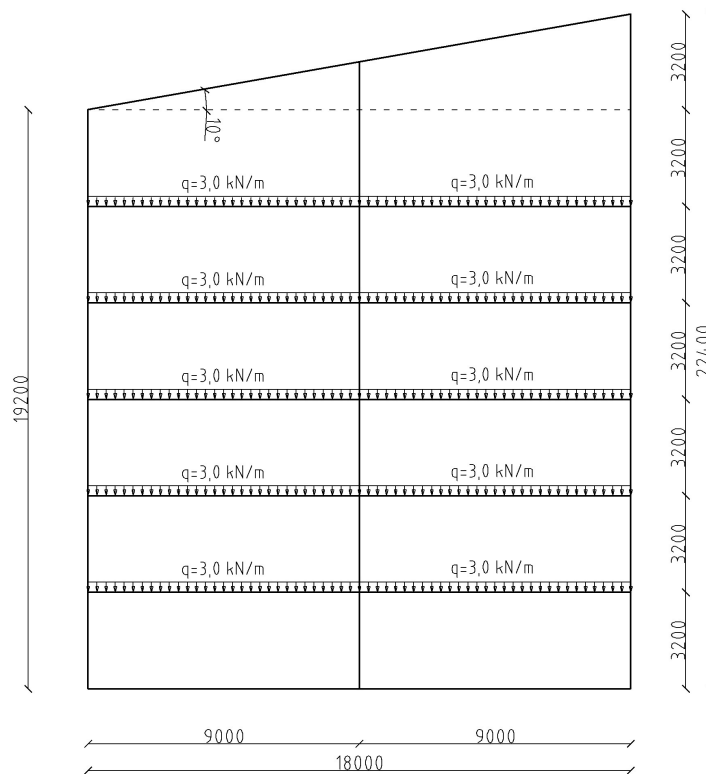


26: Obtežbe med betoniranjem notranjih okvirjev

### Zunanji okvirji:



Slika 27: Lastna teža betonske plošče zunanjih okvirjev



Slika 28: Obtežbe med betoniranjem zunanjih okvirjev



### **Obtežne kombinacije za obtežbe v fazi gradnje**

-mejno stanje nosilnosti:

$$1,35 \cdot (g_j + g_{AB}) + 1,5 \cdot (g_{m1} + g_{m2})$$

-mejno stanje uporabnosti:

$$1,0 \cdot (g_j + g_{AB}) + 1,0 \cdot (g_{m1} + g_{m2})$$

### **Kontrola mejnega stanja nosilnosti v fazi gradnje**

#### **Notranji okvirji**

Kontrolo mejnega stanja nosilnosti izvršim s programom RSTAB po SIST EN 1993-1-1.  
(glej izpis statičnega izračuna – kontrola nosilnosti notranjih okvirjev med gradnjo).

Nosilec IPE 300 S 355:  $0,43 \leq 1,0$

Vuta nosilca IPE 300 S 355:  $0,34 \leq 1,0$

Notranji steber HEB 700 S 355:  $0,16 \leq 1,0$

Zunanji steber HEB 700 S 355:  $0,08 \leq 1,0$

Strešni nosilec IPE 270 S 355:  $0,04 \leq 1,0$

Elementi notranjih okvirjev zadoščajo pogojem mejnega stanja nosilnosti med gradnjo.

#### **Zunanji okvirji**

Kontrolo mejnega stanja nosilnosti izvršim s programom RSTAB po SIST EN 1993-1-1.  
(glej izpis statičnega izračuna – kontrola nosilnosti zunanjih okvirjev med gradnjo).

Nosilec IPE 300 S 235:  $0,28 \leq 1,0$

Vuta nosilca IPE 300 S 235:  $0,26 \leq 1,0$

Notranji steber HEB 800 S 355:  $0,08 \leq 1,0$

Zunanji steber HEB 800 S 355:  $0,05 \leq 1,0$

Strešni nosilec IPE 270 S 235:  $0,03 \leq 1,0$

Elementi zunanjega okvirja zadoščajo pogojem mejnega stanja nosilnosti med gradnjo.

## **Kontrola mejnega stanja uporabnosti v fazi gradnje**

### **Notranji okvirji**

Kontrolo mejnega stanja uporabnosti izvršim s programom RSTAB.  
(glej izpis statičnega izračuna – kontrola nosilnosti notranjih okvirjev med gradnjo).

$$\max w = 10,6 \text{ mm} \leq L / 250 = 9000 \text{ mm} / 250 = 36,0 \text{ mm}$$

Prečke notranjega okvirja zadoščajo pogojem mejnega stanja uporabnosti med gradnjo.

### **Zunanji okvirji**

Kontrolo mejnega stanja uporabnosti izvršim s programom RSTAB.  
(glej izpis statičnega izračuna – kontrola nosilnosti zunanjih okvirjev med gradnjo).

$$\max w = 5,0 \text{ mm} \leq L / 250 = 9000 \text{ mm} / 250 = 36,0 \text{ mm}$$

Prečke zunanjega okvirja zadoščajo pogojem mejnega stanja uporabnosti med gradnjo.

## **5.5.2 Kontrola nosilnosti prečnih okvirjev v končnem stanju**

Globalno elastično analizo in dimenzioniranje stebrov ter delov prečk, kjer ni zagotovljena sovprežna povezava med jeklenim nosilcem in betonsko ploščo izvedem s programom RSTAB, dimenzioniranje je izvedeno v skladu s SIST EN 1993-1-1.

Sovprežna povezava med betonsko ploščo in jeklenim nosilcem je zagotovljena samo v območju pozitivnih momentov – srednjih 5,0 m prečk.

Notranje sile v prečnih okvirjih določim z elastično analizo ob upoštevanju začetnih geometrijskih nepopolnosti, sovprežni prerez upoštevam z nadomestnim jeklenim prerezom z enako upogibno togostjo kot jo ima sovprežni prerez v končnem stanju – na ta način dobim realno razporeditev upogibnih momentov v prečnih okvirjih. Nosilnost kritičnega sovprežnega prereza na upogib določim z plastično analizo, zato ni potrebno upoštevati postopka gradnje pri kontroli nosilnosti.

Ker pri globalni analizi prečnih okvirjev uporabim elastično analizo, lahko na celotnem območju sovprežnih prečk predpostavim konstantno sodelujočo širino betonske plošče.

Celotno obtežbo v končnem stanju po otrditvi betona prevzame sovprežni nosilec, potrebno je izvršiti naslednje postopke kontrole nosilnosti, stabilnosti in deformacij:

- klasifikacija prečnega prereza
- določitev efektivne širine betonske plošče
- izračun strižne nosilnosti moznikov z glavo
- izračun nivoja strižne vezi med betonom in jeklenim nosilcem
- izračun nosilnosti na upogib
- izračun strižne nosilnosti
- izračun vzdolžne strižne nosilnosti betonske plošče
- kontrola deformacij

### **Obtežbe v končnem stanju**

Obtežbe v končnem stanju so podane v poglavju 3. (točke 3.1-3.4)

### **Obtežbe v končnem stanju na posamezne prečne okvirje**

Obtežbe na posamezne prečne okvirje so podane v poglavju 4.3 (točke 4.3.1 – 4.3.4).

### **Obtežne kombinacije za končno stanje**

-mejno stanje nosilnosti:

$$q_{Ed} = 1,35 \cdot (g_j + g_{me'}) + 1,5 \cdot (q_{ps'} + q')$$

-mejno stanje uporabnosti:

$$q_1 = 1,0 \cdot (g_j + g_{me'}) + 1,0 \cdot (q_{ps'} + q')$$

$$q_2 = 1,0 \cdot (q_{ps'} + q')$$

Efektivna sodelujoča širina betonske plošče

Efektivna širina betonske plošče v sredini razpona (merodajen prečni prerez) je določena v skladu s SIST EN 1994-1-1, slika 5.1, ker sem uporabil elastično globalno analizo lahko predpostavim konstantno sodelujočo širino betonske plošče po celotnem območju sovprežne povezave med jeklenim nosilcem in betonsko ploščo.

$$b_{\text{eff},1} = b_0 + \sum b_{ei}$$

$b_0$  – razmak končnih moznikov v prečni smeri, v našem primeru je  $b_0 = 0$

$b_{ei}$  – efektivna širina betonske plošče z vsake strani stojine, določena je z izrazom

$b_{ei} = L_e/8$ , vendar mora veljati  $b_{ei} \leq b_i$ ,  $b_i$  je razdalja med sovprežnimi nosilci – v našem primeru je  $b_i = 3,0$  m.

V skladu s SIST EN 1994-1-1, točka 5.4.1.2 (5) je za razdaljo  $L_e$  privzeta približna razdalja med točkami, v katerih je vrednost momenta 0. V konkretnem primeru znaša ta dolžina približno 60% dolžine prečke, ta privzeta dolžina je nekoliko na varni strani, ker so povprečne dolžine med točkami prečk, kjer so vrednosti upogibnih momentov 0, v mejah 63-64% systemske dolžine prečk, vendar so na ta način zajeta vsa odstopanja linije upogibnih momentov pri različnih obtežnih kombinacijah.

#### **Notranji okvir:**

$$L_e = 0,60 \cdot L = 0,60 \cdot 900 \text{ cm} = 540 \text{ cm}$$

$$L = 900 \text{ cm}$$

$$b_{\text{eff},1} = L_e / 8 = 540 \text{ cm} / 8 = 67,5 \text{ cm}$$

$$b_{\text{eff},\text{not}} = 2 \cdot b_{\text{eff},1} = 2 \cdot 67,5 \text{ cm} = 135 \text{ cm}$$

$b_{\text{eff},\text{not}}$  – sodelujoča širina betonske plošče pri notranjih okvirjih

#### **Zunanji okvir:**

$$b_{\text{eff},\text{zun}} = b_{\text{eff},\text{not}} / 2 = 135 \text{ cm} / 2 = 67,5 \text{ cm}$$

$b_{\text{eff},\text{zun}}$  – sodelujoča širina betonske plošče pri zunanjih okvirjih

### Računska strižna odpornost moznikov z glavo

Pri notranjih in zunanjih okvirjih uporabim enake moznike, zato točka 4.5.2.6 velja za notranje in zunanje okvirje.

Računska strižna nosilnost moznikov z glavo  $P_{Rd}$  je v skladu s SIST EN 1994-1-1, točka 6.6.3.1 določena:

$$P_{Rd} = k_l \cdot \min(P_{Rd1}, P_{Rd2})$$

$P_{Rd1}$  –strižna nosilnost moznika

$P_{Rd1}$  – nosilnost betona

$$P_{rd1} = 0,8 \cdot f_u \cdot (\pi \cdot d^4 / 4) / \gamma_v =$$

$$P_{rd1} = 0,8 \cdot 45 \text{ kN/cm}^2 \cdot (3,14 \cdot (1,9 \text{ cm})^2 / 4) / 1,25 = 81,6 \text{ kN}$$

$$P_{rd2} = 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot (f_{ck} \cdot E_{cm})^{0,5} / \gamma_v$$

$$P_{rd2} = 0,29 \cdot 1 \cdot (1,9 \text{ cm})^2 \cdot (2,5 \text{ kN/cm}^2 \cdot 3100 \text{ kN/cm}^2)^{0,5} / 1,25 = 73,8 \text{ kN}$$

$$h_{sc} / d = 100 \text{ mm} / 19 \text{ mm} = 5,3 \geq 4 \dots \alpha = 1$$

$k_l$  – redukcijski faktor

$$k_l = 0,6 \cdot b_0 / h_p \cdot (h_{sc} / h_p - 1)$$

SIST EN 1994-1-1, točka 6.6.4.1

$$b_0 = (b_1 + b_2) / 2 = (6,2 \text{ cm} + 10,1 \text{ cm}) / 2 = 8,2 \text{ cm}$$

$$k_l = 0,6 \cdot 8,2 \text{ cm} / 5,8 \text{ cm} \cdot (10 \text{ cm} / 5,8 \text{ cm} - 1) = 0,62$$

$$k_l = 0,62 \leq k_{max} = 1,0$$

$n_r = 1$  – predpostavim en moznik v prečnem prerezu profilirane pločevine

$$P_{Rd} = k_l \cdot \min(P_{Rd1}, P_{Rd2})$$

$$P_{Rd} = 0,62 \cdot \min(81,6 \text{ kN}, 73,8 \text{ kN}) = 0,62 \cdot 73,8 \text{ kN} = 45,8 \text{ kN}$$

### Določitev potrebnega števila moznikov

Nivo strižne povezave se določi v skladu s SIST EN 1994-1-1, točka 6.2.1.3(3), del betonske plošče med rebri profilirane pločevine zanemarim.

$$\eta = N_c / N_{c,f} \qquad \text{SIST EN 1994-1-1, točka 6.2.1.3(3)}$$

$N_c$  – računski vrednost tlačne sile v sodelujoči širini betonske plošče

$N_{c,f}$  – računski vrednost tlačne sile v sodelujoči širini betonske plošče z popolno strižno povezavo z jeklenim nosilcem

Predpišem polno sovprežnost med betonsko ploščo in jeklenim nosilcem ( $\eta = 1,0$ ).

#### Notranji okvirji:

$$N_c = N_{c,f}$$

$$A_c = b_{\text{eff}} \cdot h_c = 135 \text{ cm} \cdot 6,2 \text{ cm} = 837,0 \text{ cm}^2$$

$A_c$  – prerez betonskega prereza na sodelujoči širini betonske plošče, del betonske plošče med rebri profilirane pločevine zanemarim.

$$\begin{aligned} N_{c,f} &= 0,85 \cdot A_c \cdot f_{cd} = 0,85 \cdot A_c \cdot f_{ck} / \gamma_c \\ &= 0,85 \cdot 837,0 \text{ cm}^2 \cdot 2,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,5 = 1185,8 \text{ kN} \end{aligned}$$

Določim potrebno število moznikov:

$$N_c = N_{c,f} = 1185,8 \text{ kN}$$

$$n = N_c / (0,5 \cdot P_{Rd}) = 1185,8 \text{ kN} / (0,5 \cdot 45,8 \text{ kN}) = 51,8$$

Za doseganje popolne sovprežne povezave med betonsko ploščo in jeklenim nosilcem potrebujem minimalno 52 moznikov.

Ob predpostavki enakomerne razporeditve moznikov določim razdaljo med mozniki:

$$e_{vzd} = L_{\text{sovp}} / n = 500 \text{ cm} / 52 = 9,6 \text{ cm}$$

$$e_{vzd} = 9,6 \text{ cm} \geq 5 \cdot d = 5 \cdot 1,9 \text{ cm} = 9,5 \text{ cm}$$

### **Zunanji okvirji:**

$$N_c = N_{c,f}$$

$$A_c = b_{\text{eff}} \cdot h_c = 67,5 \text{ cm} \cdot 6,2 \text{ cm} = 418,5 \text{ cm}^2$$

$A_c$  – prerez betonskega prereza na sodelujoči širni betonske plošče, del betonske plošče med rebri profilirane pločevine zanemarim.

$$\begin{aligned} N_{c,f} &= 0,85 \cdot A_c \cdot f_{cd} = 0,85 \cdot A_c \cdot f_{ck} / \gamma_c \\ &= 0,85 \cdot 418,5 \text{ cm}^2 \cdot 2,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,5 = 592,8 \text{ kN} \end{aligned}$$

Določim potrebno število moznikov:

$$N_c = N_{c,f} = 592,8 \text{ kN}$$

$$n = N_c / (0,5 \cdot P_{Rd}) = 592,8 \text{ kN} / (0,5 \cdot 45,8 \text{ kN}) = 25,8$$

Za doseganje popolne sovprežne povezave med betonsko ploščo in jeklenim nosilcem potrebujem minimalno 26 moznikov.

Ob predpostavki enakomerne razporeditve moznikov določim razdaljo med mozniki:

$$e_{vzd} = L_{\text{sovp}} / n = 500 \text{ cm} / 26 = 19,3 \text{ cm}$$

$$e_{vzd} = 19,3 \text{ cm} \geq 5 \cdot d = 5 \cdot 1,9 \text{ cm} = 9,5 \text{ cm}$$

### **Določitev nadomestnih prerezov sovprežnih prerezov**

Sovprežne prereze prečk prečnih okvirjev v globalni elastični analizi nadomestim z nadomestnim jeklenim prerezom z enakim prerezom in enako togostjo, kot jo ima sovprežni nosilec v končnem stanju. Na ta način dobim pravilno razporeditev notranjih sil po prečnih okvirjih, te notranje sile v nadaljevanju uporabim za kontrolo nosilnosti sovprežnega prereza po peš metodi.

## Geometrijske karakteristike sovprežnih prečk

### Notranji okvirji:

Geometrijske karakteristike jeklenega nosilca IPE 300

$$I_j = 8360 \text{ cm}^4$$

$$A_j = 53,8 \text{ cm}^2$$

Geometrijske karakteristike betonske plošče na sodelujoči širini, del betona med rebri profilirane pločevine se upošteva.

$$A_1 = 135,0 \text{ cm} \cdot 6,2 \text{ cm} = 837,0 \text{ cm}^2$$

$$A_2^* = 6,2 \text{ cm} \cdot 5,8 \text{ cm} = 36,0 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 7 \cdot 36,0 \text{ cm}^2 = 252,0 \text{ cm}^2$$

$$A_3^* = 1,95 \text{ cm} \cdot 5,8 \text{ cm} \cdot 0,5 = 5,7 \text{ cm}^2$$

$$A_3 = 14 \cdot 5,7 \text{ cm}^2 = 79,8 \text{ cm}^2$$

$$Y_1 = 6,2 \text{ cm} \cdot 0,5 = 3,1 \text{ cm}$$

$$Y_2 = 6,2 \text{ cm} + 5,8 \text{ cm} \cdot 0,5 = 9,1 \text{ cm}$$

$$Y_3 = 6,2 \text{ cm} + 2/3 \cdot 5,8 \text{ cm} = 10,0 \text{ cm}$$

$$S_1 = A_1 \cdot Y_1 = 837,0 \text{ cm}^2 \cdot 3,1 \text{ cm} = 2594,7 \text{ cm}^3$$

$$S_2 = A_2 \cdot Y_2 = 252,0 \text{ cm}^2 \cdot 9,1 \text{ cm} = 2293,2 \text{ cm}^3$$

$$S_3 = A_3 \cdot Y_3 = 79,8 \text{ cm}^2 \cdot 10,0 \text{ cm} = 798,0 \text{ cm}^3$$

$$A_b = A_1 + A_2 + A_3 = 837,0 \text{ cm}^2 + 252,0 \text{ cm}^2 + 79,8 \text{ cm}^2 = 1168,8 \text{ cm}^2$$

$$S_b = S_1 + S_2 + S_3 = 2594,7 \text{ cm}^3 + 2293,2 \text{ cm}^3 + 798,0 \text{ cm}^3 = 5685,9 \text{ cm}^3$$

$$Z_{tb} = S_b / A_b = 5685,9 \text{ cm}^3 / 1168,8 \text{ cm}^2 = 4,87 \text{ cm (težišče betonskega dela)}$$

$$I_1 = 135,0 \text{ cm} \cdot (6,2 \text{ cm})^3 / 12 + 837,0 \text{ cm}^2 \cdot (4,87 \text{ cm} - 3,1 \text{ cm})^2 = 5303,4 \text{ cm}^4$$

$$I_2 = 6,2 \text{ cm} \cdot (5,8 \text{ cm})^3 / 12 + 36,0 \text{ cm}^2 \cdot (4,87 \text{ cm} - 9,1 \text{ cm})^2 = 745,0 \text{ cm}^4$$

$$I_3 = 1,95 \text{ cm} \cdot (5,8 \text{ cm})^3 / 36 + 5,7 \text{ cm}^2 \cdot (4,87 \text{ cm} - 10,0 \text{ cm})^2 = 160,6 \text{ cm}^4$$

$$I_b = I_1 + 7 \cdot I_2 + 14 \cdot I_3 = 5303,4 \text{ cm}^4 + 7 \cdot 745,0 \text{ cm}^4 + 14 \cdot 160,6 \text{ cm}^4 = 12766,8 \text{ cm}^4$$

$$n_0 = E_j / E_{cm} = 21000 \text{ kN/cm}^2 / 3100 \text{ kN/cm}^2 = 6,78$$

$$n_\infty = 2 \cdot n_0 = 2 \cdot 6,78 = 13,56 \text{ ( poenostavitev za stavbe, ki niso namenjene skladiščenju)}$$

$$A_{id} = A_j + A_b / n_\infty = 53,8 \text{ cm}^2 + 1168,8 \text{ cm}^2 / 13,56 = 140,0 \text{ cm}^2$$

$$a = h_j + h_b = 30,0 \text{ cm} / 2 + 7,13 \text{ cm} = 22,13 \text{ cm}$$

$$a_j = a \cdot A_b / (A_{id} \cdot n_\infty) = 22,13 \text{ cm} \cdot 1168,8 \text{ cm}^2 / (140,0 \text{ cm}^2 \cdot 13,56) = 13,63 \text{ cm}$$

$$a_b = a \cdot A_j / A_{id} = 22,13 \text{ cm} \cdot 53,8 \text{ cm}^2 / 140,0 \text{ cm}^2 = 8,50 \text{ cm}$$



$$I_{id} = I_j + A_j \cdot a_j^2 + (I_b + A_b \cdot a_b^2) / n_{\infty} = 8360 \text{ cm}^4 + 53,8 \text{ cm}^2 \cdot (13,63 \text{ cm})^2 + (12766,8 \text{ cm}^4 + 1168,8 \text{ cm}^2 \cdot (8,50 \text{ cm})^2) / 13,56 = 25523,8 \text{ cm}^4$$

$$A_{id} = 140,0 \text{ cm}^2$$

$$I_{id} = 25523,8 \text{ cm}^4$$

### **Zunanji okvirji:**

Geometrijske karakteristike jeklenega nosica IPE 300

$$I_j = 8360 \text{ cm}^4$$

$$A_j = 53,8 \text{ cm}^2$$

Geometrijske karakteristike betonske plošče na sodelujoči širini, del betona med rebri profilirane pločevine se upošteva.

$$A_{b,zun} = A_{b,not} / 2 = 1168,8 \text{ cm}^2 / 2 = 584,4 \text{ cm}^2$$

$$I_{b,zun} = I_{b,not} / 2 = 12766,8 \text{ cm}^4 / 2 = 6383,4 \text{ cm}^4$$

$$A_{id} = A_j + A_b / n_{\infty} = 53,8 \text{ cm}^2 + 584,4 \text{ cm}^2 / 13,56 = 96,8 \text{ cm}^2$$

$$a = h_j + h_b = 30,0 \text{ cm} / 2 + 7,13 \text{ cm} = 22,13 \text{ cm}$$

$$a_j = a \cdot A_b / (A_{id} \cdot n_{\infty}) = 22,13 \text{ cm} \cdot 584,4 \text{ cm}^2 / (96,8 \text{ cm}^2 \cdot 13,56) = 9,85 \text{ cm}$$

$$a_b = a \cdot A_j / A_{id} = 22,13 \text{ cm} \cdot 53,8 \text{ cm}^2 / 96,8 \text{ cm}^2 = 12,30 \text{ cm}$$

$$I_{id} = I_j + A_j \cdot a_j^2 + (I_b + A_b \cdot a_b^2) / n_{\infty}$$

$$I_{id} = 8360 \text{ cm}^4 + 53,8 \text{ cm}^2 \cdot (9,85 \text{ cm})^2 + (6383,4 \text{ cm}^4 + 584,4 \text{ cm}^2 \cdot (12,30 \text{ cm})^2) / 13,56 = 20570,8 \text{ cm}^4$$

$$A_{id} = 96,8 \text{ cm}^2$$

$$I_{id} = 20570,8 \text{ cm}^4$$

### **Kontrola nosilnosti prečnih okvirjev v mejnem stanju nosilnosti**

Prečke so izvedene v sovprežni izvedbi samo v območju pozitivnih momentov (srednjih 5,0 m prečk), na robovih so prečke ojačane z vutami dolžine 1,3 m od srednje osi stebrov pri notranjih okvirjih in 1,5 pri zunanjih okvirjih. Med zaključkom vute in začetkom sovprežne povezave med jeklenim nosilcem in betonsko ploščo je območje 70 cm pri notranjih okvirjih in 50 cm pri zunanjih okvirjih, na teh mestih so predvidene cone disipacije potresne energije pri potresni obtežbi.

### Notranji okvirji:

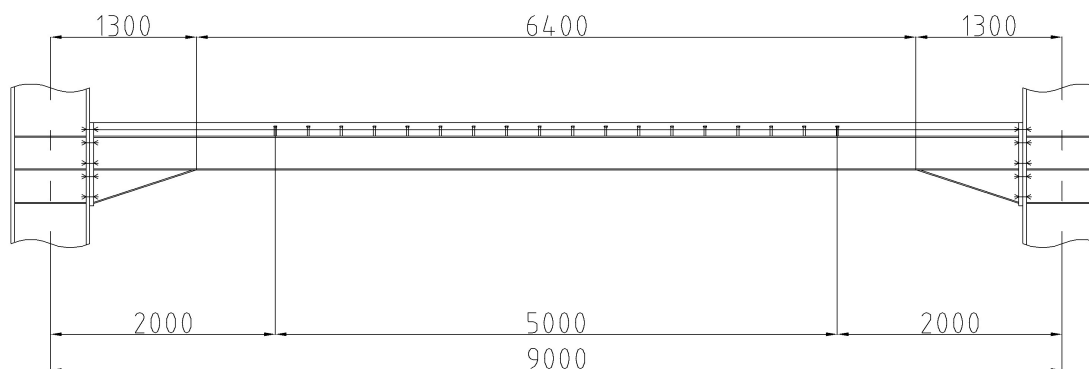
Sovprežna povezava med jeklenim nosilcem in betonsko ploščo je zagotovljena samo v območju pozitivnih momentov (srednjih 5,0 m), jekleni nosilec je IPE 300 S 355 J0.

Kontrolo mejnega stanja nosilnosti v območjih, kjer ni zagotovljene sovprežne povezave med jeklenim nosilcem in sovprežno ploščo izvršim s programom RSTAB po SIST EN 1993-1-1. (glej izpis statičnega izračuna – kontrola nosilnosti notranjih okvirjev v končnem stanju).

Nosilec IPE 300* S 355:	$0,82 \leq 1,0$
Vuta nosilca IPE 300 S 355:	$0,81 \leq 1,0$
Notranji steber HEB 700 S 355:	$0,42 \leq 1,0$
Zunanji steber HEB 700 S 355:	$0,23 \leq 1,0$
Strešni nosilec IPE 270 S 355:	$0,74 \leq 1,0$

OPOMBA: IPE 300\* – del prečke, kjer ni zagotovljene sovprežne povezave med jeklenim nosilcem in betonsko ploščo.

Jekleni elementi notranjih prečnih okvirjev zadoščajo pogojem mejnega stanja nosilnosti v končnem stanju, dimenzioniranje sovprežne prečke izvedem posebej.



Slika 29: Skica sovprežnih prečk notranjih okvirjev

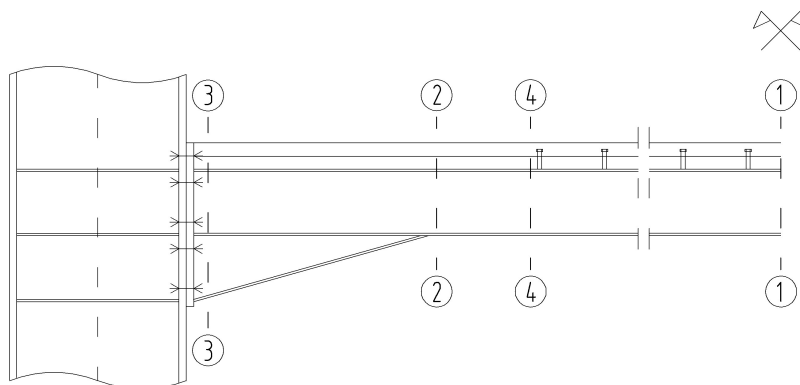
## Dimenzioniranje sovprežnih prečk

Pri kontroli mejnega stanja nosilnosti preverim nosilnost sovprežnih prečnih prerezov na naslednje kriterije izgube nosilnosti ali stabilnosti:

- izračun nosilnosti na upogib
- izračun strižne nosilnosti
- izračun vzdolžne strižne nosilnosti plošče

Kritični prečni prerezi prečk pri dimenzioniranju:

(kontrola nosilnosti prečke v prerezih 3-3 in 4-4 kjer ni zagotovljene sovprežne povezave med jeklenim nosilcem in betonsko ploščo je izvedena v prejšnji točki.)



Slika 30: Kritični prerezi pri dimenzioniranju

Ker imamo duktilne moznike in ker je jeklen prečni prerez nosilca v 1. razredu kompaktnosti lahko nosilnost kritičnega prečnega prereza na upogib v sredini razpona izračunam po teoriji plastičnosti. Zagotovljena je popolna strižna povezava med jeklenim nosilcem in betonsko ploščo (popolna sovprežnost).

### Nosilnost sovprežnega nosilca na upogib:

$$\max M_{ed,1-1} = 257,1 \text{ kNm}$$

Določitev položaja nevtralne osi:

$$b_{eff} \cdot h_c \cdot 0,85 \cdot f_{cd} \geq A_j \cdot f_{yd} - \text{nevtralna os se nahaja v betonski plošči}$$

$$A_j \cdot f_{yd} > b_{eff} \cdot h_c \cdot 0,85 \cdot f_{cd} \geq (A_j - 2 \cdot b \cdot t_f) \cdot f_{yd} - \text{nevtralna os se nahaja v zgornji pasnici}$$

$$b_{eff} \cdot h_c \cdot 0,85 \cdot f_{cd} < (A_j - 2 \cdot b \cdot t_f) \cdot f_{yd} - \text{nevtralna os se nahaja v stojini jeklenega nosilca}$$

$$A_j \cdot f_{yd} = 53,8 \text{ cm}^2 \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2 = 1910,0 \text{ kN}$$

$$b_{\text{eff}} \cdot h_c \cdot 0,85 \cdot f_{cd} = 135 \text{ cm} \cdot 6,2 \text{ cm} \cdot 0,85 \cdot 1,667 \text{ kN/cm}^2 = 1185,8 \text{ kN}$$

$$(A_j - 2 \cdot b \cdot t_f) \cdot f_{yd} = (53,8 \text{ cm}^2 - 2 \cdot 15,0 \text{ cm} \cdot 1,08 \text{ cm}) \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2 = 760,0 \text{ kN}$$

$$A_j \cdot f_{yd} = 1910,0 \text{ kN} > b_{\text{eff}} \cdot h_c \cdot 0,85 \cdot f_{cd} = 1185,8 \text{ kN} \geq (A_j - 2 \cdot b \cdot t_f) \cdot f_{yd} = 760,0 \text{ kN}$$

Nevtralna os se nahaja v zgornji pasnici jeklenega nosilca

$$\begin{aligned} x_{pl} &= h + A_j / (2 \cdot b) - (b_{\text{eff}} \cdot h_c \cdot 0,85 \cdot f_{cd}) / (2 \cdot b \cdot f_{yd}) = \\ &= 12 \text{ cm} + 53,8 \text{ cm}^2 / (2 \cdot 15,0 \text{ cm}) - \\ &- (135 \text{ cm} \cdot 6,2 \text{ cm} \cdot 0,85 \cdot 1,67 \text{ kN/cm}^2) / (2 \cdot 15,0 \text{ cm} \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2) = 12,7 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$h = 12 \text{ cm}$$

$h$  – debelina betonske plošče (skupaj z profiliranim delom pločevine)

$$h_c = 6,2 \text{ cm}$$

$h_c$  – debelina betonske plošče nad profiliranim delom pločevine

$$h_p = 5,8 \text{ cm}$$

$h_p$  – debelina profiliranega dela jeklene pločevine

$$\begin{aligned} M_{pl,rd} &= A_j \cdot f_{yd} \cdot (h_j - x_{pl} + h) / 2 + b_{\text{eff}} \cdot h_c \cdot 0,85 \cdot f_{cd} \cdot (x_{pl} - h / 2) = \\ &= 53,8 \text{ cm}^2 \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2 \cdot (30,0 \text{ cm} - 12,7 \text{ cm} + 12 \text{ cm}) / 2 + \\ &+ 135 \text{ cm} \cdot 6,2 \text{ cm} \cdot 0,85 \cdot 1,67 \text{ kN/cm}^2 \cdot (12,7 \text{ cm} - 12 \text{ cm} / 2) = \\ &= 35940 \text{ kNcm} = 359,4 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\max M_{ed,1-1} = 257,1 \text{ kNm} \leq M_{pl,rd} = 359,4 \text{ kNm}$$

### **Nosilnost sovprežnega nosilca na strig:**

Privzamemo, da celotno prečno obtežbo prenese jekleni nosilec.

$$\max V_{ed,4-4} = 209,3 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} = A_v \cdot f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$$

SIST EN 1994-1-1, točka 6.2.2.2

$$A_v = A_j - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2r) \cdot t_f$$

SIST EN 1993-1-1, točka 6.2.6 (3)

$$A_v = 53,8 \text{ cm}^2 - 2 \cdot 15,0 \text{ cm} \cdot 1,08 \text{ cm} + (0,72 \text{ cm} + 2 \cdot 1,5 \text{ cm}) \cdot 1,08 \text{ cm} = 25,3 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,rd} = 25,3 \text{ cm}^2 \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2 / (\sqrt{3} \cdot 1,0) = 518,5 \text{ kN}$$

$$\max V_{ed,4-4} = 209,3 \text{ kN} \leq V_{pl,rd} = 518,5 \text{ kN}$$

$$\max V_{ed,4-4} = 209,3 \text{ kN} \leq 0,5 \cdot V_{pl,rd} = 0,5 \cdot 518,5 \text{ kN} = 259,3 \text{ kN} - \text{ni interakcije med}$$

momentom in strižno silo

Ker je  $\max V_{ed} \leq 0,5 \cdot V_{pl,rd}$  ni potrebno upoštevati interakcije med upogibnim momentom in strižno silo (ker je strižna sila manjša od 50% strižne nosilnosti, se upogibna nosilnost ne zmanjša zaradi delovanja strižne sile).

### **Kontrola strižnega izbočenja stojine**

V kolikor je izpolnjen naslednji pogoj, ni potrebna dodatna kontrola izbočenja stojine zaradi strižne sile:

$$h_j / t_w \leq 72 \cdot \epsilon / \eta \qquad \text{SIST EN 1993-1-1, točka 6.6.6. (6)}$$

$$\epsilon = (23,5 \text{ kN/cm}^2 / 35,5 \text{ kN/cm}^2)^{0,5} = 0,81$$

$$\eta = 1,0 \dots \text{konzervativna rešitev}$$

$$30,0 \text{ cm} / 0,72 \text{ cm} = 42,0 \leq 72 \cdot 0,81 / 1,0 = 58,3 - \text{ni potrebna nadaljnja kontrola lokalnega}$$

izbočenja stojine zaradi strižne obremenitve.

### **Kontrola vzdolžne strižne nosilnosti plošče**

Preveriti moramo dva karakteristična prereza (prerez a - a in b - b) - glej SIST EN 1994-1-1, točka 6.6.6.1, (5), slika 6.15.

vzdolžna strižna napetost v betonu:

$$v_{ED} = \Delta F_d / (h_f \cdot \Delta x) \qquad \text{SIST EN 1992-1-1, točka 6.2.4, slika 6.7}$$

$\Delta x$  – razdalja od prečnega prereza z maksimalnim momentom in prečnega prereza z momentom enakim 0.

$$\Delta x = 2,7 \text{ m}$$

$$N_{c,f} = 1185,8 \text{ kN}$$

$N_{c,f}$  – je nosilnost betonske plošče na efektivni širini, upoštevamo da vzdolžni strig prevzameta dve strižni ploskvi, del betona med rebri profilirane pločevine zanemarimo

$$\Delta F_d = N_{c,f} / 2 \text{ (dve strižne površine)}$$

$$\Delta F_d = 1185,8 \text{ kN} / 2 = 592,8 \text{ kN}$$

$$h_f = h - h_p = 12,0 \text{ cm} - 5,8 \text{ cm} = 6,2 \text{ cm}$$

$$v_{ED} = \Delta F_d / (h_f \cdot \Delta x) = 592,8 \text{ kN} / (6,2 \text{ cm} \cdot 270 \text{ cm}) = 0,36 \text{ kN/cm}^2$$

a.) Preprečitev drobljenja tlačnih diagonal v betonski pasnici

$$v_{ED} = 0,36 \text{ kN/cm}^2 \leq v \cdot f_{cd} \cdot \sin\theta_f \cdot \cos\theta_f \quad \text{SIST EN 1992-1-1 točka 6.22}$$

$$v = 0,6 \cdot (1 - f_{ck} / 250) \text{ za } f_{ck} \text{ v N/mm}^2$$

$$v = 0,6 \cdot (1 - 25 / 250) = 0,54$$

$$v_{ED} = 0,36 \text{ kN/cm}^2 \leq 0,54 \cdot 2,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,5 \cdot \sin 45^\circ \cdot \cos 45^\circ = 0,45 \text{ kN/cm}^2$$

b) Preprečitev plastifikacije strižne armature (ENV 1992-1-1 točka 6.21)

$$s_f = 10 \text{ cm}$$

$s_f$  – razdalja med armaturnimi palicami

$$A_{sf} \cdot f_{yd} / s_f \geq v_{ED} \cdot h_f / \cot\theta_f$$

$$A_{sf} \geq (v_{ED} \cdot h_f \cdot s_f) / (f_{yd} \cdot \cot\theta_f) =$$

$$= (0,36 \text{ kN/cm}^2 \cdot 6,2 \text{ cm} \cdot 10 \text{ cm}) / (43,5 \text{ kN/cm}^2 \cdot \cot 45^\circ) =$$

$$= 0,52 \text{ cm}^2 / 10 \text{ cm} = 5,2 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

vzamem armaturno mrežo 2 x Q 385 (armaturne palice mreže so na razdalji  $s_f = 10\text{cm}$ ).

$$A_{sf,dej} = 7,8 \text{ kN/cm}^2 / m \geq A_{sf,potr} = 5,2 \text{ cm}^2 / m$$

Pogoj za minimalno armaturo v betonski plošči:

$$A_{s,min} \geq 0,002 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 6,2 \text{ cm} = 1,24 \text{ cm}^2/m$$

$$A_{sf,dej} = 7,8 \text{ kN/cm}^2 \geq A_{s,min} = 1,24 \text{ cm}^2/m$$

### **Pogoj za enakomerno razporeditev moznikov**

$$M_{pl,rd} / M_{plj,rd} = 420,3 \text{ kNm} / 223,0 \text{ kNm} = 1,9 \leq 2,5$$

$M_{pl,rd} = 420,3 \text{ kNm}$  – nosilnost sovprežnega nosilca

$M_{plj,rd} = 223,0 \text{ kNm}$  – nosilnost jeklenega nosilca

Ker računam nosilnost sovprežnega prereza po teoriji plastičnosti, so lahko mozniki razporejeni enakomerno (pogoj za to je zagotovljena duktilnost moznikov).

### **Zunanji okvirji:**

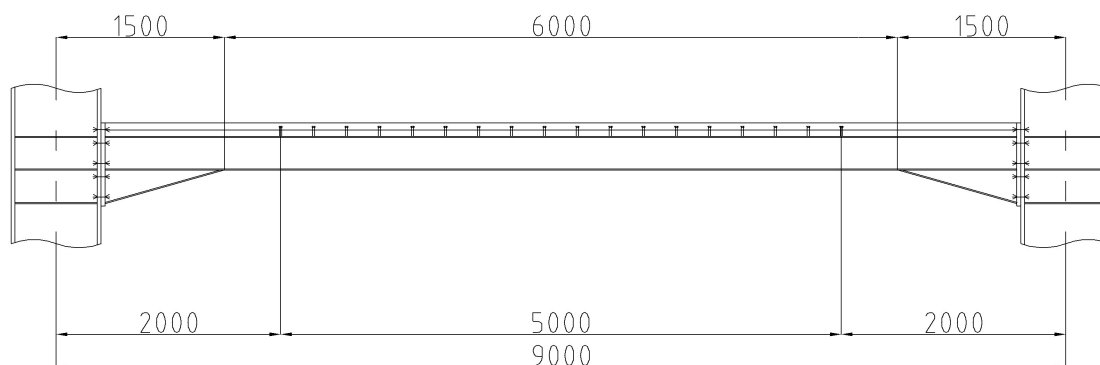
Sovprežna povezava med jeklenim nosilcem in betonsko ploščo je zagotovljena samo v območju pozitivnih momentov (srednjih 5,0 m), jekleni nosilec je IPE 300 S 235 J0.

Kontrolo mejnega stanja nosilnosti v območjih, kjer ni zagotovljene sovprežne povezave med jeklenim nosilcem in sovprežno ploščo izvršim s programom RSTAB po SIST EN 1993-1-1. (glej izpis statičnega izračuna – kontrola nosilnosti zunanjih okvirjev v končnem stanju).

Nosilec IPE 300* S 235:	$0,55 \leq 1,0$
Vuta nosilca IPE 300 S 235:	$0,63 \leq 1,0$
Notranji steber HEB 800 S 355:	$0,20 \leq 1,0$
Zunanji steber HEB 800 S 355:	$0,11 \leq 1,0$
Strešni nosilec IPE 270 S 355:	$0,38 \leq 1,0$

OPOMBA: IPE 300\* – del prečke, kjer ni zagotovljeno sovprežje.

Jekleni elementi notranjih prečnih okvirjev zadoščajo pogojem mejnega stanja nosilnosti v končnem stanju, dimenzioniranje sovprežne prečke izvedem posebej.



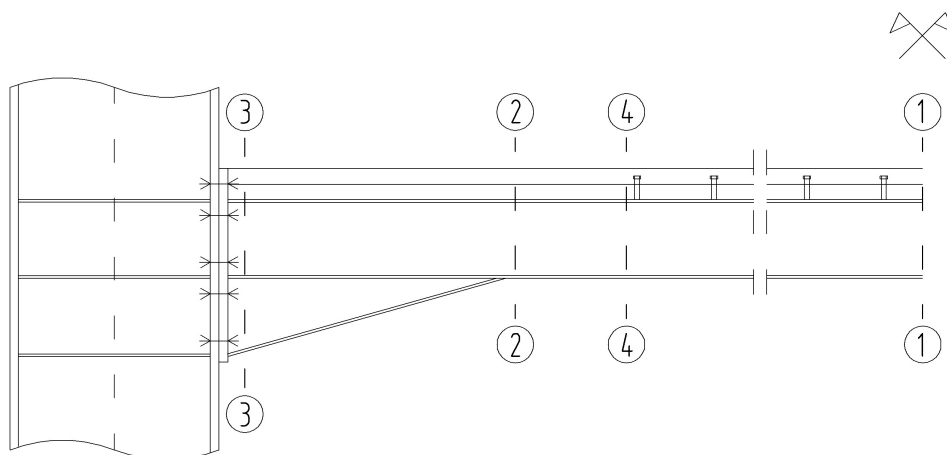
Slika 31: Skica sovprežnih prečk zunanjih okvirjev

Pri kontroli mejnega stanja nosilnosti preverim nosilnost sovprežnih prečnih prerezov na naslednje kriterije izgube nosilnosti ali stabilnosti:

- izračun nosilnosti na upogib
- izračun strižne nosilnosti
- izračun vzdolžne strižne nosilnosti plošče

Kritični prečni prerezi prečk pri dimenzioniranju:

(kontrola nosilnosti prečke v prerezih 3-3 in 4-4 kjer ni sovprežja je izvedena v prejšni točki.)



Slika 32: Kritični prerezi pri dimenzioniranju

Ker imamo duktilne možnike in ker je jeklen prečni prerez nosilca v 1. razredu kompaktnosti lahko nosilnost kritičnega prečnega prereza v sredini razpona preračunam po plastični teoriji. Zagotovljena je popolna strižna povezava med jeklenim nosilcem in betonsko ploščo (popolna sovprežnost).



### Nosilnost sovprežnega nosilca na upogib:

$$\max M_{ed,1-1} = 113,8 \text{ kNm}$$

Določitev položaja nevtralne osi:

$b_{eff} \cdot h_c \cdot 0,85 \cdot f_{cd} \geq A_j \cdot f_{yd}$  – nevtralna os se nahaja v betonski plošči

$A_j \cdot f_{yd} > b_{eff} \cdot h_c \cdot 0,85 \cdot f_{cd} \geq (A_j - 2 \cdot b \cdot t_f) \cdot f_{yd}$  – nevtralna os se nahaja v zgornji pasnici

$b_{eff} \cdot h_c \cdot 0,85 \cdot f_{cd} < (A_j - 2 \cdot b \cdot t_f) \cdot f_{yd}$  – nevtralna os se nahaja v stojini jeklenega nosilca

$$A_j \cdot f_{yd} = 53,8 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2 = 1264,3 \text{ kN}$$

$$b_{eff} \cdot h_c \cdot 0,85 \cdot f_{cd} = 67,5 \text{ cm} \cdot 6,2 \text{ cm} \cdot 0,85 \cdot 1,667 \text{ kN/cm}^2 = 592,8 \text{ kN}$$

$$(A_j - 2 \cdot b \cdot t_f) \cdot f_{yd} = (53,8 \text{ cm}^2 - 2 \cdot 15,0 \text{ cm} \cdot 1,08 \text{ cm}) \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2 = 502,8 \text{ kN}$$

$$A_j \cdot f_{yd} = 1264,3 \text{ kN} > b_{eff} \cdot h_c \cdot 0,85 \cdot f_{cd} = 592,8 \text{ kN} \geq (A_j - 2 \cdot b \cdot t_f) \cdot f_{yd} = 502,8 \text{ kN}$$

Nevtralna os se nahaja v zgornji pasnici jeklenega nosilca

$$x_{pl} = h + A_j / (2 \cdot b) - (b_{eff} \cdot h_c \cdot 0,85 \cdot f_{cd}) / (2 \cdot b \cdot f_{yd}) =$$

$$= 12 \text{ cm} + 53,8 \text{ cm}^2 / (2 \cdot 15,0 \text{ cm}) -$$

$$- (67,5 \text{ cm} \cdot 6,2 \text{ cm} \cdot 0,85 \cdot 1,67 \text{ kN/cm}^2) / (2 \cdot 15,0 \text{ cm} \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2) = 13,0 \text{ cm}$$

$$h = 12 \text{ cm}$$

h – debelina betonske plošče (skupaj z profiliranim delom pločevine)

$$h_c = 6,2 \text{ cm}$$

h<sub>c</sub> – debelina betonske plošče nad profiliranim delom pločevine

$$h_p = 5,8 \text{ cm}$$

h<sub>p</sub> – debelina profiliranega dela jeklene pločevine

$$M_{pl,rd} = A_j \cdot f_{yd} \cdot (h_j - x_{pl} + h) / 2 + b_{eff} \cdot h_c \cdot 0,85 \cdot f_{cd} \cdot (x_{pl} - h / 2) =$$

$$= 53,8 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2 \cdot (30,0 \text{ cm} - 13,0 \text{ cm} + 12 \text{ cm}) / 2 +$$

$$+ 67,5 \text{ cm} \cdot 6,2 \text{ cm} \cdot 0,85 \cdot 1,67 \text{ kN/cm}^2 \cdot (13,0 \text{ cm} - 12 \text{ cm} / 2) =$$

$$= 22500 \text{ kNcm} = 225,0 \text{ kNm}$$

$$\max M_{ed,1-1} = 113,8 \text{ kNm} \leq M_{pl,rd} = 225,0 \text{ kNm}$$

### Nosilnost sovprežnega nosilca na strig:

Privzamemo, da celotno prečno obtežbo prenese jekleni nosilec.

$$\max V_{ed,4-4} = 105,3 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} = A_v \cdot f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}) \quad \text{SIST EN 1994-1-1, točka 6.2.2.2}$$

$$A_v = A_j - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2r) \cdot t_f \quad \text{SIST EN 1993-1-1, točka 6.2.6 (3)}$$

$$A_v = 53,8 \text{ cm}^2 - 2 \cdot 15,0 \text{ cm} \cdot 1,08 \text{ cm} + (0,72 \text{ cm} + 2 \cdot 1,5 \text{ cm}) \cdot 1,08 \text{ cm} = 25,3 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,rd} = 25,3 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2 / (\sqrt{3} \cdot 1,0) = 343,3 \text{ kN}$$

$$\max V_{ed,4-4} = 105,3 \text{ kN} \leq V_{pl,rd} = 343,3 \text{ kN}$$

$$\max V_{ed,4-4} = 105,3 \text{ kN} \leq 0,5 \cdot V_{pl,rd} = 0,5 \cdot 343,3 \text{ kN} = 171,8 \text{ kN} - \text{ni interakcije med}$$

momentom in strižno silo

Ker je  $\max V_{ed} \leq 0,5 \cdot V_{pl,rd}$  ni potrebno upoštevati interakcije med upogibnim momentom in strižno silo (ker je strižna sila manjša od 50% strižne nosilnosti, se upogibna nosilnost ne zmanjša zaradi delovanja strižne sile).

### Kontrola strižnega izbočenja stojine

V kolikor je izpolnjen nasledni pogoj, ni potrebna dodatna kontrola izbočenja stojine zaradi strižne sile:

$$h_j / t_w \leq 72 \cdot \epsilon / \eta \quad \text{SIST EN 1993-1-1, točka 6.6.6. (6)}$$

$$\epsilon = (23,5 \text{ kN/cm}^2 / 23,5 \text{ kN/cm}^2)^{0,5} = 1,0$$

$$\eta = 1,0 \dots \text{konzervativna rešitev}$$

$$30,0 \text{ cm} / 0,72 \text{ cm} = 42,0 \leq 72 \cdot 1,0 / 1,0 = 72,0 - \text{ni potrebna nadaljna kontrola lokalnega}$$

izbočenja stojine zaradi strižne obremenitve

### Kontrola vzdolžne strižne nosilnosti plošče

Preveriti moramo dva karakteristična prereza (prerez a - a in b - b) - glej skico.

vzdolžna strižna napetost v betonu:

$$v_{ED} = \Delta F_d / (h_f \cdot \Delta x) \quad \text{SIST EN 1992-1-1, točka 6.2.4, slika 6.7}$$

$\Delta x$  – razdalja od prečnega prereza z maksimalnim momentom in prečnega prereza z momentom enakim 0.

$$\Delta x = 2,7 \text{ m}$$

$$N_{c,f} = n \cdot P_{rd} = 13,5 \cdot 45,3 \text{ kN} = 611,5 \text{ kN}$$

$N_{c,f}$  – je nosilnost betonske plošče na efektivni širini, upoštevamo da vzdolžni strig prevzame dve strižni ploskvi, del betona med rebri profilirane pločevine zanemarimo

$$\Delta F_d = N_{c,f} \text{ (samo ena strižna površina)}$$

$$\Delta F_d = 611,5 \text{ kN}$$

$$h_f = h - h_p = 12,0 \text{ cm} - 5,8 \text{ cm} = 6,2 \text{ cm}$$

$$v_{ED} = \Delta F_d / (h_f \cdot \Delta x) = 611,5 \text{ kN} / (6,2 \text{ cm} \cdot 270 \text{ cm}) = 0,36 \text{ kN/cm}^2$$

a.) Preprečitev drobljenja tlačnih diagonal v betonski pasnici

$$v_{ED} = 0,36 \text{ kN/cm}^2 \leq v \cdot f_{cd} \cdot \sin\theta_f \cdot \cos\theta_f \quad \text{SIST EN 1992-1-1 točka 6.22}$$

$$v = 0,6 \cdot (1 - f_{ck} / 250) \text{ za } f_{ck} \text{ v N/mm}^2$$

$$v = 0,6 \cdot (1 - 25 / 250) = 0,54$$

$$v_{ED} = 0,36 \text{ kN/cm}^2 \leq 0,54 \cdot 2,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,5 \cdot \sin 45^\circ \cdot \cos 45^\circ = 0,45 \text{ kN/cm}^2$$

b) Preprečitev plastifikacije strižne armature (ENV 1992-1-1 točka 6.21)

$$s_f = 10 \text{ cm}$$

$s_f$  – razdalja med armaturnimi palicami

$$A_{sf} \cdot f_{yd} / s_f \geq V_{ED} \cdot h_f / \cot\theta_f$$

$$A_{sf} \geq (V_{ED} \cdot h_f \cdot s_f) / (f_{yd} \cdot \cot\theta_f) =$$

$$= (0,36 \text{ kN/cm}^2 \cdot 6,2 \text{ cm} \cdot 10 \text{ cm}) / (43,5 \text{ kN/cm}^2 \cdot \cot 45^\circ) =$$

$$= 0,52 \text{ cm}^2 / 10 \text{ cm} = 5,2 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

vzamem armaturno mrežo 2 x Q 385 (armaturne palice mreže so na razdalji  $s_f = 10\text{cm}$ ).

$$A_{sf,dej} = 7,8 \text{ kN/cm}^2 / \text{m} \geq A_{sf,potr} = 5,2 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Pogoj za minimalno armaturo v betonski plošči:

$$A_{s,min} \geq 0,002 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 6,2 \text{ cm} = 1,24 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{sf,dej} = 7,8 \text{ kN/cm}^2 \geq A_{s,min} = 1,24 \text{ cm}^2/\text{m}$$

**Pogoj za enakomerno razporeditev moznikov**

$$M_{pl,rd} / M_{plj,rd} = 236,3 \text{ kNm} / 147,6 \text{ kNm} = 1,6 \leq 2,5$$

$M_{pl,rd} = 236,3 \text{ kNm}$  – nosilnost sovprežnega nosilca

$M_{plj,rd} = 147,6 \text{ kNm}$  – nosilnost jeklenega nosilca

Ker računam nosilnost sovprežnega prereza po teoriji plastičnosti, so lahko mozniki razporejeni enakomerno (pogoj za to je zagotovljena duktilnost moznikov).

**Kontrola prečnih okvirjev v mejnem stanju uporabnosti**

Kontrolo mejnega stanja uporabnosti izvršim s programom RSTAB, sovprežni prerez nadomestim z nadomestnim jeklenim prerezom z enako togostjo ( $I_{id}$ ) in enakim prečnim prerezom ( $A_{id}$ ) kot so togost in prečni prerez sovprežnega nosilca v končnem stanju (glej izpis statičnega izračuna – kontrola nosilnosti okvirjev v končnem stanju).

### **Notranji okvirji:**

#### **Kontrola povosov sovprežnih prečk**

$$\max w = 17,8 \text{ mm} \leq L / 250 = 9000 \text{ mm} / 250 = 36,0 \text{ mm}$$

Vpliv krčenja betona na povos sovprežnih prečk

$$L_{\text{sovp}} / (h_j + h_p) = 500 \text{ cm} / (30 \text{ cm} + 12 \text{ cm}) = 12,0 \leq 20 - \text{vpliv krčenja betona na povos sovprežne prečke zanemarimo}$$

$$L_{\text{sovp}} = 5,0 \text{ m} = 500 \text{ cm}$$

Prečke notranjega okvirja zadoščajo pogojem mejnega stanja uporabnosti v končnem stanju.

#### **Kontrola povosov strešnih nosilcev**

$$\max w = 24,8 \text{ mm} \leq L / 250 = 9140 \text{ mm} / 250 = 36,6 \text{ mm}$$

#### **Kontrola relativnih horizontalnih pomikov etaž prečnih okvirjev**

$$d_1 = u_1 = 1,3 \text{ mm}$$

$$d_2 = u_2 - u_1 = 4,0 \text{ mm} - 1,3 \text{ mm} = 2,7 \text{ mm}$$

$$d_3 = u_3 - u_2 = 7,1 \text{ mm} - 4,0 \text{ mm} = 3,1 \text{ mm}$$

$$d_4 = u_4 - u_3 = 10,1 \text{ mm} - 7,1 \text{ mm} = 3,0 \text{ mm}$$

$$d_5 = u_5 - u_4 = 12,3 \text{ mm} - 10,1 \text{ mm} = 2,2 \text{ mm}$$

$$d_{\text{max}} = 3,1 \text{ mm} \leq h_{\text{etaže}} / 300 = 3200 \text{ mm} / 300 = 10,6 \text{ mm}$$

#### **Kontrola skupnega horizontalnega pomika prečnega okvirja**

$$d_{\text{cel}} = 15,9 \text{ mm} \leq h_{\text{cel}} / 500 = 22400 \text{ mm} / 500 = 44,8 \text{ mm}$$

Notranji prečni okvirji zadoščajo kriterijem mejnega stanja uporabnosti.

## Zunanji okvirji:

### Kontrola povosov sovprežnih prečk

$$\max w = 8,8 \text{ mm} \leq L / 250 = 9000 \text{ mm} / 250 = 36,0 \text{ mm}$$

Vpliv krčenja betona na povos sovprežnih prečk

$$L_{\text{sovp}} / (h_j + h_p) = 500 \text{ cm} / (30 \text{ cm} + 12 \text{ cm}) = 12,0 \leq 20 - \text{vpliv krčenja betona na povos sovprežne prečke zanemarimo}$$

$$L_{\text{sovp}} = 5,0 \text{ m} = 500 \text{ cm}$$

Prečke notranjega okvirja zadoščajo pogojem mejnega stanja uporabnosti v končnem stanju.

### Kontrola povosov strešnih nosilcev

$$\max w = 12,4 \text{ mm} \leq L / 250 = 9140 \text{ mm} / 250 = 36,6 \text{ mm}$$

### Kontrola relativnih horizontalnih pomikov etaž prečnih okvirjev

$$d_1 = u_1 = 0,5 \text{ mm}$$

$$d_2 = u_2 - u_1 = 1,6 \text{ mm} - 0,5 \text{ mm} = 1,1 \text{ mm}$$

$$d_3 = u_3 - u_2 = 2,8 \text{ mm} - 1,6 \text{ mm} = 1,2 \text{ mm}$$

$$d_4 = u_4 - u_3 = 4,0 \text{ mm} - 2,8 \text{ mm} = 1,2 \text{ mm}$$

$$d_5 = u_5 - u_4 = 4,8 \text{ mm} - 4,0 \text{ mm} = 0,8 \text{ mm}$$

$$d_{\max} = 1,2 \text{ mm} \leq h_{\text{etaže}} / 300 = 3200 \text{ mm} / 300 = 10,6 \text{ mm}$$

### Kontrola skupnega horizontalnega pomika prečnega okvirja

$$d_{\text{cel}} = 6,5 \text{ mm} \leq h_{\text{cel}} / 500 = 22400 \text{ mm} / 500 = 44,8 \text{ mm}$$

Zunanji prečni okvirji zadoščajo kriterijem mejnega stanja uporabnosti.

## 6 SEKUNDARNA SOVPREŽNA KONSTRUKCIJA

Sekundarna sovprežna konstrukcija je sestavljena iz sovprežene plošče in sekundarnih sovprežnih nosilcev, ki podpirajo sovprežno ploščo.

### 6.1 Sekundarni sovprežni nosilci

Osnovni podatki:

-razpon sekundarnega sovprežnega nosilca:	$L = 8,0 \text{ m}$
-razmik (raster) med sekundarnimi sovprežnimi nosilci:	$R = 3,0 \text{ m}$
-debelina betonske plošče z profilirano pločevino:	$h = 12 \text{ cm}$
-osnovni jekleni nosilec je IPE 240 kvalitete jekla S 355	

Sekundarni sovprežni nosilci so v fazi gradnje bočno podprti na rastru 2,0 m z začasnimi podporami, ki se po strditvi betona (28 dni) odstranijo. Profilirana pločevina se postavi pravokotno na jeklene nosice.

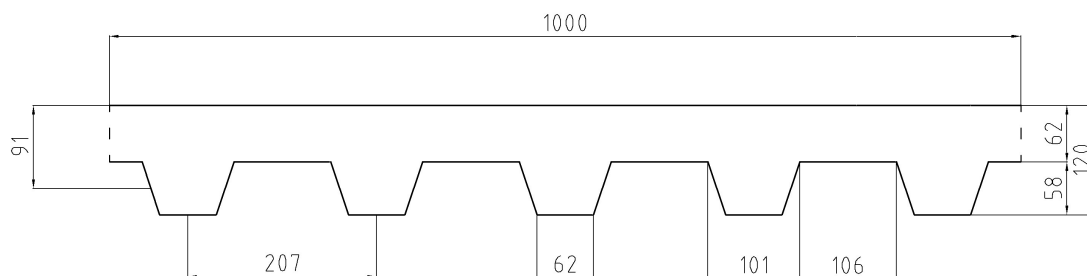
### Karakteristike prečnega prereza jeklenega nosilca IPE 240

Višina prereza	$h_j = 24,0 \text{ cm}$
Širina nosilca	$b = 12,0 \text{ cm}$
Debelina stojine	$t_w = 0,62 \text{ cm}$
Debelina pasnice	$t_f = 0,98 \text{ cm}$
Radij zaokrožitve	$r = 1,5 \text{ cm}$
Površina prereza	$A_j = 39,2 \text{ cm}^2$
Elastični odpornostni moment	$W_{el,y} = 324,0 \text{ cm}^3$
Plastični odpornostni moment	$W_{pl,y} = 366,0 \text{ cm}^3$

## Trapezna profilirana pločevina

Debelina trapezne pločevine  $t = 0,1 \text{ cm}$

Višina profilirane pločevine  $h_p = 5,8 \text{ cm}$   $b_2 = 10,1 \text{ cm}$   $e = 20,7 \text{ cm}$



Slika 33: Skica profilirane pločevine

## Mozniki

Premer moznikov

$d = 2,2 \text{ cm}$

Višina moznikov

$h_{sc} = 10,0 \text{ cm}$

Natezna trdnost moznikov

$f_u = 45 \text{ kN/cm}^2$

Skupno število moznikov

$n = 76$

Število moznikov po rebro profilirane pločevine

$n_r = 2$

## Karakteristike jekla S 355

$f_y = 35,5 \text{ kN/cm}^2$  – meja plastičnosti

$f_u = 51,0 \text{ kN/cm}^2$  – natezna trdnost

## Karakteristike armature S 500 v betonski plošči

$f_{yk} = 50,0 \text{ kN/cm}^2$  – meja plastičnosti

## Karakteristike betona C 25/30

SIST EN 1992-1-1, poglavje 3.1.3, tabela 3.1

$f_{ck} = 2,5 \text{ kN/cm}^2$  – karakteristična tlačna trdnost 28 dni starega betona

$E_{cm} = 3100 \text{ kN/cm}^2$  – srednja vrednost modula elastičnosti

$\epsilon_{cs} = 325 \cdot 10^{-6}$  – deformacija krčenja betona



## Parcialni varnostni faktorji

Stalna obremenitev –  $\gamma_G = 1,35$  SIST EN 1990

Spremenljiva obremenitev –  $\gamma_Q = 1,5$  SIST EN 1990

Nosilnost prečnega prereza –  $\gamma_{M0} = 1,0$

SIST EN 1993-1-1, poglavje 6.1.(1)

Stabilnosti elementov –  $\gamma_{M0} = 1,0$

SIST EN 1993-1-1, poglavje 6.1.(1)

Nosilnosti jeklenih veznih sredstev –  $\gamma_{M2} = 1,25$

SIST EN 1993-1-1, poglavje 6.1.(1)

Nosilnosti sovprežnih veznih sredstev –  $\gamma_V = 1,25$

SIST EN 1994-1-1, poglavje 6.6.3.1

Nosilnost betonskega prečnega prereza –  $\gamma_C = 1,5$

SIST EN 1992-1-1

### 6.1.1 Faza gradnje

Vse obtežbe v fazi gradnje prevzame jekleni nosilec IPE 240 S355 J0, potrebno je izvršiti naslednje kontole nosilnosti, stabilnosti in deformacij:

-klasifikacija prečnega prereza

-kontola nosilnosti kritičnih prerezov na strig in upogib ter njihovo interakcijo

-kontola jeklenega nosilca na bočno zvrnitev

Sekundarne nosilce v fazi gradnje bočno podprem na rastru 2,0 m z začasnimi podporami.

### Obtežbe v fazi gradnje

-lastna teža jeklenega nosilca (IPE 240):

$$g_j = 0,30 \text{ kN/m}$$

-lastna teža betonske plošče:

$$\text{-sveži armirani beton: } g_{AB} = 26 \text{ kN/m}^3$$

$$g_{AB} = 0,62 \cdot 0,12 \text{ m} \cdot 26 \text{ kN/m}^3 = 1,93 \text{ kN/m}^2$$

-obtežba med betoniranjem:

-kopičenje betona (območje 3 x 3m) 10% lastne teže betona:

$$g_{m1} = 0,10 \cdot 0,62 \cdot 0,12 \text{ m} \cdot 26 \text{ kN/m}^3 = 0,19 \text{ kN/m}^2 \geq 0,75 \text{ kN/m}^2$$

-izven območja kopičenja betona:

$$g_{m2} = 0,75 \text{ kN/m}^2$$

### **Obtežbe v fazi gradnje na posamezen sekundarni nosilec.**

-lastna teža jeklenega nosilca (IPE 240):

$$g_j = 0,30 \text{ kN/m}$$

-lastna teža betonske plošče:

$$g_{AB}' = g_{AB} \cdot 3,0 \text{ m} = 1,93 \text{ kN/m}^2 \cdot 3,0 \text{ m} = 5,8 \text{ kN/m}$$

-obtežba med betoniranjem:

-kopičenje betona (območje 3 x 3m) 10% lastne teže betona:

$$g_{m1}' = g_{m1} \cdot 3,0 \text{ m} = 0,75 \text{ kN/m}^2 \cdot 3,0 \text{ m} = 2,25 \text{ kN/m}$$

-izven območja kopičenja betona:

$$g_{m2}' = g_{m2} \cdot 3,0 \text{ m} = 0,75 \text{ kN/m}^2 \cdot 3,0 \text{ m} = 2,25 \text{ kN/m}$$

### **Obtežne kombinacije za obtežbe v fazi gradnje**

-mejno stanje nosilnosti:

$$1,35 \cdot (g_j + g_{AB}) + 1,5 \cdot (g_{m1} + g_{m2})$$

-mejno stanje uporabnosti:

$$1,0 \cdot (g_j + g_{AB}) + 1,0 \cdot (g_{m1} + g_{m2})$$

### **Kontrola mejnega stanja nosilnosti v fazi gradnje**

Kontrolo jeklenega nosilca v fazi gradnje izvršim s programom RSATB in izpišem končne rezultate kontrole nosilnosti in stabilnosti ter priložim izpis statičnega izračuna.

Sekundarni sovprežni nosilci so v fazi gradnje bočno podprti na rastru 2,0 m z začasnimi podporami, ki se po strditvi betona (28 dni) odstranijo.

-kontrola mejnega stanja nosilnosti (MSN):

$$\text{jekleni nosilec IPE 240 S 355} : 0,83 \leq 1,0$$

Sekundarni jekleni nosilec zadošča pogojem mejnega stanja nosilnosti med gradnjo.

## Kontrola mejnega stanja uporabnosti v fazi gradnje

Kontrolo jeklenega nosilca v fazi gradnje izvršim s programom RSATB in izpišem končne rezultate kontrole nosilnosti in stabilnosti ter priložim izpis statičnega izračuna

-celoten povos brez upoštevanja krčenja:

$$\max w = 5,46 \text{ cm} \leq L / 250 = 800 \text{ cm} / 250 = 3,20 \text{ cm}$$

Povos je prevelik, zato predpišem nadvišanje nosilca na sredini razpona za 3,0 cm.

-celoten povos z upoštevanjem nadvišanja

$$\max w = 5,46 \text{ cm} - 3,0 \text{ cm} = 2,46 \text{ cm} \leq L / 250 = 800 \text{ cm} / 250 = 3,20 \text{ cm}$$

Sekundarni jekleni nosilec, ki je nadvišan za 3,0 cm zadošča pogojem mejnega stanja uporabnosti med gradnjo.

### 6.1.2 Končno stanje

Celotno obtežbo v končnem stanju po otrditvi betona prevzame sovprežni nosilec, potrebno je izvršiti naslednje kontrole nosilnosti, stabilnosti in deformacij:

Obtežbe v končnem stanju

-lastna teža jeklenega nosilca (IPE 240):

$$g_j = 0,30 \text{ kN/m}$$

-lastna teža medetažne konstrukcije:

-sovprežna betonska plošča:  $g_{AB} = 0,62 \cdot 0,12 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 1,86 \text{ kN/m}^2$

-zaključni sloj:  $g_{zs} = 0,1 \text{ kN/m}^2$

-cementni estrih:  $g_{ce} = 0,05 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 1,25 \text{ kN/m}^2$

-inštalacije:  $g_i = 0,1 \text{ kN/m}^2$

-spuščeni strop s toplotno izolacijo:  $g_{sp} = 0,1 \text{ kN/m}^2$

-SKUPAJ:  $g_{me} = \underline{3,4 \text{ kN/m}^2}$

-obtežba lahkih predelnih sten:  $q_{ps} = 0,5 \text{ kN/m}^2$

-koristna obtežba etaže:  $q = 3,0 \text{ kN/m}^2$

### **Obtežbe v končnem stanju na posamezen sovprežen nosilec**

Sovprežni nosilci so razporejeni na rasterju 3,0 m.

-lastna teža jeklenega nosilca (IPE 240):

$$g_j = 0,30 \text{ kN/m}$$

-lastna teža medetažne konstrukcije:

$$g_{me}' = g_{me} \cdot 3,0 \text{ m} = 3,4 \text{ kN/m}^2 \cdot 3,0 \text{ m} = 10,2 \text{ kN/m}$$

-obtežba lahkih predelnih sten:

$$q_{ps}' = q_{ps} \cdot 3,0 \text{ m} = 0,5 \text{ kN/m}^2 \cdot 3,0 \text{ m} = 1,5 \text{ kN/m}$$

-koristna obtežba etaže:

$$q' = q \cdot 3,0 \text{ m} = 3,0 \text{ kN/m}^2 \cdot 3,0 \text{ m} = 9,0 \text{ kN/m}$$

### **Obtežne kombinacije za končno stanje**

-mejno stanje nosilnosti:

$$\begin{aligned} q_{Ed} &= 1,35 \cdot (g_j + g_{me}') + 1,5 \cdot (q_{ps}' + q') = \\ &= 1,35 \cdot (0,30 \text{ kN/m} + 10,2 \text{ kN/m}) + 1,5 \cdot (1,5 \text{ kN/m} + 9,0 \text{ kN/m}) = 30,0 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

-mejno stanje uporabnosti:

$$\begin{aligned} q_1 &= 1,0 \cdot (g_j + g_{me}') + 1,0 \cdot (q_{ps}' + q') = \\ &= 1,0 \cdot (0,30 \text{ kN/m} + 10,2 \text{ kN/m}) + 1,0 \cdot (1,5 \text{ kN/m} + 9,0 \text{ kN/m}) = 21,0 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_2 &= 1,0 \cdot (q_{ps}' + q') = \\ &= 1,0 \cdot (1,5 \text{ kN/m} + 9,0 \text{ kN/m}) = 10,5 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

## Klasifikacija prečnega prereza

SIST EN 1993-1-1, poglavje 5.2

$$\epsilon = (235 / f_y)^{0,5} = (23,5 \text{ kN/cm}^2 / 35,5 \text{ kN/cm}^2)^{0,5} = 0,81$$

Pasnica – zunanji element SIST EN 1993-1-1, poglavje 5.2, tabela 5.2, del 2/3

$$c = (b - t_w - 2 \cdot r) / 2$$

$$c = (12,0 \text{ cm} - 0,62 \text{ cm} - 2 \cdot 1,5 \text{ cm}) / 2 = 4,2 \text{ cm}$$

$$c / t_f = 4,2 \text{ cm} / 0,98 \text{ cm} = 4,3$$

$$c / t_f = 4,3 \leq 9 \cdot \epsilon = 9 \cdot 0,81 = 7,3 \dots \text{ pasnica je v 1. razredu kopaktnosti}$$

Stojina – notranji element v upogibu SIST EN 1993-1-1, poglavje 5.2, tabela 5.2, del 1/3

$$c = h - 2 \cdot t_f - 2 \cdot r$$

$$c = 24,0 \text{ cm} - 2 \cdot 0,98 \text{ cm} - 2 \cdot 1,5 \text{ cm} = 19,0 \text{ cm}$$

$$c / t_w = 19,0 \text{ cm} / 0,62 \text{ cm} = 30,6$$

$$c / t_w = 30,6 \leq 72 \cdot \epsilon = 72 \cdot 0,81 = 58,3 \dots \text{ stojina je v 1.razredu kopaktnosti}$$

Prečni prerez je v 1. razredu kompaktnosti

## Efektivna sodelujoča širina betonske plošče

Efektivna širina betonske plošče v sredini razpona (merodajen prečni prerez) je določena v skladu s SIST EN 1994-1-1, slika 5.1

$$b_{\text{eff},1} = b_0 + \sum b_{ei}$$

$b_0$  – razmak končnih moznikov v prečni smeri, v našem primeru je  $b_0 = 0$

$b_{ei}$  – efektivna širina betonske pasnice z vsake strani stojine, določena je z izrazom

$b_{ei} = L_e/8$ , vendar mora veljati  $b_{ei} \leq b_i$ ,  $b_i$  je razdalja med sovprežnimi nosilci – v našem primeru je  $b_i = 3,0 \text{ m}$ .

$$L_e = L = 800 \text{ cm}$$

$$b_{\text{eff},1} = L_e / 8 = 800 \text{ cm} / 8 = 100 \text{ cm}$$

$$b_{\text{eff}} = 2 \cdot b_{\text{eff},1} = 2 \cdot 100 \text{ cm} = 200 \text{ cm}$$

$$b_{\text{eff}} = 200 \text{ cm} = 2,0 \text{ m} \leq b_i = 3,0 \text{ m}$$

### **Računska strižna odpornost moznikov z glavo**

Računska strižna nosilnost moznikov z glavo  $P_{Rd}$  je v skladu s SIST EN 1994-1-1, točka 6.6.3.1 določena:

$$P_{Rd} = k_t \cdot \min(P_{Rd1}, P_{Rd2})$$

$P_{Rd1}$  – merodajna je strižna nosilnost moznika

$P_{Rd1}$  – merodajna je nosilnost betona

$$P_{Rd1} = 0,8 \cdot f_u \cdot (\pi \cdot d^4 / 4) / \gamma_v =$$

$$P_{Rd1} = 0,8 \cdot 45 \text{ kN/cm}^2 \cdot (3,14 \cdot (2,2 \text{ cm})^2 / 4) / 1,25 = 109,4 \text{ kN}$$

$$P_{Rd2} = 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot (f_{ck} \cdot E_{cm})^{0,5} / \gamma_v$$

$$P_{Rd2} = 0,29 \cdot 1 \cdot (2,2 \text{ cm})^2 \cdot (2,5 \text{ kN/cm}^2 \cdot 3100 \text{ kN/cm}^2)^{0,5} / 1,25 = 98,8 \text{ kN}$$

$$h_{sc} / d = 100 \text{ mm} / 22 \text{ mm} = 4,5 \geq 4 \dots \alpha = 1$$

$k_t$  – redukcijski faktor (SIST EN 1994-1-1, točka 6.6.4.2, tabela 6.2)

$$k_t = 0,7 / n_r^{0,5} \cdot (b_o / h_p) \cdot (h_{sc} / h_p - 1) =$$

$$= 0,7 / 2^{0,5} \cdot (8,2 \text{ cm} / 5,8 \text{ cm}) \cdot (10,0 \text{ cm} / 5,8 \text{ cm} - 1) = 0,50$$

$$k_t = 0,50 \leq k_{\text{max}} = 0,75$$

$n_r = 2$  – predpišem 2 moznika po vsakem rebbru profilirane pločevine

$$b_o = (b_1 + b_2) / 2 = (6,2 \text{ cm} + 10,1 \text{ cm}) = 8,2 \text{ cm}$$

$$P_{Rd} = k_t \cdot \min(P_{Rd1}, P_{Rd2})$$

$$P_{Rd} = 0,50 \cdot \min(109,4 \text{ kN}, 98,8 \text{ kN}) = 0,50 \cdot 98,8 \text{ kN} = 49,4 \text{ kN}$$

### Izračun nivoja strižne povezave

Nivo strižne povezave se določi v skladu s SIST EN 1994-1-1, točka 6.2.1.3(3):

$$\eta = N_c / N_{c,f}$$

$N_c$  – računska vrednost tlačne sile v sodelujoči širini betonske plošče

$N_{c,f}$  – računska vrednost tlačne sile v sodelujoči širini betonske plošče z popolno strižno povezavo z jeklenim nosilcem

$$A_c = b_{\text{eff}} \cdot h_c$$

$$A_c = 200 \text{ cm} \cdot 6,2 \text{ cm} = 1240 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} N_{c,f} &= 0,85 \cdot A_c \cdot f_{cd} = 0,85 \cdot A_c \cdot f_{ck} / \gamma_c \\ &= 0,85 \cdot 1240 \text{ cm}^2 \cdot 2,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,5 = 1756,8 \text{ kN} \end{aligned}$$

Računska vrednost tlačne sile v sodelujoči širini betonske plošče je omejena z nosilnostjo moznikov:

$$N_c = 0,5 \cdot n_{sk} \cdot P_{Rd} = 0,5 \cdot 76 \cdot 49,4 \text{ kN} = 1877,2 \text{ kN}$$

$$\eta = 1877,2 \text{ kN} / 1756,8 \text{ kN} = 1,068 \geq 1,0$$

V nadaljevanju upoštevam  $\eta = 1,0$  (popolno sovprežje)

Vzamem 76 čepov (čepi so lahko rasporejeni na medsebojni razdalji 20,7 cm – rebra profilirane pločevine so na rastru 207 mm, mozniki se enakomerno porazdelijo po celi dolžini sovprežnega nosilca, v vakem rebro se pritrdita dva moznika na jekleni nosilec.

$$\eta_{izk} = 1 / \eta = 1 / 1,068 = 0,936$$

Za doseganje polne sovprežnosti med betonom in sekundarnim jeklenim nosilcem je potrebna 93,6 % izkoriščenost računске strižne nosilnosti moznikov.

### **Kontrola nivoja strižne povezave mad jeklenim nosilcem in betonsko ploščo**

Minimalni nivo strižne povezave je določena v skladu s SIST EN 1994-1-1, točka 6.6.1.2

$$\eta_{\min} = 1 - (355 / f_y) \cdot (0,75 - 0,03 \cdot L_e), \quad L_e \leq 25$$

$L_e$  – oddaljenost med točkama, kjer je pozitivni upogibni moment enak 0.

$$L_e = 8,0 \text{ m}$$

$$\eta_{\min} = 1 - (35,5 \text{ kN/cm}^2 / 35,5 \text{ kN/cm}^2) \cdot (0,75 - 0,03 \cdot 8,0 \text{ m}) = 0,48$$

$$\eta = 1,0 \geq \eta_{\min} = 0,48$$

### **Kontrola sovprežnega nosilca v mejnem stanju nosilnosti**

Pri kontroli mejnega stanja nosilnosti (MSN) preverim nosilnost prečnih prerezov na naslednje kriterije izgube nosilnosti ali stabilnosti:

- izračun nosilnosti na upogib
- izračun strižne nosilnosti
- izračun vzdolžne strižne nosilnosti plošče

### **Notranje sile v mejnem stanju nosilnosti**

$$\max M_{Ed} = q_{Ed} \cdot L^2 / 8 = 30,0 \text{ kN/m} \cdot (8,0 \text{ m})^2 / 8 = 240 \text{ kNm}$$

$$\max V_{Ed} = q_{Ed} \cdot L / 2 = 30,0 \text{ kN/m} \cdot 8,0 \text{ m} / 2 = 120 \text{ kN}$$

Vzdolžne sile v jeklenem prerezu se dobi po SIST EN 1994-1-1, točka 6.6.1.2 in 6.2.1.3 z izrazom:

$$N_{pl,rd} = A_j \cdot f_j / \gamma_{M0} = 39,2 \text{ cm}^2 \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0 = 1392,0 \text{ kN}$$

$$N_{pl,rd} = 1392,0 \text{ kN} \leq \eta \cdot N_{c,f} = 1,0 \cdot 1756,8 \text{ kN} = 1756,8 \text{ kN}$$

Ker imamo duktilne možnosti in ker je jeklen prečni prerez nosilca v 1. razredu kompaktnosti lahko nosilnost kritičnega prečnega prereza v sredini razpona preračunam po plastični teoriji, ker je doseženo samo delno sovprežje namesto popolnega moramo v betonski pasnici upoštevati reducirano tlačno silo  $N_c$  namesto  $N_{c,f}$ .



### Nosilnost sovprežnega nosilca na upogib:

$$\max M_{Ed} = 240 \text{ kNm}$$

Določitev položaja nevtralne osi:

$b_{eff} \cdot h_c \cdot 0,85 \cdot f_{cd} \geq A_j \cdot f_{yd}$  – nevtralna os se nahaja v sovprežni plošči

$A_j \cdot f_{yd} > b_{eff} \cdot h_c \cdot 0,85 \cdot f_{cd} \geq (A_j - 2 \cdot b \cdot t_f) \cdot f_{yd}$  – nevtralna os se nahaja v zgornji pasnici

$b_{eff} \cdot h_c \cdot 0,85 \cdot f_{cd} < (A_j - 2 \cdot b \cdot t_f) \cdot f_{yd}$  – nevtralna os se nahaja v stojini jeklenega nosilca

$$A_j \cdot f_{yd} = 39,2 \text{ cm}^2 \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2 = 1391,6 \text{ kN}$$

$$b_{eff} \cdot h_c \cdot 0,85 \cdot f_{cd} = 1,0 \cdot 200 \text{ cm} \cdot 6,2 \text{ cm} \cdot 0,85 \cdot 1,667 \text{ kN/cm}^2 = 1756,8 \text{ kN}$$

$$(A_j - 2 \cdot b \cdot t_f) \cdot f_{yd} = (39,2 \text{ cm}^2 - 2 \cdot 12,0 \text{ cm} \cdot 0,98 \text{ cm}) \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2 = 556,4 \text{ kN}$$

$$b_{eff} \cdot h_c \cdot 0,85 \cdot f_{cd} = 1756,8 \text{ kN} \geq A_j \cdot f_{yd} = 1391,6 \text{ kN}$$

Nevtralna os se nahaja v sovprežni plošči

$$N_{pl,Rd} = A_j \cdot f_{yd} = b_{eff} \cdot h_c \cdot 0,85 \cdot f_{cd} + 2 \cdot b \cdot (x_{pl} - h_c - h_p) \cdot f_{yd}$$

$$x_{pl} = (A_j \cdot f_{yd} - b_{eff} \cdot h_c \cdot 0,85 \cdot f_{cd}) / (2 \cdot b \cdot f_{yd}) + h_c + h_p$$

$$\begin{aligned} x_{pl} &= (39,2 \text{ cm}^2 \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2 - 200 \text{ cm} \cdot 6,2 \text{ cm} \cdot 0,85 \cdot 1,667 \text{ kN/cm}^2) / \\ &\quad / (2 \cdot 12,0 \text{ cm} \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2) + 6,2 \text{ cm} + 5,8 \text{ cm} = \\ &= 11,6 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{pl,Rd} &= A_j \cdot f_{yd} \cdot (0,5 \cdot h_j + 0,5 \cdot h_c + h_p) - 0,5 \cdot (A_j \cdot f_{yd} - b_{eff} \cdot h_c \cdot 0,85 \cdot f_{cd}) \cdot (x_{pl} + h_p) = \\ &= 39,2 \text{ cm}^2 \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2 \cdot (0,5 \cdot 24,0 \text{ cm} + 0,5 \cdot 6,2 \text{ cm} + 5,8 \text{ cm}) - \\ &\quad - 0,5 \cdot (39,2 \text{ cm}^2 \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2 - 200 \text{ cm} \cdot 6,2 \text{ cm} \cdot 0,85 \cdot 1,667 \text{ kN/cm}^2) \cdot \\ &\quad \cdot (11,6 \text{ cm} + 5,8 \text{ cm}) = 32263 \text{ kNcm} = \\ &= 322,6 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\max M_{Ed} = 240 \text{ kNm} \leq M_{pl,Rd} = 322,6 \text{ kNm}$$

### Nosilnost sovprežnega nosilca na strig:

Privzamemo, da celotno prečno obtežbo prenese jekleni nosilec.

$$V_{pl,Rd} = A_v \cdot f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$$

SIST EN 1994-1-1, točka 6.2.2.2

$$A_v = A_j - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2r) \cdot t_f$$

SIST EN 1993-1-1, točka 6.2.6 (3)

$$A_v = 39,2 \text{ cm}^2 - 2 \cdot 12,0 \text{ cm} \cdot 0,98 \text{ cm} + (0,62 \text{ cm} + 2 \cdot 1,5 \text{ cm}) \cdot 0,98 \text{ cm} = 19,3 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,rd} = 19,3 \text{ cm}^2 \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2 / (\sqrt{3} \cdot 1,0) = 395,6 \text{ kN}$$

$$\max V_{ed,2-2} = 120 \text{ kN} \leq V_{pl,rd} = 395,6 \text{ kN}$$

$$\max V_{ed,2-2} = 120 \text{ kN} \leq 0,5 \cdot V_{pl,rd} = 197,8 \text{ kN} - \text{ni interakcije med momentom in strižno silo}$$

Ker je  $\max V_{ed} \leq 0,5 \cdot V_{pl,rd}$  ni potrebno upoštevati interakcije med upogibnim momentom in strižno silo (ker je strižna sila manjša od 50% strižne nosilnosti, se upogibna nosilnost ne zmanjša zaradi delovanja strižne sile).

### **Kontrola strižnega izbočenja stojine**

V kolikor je izpolnjen nasledni pogoj, ni potrebna dodatna kontrola izbočenja stojine zaradi strižne sile:

$$h_j / t_w \leq 72 \cdot \epsilon / \eta \quad \text{SIST EN 1993-1-1, točka 6.6.6. (6)}$$

$$\epsilon = (23,5 \text{ kN/cm}^2 / 35,5 \text{ kN/cm}^2)^{0,5} = 0,81$$

$$\eta = 1,0 \dots \text{konzervativna rešitev}$$

$$24,0 \text{ cm} / 0,62 \text{ cm} = 38,8 \leq 72 \cdot 0,81 / 1,0 = 58,3 - \text{ni potrebna nadaljna kontrola lokalnega izbočenja stojine zaradi strižne obremenitve}$$

### **Kontrola vzdolžne strižne nosilnosti plošče**

Preveriti moramo dva karakteristična prereza (prerez a-a in b-b) - glej skico v SIST EN

Vzdolžna strižna napetost v primeru plastične nosilnosti prereza:

$$v_{ED} = \Delta F_d / (h_f \cdot \Delta x) \quad \text{SIST EN 1992-1-1, točka 6.2.4, slika 6.7}$$

$\Delta x$  – razdalja od prečnega prereza z maksimalnim momentom in prečnega prereza z momentom enakim 0.

$$\Delta x = L / 2 = 8,0 \text{ m} / 2 = 4,0 \text{ m}$$

$$\Delta F_d = N_c / 2 = 1756,8 \text{ kN} / 2 = 878,4 \text{ kN}$$

$$h_f = h_c = 6,2 \text{ cm}$$

$$v_{ED} = 878,4 \text{ kN} / (6,2 \text{ cm} \cdot 400 \text{ cm}) = 0,35 \text{ kN/cm}^2$$

Za preprečitev drobljenja tlačnih diagonal v betonski pasnici mora biti izpolnjen pogoj:

$$v_{ED} = 0,35 \text{ kN/cm}^2 \leq v \cdot f_{cd} \cdot \sin\theta_f \cdot \cos\theta_f \quad \text{SIST EN 1992-1-1 točka 6.22}$$

$$v = 0,6 \cdot (1 - f_{ck} / 250) \text{ za } f_{ck} \text{ v N/mm}^2$$

$$v = 0,6 \cdot (1 - 25 / 250) = 0,54$$

$$v_{ED} = 0,35 \text{ kN/cm}^2 \leq 0,54 \cdot 2,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,5 \cdot \sin 30^\circ \cdot \cos 30^\circ = 0,39 \text{ kN/cm}^2$$

Za preprečitev plastifikacije prečne armature armature mora biti izpolnjen naslednji pogoj:

$$A_{sf} \cdot f_{yd} / s_f \geq v_{ED} \cdot h_f / \cot\theta_f \quad \text{ENV 1992-1-1 točka 6.21}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_a = 50 \text{ kN/cm}^2 / 1,15 = 43,5 \text{ kN/cm}^2$$

$$s_f = 10 \text{ cm (razdalja med armaturnimi palicami)}$$

$$h_f = h_c = 6,2 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} A_{sf} &\geq (v_{ED} \cdot h_f \cdot s_f) / (f_{yd} \cdot \cot\theta_f) = \\ &= (0,35 \text{ kN/cm}^2 \cdot 6,2 \text{ cm} \cdot 10 \text{ cm}) / (43,5 \text{ kN/cm}^2 \cdot \cot 30^\circ) = \\ &= 0,29 \text{ cm}^2 / 10 \text{ cm} = 2,9 \text{ cm}^2 / \text{m} \end{aligned}$$

vzamem armaturno mrežo Q 385 (armaturne palice mreže so na razdalji  $s_f = 10\text{cm}$ ).

$$A_{sf,dej} = 3,85 \text{ kN/cm}^2 / \text{m} \geq A_{sf,potr} = 2,9 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$A_{s,min} \geq 0,002 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 6,2 \text{ cm} = 1,24 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{sf,dej} = 3,85 \text{ kN/cm}^2 / \text{m} \geq A_{s,min} = 1,24 \text{ cm}^2/\text{m}$$

### **Pogoj za enakomerno razporeditev moznikov**

$$M_{pl,rd} / M_{plj,rd} = 322,6 \text{ kNm} / 115,0 \text{ kNm} = 2,8 \geq 2,5$$

$M_{pl,rd} = 322,6 \text{ kNm}$  – nosilnost sovprežnega nosilca

$M_{plj,rd} = 115,0 \text{ kNm}$  – nosilnost jeklenega nosilca

Pogoj za enakomerno razporeditev moznikov je sicer nekoliko prekoračen, vendar ker prekoračitev ni prevelika (cca 12%) vseeno predpišem enakomerno razporeditev moznikov (zaradi geometrijskih pogojev – mozniki so lahko postavljeni samo v rebrih profilirane pločevine, ki so postavljena pravokotno na sekundarni sovprežni nosilec, druge izbire praktično ni – enakomerna porazdelitev moznikov je pogojena z postavitvijo profilirane pločevine oziroma njenih reber).

### **Dodatni geometrijski pogoji pri razporeditvi moznikov**

Prečna razdalja med dvema moznikoma v enem rebri je

$$e_{st} \geq 2,5 \cdot d = 2,5 \cdot 2,2 \text{ cm} = 5,5 \text{ cm}$$

$$\text{vzamem } e_{st} = 6,0 \text{ cm} \geq 5,5 \text{ cm}$$

Dodatni pogoj se nanaša na minimalno razdaljo  $e_D$  (oddaljenost od roba nosilca)

$$e_D = (b - e_{st}) / 2 = (12,0 \text{ cm} - 6,0 \text{ cm}) / 2 = 3,0 \text{ cm}$$

$$e_D = 3,0 \text{ cm} \leq 22 \cdot t_f \cdot (235 / f_y)^{0,5} = 22 \cdot 0,98 \text{ cm} \cdot (23,5 \text{ kN/cm}^2 / 35,5 \text{ kN/cm}^2)^{0,5} = 17,5 \text{ cm}$$

Vzdolžna razdalja med dvema moznikoma

$$e \geq 5 \cdot d = 5 \cdot 2,2 \text{ cm} = 11,0 \text{ cm}$$

$$e = 20,7 \text{ cm} \geq 5 \cdot d = 11,0 \text{ cm}$$

## Kontrola sovprežnega nosilca v mejnem stanju uporabnosti

### Geometrijske karakteristike jeklenega nosilca

IPE 240 (S 355 J0)

$$I_j = 3892 \text{ cm}^4$$

$$A_j = 39,2 \text{ cm}^2$$

### Geometrijske karakteristike sovprežnega nosilca

Rebra profilirane pločevine pravokotno na jeklene nosilce, zanemarim del betona med profilirano pločevino.

$$A_b = b_{\text{eff}} \cdot (h_c - h_p) = 200 \text{ cm} \cdot (12 \text{ cm} - 5,8 \text{ cm}) = 1240 \text{ cm}^2$$

$$I_b = b_{\text{eff}} \cdot (h_c - h_p)^3 / 12 = 200 \text{ cm} \cdot (12 \text{ cm} - 5,8 \text{ cm})^3 / 12 = 3972,2 \text{ cm}^4$$

$$b_{\text{eff}} = 200 \text{ cm}$$

$$n_0 = E_j / E_{\text{cm}} = 21000 \text{ kN/cm}^2 / 3100 \text{ kN/cm}^2 = 6,78$$

$$n_{\infty} = 2 \cdot n_0 = 2 \cdot 6,78 = 13,56 \text{ (poenostavitev za stavbe, ki niso namenjene skladiščenju)}$$

$$A_{\text{id}} = A_j + A_b / n_{\infty} = 39,2 \text{ cm}^2 + 1240,0 \text{ cm}^2 / 13,56 = 130,6 \text{ cm}^2$$

$$a = a_j + a_b = 24,0 \text{ cm} / 2 + 8,9 \text{ cm} = 20,9 \text{ cm}$$

$$a_j = a \cdot A_b / (A_{\text{id}} \cdot n_{\infty}) = 20,9 \text{ cm} \cdot 1240,0 \text{ cm}^2 / (130,6 \text{ cm}^2 \cdot 13,56) = 14,63 \text{ cm}$$

$$a_b = a \cdot A_j / A_{\text{id}} = 20,9 \text{ cm} \cdot 39,2 \text{ cm}^2 / 130,6 \text{ cm}^2 = 6,27 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} I_{\text{id}} &= I_j + A_j \cdot a_j^2 + (I_b + A_b \cdot a_b^2) / n_{\infty} = \\ &= 3892 \text{ cm}^4 + 39,2 \text{ cm}^2 \cdot (14,63 \text{ cm})^2 + (3892 \text{ cm}^4 + 1240,0 \text{ cm}^2 \cdot (6,27 \text{ cm})^2) / 13,56 = \\ &= 16164,3 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$A_{\text{id}} = 130,6 \text{ cm}^2$$

$$I_{\text{id}} = 16164,3 \text{ cm}^4$$

### Kontrola povesa brez upoštevanja vpliva krčenja

$$w = (5 \cdot q_{\text{cel}} \cdot l^4) / (384 \cdot E \cdot I_{\text{id}})$$

celotna obtežba:  $q_{\text{cel}} = g_j + q_s + q = 0,30 \text{ kN/m} + 12,0 \text{ kN/m} + 9,0 \text{ kN/m} = 21,3 \text{ kN/m}$

$$w = (5 \cdot q_{\text{cel}} \cdot l_{\text{eff}}^4) / (384 \cdot E \cdot I_{\text{id}}) = \\ = (5 \cdot 0,213 \text{ kN/cm} \cdot (788 \text{ cm})^4) / (384 \cdot 21000 \text{ kN/cm}^2 \cdot 16164,3 \text{ cm}^4) = 3,15 \text{ cm}$$

$$w = 3,15 \text{ cm} \leq L / 250 = 800 \text{ cm} / 250 = 3,2 \text{ cm}$$

Kontrola povesa z upoštevanjem vpliva krčenja

$$L / (h + h_p) = 800 \text{ cm} / (24 \text{ cm} + 12 \text{ cm}) = 22,2 > 20 - \text{vpliv krčenja betona na celoten} \\ \text{poves ne smemo zanemariti}$$

$$E_{\text{cm}} = 3050 \text{ kN/cm}^2 = 30500 \text{ N/mm}^2$$

$$b_{\text{eff}} = 200 \text{ cm} = 2000 \text{ mm}$$

$E_{\text{cm}}$  – elastični modul betona pripadajoče marke

$b_{\text{eff}}$  – efektivna sodelujoča širina betonske plošče

$\epsilon_{\text{cs}}$  – deformacija krčenja betona

$$\epsilon_{\text{cs}} = 325 \cdot 10^{-6}$$

$$N_s = E_{\text{cm}} / 2 \cdot b_{\text{eff}} \cdot h_p \cdot \epsilon_{\text{cs}} = 30500 \text{ N/mm}^2 / 2 \cdot 2000 \text{ mm} \cdot 120 \text{ mm} \cdot 325 \cdot 10^{-6} = \\ = 1189500 \text{ N} = 1189,5 \text{ kN}$$

$$z_s = x_{\text{pl}} - h_c / 2 = 5,0 \text{ cm} - 6,2 \text{ cm} / 2 = 1,9 \text{ cm}$$

$$\delta_s = (N_s \cdot z_s \cdot L^2) / (8 \cdot E \cdot I_{\text{id}}) = \\ = (1189,5 \text{ kN} \cdot 1,9 \text{ cm} \cdot (800 \text{ cm})^2) / (8 \cdot 21000 \text{ kN/cm}^2 \cdot 16164,3 \text{ cm}^4) = 0,53 \text{ cm}$$

$$w_{\text{sk}} = w + \delta_s = 3,15 \text{ cm} + 0,53 \text{ cm} = 3,68 \text{ cm} \geq L / 250 = 800 \text{ cm} / 250 = 3,2 \text{ cm}$$

Že pri kontroli povесov v fazi gradnje je predpisano nadvišanje 3,0 cm.

$$w_{\text{sk}} = w + \delta_s - \delta_0 = 3,15 \text{ cm} + 0,53 \text{ cm} - 3,0 \text{ cm} = 0,68 \text{ cm} \leq L / 250 = 800 \text{ cm} / 250 = 3,2 \text{ cm}$$

Povesi nadvišanega nosilca zadoščajo pogojem manjšega stanja uporabnosti.

## 6.2 Sovprežna plošča

### Osnovne predpostavke pri sovprežnih ploščah s profilirano pločevino

- profilirana pločevina služi kot izgubljen opaz pri betoniranju plošče
- profilirana pločevina lahko služi kot stabilizacija jeklenega nosilca na bočno torzijsko zvijanje med fazo gradnje
- po odtitvi betona jeklena profilirana pločevina sodeluje pri prevzemu koristne obtežbe
- sovprežna plošča ima manjšo debelino od navadne AB plošče
- lahko se premostijo večji razponi
- sovprežna plošča ima večjo požarno varnost

Splošno lahko razdelimo dimenzioniranje sovprežne plošče na dve glavni fazi – faza gradnje in končno (sovprežno) stanje.

- faza gradnje: profilirana pločevina nosi svežo betonsko maso in obtežbo betoniranja, potrebno je upoštevati možna povečanja debeline betonske plošče zaradi povesov profilirane pločevine
- končno stanje: sovprežna plošča nosi koristno obtežbo

V fazi gradnje, profilirano pločevino statično preverimo v skladu z določili standarda za tankostenske jeklene konstrukcije.

### Splošna priporočila za konstruiranje pri sovprežnih ploščah

- skupna debelina sovprežne plošče  $h$  ne sme biti manjša od 80 mm
- debelina betona nad profilirano pločevino  $h_c$  ne sme biti manjša od 40 mm
- če je sovprežna plošča del sovprežnega nosilca ali služi kot strižno toga diafragma, se zgoraj naveden vrednosti povečajo za 10 mm
- vzdolžna in prečna armatura se postavlja v debelini betona  $h_c$
- min armatura v obeh smereh je  $80 \text{ mm}^2/\text{m}$
- razmak med armaturnimi palicami ne sme biti večji od  $2h$  ali 350 mm (merodajna je manjša vrednost)
- dolžina podpiranja sovprežne plošče je minimalno 50 mm na podpori, če se naslanja na betonsko ali jekleno konstrukcijo, oziroma 70 mm če se naslanja na konstrukcijo iz drugih materialov
- najmanjša dolžina betonske ali jeklene podpore je 75 mm, oziroma 100 mm za podpore iz drugih materialov

- maksimalna velikost zrna agregata je omejena za naslednjimi vrednostmi:

$$\min(0,40 \cdot h_c, b_0 / 3 \text{ in } 31,5 \text{ mm})$$

Vsa zgoraj navedena priporočila upoštevam v projektu sovprežne konstrukcije

Pri sovprežni plošči zaradi majhne višine betonske plošče in tanke profilirane pločevine ni možno vgrajevanje moznikov, zato je sovprežje med betonom in profilirano pločevino potrebno doseči na drugačen način.

### **Načini doseganja sovprežne povezave med betonom in profilirano pločevino**

- a) z rebri na pasnici ali stojini profilirane pločevine
- b) z posebno obliko profilirane pločevine, ki preprečuje dvigovanje betona od pločevine in s tem povečuje trenje med betonom in profilirano pločevino
- c) sidranje na robovih z deformiranjem profilirane pločevine na robovih (samo v kombinaciji z rešitvijo navedeno pod b)
- d) sidranje na robovih z mozniki (samo v kombinaciji z rešitvami navedenimi pod a in b)

Izbrana pločevina Arval Cofrasol 60 ima rebra na stojinah, na podporah (primarni in sekundarni sovprežni nosilci) pa je profilirana pločevina sidrana z mozniki (te mozniki služijo tudi za doseganje sovprežja med betonom in sovprežnimi nosilci, tako da je potrebno upoštevati interakcijo obeh obremenitev na moznike).

Ker nimam podatkov proizvajalca o strižni nosilnosti profilirane pločevine, moram v statičnem izračunu zanemariti strižno nosilnost pločevine, celotno strižno silo med betonom in profilirano pločevino morajo prevzeti mozniki na sekundarnih sovprežnih nosilcih.

### **Dokazi nosilnosti v mejnem stanju nosilnosti**

Sovprežne plošče so podobno kot sovprežni nosilci obremenjeni pretežno na upogib, pri kontroli mejnega stanja nosilnosti je potrebno upoštevati naslednje kontrole nosilnosti:

- prerez 1-1: nosilnost prečnega prereza na upogib  $M_{Rd}$
- prerez 2-2: nosilnost prečnega prereza na strig  $V_{v,Rd}$
- prerez 3-3: nosilnost prečnega prereza na vzdolžni strig  $V_{l,Rd}$
- prerez 4-4: nosilnost na preboj plošče  $V_{p,Rd}$

Potrebno je biti pozoren na nekaj posebnosti v izračunu upogibnih momentov in ostalih notranjih sil v primerjavi z sovprežnimi nosilci.



Če so upogibni momenti izračunani z nerazpokanim betonom, lahko upoštevamo prerazporeditev notranjih sil nad podporami do 30% (notranje sile nad podporami se zmanjšajo, istočasno se povečajo notranje sile v polju tako, da je zagotovljeno ravnotežje).

Če uporabljamo plastično analizo konstrukcije ni potrebno posebno dokazovati rotacijsko sposobnost, zahtevano je edino, da je duktilnost armature razreda C in da razpon plošče ni večji od 3 metra.

V skladu s SIST EN 1994-1-1, točka 9.4.2 (5) se lahko kontinuirana sovprežna plošča računa kot niz prostoležečih plošč.

### **Dokazi nosilnosti v mejnem stanju uporabnosti**

Pri kontroli mejnega stanja uporabnosti so potrebne naslednje kontrole:

- kontrola verikalni deforacij
- kontrola razpok betona

#### **6.2.1 Osnovni podatki**

Sovprežna plošča je podprta na rastru 3,0 m z sekundarnimi sovprežnimi nosilci, sovprežna plošča je sestavljena iz profilirane pločevine Arval Cofrasol 60, debelina profilirane pločevine je 1,0 mm. Proizvajalec zagotavlja da je izbrana profilirana pločevina sposobna prenesti obtežbo betoniranja na razponu 3,0 m, zato ni predvideno dodatno podpiranje profilirane pločevine med betoniranjem.

Kljub zagotovitvi proizvajalca, da izbrana profilirana pločevina prenese obtežbo svežega betona med betoniranjem (celotna debelina sovprežne plošče 12 cm), bo nosilnost profilirane pločevin za obtežbo med fazo betoniranja preverjena z statičnim izračunom v skladu z določili standarda za tankostenske pločevine.

#### **6.2.2 Računski model**

Sovprežna plošča je kontinuirana preko več polj, v fazi betoniranja upoštevam profilirano pločevino kot kontinuiran nosilec preko treh polj, v končnem (sovprežnem) stanju pa kontinuirano sovprežno ploščo obravnavam kot niz prostoležečih plošč v mejnem stanju nosilnosti, v mejnem stanju uporabnosti pa obravnavam sovprežno ploščo kot kontinuiran nosilec preko treh polj.

### 6.2.3 Geometrijske karakteristike sovprežne plošče

Profilirana pločevina je postavljena tako, da rebra potekajo prečno na smer sekundarnih sovprežnih nosilcev – v smeri primarnih prečnih okvirjev.

V sovprežni plošči predpišem dodatno armaturo zaradi boljšega raznosa obtežbe v dveh pravokotnih smereh (mreža Q 385, na spodnjem delu neprofiliranega prereza) in dodatno negativno armaturo nad podporo (mreže R 385, na zgornjem robu neprofiliranega prereza) za prevzem negativnih momentov v betonu. Armatura mora biti klase duktilnosti C.

### Geometrijske karakteristike profilirane pločevine

Profilirane pločevine je Arval Cofrasol 60, kvaliteta jekla je S 320 GD. Ker za izbrano profilirano pločevino nimam na razplago nobenih podatkov o geometrijskih karakteristikah, le te dobim z modeliranjem dane pločevine s programom RSTAB.

Geometrijske karakteristike za profilirano pločevino so dane za dolžino 1,0m

meja plastičnosti	$f_{yp,k} = 32,0 \text{ kN/cm}^2$
debelina pločevine	$t = 1,0 \text{ mm}$
efektivni prečni prerez	$A_p = 14,2 \text{ cm}^2$
efektivni vztrajnostni moment	$I_p = 82,5 \text{ cm}^4$
efektivni elastični odpornostni moment na zg. ploskvi	$W_{el,zg} = 24,8 \text{ cm}^3$
efektivni elastični odpornostni moment na sp. ploskvi	$W_{el,sp} = 32,2 \text{ cm}^3$
odpornost na podporne reakcije	$R_{w,k} = 32,8 \text{ kN/m}$
odpornost na horizontalni strig	$u_{Rk} = 0,030 \text{ kN/cm}^2$

### Geometrijske karakteristike betonske plošče

višina plošče	$h = 12 \text{ cm}$
višina plošče nad profilirano pločevino	$h_c = 6,2 \text{ cm}$
efektivna višina (višina od težišča profilirane pločevine do zg. roba betona)	$d_p = 8,72 \text{ cm}$
marka betona C25/30	$f_{ck} = 2,5 \text{ kN/cm}^2$
	$E_{cm} = 3100 \text{ kN/cm}^2$

## 6.2.4 Obremenitve na sovprežno ploščo

Plošča mora biti dimenzionirana za fazo gradnje in za končno sovprežno stanje.

### Obremenitve na sovprežno ploščo v fazi gradnje

V fazi gradnje deluje profilirana pločevina kot opaž in mora prenesti svojo težo, težo vlažnega betona in obtežbo betoniranja pri izgradnji.

- lastna teža profilirane pločevine:

$$g_j = 0,12 \text{ kN/m}$$

- lastna teža betonske plošče:

$$\begin{aligned} \text{- sveži armirani beton: } g_{AB} &= 26 \text{ kN/m}^3 \\ g_{AB} &= 0,62 \cdot 0,12 \text{ m} \cdot 26 \text{ kN/m}^3 = 1,93 \text{ kN/m}^2 \\ g_{AB}' &= g_{AB} \cdot 1,0 \text{ m} = 1,93 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

- obtežba med betoniranjem:

$$\begin{aligned} \text{- kopičenje betona (območje } 3 \times 3\text{m) } 10\% \text{ lastne teže betona:} \\ g_{m1} &= 0,10 \cdot 0,62 \cdot 0,12 \text{ m} \cdot 26 \text{ kN/m}^3 = 0,19 \text{ kN/m}^2 \geq 0,75 \text{ kN/m}^2 \\ g_{m1}' &= 0,75 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,0 \text{ m} = 0,75 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

- izven območja kopičenja betona:

$$\begin{aligned} g_{m2} &= 0,75 \text{ kN/m}^2 \\ g_{m2}' &= 0,75 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,0 \text{ m} = 0,75 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

### Obremenitve na sovprežno ploščo v končnem stanju

- lastna teža medetaže:

$$\begin{aligned} g_{me} &= 3,4 \text{ kN/m}^2 \\ g_{me}' &= g_{me} \cdot 1,0 \text{ m} = 3,4 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

- nadomestna obtežba lahkih predelnih sten:

$$\begin{aligned} g_{ps} &= 0,5 \text{ kN/m}^2 \\ g_{ps}' &= g_{ps} \cdot 1,0 \text{ m} = 0,5 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

- koristna obremenitev:

$$q = 3,0 \text{ kN/m}^2$$

$$q' = q \cdot 1,0 \text{ m} = 3,0 \text{ kN/m}$$

### 6.2.5 Mejno stanje nosilnosti

#### Faza gradnje

Odpornost profilirane pločevine v fazi gradnje preverim v skladu s ENV 1993-1-3 in ENV 1993-1-5. Profilirano pločevino je potrebno računati po pravilih za tenkostenske pločevine (upoštevanje sodelujočega dela prereza za posamezne obtežne kombinacije).

Notranje sile določim s programom RSTAB (glej statični izpis kontrola profilirane pločevine)

$$\max M_{Ed} = 3,3 \text{ kNm (v polju)}$$

$$\min M_{Ed} = 4,2 \text{ kNm (nad podporo)}$$

$$\max V_{Ed} = 7,2 \text{ kN}$$

#### a.) Kontrola upogibne nosilnosti

- v polju

$$\max M_{Ed} = 3,3 \text{ kNm}$$

Maksimalna tlačna napetost v zgornji pasnici

$$\delta_{c,zg} = \max M_{Ed} / I_p \cdot z_{zg} = 3,3 \cdot 100 \text{ kNcm} / 82,5 \text{ cm}^4 \cdot 2,52 \text{ cm} = -10,0 \text{ kN/cm}^2 \text{ (tlak)}$$

Maksimalna natezna napetost v spodnji pasnici

$$\delta_{c,sp} = \max M_{Ed} / I_p \cdot z_{sp} = 3,3 \cdot 100 \text{ kNcm} / 82,5 \text{ cm}^4 \cdot 3,28 \text{ cm} = 13,2 \text{ kN/cm}^2 \text{ (nateg)}$$

$$\delta_{c,zg} = -10,0 \text{ kN/cm}^2 \text{ (tlak)}$$

$$\delta_{c,sp} = 13,2 \text{ kN/cm}^2 \text{ (nateg)}$$

### Klasifikacija prečnega prereza

– pasnica

$\delta_{c,zg} = -10,0 \text{ kN/cm}^2$  (konstanten razpored napetosti po celotni zgornji pasnici)

$$\epsilon = (23,5 / \delta_{c,zg})^{0,5} = (23,5 / 10,0)^{0,5} = 1,53$$

$c = 106 \text{ mm}$  (dolžina pasnice posameznega rebra profilirane pločevine)

$t_f = 1,0 \text{ mm}$  (debelina profilirane pločevine)

$$c / t_f = 106 \text{ mm} / 1,0 \text{ mm} = 106 \geq 42\epsilon = 42 \cdot 1,53 = 64,3$$

Pasnica spada v 4. razred kopaktnosti.

Določim sodelujočo širino zgornje pasnice posameznega rebra profilirane pločevine

za  $\psi = 1,0$  dobimo  $k_\delta = 4,0$

$$\lambda_p^* = (b / t) / (28,4 \cdot \epsilon \cdot k_\delta^{0,5}) = (10,6 \text{ cm} / 0,1 \text{ cm}) / (28,4 \cdot 1,53 \cdot 4^{0,5}) = 1,22$$

$\lambda_p^* = 1,22 \geq 0,673 \dots$  potrebna je redukcija nosilnosti pločevine v tlaku

$$\begin{aligned} \rho &= 1 / \lambda_p^* \cdot (1 - 0,22 / \lambda_p^*) = \\ &= 1 / 1,22 \cdot (1 - 0,22 / 1,22) = 0,67 \end{aligned}$$

$$b_{\text{eff}} = c \cdot \rho = 106 \text{ mm} \cdot 0,67 = 71,0 \text{ mm}$$

– stojina

$\delta_{c,zg} = -10,0 \text{ kN/cm}^2$

$\delta_{c,sp} = 13,2 \text{ kN/cm}^2$

$$\psi = \delta_{c,zg} / \delta_{c,sp} = -10,0 \text{ kN/cm}^2 / 13,2 \text{ kN/cm}^2 = -0,76$$

$$\epsilon = (23,5 / \delta_{c,zg})^{0,5} = (23,5 / 10,0)^{0,5} = 1,53$$

$$\begin{aligned} d / t_w &= 61,2 \text{ mm} / 1,0 \text{ mm} = 61,2 \leq 42\epsilon / (0,67 + 0,33 \cdot \psi) = \\ &= 61,2 \leq 42 \cdot 1,53 / (0,67 + 0,33 \cdot -0,76) = 153,3 \end{aligned}$$

Stojina spada v 3.R.K, zato ni potrebna redukcija sodelujoče širine stojine.

Ker je pasnica profilirane pločevine v 4.R.K in stojina v 3.R.K je cel prerez klasificiran v 4.R.K in je potrebno upoštevati efektivne geometrijske karakteristike  $W_{\text{eff,zg}}, W_{\text{eff,sp}}, I_{\text{p,eff}}$ .

$$W_{\text{eff,zg}} = 25,5 \text{ cm}^3$$

$$W_{\text{eff,sp}} = 23,8 \text{ cm}^3$$

$$I_{\text{p,eff}} = 72,8 \text{ cm}^4$$

$$W_{\text{eff}} = \min(W_{\text{eff,zg}}, W_{\text{eff,sp}}) = \min(25,5 \text{ cm}^3, 23,8 \text{ cm}^3) = 23,8 \text{ cm}^3$$

$$M_{\text{eff,rd}} = W_{\text{eff}} \cdot f_{\text{yp,k}} / \gamma_{\text{M0}} = 23,8 \text{ cm}^3 \cdot 32,0 \text{ kN/cm}^2 / 1,0 = 762 \text{ kNcm} = 7,6 \text{ kNm}$$

$$n = \max M_{\text{Ed}} / M_{\text{eff,rd}} = 3,3 \text{ kNm} / 7,6 \text{ kNm} = 0,43 \leq 1,0$$

- nad podporo

$$\min M_{\text{Ed}} = 4,2 \text{ kNm}$$

Maksimalna tlačna napetost v spodnji pasnici

$$\delta_{\text{c,sp}} = \max M_{\text{Ed}} / I_{\text{p}} \cdot z_{\text{zg}} = 4,2 \cdot 100 \text{ kNcm} / 82,5 \text{ cm}^4 \cdot 3,28 \text{ cm} = -16,8 \text{ kN/cm}^2 \text{ (tlak)}$$

Maksimalna natezna napetost v spodnji pasnici

$$\delta_{\text{c,zg}} = \max M_{\text{Ed}} / I_{\text{p}} \cdot z_{\text{sp}} = 4,2 \cdot 100 \text{ kNcm} / 82,5 \text{ cm}^4 \cdot 2,52 \text{ cm} = 12,8 \text{ kN/cm}^2 \text{ (nateg)}$$

$$\delta_{\text{c,sp}} = -16,8 \text{ kN/cm}^2 \text{ (tlak)}$$

$$\delta_{\text{c,zg}} = 12,8 \text{ kN/cm}^2 \text{ (nateg)}$$

### **Klasifikacija prečnega prereza**

– Pasnica

$$\delta_{\text{c,sp}} = -16,8 \text{ kN/cm}^2 \text{ (konstanten razpored napetosti po celotni spodnji pasnici)}$$

$$e = (23,5 / \delta_{\text{c,sp}})^{0,5} = (23,5 / 16,8)^{0,5} = 1,18$$

$c = 62 \text{ mm}$  (dolžina pasnice posameznega rebra profilirane pločevine)

$t_{\text{f}} = 1,0 \text{ mm}$  (debelina profilirane pločevine)

$$c / t_{\text{f}} = 62 \text{ mm} / 1,0 \text{ mm} = 62 \geq 42e = 42 \cdot 1,18 = 49,6$$

Pasnica spada v 4.R.K, zato je potrebno določiti sodelujočo širino pasnice profilirane pločevine.

Določim sodelujočo širino zgornje pasnice posameznega rebra profilirane pločevine

za  $\psi = 1,0$  dobimo  $k_{\delta} = 4,0$

$$\lambda_p^* = (b / t) / (28,4 \cdot \epsilon \cdot k_{\delta}^{0,5}) = (6,2 \text{ cm} / 0,1 \text{ cm}) / (28,4 \cdot 1,18 \cdot 4^{0,5}) = 0,93$$

$$\lambda_p^* = 0,93 \geq 0,673$$

$$\rho = 1 / \lambda_p^* \cdot (1 - 0,22 / \lambda_p^*) =$$
$$= 1 / 0,93 \cdot (1 - 0,22 / 0,93) = 0,82$$

– stojina

$$\delta_{c,sp} = -16,8 \text{ kN/cm}^2$$

$$\delta_{c,zg} = 12,8 \text{ kN/cm}^2$$

$$\psi = \delta_{c,zg} / \delta_{c,sp} = 12,8 \text{ kN/cm}^2 / -16,8 \text{ kN/cm}^2 = -0,76$$

$$\epsilon = (23,5 / \delta_{c,zg})^{0,5} = (23,5 / 16,8)^{0,5} = 1,18$$

$$d / t_w = 61,2 \text{ mm} / 1,0 \text{ mm} = 61,2 \leq 42\epsilon / (0,67 + 0,33 \cdot \psi) =$$
$$= 61,2 \leq 42 \cdot 1,18 / (0,67 + 0,33 \cdot -0,76) = 118,3$$

Stojina spada v 3.R.K, zato ni potrebna redukcija sodelujoče širine stojine.

Ker je pasnica profilirane pločevine v 4.R.K in stojina v 3.R.K je cel prerez klasificiran v 4.R.K in je potrebno upoštevati efektivne geometrijske karakteristike  $W_{eff,zg}$ ,  $W_{eff,sp}$ ,  $I_{p,eff}$ .

Efektivne geometrijske karakteristike  $W_{eff,zg}$ ,  $W_{eff,sp}$ ,  $I_{p,eff}$  dobim s programom RSTAB z upoštevanjem efektivne sodelujoče širine zgornje pasnice profilirane pločevine (priložen statični izpis).

$$W_{eff,zg} = 31,3 \text{ cm}^3$$

$$W_{eff,sp} = 22,0 \text{ cm}^3$$

$$I_{p,eff} = 76,0 \text{ cm}^4$$

$$W_{\text{eff,min}} = \min (W_{\text{eff,zg}}, W_{\text{eff,sp}}) = \min (31,3 \text{ cm}^3, 22,0 \text{ cm}^3) = 22,0 \text{ cm}^3$$

$$M_{\text{eff,rd}} = W_{\text{eff,min}} \cdot f_{\text{yp,k}} / \gamma_{\text{M0}} = 22,0 \text{ cm}^3 \cdot 32,0 \text{ kN/cm}^2 = 704 \text{ kNcm} = 7,0 \text{ kNm}$$

$$n = \min M_{\text{Ed}} / M_{\text{eff,rd}} = 4,2 \text{ kNm} / 7,0 \text{ kNm} = 0,60 \leq 1,0$$

#### b.) Kontrola podpornih reakcij

$$R_{\text{w,k,dov}} = 32,8 \text{ kN/m}$$

$$R_{\text{w,k,Rd}} = R_{\text{w,k,dov}} / \gamma_{\text{M0}} = 32,8 \text{ kN/m} / 1,0 = 32,8 \text{ kN/m}$$

$$n_v = \max V_{\text{Ed}} / R_{\text{w,k,Rd}} = 7,2 \text{ kN} / 32,8 \text{ kN/m} = 0,23 \leq 1,0$$

#### c.) Interakcija upogibnih momentov in podpornih reakcij (ENV 1993-1-1, točka 6.1.11 (6.28))

$$\begin{aligned} n_{\text{mv}} &= \min M_{\text{Ed}} / M_{\text{eff,rd}} + \max V_{\text{Ed}} / R_{\text{w}} = \\ &= 4,2 \text{ kNm} / 7,0 \text{ kNm} + 7,2 \text{ kN} / 32,8 \text{ kN/m} = \\ &= 0,60 + 0,23 = 0,83 \leq 1,25 \end{aligned}$$

### Končno stanje

Kontinuirana plošča bo dimenzionirana kot niz prostoležečih plošč. (ENV 1994-1-1, točka 9.4.2 (5)). Sovprežno ploščo je potrebno preveriti v karakterističnih prerezih (I-I, II-II, III-III in IV-IV- glej skico.

Pri izračunu notranjih sil upoštevamo naslednje pripombe:

- če sovpredno ploščo obravnavam kot kontinuiran nosilec preko več polj, potem lahko upoštevam prerazporeditev momentov, momenti nad podporami se lahko zmanjšajo do 30%, momenti v polju se povečajo pod pogoji ravnotežja – ker sovpredno ploščo obravnavam kot niz prostoležečih plošč tega pogoja ne upoštevam.
- če uporabljamo plastično analizo konstrukcije, ni potrebno posebno dokazovati duktilnost konstrukcije, zahteva se armatura duktilnosti C in razpon plošče ne sme biti večji od 3,0 m.



### Obtežbe na sovprežno ploščo

$$\begin{aligned}q_{Ed} &= 1,35 \cdot g_{me'} + 1,5 \cdot g_{ps'} + 1,5 \cdot q' = \\ &= 1,35 \cdot 3,4 \text{ kN/m} + 1,5 \cdot 0,5 \text{ kN/m} + 1,5 \cdot 3,0 \text{ kN/m} = 9,8 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

$$\max M_{Ed} = q_{Ed} \cdot L^2 / 8 = 9,8 \text{ kN/m} \cdot (3,0 \text{ m})^2 / 8 = 11,0 \text{ kNm}$$

$$\max V_{Ed} = q_{Ed} \cdot L / 2 = 9,8 \text{ kN/m} \cdot 3,0 \text{ m} / 2 = 14,8 \text{ kN}$$

### a) upogibna nosilnost (prerez 1-1)

Predpostavljeno je polno sovprežje med profilirano pločevino in betonom

$$\begin{aligned}x_{pl} &= (A_p \cdot f_{yp,d}) / (0,85 \cdot b \cdot f_{cd}) = \\ &= (14,2 \text{ cm}^2 \cdot 32,0 \text{ kN/cm}^2) / (0,85 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 1,667 \text{ kN/cm}^2) = 3,20 \text{ cm}\end{aligned}$$

$$f_{yp,d} = f_{yp,k} / \gamma_{M0} = 32,0 \text{ kN/cm}^2 / 1,0 = 32,0 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 2,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,5 = 1,667 \text{ kN/cm}^2$$

$x_{pl} = 3,20 \text{ cm}$  – globina nevtralne osi (nevtralna os je v betonu nad profilirano pločevino)

$$\begin{aligned}M_{pl,rd} &= A_p \cdot f_{yp,d} \cdot (d_p - x_{pl} / 2) = 1 \\ &= 14,2 \text{ cm}^2 \cdot 32,0 \text{ kN/cm}^2 \cdot (8,72 \text{ cm} - 3,20 \text{ cm} / 2) = 3235,3 \text{ kNcm} = 32,3 \text{ kNm}\end{aligned}$$

$$\max M_{Ed} = 11,0 \text{ kNm} \leq M_{pl,rd} = 32,3 \text{ kNm}$$

### b) nosilnost na vzdolžni strig (prerez 2-2)

Strižni razpon potreben za doseganje popolne strižne povezave (SIST EN 1994-1-1, točka 9.7.3 (8)).

$$N_c = u_{Rd} \cdot b \cdot L_x \leq N_{cf}$$

$L_x$  – razdalja do najbližje podpore, ki je potrebna za popolno strižno povezavo  
(strižni razpon, ki je potreben pri polni strižni povezavi (ENV 1994-1-1, točka 9.7.3 (8))).

$$L_x = N_{cf} / (u_{Rd} \cdot b) = A_p \cdot f_{yp,d} / (u_{Rd} \cdot b)$$

$$u_{Rd} = u_{Rk} / \gamma_{Vs} = 0,030 \text{ kN/cm}^2 / 1,25 = 0,024 \text{ kN/cm}^2$$

$u_{Rd}$  – računska strižna nosilnost profilirane pločevine na vzdolžni strig

$$L_x = (14,2 \text{ cm}^2 \cdot 32,0 \text{ kN/cm}^2) / (0,024 \text{ kN/cm}^2 \cdot 100 \text{ cm}) = 189,3 \text{ cm}$$

Na razdalji 189,3 cm od podpore je zagotovljena popolna strižna povezava med betonom in profilirano pločevino.

Računska kontrola se izvrši z uporabo poenostavljenega delnega in interakcijskega diagrama se izvrši s pomočjo diagrama (ENV 1994-1-1, točka 9.7.3 (8)).

Za vsako točko vzdolž razpona mora veljati:

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

Ker sovprežno ploščo obravnavam kot prostoležeči nosilec, zadostuje da je pogoj izpolnjen v prerezu 1-1.

$$\max V_{Ed} = 14,4 \text{ kN}$$

Nosilnost na prečni strig se določa za širino enega rebra (del sovprežne plošče na dolžini osnega razmika med rebri). Pri prevzemu strižne sile zanemarimo nosilnost profilirane pločevine in predpostavimo, da celotno prečno silo prevzame betonski prerez s strižnimi napetostmi.

Računska odpornost na prečno silo (SIST EN 1992-1-1, točka 6.2.2):

$$V_{v,Rd} = (C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100\rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \delta_{cp}) \cdot b_w \cdot d_p$$

$$V_{v,Rd,min} = (v_{min} + k_1 \cdot \delta_{cp}) \cdot b_w \cdot d_p$$

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

$$k = 1 + (200 / d_p)^{0,5} = 1 + (200 / 87,2)^{0,5} = 2,52$$

$$\rho_1 = A_{s1} / (b_w \cdot d_p) = 565,2 / (310 \cdot 87,2) = 0,020 \leq 0,02 \text{ (upoštevam } \rho_1 = 0,02)$$

$$A_{s1} = 3,85 \text{ cm}^2 / \text{m (površina natezne armature v nategu – R 385)}$$

$$b_w = 310 \text{ mm/m (najmanjša širina betonskega prereza v nategu)}$$

$d_p = 87,2$  mm (efektivna višina sovprežne plošče)

$\delta_{cp} = 0$  (ni osne sile ali sile prednapetja)

$k_1 = 0,15$

$$V_{v,Rd} = (0,12 \cdot 2,52 \cdot (100 \cdot 0,02 \cdot 25)^{1/3} + 0,15 \cdot 0) \cdot 310 \cdot 87,2 = 30,0 \text{ kN/m}$$

Minimalna vrednost:

$$v_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 2,52^{3/2} \cdot 25^{1/2} = 0,70$$

$$V_{v,Rd,\min} = (0,70 + 0,15 \cdot 0) \cdot 310 \cdot 87,2 = 18,9 \text{ kN}$$

$$V_{v,Rd} = 30,0 \text{ kN/m} \geq V_{v,Rd,\min} = 18,9 \text{ kN}$$

$$\max V_{Ed} = 14,8 \text{ kN} \leq 30,0 \text{ kN/m}$$

V konstrukciji ni predvidena večja koncentracija obtežbe na majhnem prostoru (ni predvidena koncentrirana obtežba), zato ni potrebna kontrola sovprežne plošče na preboj.

## 6.2.6 Mejno stanje uporabnosti

### Faza gradnje

$$\max M_{MSU} = 2,3 \text{ kNm}$$

Maksimalna tlačna napetost v zgornji pasnici

$$\delta_{c,zg} = \max M_{MSU} / I_p \cdot z_{zg} = 2,3 \cdot 100 \text{ kNcm} / 82,5 \text{ cm}^4 \cdot 2,52 \text{ cm} = -7,0 \text{ kN/cm}^2 \text{ (tlak)}$$

Maksimalna natezna napetost v spodnji pasnici

$$\delta_{c,sp} = \max M_{MSU} / I_p \cdot z_{sp} = 2,3 \cdot 100 \text{ kNcm} / 82,5 \text{ cm}^4 \cdot 3,28 \text{ cm} = 9,2 \text{ kN/cm}^2 \text{ (nateg)}$$

$$\delta_{c,zg} = -7,0 \text{ kN/cm}^2 \text{ (tlak)}$$

$$\delta_{c,sp} = 9,2 \text{ kN/cm}^2 \text{ (nateg)}$$

### Klasifikacija prečnega prereza

– pasnica

$\delta_{c,zg} = -7,0 \text{ kN/cm}^2$  (konstanten razpored napetosti po celotni zgornji pasnici)

$$e = (23,5 / \delta_{c,zg})^{0,5} = (23,5 / 7,0)^{0,5} = 1,83$$

$c = 106 \text{ mm}$  (dolžina pasnice posameznega rebra profilirane pločevine)

$t_f = 1,0 \text{ mm}$  (debelina profilirane pločevine)

$$c / t_f = 106 \text{ mm} / 1,0 \text{ mm} = 106 \geq 42e = 42 \cdot 1,83 = 76,8$$

Pasnica spada v 4.R.K, zato je potrebno določiti sodelujočo širino pasnice profilirane pločevine.

Določim sodelujočo širino zgornje pasnice posameznega rebra profilirane pločevine

za  $\psi = 1,0$  dobimo  $k_\delta = 4,0$

$$\lambda_p^* = (b / t) / (28,4 \cdot e \cdot k_\delta^{0,5}) = (10,6 \text{ cm} / 0,1 \text{ cm}) / (28,4 \cdot 1,83 \cdot 4^{0,5}) = 1,02$$

$$\lambda_p^* = 1,02 \geq 0,673$$

$$\rho = 1 / \lambda_p^* \cdot (1 - 0,22 / \lambda_p^*) = 1 / 1,02 \cdot (1 - 0,22 / 1,02) = 0,76$$

$$b_{\text{eff}} = c \cdot \rho = 106 \text{ mm} \cdot 0,76 = 80,6 \text{ mm}$$

– Stojina

$$\delta_{c,zg} = -7,0 \text{ kN/cm}^2$$

$$\delta_{c,sp} = 9,2 \text{ kN/cm}^2$$

$$\psi = \delta_{c,zg} / \delta_{c,sp} = -7,0 \text{ kN/cm}^2 / 9,2 \text{ kN/cm}^2 = -0,76$$

$$e = (23,5 / \delta_{c,zg})^{0,5} = (23,5 / 7,0)^{0,5} = 1,83$$

$$\begin{aligned} d / t_w &= 61,2 \text{ mm} / 1,0 \text{ mm} = 61,2 \leq 42e / (0,67 + 0,33 \cdot \psi) = \\ &= 61,2 \leq 42 \cdot 1,83 / (0,67 + 0,33 \cdot -0,76) = 183,4 \end{aligned}$$

Stojina spada v 3.R.K, zato ni potrebna redukcija sodelujoče širine stojine.

Ker je pasnica profilirane pločevine v 4.R.K in stojina v 3.R.K je cel prerez klasificiran v 4.R.K in je potrebno upoštevati  $I_{p,eff}$  pri kontroli deformacij.

$I_{p,eff}$  dobim s programom RSTAB z upoštevanjem efektivne sodelujoče širine zgornje pasnice profilirane pločevine (priložen statični izpis).

$$I_{p,eff} = 75,6 \text{ cm}^4$$

Upoštevam konservativno predpostavko in pri računu povesov upoštevam  $I_{p,eff} = 75,6 \text{ cm}^4$  po celi dolžini nosilca, čeprav se dejansko  $I_{p,eff}$  zaradi zmanjšanja upogibnih napetosti proti podporam povečuje proti  $I_p = 82,5 \text{ cm}^4$ .

Kontrolo deformacij izvršim s programom RSTAB (glej statični izpis kontrola profilirane pločevine):

$\max w_{pp} = 0,4 \text{ mm}$  (poves zaradi lastne teže profilirane pločevine)

$\max w_{bp} = 8,7 \text{ mm}$  (poves zaradi lastne teže svežega betona)

$\max w_b = 3,4 \text{ mm}$  (poves zaradi obtežbe med betoniranjem)

$$\max w_1 = \max w_{pp} + \max w_{bp} = 0,4 \text{ mm} + 8,7 \text{ mm} = 9,1 \text{ mm}$$

$$\max w_1 = 9,1 \text{ mm} \leq L / 180 = 3000 \text{ mm} / 180 = 16,6 \text{ mm} \text{ (ENV 1994-1-1, točka 9.6 (2))}$$

Ker velja  $w_1 = 9,1 \text{ mm} \leq h / 10 = 12 \text{ cm} / 10 = 12 \text{ mm}$  ni potrebno upoštevati vpliv deformacij, ki bi lahko omogočile zbiranje vode, zato lahko profilirano pločevino uporabljamo kot opaž v fazi gradnje (ENV 1994-1-1, točka 9.3.2 (2)).

$$\max w_2 = \max w_{pp} + \max w_{bp} + \max w_b = 0,4 \text{ mm} + 8,7 \text{ mm} + 3,4 \text{ mm} = 12,5 \text{ mm}$$

$$\max w_2 = 12,5 \text{ mm} \geq L / 250 = 3000 \text{ mm} / 250 = 12,0 \text{ mm} \text{ (ENV 1992-1-1, točka 7.4.1 (4))}$$

Maksimalni poves  $w_2$  je sicer nekoliko večji od priporočenega, vendar je prekoračitev minimalna (0,5 mm), zato privzamem da profilirana pločevina zadošča vsem pogojem mejnega stanja uporabnosti v fazi gradnje.

## Končno stanje

Kontrola razpok v betonu:

Ker je sovprežna plošča dimenzionirana kot prostoležeča, je potrebna samo armatura za preprečevanje razpok v betonu. Prerez armature nad rebri profilirane pločevine ne sme biti manjši od 0,4% prereza betona nad rebri.(ENV 1994-1-1, točka 9.8.1 (2))

$$\min A_s = 0,004 \cdot b \cdot h_c = 0,004 \cdot 100\text{cm} \cdot 6,2 \text{ cm} = 2,48 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Zadošča izbrana armaturna mreža Q 385, ki je že predpisana zaradi boljšega raznosa obtežbe v obeh smereh.

Kontrola povosov:

Za kontrolo deformacij predpostavimo dejansko stanje, plošča je kontinuirana preko treh polj z rastrom 3,0m.

V skladu s ENV 1994-1-1, točka 9.8.2 (5) veljajo nadlednje predpostavke:

-za vztrajnostni moment se lahko vzame povprečna vrednost vztrajnostnega momenta za razpokano in nerazpokano stanje.

-za beton lahko uporabim povprečno vrednost modula  $n$  za dolgotrajne in kratkotrajne vplive

$$n = E_p / E_{cm*} = E_p / (0,5 \cdot (E_{cm} + E_{cm} / 3)) = 21000 \text{ kN/cm}^2 / (2/3 \cdot 3100 \text{ kN/cm}^2) = 10,2$$

Vztrajnostni moment razpokanega prereza

$$I_{bc} = (b \cdot x_c^3) / 3n + A_p \cdot (d_p - x_c)^2 + I_p$$

$$x_c = (n \cdot A_p) / b \cdot ((1 + (2 \cdot b \cdot d_p) / (n \cdot A_p))^{0,5} - 1)$$

$$\begin{aligned} I_{bc} &= (b \cdot x_c^3) / 3n + A_p \cdot (d_p - x_c)^2 + I_p = \\ &= (100 \text{ cm} \cdot (3,78 \text{ cm})^3) / (3 \cdot 10,2) + 14,2 \text{ cm}^2 \cdot (8,72 \text{ cm} - 3,78 \text{ cm})^2 + 82,5 \text{ cm}^4 = \\ &= 605,5 \text{ cm}^4 / \text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} x_c &= (10,2 \cdot 14,2 \text{ cm}^2) / 100 \text{ cm} \cdot ((1 + (2 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 8,72 \text{ cm}) / (10,2 \cdot 14,2 \text{ cm}^2))^{0,5} - 1) = \\ &= 3,78 \text{ cm} \end{aligned}$$

Vztrajnostni moment nerazpokanega prereza

$$I_{bu} = (b \cdot h_c^3) / 12n + (b \cdot h_c) / n \cdot (x_u - h_c / 2)^2 + (b_0 \cdot h_p^3) / 12n + \\ + (b_0 \cdot h_p) / n \cdot (h_t - x_u - h_p / 2)^2 + A_p \cdot (d_p - x_u)^2 + I_p$$

$$x_u = ((b \cdot h_c^2) / 2 + b_0 \cdot h_p \cdot (h_t - h_p / 2) + n \cdot A_p \cdot d_p) / (b \cdot h_c + b_0 \cdot h_p + n \cdot A_p)$$

$$I_{bu} = (100 \text{ cm} \cdot (6,2 \text{ cm})^3) / (12 \cdot 10,2) + (100 \text{ cm} \cdot 6,2 \text{ cm}) / 10,2 \cdot (5,32 \text{ cm} - 6,2 \text{ cm} / 2)^2 + \\ + (100 \text{ cm} \cdot (5,8 \text{ cm})^3) / (12 \cdot 10,2) + (40,3 \cdot 5,8 \text{ cm}) / 10,2 \cdot \\ \cdot (12,0 \text{ cm} - 5,32 \text{ cm} - 6,2 \text{ cm} / 2)^2 + 14,2 \text{ cm}^2 \cdot (8,72 \text{ cm} - 5,32 \text{ cm})^2 + 82,5 \text{ cm}^4 = \\ = 1193,8 \text{ cm}^4 / \text{m}$$

$$x_u = ((100 \text{ cm} \cdot (6,2 \text{ cm})^2) / 2 + 40,3 \text{ cm} \cdot 5,8 \text{ cm} \cdot (12,0 \text{ cm} - 5,8 \text{ cm} / 2) + \\ + 10,2 \cdot 14,2 \text{ cm}^2 \cdot 8,72 \text{ cm}) / (100 \text{ cm} \cdot 6,2 \text{ cm} + 40,3 \text{ cm} \cdot 5,8 \text{ cm} + 10,2 \cdot 14,2 \text{ cm}^2) = \\ = 5,32 \text{ cm}$$

Povprečni vztrajnostni moment razpokanega in nerazpokanega prereza

$$I_b = (I_{bc} + I_{bu}) / 2 = (605,5 \text{ cm}^4 / \text{m} + 1193,8 \text{ cm}^4 / \text{m}) / 2 = 899,8 \text{ cm}^4 / \text{m}$$

Kontrolo deformacij izvedem s programom RSTAB (priložen statični izpis) z upoštevanjem povprečnega vztrajnostnega momenta  $I_b$ , skupni poves ne sme biti večji od  $L/250$  (ENV 1992 1-1, točka 7.4.1 (4)).

Kontrolo deformacij izvršim s programom RSTAB (glej statični izpis kontrola profilirane pločevine):

$$\max w_{me} = 1,0 \text{ mm} \text{ (poves zaradi lastne teže medetaže)}$$

$$\max w_{ps} = 0,1 \text{ mm} \text{ (poves zaradi obtežbe predelnih sten)}$$

$$\max w_q = 1,3 \text{ mm} \text{ (poves zaradi koristne obtežbe)}$$

$$\max w = \max w_{me} + \max w_{ps} + w_q = 1,0 \text{ mm} + 0,1 \text{ mm} + 1,3 \text{ mm} = 2,4 \text{ mm}$$

$$\max w = 2,4 \text{ mm} \leq L / 250 = 3000 \text{ mm} / 250 = 12,0 \text{ mm} \text{ (ENV 1992-1-1, točka 7.4.1 (4))}$$

Povesi sovprežne plošče v končnem stanju so manjši od dovoljenih, tako da sovprežna plošča zadošča pogojem mejnega stanja uporabnosti.

## 7 POTRESNA ANALIZA OBJEKTA

Pri projektiranju sem upošteval sem upošteval vodilna načela, ki odločilno vplivajo na zasnovu potresno odpornih objektov:

- enostavnost konstrukcije
- uniformnost, simetrija in statična nedoločnost
- nosilnost in togost v obeh smereh
- torzijska nosilnost in togost
- učinek diafragm na nivojih etaž
- ustrezno temeljenje

Objekt je v celoti višinsko in tlorisno pravilen, s pravilnostjo konstrukcije je zagotovljena preglednost prenosa potresne obtežbe po konstrukciji in s tem je predvidenost obnašanja konstrukcije med potresom zaneslivejša.

Objekt obravnavam pri potresni analizi ločeno v dveh smereh (smer x in smer y).

Za prečno smer x predpostavim smer, v kateri potresno obtežbo prenašajo pomični okvirji z upogibno nosilnostjo prečk in za vzdolžno smer y smer, v kateri potresno obtežbo prenašajo samo natezne diagonale.

Pomični okvirji prenašajo potresno obtežbo z upogibnim delovanjem prečk ob upoštevanju pogoja, da mora biti upogibna nosilnost stebrov večja od upogibne nosilnosti prečk.

Zagotovljen mora biti pravilni porušni mehanizem (cone disipacije morajo biti v natezних diagonalah oziroma v prečkah, stebri in spoji so dodatno zaščiteni z faktorjem dodatne nosilnosti). V spojih bom uporabil vijake za prednapenjanje kvalitete 8.8 ali 10.9, vsi spoji bodo simetrični (posebna zahteva za spoje na seizmičnih območjih).



## 7.1 Seizmično projektno stanje

Obtežna kombinacija za seizmično projektno stanje (SIST EN 1990: točka 6.4.3.4)

$$G_k + \gamma_i \cdot A_{ed} + \psi_2 \cdot Q_k$$

$\gamma_i \cdot A_{ed}$  – seizmični vpliv

$G_k + \psi_2 \cdot Q_k$  – neseizmični vpliv

V skladu s SIST EN 1998-1, točka 3.2.4 (2) P je potrebno upoštevati mase z naslednjo kombinacijo seizmičnih in neseizmičnih vplivov:

$$\sum G_k + \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}$$

$$\psi_{E,i} = \rho \cdot \psi_{2,i}$$

$\rho = 1,0$  – zgornja etaža

$\rho = 0,5$  – ostale etaže

$\psi_{2,i} = 0,3$  – pisarne

$\psi_{2,i} = 0,6$  – ostali prostori (caffè bar, hodnik, čakalnica)

V  $G_k$  je potrebno upoštevati tudi lastne teže nosilcev in stebrov, podkonstrukcijo, maso strešnih kritin in fasade. Težo sovprežnih nosilcev med nosilnimi okvirji zajamem z ocenjeno vrednostjo  $0,12 \text{ kN/m}^2$ .

Lastno težo povezij, čelnih pločevin, vijačenega materiala in drugih elementov, ki jih ne upoštevam posamezno v statičnem izračunu upoštevam s povečanjem lastne teže stebrov in prečk za faktor 1,1 (lastno težo nosilnih elementov povečam za 10%).

Mase posameznih etaž upoštevam koncentrirano v eni točki, predpostavim da etaže delujejo kot toga šipa (vse točke etaže se premaknejo enako), zato predpostavim da vsi okvirji prevzamejo enak delež potresne obtežbe (velja za analizo s smeri x).

Pri analizi v smeri y predpostavimo da povezja na vsaki strani prevzamejo polovico potresne obtežbe.

Celoten vpliv potresne obtežbe obravnavam ločeno v dveh smereh, v smeri x prevzamejo potresno obtežbo okvirji s svojo togostjo (cone disipacije potresne energije se nahajajo v prečkah), v smeri y pa prevzamejo potresno obtežbo natezna povezja.

V obeh smereh zagotovim ustrezen porušni mehanizem z upoštevanjem posebnih pravil za jeklene konstrukcije.

## 7.2 Obtežbe etaž za seizmično projektno stanje

### Lastna in stalna teža

ETAŽE 1-5:

$$F_{1,1} = 3 \cdot g_{l, \text{IPE 300}} \cdot (18\text{m} - 2 \cdot b_{\text{ns}}) + 2 \cdot g_{l, \text{IPE 300}} \cdot (18\text{m} - 2 \cdot b_{\text{zs}}) = \\ = 3 \cdot 0,42 \text{ kN/m} \cdot (18\text{m} - 2 \cdot 0,70 \text{ m}) + 2 \cdot 0,42 \text{ kN/m} \cdot (18\text{m} - 2 \cdot 0,80 \text{ m}) = 34,8 \text{ kN}$$

$$F_{1,2} = 9 \cdot g_{l, \text{HEB700}} \cdot 3,2\text{m} + 4 \cdot g_{l, \text{HEB800}} \cdot 3,2\text{m} = \\ = 9 \cdot 2,42 \text{ kN/m} \cdot 3,2\text{m} + 6 \cdot 2,62 \text{ kN/m} \cdot 3,2\text{m} = 120,0 \text{ kN}$$

$$F_{1,3} = 9 \cdot l_{\text{pn}} \cdot d_{\text{pn}} \cdot 78,5 \text{ kN} / \text{m}^3 \cdot 3,2 \text{ m} + 6 \cdot l_{\text{pz}} \cdot d_{\text{pz}} \cdot 78,5 \text{ kN} / \text{m}^3 \cdot 3,2 \text{ m} = \\ = 9 \cdot 0,01\text{m} \cdot 0,56\text{m} \cdot 78,5 \text{ kN/m}^3 \cdot 3,2\text{m} + 6 \cdot 0,01\text{m} \cdot 0,67\text{m} \cdot 78,5 \text{ kN/m}^3 \cdot 3,2\text{m} = \\ = 22,8 \text{ kN}$$

$$F_{1,4} = g_{\text{ls}} \cdot (32\text{m} + 2 \cdot 0,4\text{m}) \cdot (18\text{m} + 2 \cdot 0,4\text{m}) = \\ = 4,0 \text{ kN/m}^2 \cdot 32,8 \text{ m} \cdot 18,8 \text{ m} = 2466,8 \text{ kN}$$

$$F_{1,5} = g_{\text{ls}} \cdot (2 \cdot 32,6 \text{ m} \cdot 3,2 \text{ m} + 2 \cdot 18,6 \text{ m} \cdot 3,2 \text{ m}) = \\ = 0,5 \text{ kN/m}^2 \cdot 320 \text{ m}^2 = 163,8 \text{ kN}$$

$$F_1 = 1,1 \cdot (F_{1,1} + F_{1,2}) + F_{1,3} + F_{1,4} + F_{1,5} = \\ = 1,1 \cdot (34,8 \text{ kN} + 120,0 \text{ kN}) + 22,8 \text{ kN} + 2466,8 \text{ kN} + 163,8 \text{ kN} = 2823,8 \text{ kN}$$

STREHA:

$$F_{s,1} = 3 \cdot g_{l, \text{IPE 270}} \cdot (18,3\text{m} - 2 \cdot 0,70 \text{ m}) + 2 \cdot g_{l, \text{IPE 220}} \cdot (18,3\text{m} - 2 \cdot 0,80 \text{ m}) = \\ = 3 \cdot 0,36 \text{ kN/m} \cdot 16,9 \text{ m} + 2 \cdot 0,26 \text{ kN/m} \cdot 16,8 \text{ m} = 27,0 \text{ kN}$$

$$F_{s,2} = 9 \cdot g_{l, \text{HEB700}} \cdot 4,8\text{m} + 6 \cdot g_{l, \text{HEB800}} \cdot 4,8\text{m} = \\ = 9 \cdot 2,42 \text{ kN/m} \cdot 4,8\text{m} + 6 \cdot 2,62 \text{ kN/m} \cdot 4,8\text{m} = 180,0 \text{ kN}$$

$$F_{s,3} = g_{\text{ls}} \cdot (32 \text{ m} + 2 \cdot 0,5\text{m}) \cdot (18,3 \text{ m} + 2 \cdot 0,5\text{m}) = 0,5 \text{ kN/m}^2 \cdot 33 \text{ m} \cdot 19 \text{ m} = 313,5 \text{ kN}$$

$$F_s = F_{s,1} + F_{s,2} + F_{s,3} = 27,0 \text{ kN} + 180,0 \text{ kN} + 313,5 \text{ kN} = 520,5 \text{ kN}$$

### Koristna obtežba

ETAŽA 1:

$$F_{q1} = \rho_1 \cdot \psi_{2,1} \cdot q \cdot A_1 + \rho_2 \cdot q \cdot \psi_{2,2} \cdot A_2 = \\ = 0,5 \cdot 0,3 \cdot 3,0 \text{ kN/m}^2 \cdot 504 \text{ m}^2 + 0,5 \cdot 0,6 \cdot 3,0 \text{ kN/m}^2 \cdot 72 \text{ m}^2 = 292,0 \text{ kN}$$

$A_1 = 504 \text{ m}^2$  – površina pisarn

$A_2 = 72 \text{ m}^2$  – površina ostalih prostorov

ETAŽA 2:

$$F_{q2} = \rho_1 \cdot \psi_{2,1} \cdot q \cdot A_1 + \rho_2 \cdot q \cdot \psi_{2,2} \cdot A_2 = \\ = 0,5 \cdot 0,3 \cdot 3,0 \text{ kN/m}^2 \cdot 504 \text{ m}^2 + 0,5 \cdot 0,6 \cdot 3,0 \text{ kN/m}^2 \cdot 72 \text{ m}^2 = 292,0 \text{ kN}$$

$A_1 = 504 \text{ m}^2$  – površina pisarn

$A_2 = 72 \text{ m}^2$  – površina ostalih prostorov

ETAŽA 3:

$$F_{q3} = \rho_1 \cdot \psi_{2,1} \cdot q \cdot A_1 + \rho_2 \cdot q \cdot \psi_{2,2} \cdot A_2 = \\ = 0,5 \cdot 0,3 \cdot 3,0 \text{ kN/m}^2 \cdot 504 \text{ m}^2 + 0,5 \cdot 0,6 \cdot 3,0 \text{ kN/m}^2 \cdot 72 \text{ m}^2 = 292,0 \text{ kN}$$

$A_1 = 504 \text{ m}^2$  – površina pisarn

$A_2 = 72 \text{ m}^2$  – površina ostalih prostorov

ETAŽA 4:

$$F_{q4} = \rho_1 \cdot \psi_{2,1} \cdot q \cdot A_1 + \rho_2 \cdot q \cdot \psi_{2,2} \cdot A_2 = \\ = 0,5 \cdot 0,3 \cdot 3,0 \text{ kN/m}^2 \cdot 504 \text{ m}^2 + 0,5 \cdot 0,6 \cdot 3,0 \text{ kN/m}^2 \cdot 72 \text{ m}^2 = 292,0 \text{ kN}$$

$A_1 = 504 \text{ m}^2$  – površina pisarn

$A_2 = 72 \text{ m}^2$  – površina ostalih prostorov

ETAŽA 5:

$$F_{q5} = \rho_1 \cdot \psi_{2,1} \cdot q \cdot A_1 + \rho_2 \cdot q \cdot \psi_{2,2} \cdot A_2 = \\ = 0,5 \cdot 0,3 \cdot 3,0 \text{ kN/m}^2 \cdot 360 \text{ m}^2 + 0,5 \cdot 0,6 \cdot 3,0 \text{ kN/m}^2 \cdot 216 \text{ m}^2 = 356,4 \text{ kN}$$

$A_1 = 360 \text{ m}^2$  – površina pisarn

$A_2 = 216 \text{ m}^2$  – površina ostalih prostorov

### Skupne obtežbe posameznih etaž

ETAŽA 1:

$$F_{M1} = F_1 + F_{q1} = 2823,8 \text{ kN} + 292,0 \text{ kN} = 3115,8 \text{ kN}$$

ETAŽA 2:

$$F_{M2} = F_1 + F_{q2} = 2823,8 \text{ kN} + 292,0 \text{ kN} = 3115,8 \text{ kN}$$

ETAŽA 3:

$$F_{M3} = F_1 + F_{q3} = 2823,8 \text{ kN} + 292,0 \text{ kN} = 3115,8 \text{ kN}$$

ETAŽA 4:

$$F_{M4} = F_1 + F_{q4} = 2823,8 \text{ kN} + 292,0 \text{ kN} = 3115,8 \text{ kN}$$

ETAŽA 5:

$$F_{M5} = F_1 + F_{q5} = 2823,8 \text{ kN} + 356,4 \text{ kN} = 3180,2 \text{ kN}$$

$$\Sigma F_{M,i} = 3115,8 \text{ kN} + 3115,8 \text{ kN} + 3115,8 \text{ kN} + 3115,8 \text{ kN} + 3180,2 \text{ kN} + 520,5 \text{ kN} = \\ = 16163,8 \text{ kN}$$

### 7.3 Globalna potresna analiza

Konstrukcija je pravilna po tlorisu in po višini, zato lahko v skladu s SIST EN 1998-1, točka 4.2.3 uporabim ravninski model z vodoravnimi silami, konstrukcijo obravnavam ločeno v smereh x in y. Uporabim linearno elastično analizo, faktor obnašanja je referenčni ( $q = q_{ref}$ ).

V skladu z EN 1998-1 točka 7.1.2 se odločim za način c projektiranja jeklene konstrukcije z sovprežnimi prečkami, konstrukcija ima sposobnost sipanja energije v območjih sipanja v jeklenem delu konstrukcije (v prečkah ob zaključkih vut), zato pri projektiranju prečnih okvirjev veljajo posebna pravila za jeklene konstrukcije.

V območju spoja (v krogu z radijem  $2 b_{eff}$  okoli stebra) ni mehanskih povezav med betonsko ploščo in jeklenim nosilcem, okvir dimenzioniramo po pravilih za jeklene okvirje ob upoštevanju vut. Ker v območjih disipiranja potresne energije ni predvideno sovprežje, ni potrebno zagotoviti posebno dodatno armaturo (potresne armaturne palice).

#### 7.3.1 Faktor obnašanja

##### Smer x (prečna smer):

Potresno obtežbo prenašajo prečni momentni okvirji s svojo togostjo, cone disipacije potresne energije se nahajajo v prečkah (pri prehodu iz vute v osnovni nosilec) in na dnu stebrov.

- prečni prerezi stebrov in prečk morajo biti v prvem razredu kompaktnosti
- izberem si razred visoke duktilnosti (DCH)

V skladu s SIST EN 1998-1 preglednica 6.2 določim faktor obnašanja v smeri x:

$$q_x = 5 \cdot \alpha_u / \alpha_1 = 5 \cdot 1,25 = 6,25 \text{ (pomični okvir)}$$

$$\alpha_u / \alpha_1 = 1,25 \text{ (slika 6.1 – linearna interpolacija med b. in c.)}$$

##### Smer y (vzdolžna smer):

Potresno obtežbo prenašata ravninski paličji s centričnimi povezji, celotno potresno obremenitev prevzamejo natezne diagonale – cone disipacije potresne energije se nahajajo v natezih centričnih diagonalah, tlačne diagonale se izklonijo.

– izberem si razred visoke duktilnosti (DCH), ki predvideva veliko sposobnost disipacije potresne energije

$$q_y = 4,0$$

### 7.3.2 Nihajni časi

V skladu z SIST EN 1998-1 4.3.3.2.2 (3) lahko izračunam približno vrednost nihajnega časa za obe smeri ločeno:

$$T_{1,x} = C_{t,x} \cdot h^{3/4} = 0,085 \cdot (22,4 \text{ m})^{3/4} = 0,875 \text{ s}$$

$$T_{1,y} = C_{t,y} \cdot h^{3/4} = 0,050 \cdot (22,4 \text{ m})^{3/4} = 0,515 \text{ s}$$

### 7.3.3 Spekter pospeškov

lokacija Ljubljana

$$a_g = 0,25 \text{ g}$$

tip tal A:

$$S = 1,0$$

$$T_B = 0,1 \text{ s}$$

$$T_C = 0,4 \text{ s}$$

$$T_D = 2,0 \text{ s}$$

### 7.3.4 Projektni spekter pospeškov

**Smer x (prečna smer):**

$$T_{1,x} = 0,875 \text{ s}$$

$$T_C = 0,4 \text{ s} \leq T_{1,x} = 0,875 \text{ s} \leq T_D = 2,0 \text{ s}$$

$$S_{d,x} = a_g \cdot S \cdot 2,5 / q_x \cdot (T_C / T) = 0,25 \text{ g} \cdot 1,0 \cdot 2,5 / 6,25 \cdot (0,4 \text{ s} / 0,875 \text{ s}) = \\ = 0,046 \text{ g} = p_x \cdot g$$

$$p_x = 0,046$$

$$S_{d,x} = 0,046 \text{ g} \leq 0,2 \cdot a_g = 0,2 \cdot 0,25 \text{ g} = 0,05 \text{ g}$$

Komentar: projektni spekter  $S_{d,x}$  je nekoliko nižji od priporočene minimalne vrednosti 0,05 g, vendar ker gre za majhno odstopanje, v nadaljevanju vseeno upoštevam projektni spekter  $S_{d,x} = 0,046$  g.

**Smer y (vzdolžna smer):**

$$T_{1,y} = 0,515 \text{ s}$$

$$T_C = 0,4 \text{ s} \leq T_{1,x} = 0,515 \text{ s} \leq T_D = 2,0 \text{ s}$$

$$S_{d,y} = a_g \cdot S \cdot 2,5 / q_y \cdot (T_C / T) = 0,25 \text{ g} \cdot 1,0 \cdot 2,5 / 4,0 \cdot (0,4 \text{ s} / 0,515 \text{ s}) = \\ = 0,121 \text{ g} = p_y \cdot g$$

$$p_y = 0,121$$

$$S_{d,y} = 0,121 \text{ g} \geq 0,2 \cdot a_g = 0,2 \cdot 0,25 \text{ g} = 0,05 \text{ g}$$

**7.3.5 Potresna obtežba na konstrukcijo**

V skladu s SIST EN 1998-1 točka 4.3.3.2.2 določim celotno prečno silo za vsako od obravnavanih smeri v skladu z enačbo

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

$\lambda$  – korekcijski faktor, ki upošteva vpliv višine zgradbe ( $\lambda$  je 0,85 če ima stavba več kot dve teži in velja  $T_1 \leq 2 \cdot T_C$ , sicer je  $\lambda = 1,0$ )

**Smer x (prečna smer):**

$$F_{b,x,cel} = S_{d,x}(T_{1,x}) \cdot m \cdot \lambda = p_x \cdot \lambda \cdot \sum F_{M,i} = 0,046 \cdot 1,0 \cdot 16163,8 \text{ kN} = 743,5 \text{ kN}$$

$$T_{1,x} = 0,875 \text{ s} > 2 \cdot T_C = 2 \cdot 0,4 \text{ s} = 0,8 \text{ s} \dots \lambda = 1,0$$

$$T_{1,x} = 0,875 \text{ s} \leq 4 \cdot T_C = 4 \cdot 0,4 \text{ s} = 1,6 \text{ s}$$

### **Smer y (vzdolžna smer):**

$$F_{b,y,cel} = S_{d,y}(T_{1,y}) \cdot m \cdot \lambda = p_y \cdot \lambda \cdot \Sigma F_{M,i} = 0,121 \cdot 16163,8 \text{ kN} \cdot 0,85 = 1622,5 \text{ kN}$$

$$T_{1,y} = 0,515 \text{ s} \leq 2 \cdot T_C = 2 \cdot 0,4 \text{ s} = 0,8 \text{ s} \dots \lambda = 0,85$$

$$T_{1,y} = 0,515 \text{ s} \leq 4 \cdot T_C = 4 \cdot 0,4 \text{ s} = 1,6 \text{ s}$$

### **7.3.6 Potresna obtežba**

Mase posameznih etaž upoštevam koncentrirano v eni točki, predpostavim da etaže delujejo kot toga šipa (vse točke etaže se premaknejo enako), zato predpostavim da vsi prečni okvirji prevzamejo enak delež potresne obtežbe (velja za analizo s smeri x).

Pri analizi v smeri y predpostavimo da povezja na vsaki strani prevzamejo polovico potresne obtežbe.

### **Smer x (prečna smer):**

potresna obtežba se enakomerno porazdeli na 5 okvirjev, vsak okvir prevzame 20% celotne potresne obtežbe v prečni smeri. Prečne okvirje obravnavam kot pomične okvirje, ki prenašajo potresno obtežbo z upogibnim delovanjem elementov ob pomoči togih momentnih spojev.

$$F_{b,x,cel} = 743,5 \text{ kN} - \text{celotna prečna sila na konstrukcijo}$$

$$F_{b,x} = F_{b,x,cel} / 5 = 743,5 \text{ kN} / 5 = 148,8 \text{ kN} - \text{prečna sila na posamezen okvir}$$

### **Smer y (vzdolžna smer):**

potresno obtežbo prevzameta ravninski paličji s centričnimi povezji, vsako od obeh paličij prevzame 50% celotne potresne obtežbe v vzdolžni smeri (cone disipacije potresne energije so v nateznih diagonalah).

$$F_{b,y,cel} = 1622,5 \text{ kN} - \text{celotna vzdolžna sila na konstrukcijo}$$

$$F_{b,y} = F_{b,y,cel} / 2 = 1622,5 \text{ kN} / 2 = 811,3 \text{ kN} - \text{vzdolžna sila na posamezen okvir}$$



### 7.3.7 Vpliv torzije

Konstrukcija je pravilna po tlorisu in po višini, zato je razporeditev vodoravnih togosti in mas simetrična in je potrebno upoštevati samo vpliv slučajne ekscentričnosti (drugih torzijskih vplivov na dinamično obnašanje konstrukcije pri delovanju potresne obtežbe ni pričakovati).

V skladu z EN 1998-1 točka 4.3.3.2.4 je možno vpliv naključne torzije upoštevati z naslednjo enačbo v primeru simetrične razporeditve vodoravnih togosti in mas in če vpliv naključne torzije ni določen po natančnejši metodi:

$$\delta = 1 + 0,6 \cdot x / L_e$$

$x$  – razdalja obravnavanega elementa od masnega središča stavbe v tlorisu, merjena pravokotna na smer upoštevane potresne obtežbe.

$L_e$  – razdalja med dvema skrajnima elementoma, ki prenašata vodoravno obtežbo, merjena pravokotno na smer potresne obtežbe.

Ker pri analizi konstrukcije uporabim dva ravninska modela, po eden za vsako glavno vodoravno smer (smer  $x$  in  $y$ ), se učinek torzije določi tako, da se podvoji naključna ekscentričnost in se faktor 0,6 poveča na 1,2.

$$\delta = 1 + 1,2 \cdot x / L_e$$

#### Smer $x$ (prečna smer):

– okvirji: 2-2 in 4-4:  $y_2 = y_4 = 8,0$  m  
 $L_{e,x} = 32,0$  m

$$\delta_{2,4} = 1 + 1,2 \cdot y_2 / L_{e,x} = 1 + 1,2 \cdot 8,0 \text{ m} / 32,0 \text{ m} = 1,3$$

– okvirji: 1-1 in 5-5:  $y_1 = y_5 = 16,0$  m  
 $L_{e,x} = 32,0$  m

$$\delta_{1,5} = 1 + 1,2 \cdot y_1 / L_{e,x} = 1 + 1,2 \cdot 16,0 \text{ m} / 32,0 \text{ m} = 1,6$$

### Smer y (vzdolžna smer):

– okvirji: A-A in C-C:  $x_{,A} = x_{,C} = 9,0 \text{ m}$   
 $L_{e,y} = 18,0 \text{ m}$

$$\delta_{A,C} = 1 + 1,2 \cdot x_{,A} / L_{e,y} = 1 + 1,2 \cdot 9,0 \text{ m} / 18,0 \text{ m} = 1,6$$

### 7.3.8 Razdelitev sil po višini

Za osnovni nihajni obliki obeh ravninskih modelov se uporabi predpostavka, da vodoravni premiki linearno naraščajo po višini stavbe. Učinke potresnega vpliva (notranje sile in deformacije) določimo za oba ravninska modela v skladu z EN 1998-1 točka 4.3.3.2.3.

$F_i = F_b \cdot (z_i \cdot m_i) / (\sum z_j \cdot m_j) \dots z_{i,z_j}$  – kota mas  $m_i$  in  $m_j$  nad nivojem temelja ali toge kleti.

### Smer x (prečna smer):

– porazdelitev celotne obtežbe na posamezne okvirje

$z_1 = 3,2 \text{ m}$	$F_{M1} = 3115,8 \text{ kN} / 5 = 623,2 \text{ kN}$
$z_2 = 6,4 \text{ m}$	$F_{M2} = 3115,8 \text{ kN} / 5 = 623,2 \text{ kN}$
$z_3 = 9,6 \text{ m}$	$F_{M3} = 3115,8 \text{ kN} / 5 = 623,2 \text{ kN}$
$z_4 = 12,8 \text{ m}$	$F_{M4} = 3115,8 \text{ kN} / 5 = 623,2 \text{ kN}$
$z_5 = 16,0 \text{ m}$	$F_{M5} = 3180,2 \text{ kN} / 5 = 636,0 \text{ kN}$
$z_6 = 20,8 \text{ m}$	$F_6 = 520,5 \text{ kN} / 5 = 104,2 \text{ kN}$

– porazdelitev obtežbe posameznega okvirja po višini

$$\begin{aligned} F_{M1} \cdot z_1 + F_{M2} \cdot z_2 + F_{M3} \cdot z_3 + F_{M4} \cdot z_4 + F_{M5} \cdot z_5 + F_s \cdot z_6 &= \\ = 623,2 \text{ kN} \cdot 3,2 \text{ m} + 623,2 \text{ kN} \cdot 6,4 \text{ m} + 623,2 \text{ kN} \cdot 9,6 \text{ m} + 623,2 \text{ kN} \cdot 12,8 \text{ m} + \\ + 636,0 \text{ kN} \cdot 16,0 \text{ m} + 104,2 \text{ kN} \cdot 20,8 \text{ m} &= 32285,8 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_{1,x} &= F_{b,x} \cdot (F_{M1} \cdot z_1) / (F_{M1} \cdot z_1 + F_{M2} \cdot z_2 + F_{M3} \cdot z_3 + F_{M4} \cdot z_4 + F_{M5} \cdot z_5 + F_s \cdot z_6) = \\ &= 148,8 \text{ kN} \cdot (623,2 \text{ kN} \cdot 3,2 \text{ m}) / 32285,8 \text{ kNm} = 9,2 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_{2,x} &= F_{b,x} \cdot (F_{M2} \cdot z_2) / (F_{M1} \cdot z_1 + F_{M2} \cdot z_2 + F_{M3} \cdot z_3 + F_{M4} \cdot z_4 + F_{M5} \cdot z_5 + F_s \cdot z_6) = \\ &= 148,8 \text{ kN} \cdot (623,2 \text{ kN} \cdot 6,4 \text{ m}) / 32285,8 \text{ kNm} = 18,4 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$F_{3,x} = F_{b,x} \cdot (F_{M3} \cdot z_3) / (F_{M1} \cdot z_1 + F_{M2} \cdot z_2 + F_{M3} \cdot z_3 + F_{M4} \cdot z_4 + F_{M5} \cdot z_5 + F_s \cdot z_6) = \\ = 148,8 \text{ kN} \cdot (623,2 \text{ kN} \cdot 9,6 \text{ m}) / 32285,8 \text{ kNm} = 27,6 \text{ kN}$$

$$F_{4,x} = F_{b,x} \cdot (F_{M4} \cdot z_4) / (F_{M1} \cdot z_1 + F_{M2} \cdot z_2 + F_{M3} \cdot z_3 + F_{M4} \cdot z_4 + F_{M5} \cdot z_5 + F_s \cdot z_6) = \\ = 148,8 \text{ kN} \cdot (623,2 \text{ kN} \cdot 12,8 \text{ m}) / 32285,8 \text{ kNm} = 36,8 \text{ kN}$$

$$F_{5,x} = F_{b,x} \cdot (F_{M5} \cdot z_5) / (F_{M1} \cdot z_1 + F_{M2} \cdot z_2 + F_{M3} \cdot z_3 + F_{M4} \cdot z_4 + F_{M5} \cdot z_5 + F_s \cdot z_6) = \\ = 148,8 \text{ kN} \cdot (636,0 \text{ kN} \cdot 16,0 \text{ m}) / 32285,8 \text{ kNm} = 46,8 \text{ kN}$$

$$F_{6,x} = F_{b,x} \cdot (F_{M6} \cdot z_6) / (F_{M1} \cdot z_1 + F_{M2} \cdot z_2 + F_{M3} \cdot z_3 + F_{M4} \cdot z_4 + F_{M5} \cdot z_5 + F_s \cdot z_6) = \\ = 148,8 \text{ kN} \cdot (104,2 \text{ kN} \cdot 20,8 \text{ m}) / 32285,8 \text{ kNm} = 10,0 \text{ kN}$$

### Smer y (vzdolžna smer):

– porazdelitev celotne obtežbe na posamezna paličja z centričnimi diagonalami

$$z_1 = 3,2 \text{ m} \quad F_{M1} = 3115,8 \text{ kN} / 2 = 1558,0 \text{ kN}$$

$$z_2 = 6,4 \text{ m} \quad F_{M2} = 3115,8 \text{ kN} / 2 = 1558,0 \text{ kN}$$

$$z_3 = 9,6 \text{ m} \quad F_{M3} = 3115,8 \text{ kN} / 2 = 1558,0 \text{ kN}$$

$$z_4 = 12,8 \text{ m} \quad F_{M4} = 3115,8 \text{ kN} / 2 = 1558,0 \text{ kN}$$

$$z_5 = 16,0 \text{ m} \quad F_{M5} = 3180,2 \text{ kN} / 2 = 1590,0 \text{ kN}$$

$$z_6 = 20,8 \text{ m} \quad F_{M6} = 520,5 \text{ kN} / 2 = 260,3 \text{ kN}$$

– Porazdelitev obtežbe posameznega paličja po višini

$$F_{M1} \cdot z_1 + F_{M2} \cdot z_2 + F_{M3} \cdot z_3 + F_{M4} \cdot z_4 + F_{M5} \cdot z_5 + F_s \cdot z_6 = \\ = 1558,0 \text{ kN} \cdot 3,2 \text{ m} + 1558,0 \text{ kN} \cdot 6,4 \text{ m} + 1558,0 \text{ kN} \cdot 9,6 \text{ m} + 1558,0 \text{ kN} \cdot 12,8 \text{ m} + \\ + 1590,0 \text{ kN} \cdot 16,0 \text{ m} + 260,3 \text{ kN} \cdot 20,8 \text{ m} = 80710,3 \text{ kNm}$$

$$F_{1,y} = F_{b,y} \cdot (F_{M1} \cdot z_1) / (F_{M1} \cdot z_1 + F_{M2} \cdot z_2 + F_{M3} \cdot z_3 + F_{M4} \cdot z_4 + F_{M5} \cdot z_5 + F_s \cdot z_6) = \\ = 811,3 \text{ kN} \cdot (1558,0 \text{ kN} \cdot 3,2 \text{ m}) / 80710,3 \text{ kNm} = 50,2 \text{ kN}$$

$$F_{2,y} = F_{b,y} \cdot (F_{M2} \cdot z_2) / (F_{M1} \cdot z_1 + F_{M2} \cdot z_2 + F_{M3} \cdot z_3 + F_{M4} \cdot z_4 + F_{M5} \cdot z_5 + F_s \cdot z_6) = \\ = 811,3 \text{ kN} \cdot (1558,0 \text{ kN} \cdot 6,4 \text{ m}) / 80710,3 \text{ kNm} = 100,3 \text{ kN}$$

$$F_{3,y} = F_{b,y} \cdot (F_{M3} \cdot z_3) / (F_{M1} \cdot z_1 + F_{M2} \cdot z_2 + F_{M3} \cdot z_3 + F_{M4} \cdot z_4 + F_{M5} \cdot z_5 + F_s \cdot z_6) = \\ = 811,3 \text{ kN} \cdot (1558,0 \text{ kN} \cdot 9,6 \text{ m}) / 80710,3 \text{ kNm} = 150,4 \text{ kN}$$

$$F_{4,y} = F_{b,y} \cdot (F_{M4} \cdot z_4) / (F_{M1} \cdot z_1 + F_{M2} \cdot z_2 + F_{M3} \cdot z_3 + F_{M4} \cdot z_4 + F_{M5} \cdot z_5 + F_s \cdot z_6) = \\ = 811,3 \text{ kN} \cdot (1558,0 \text{ kN} \cdot 12,8 \text{ m}) / 80710,3 \text{ kNm} = 200,8 \text{ kN}$$

$$F_{5,y} = F_{b,y} \cdot (F_{M5} \cdot z_5) / (F_{M1} \cdot z_1 + F_{M2} \cdot z_2 + F_{M3} \cdot z_3 + F_{M4} \cdot z_4 + F_{M5} \cdot z_5 + F_s \cdot z_6) = \\ = 811,3 \text{ kN} \cdot (1590,0 \text{ kN} \cdot 16,0 \text{ m}) / 80710,3 \text{ kNm} = 255,8 \text{ kN}$$

$$F_{6,y} = F_{b,y} \cdot (F_{M6} \cdot z_6) / (F_{M1} \cdot z_1 + F_{M2} \cdot z_2 + F_{M3} \cdot z_3 + F_{M4} \cdot z_4 + F_{M5} \cdot z_5 + F_s \cdot z_6) = \\ = 811,3 \text{ kN} \cdot (260,3 \text{ kN} \cdot 20,8 \text{ m}) / 80710,3 \text{ kNm} = 54,4 \text{ kN}$$

## 7.4 Kontrola nosilnosti v prečni smeri

### 7.4.1 Obtežne kombinacije

Seizmične sile upoštevamo skupaj z ostalimi neseizmičnimi vplivi v skladu z EN 1990 točka 6.4.3.4 z naslednjo obtežno kombinacijo:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} + \gamma_i \cdot A_{Ed}$$

$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$  – neseizmični del obtežbe  
 $\gamma_i \cdot A_{Ed}$  – seizmični del obtežbe

$\psi_{2,i} = 0,3$  – pisarne

$\psi_{2,i} = 0,6$  – ostali prostori (restavracija, caffè bar, kuhinja, knjižnica)

– gravitacijske sile – neseizmični del obtežbe

(upoštevam teorijo prvega , geometrijskih nepravilnosti ne upoštevam):

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

– potresne sile – seizmični del obtežbe:

$$\gamma_I \cdot A_{Ed}$$

Pri kontroli nosilnosti konstrukcije na potresno obtežbo naredim ločeni kontroli za notranje in zunanje okvirje.

## 7.4.2 Obtežne sile za gravitacijski del obtežbe seizmičnega projektnega stanja

**Smer x (prečna smer):**

**Notranji okvirji:**

Opomba: pri okvirju 3-3 ni pričakovati torzijskih vplivov zaradi slučajne ekscentričnosti ( $\delta_3 = 0$ ), vendar je predvideno da bodo vsi Notranji okvirji (okvirji 2-2, 3-3 in 4-4) enaki.

$$F_{1,x,cel} = \gamma_1 \cdot F_{1,x} \cdot \delta_{2,4} = 1,0 \cdot 9,2 \text{ kN} \cdot 1,3 = 12,0 \text{ kN}$$

$$F_{2,x,cel} = \gamma_1 \cdot F_{2,x} \cdot \delta_{2,4} = 1,0 \cdot 18,4 \text{ kN} \cdot 1,3 = 23,9 \text{ kN}$$

$$F_{3,x,cel} = \gamma_1 \cdot F_{3,x} \cdot \delta_{2,4} = 1,0 \cdot 27,6 \text{ kN} \cdot 1,3 = 35,9 \text{ kN}$$

$$F_{4,x,cel} = \gamma_1 \cdot F_{4,x} \cdot \delta_{2,4} = 1,0 \cdot 36,8 \text{ kN} \cdot 1,3 = 47,8 \text{ kN}$$

$$F_{5,x,cel} = \gamma_1 \cdot F_{5,x} \cdot \delta_{2,4} = 1,0 \cdot 46,8 \text{ kN} \cdot 1,3 = 60,8 \text{ kN}$$

$$F_{6,x,cel} = \gamma_1 \cdot F_{6,x} \cdot \delta_{2,4} = 1,0 \cdot 10,0 \text{ kN} \cdot 1,3 = 13,0 \text{ kN}$$

**Zunanji okvirji:**

$$F_{1,x,cel} = \gamma_1 \cdot F_{1,x} \cdot \delta_{1,5} = 1,0 \cdot 9,2 \text{ kN} \cdot 1,6 = 14,7 \text{ kN}$$

$$F_{2,x,cel} = \gamma_1 \cdot F_{2,x} \cdot \delta_{1,5} = 1,0 \cdot 18,4 \text{ kN} \cdot 1,6 = 29,4 \text{ kN}$$

$$F_{3,x,cel} = \gamma_1 \cdot F_{3,x} \cdot \delta_{1,5} = 1,0 \cdot 27,6 \text{ kN} \cdot 1,6 = 44,2 \text{ kN}$$

$$F_{4,x,cel} = \gamma_1 \cdot F_{4,x} \cdot \delta_{1,5} = 1,0 \cdot 36,8 \text{ kN} \cdot 1,6 = 58,9 \text{ kN}$$

$$F_{5,x,cel} = \gamma_1 \cdot F_{5,x} \cdot \delta_{1,5} = 1,0 \cdot 46,8 \text{ kN} \cdot 1,6 = 74,9 \text{ kN}$$

$$F_{6,x,cel} = \gamma_1 \cdot F_{6,x} \cdot \delta_{1,5} = 1,0 \cdot 10,0 \text{ kN} \cdot 1,6 = 16,0 \text{ kN}$$

**Smer y (vzdolžna smer):**

**Zunanji paličji**

Potresno obtežbo v vzdolžni smeri prevzmeta zunanji paličji z nateznimi diagonalami

$$F_{1,y,cel} = \gamma_1 \cdot F_{1,y} \cdot \delta_{A,C} = 1,0 \cdot 50,2 \text{ kN} \cdot 1,6 = 80,3 \text{ kN}$$

$$F_{2,y,cel} = \gamma_1 \cdot F_{2,y} \cdot \delta_{A,C} = 1,0 \cdot 100,3 \text{ kN} \cdot 1,6 = 160,5 \text{ kN}$$

$$F_{3,y,cel} = \gamma_1 \cdot F_{3,y} \cdot \delta_{A,C} = 1,0 \cdot 150,4 \text{ kN} \cdot 1,6 = 240,6 \text{ kN}$$

$$F_{4,y,cel} = \gamma_1 \cdot F_{4,y} \cdot \delta_{A,C} = 1,0 \cdot 200,8 \text{ kN} \cdot 1,6 = 321,3 \text{ kN}$$

$$F_{5,y,cel} = \gamma_1 \cdot F_{5,y} \cdot \delta_{A,C} = 1,0 \cdot 255,8 \text{ kN} \cdot 1,6 = 409,3 \text{ kN}$$

$$F_{6,y,cel} = \gamma_1 \cdot F_{6,y} \cdot \delta_{A,C} = 1,0 \cdot 54,4 \text{ kN} \cdot 1,6 = 87,0 \text{ kN}$$

### 7.4.3 Kontrola kompaktnosti prerezov

V konstrukciji morajo biti izpolnjeni naslednji pogoji glede kompaktnosti prerezov:

**PREČKE:** 1. Razred kompaktnosti + bočno podpiranje prečk na rasterju 3m in dodatno bočno podpiranje v območju plastičnih členkov (na prehodu iz vute v osnovni nosilec).  
S tem je zagotovljena lokalna duktilnost in je omogočen razvoj plastičnih členkov v prečkah.

**STEBRI:** 1. Razred kompaktnosti

### 7.4.4 Globalna duktilnost

Pogoj za doseganje globalne duktilnosti večetažnih okvirnih konstrukcij:

$$\Sigma M_{R,C} \geq 1,3 \cdot \Sigma M_{R,B}$$

$$\Sigma M_{R,C} = M_{pl,rd,c} \quad 1.R.K. \quad \text{za steber (column)}$$

$$\Sigma M_{R,B} = M_{pl,rd,b} \quad 1.R.K. \quad \text{za prečko (beam)}$$

#### **Notranji okvirji:**

– spoj prečka IPE 300 S 355 – zunanji steber HEB 700 S 355

$$\begin{aligned} \Sigma M_{R,C} &= M_{pl,rd,c} = W_{pl,y,c} \cdot f_y / \gamma_{M0} = 8320 \text{ cm}^3 \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0 = \\ &= 295360 \text{ kNcm} = 2953,6 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Sigma M_{R,B} &= M_{pl,rd,b} = W_{pl,y,b} \cdot f_y / \gamma_{M0} = 628 \text{ cm}^3 \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0 = \\ &= 22300 \text{ kNcm} = 223,0 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\Sigma M_{R,C} = 2953,6 \text{ kNm} \geq 1,3 \cdot \Sigma M_{R,B} = 1,3 \cdot 223,0 \text{ kNm} = 290,0 \text{ kNm}$$

– spoj prečki IPE 300 S 355 – notranji steber HEB 700 S 355

$$\begin{aligned} \Sigma M_{R,C} &= M_{pl,rd,c} = W_{pl,y,c} \cdot f_y / \gamma_{M0} = 8320 \text{ cm}^3 \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0 = \\ &= 295360 \text{ kNcm} = 2953,6 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Sigma M_{R,B} &= 2 \cdot M_{pl,rd,b} = 2 \cdot W_{pl,y,b} \cdot f_y / \gamma_{M0} = 2 \cdot 628 \text{ cm}^3 \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0 = \\ &= 44600 \text{ kNcm} = 446,0 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\Sigma M_{R,C} = 2953,6 \text{ kNm} \geq 1,3 \cdot \Sigma M_{R,B} = 1,3 \cdot 446,0 \text{ kNm} = 598,0 \text{ kNm}$$

### Zunanji okvirji:

– spoj prečka IPE 300 S 235 – zunanji steber HEB 800 S 355

$$\begin{aligned} \Sigma M_{R,C} &= M_{pl,rd,c} = W_{pl,y,c} \cdot f_y / \gamma_{M0} = 10220 \text{ cm}^3 \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0 = \\ &= 362830 \text{ kNcm} = 3628,3 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Sigma M_{R,B} &= M_{pl,rd,b} = W_{pl,y,b} \cdot f_y / \gamma_{M0} = 628 \text{ cm}^3 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0 = \\ &= 14760 \text{ kNcm} = 147,6 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\Sigma M_{R,C} = 3628,3 \text{ kNm} \geq 1,3 \cdot \Sigma M_{R,B} = 1,3 \cdot 147,6 \text{ kNm} = 191,8 \text{ kNm}$$

– spoj prečki IPE 300 S 235 – notranji steber HEB 800 S 355

$$\begin{aligned} \Sigma M_{R,C} &= M_{pl,rd,c} = W_{pl,y,c} \cdot f_y / \gamma_{M0} = 10220 \text{ cm}^3 \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0 = \\ &= 362830 \text{ kNcm} = 3628,3 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Sigma M_{R,B} &= 2 \cdot M_{pl,rd,b} = 2 \cdot W_{pl,y,b} \cdot f_y / \gamma_{M0} = 2 \cdot 628 \text{ cm}^3 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0 = \\ &= 29516 \text{ kNcm} = 295,2 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\Sigma M_{R,C} = 3628,3 \text{ kNm} \geq 1,3 \cdot \Sigma M_{R,B} = 1,3 \cdot 295,2 \text{ kNm} = 383,8 \text{ kNm}$$

Pogojem globalne duktilnosti je zadoščeno, pri veliki potresni obtežbi plastični se členki lahko tvorijo v prečkah (pri prehodu iz vute v osnovni nosilec), pojava plastičnih členkov v stebrih ni možna (izjema je območje stebra ob vpetju v temelj, dovoljen je nastanek plastičnih členkov v stebru ob vpetju stebra v temelj).

### 7.4.5 Določanje sodelujoče širine za potresno analizo

V skladu s SIST ENV 1998-1-1, točka 7.4.2 (1) v potresni analizi upoštevam togost sovprežnih prečnih prerezov v območju, kjer je beton v tlaku z naslednjim razmerjem elastičnih modulov:

$$n = E_j / E_{cm} = 7$$

$E_j$  – elastični modul jekla

$E_{cm}$  – elastični modul uporabljenega betona

Togost sovprežnih prečnih prerezov z betonom v nategu se izračuna ob upoštevanju predpostavke, da betonski del prečnega prereza razpoka in da deluje le jekleni del prečnega prereza.

Za potresno analizo je potrebno izračunati nove sodelujoče širine betonske plošče, ki se razlikujejo od sodelujočih širin betonske plošče pri statični obtežbi. Potrebno je ločeno določiti sodelujoče širine betonske plošče za dele sovprežnega nosilca z betonsko ploščo v tlaku ( $I_1$ ) in ločeno za dele sovprežnega nosilca v nategu ( $I_2$ ). Konstrukcijo je potrebno analizirati ob upoštevanju dejstva, da je pri potresni obtežbi beton v nekaterih območjih obremenjen tlačno, v nekaterih območjih pa natezno.

V skladu z EN 1998-1 poglavje 7.7.2 točka P(3) je možno izvesti globalno analizo konstrukcije ob upoštevanju nadomestnega vztrajnostnega momenta  $I_{eq}$  po celi dolžini sovprežnega nosilca (na dolžini jeklenega nosilca, kjer je zagotovljena povezava med jeklenim nosilcem in betonsko ploščo).

$$I_{eq} = 0,6 \cdot I_1 + 0,4 \cdot I_2$$

$I_1$  – vztrajnostni moment sovprežnega nosilca z betonom v tlaku

$I_2$  – vztrajnostni moment sovprežnega nosilca z betonom v nategu

Sodelujoče širine betonske plošče je potrebno določiti ločeno za elastično globalno analizo in ločeno za določanje plastične upogibne sovprežnega nosilca.

Sodelujoče širine se določijo v skladu z EN 1998-1 preglednice 7.5 I (za elastično globalno analizo) in 7.5 II (za določanje plastične upogibne nosilnosti sovprežnega nosilca).

### **Sodelujoče širine za potresno analizo**

#### **Notranji okvirji**

Upoštevam da je prečni element (sekundarni sovprežni nosilec) prisoten, zato je sodelujoča širina enaka za območje zunanjih in notranjih stebrov.



- pri negativnem momentu:

$$b_e = 0,05 \cdot l = 0,05 \cdot 9 \text{ m} = 0,45 \text{ m}$$

$$b_{\text{eff}} = 2 \cdot b_e = 2 \cdot 0,45 \text{ m} = 0,90 \text{ m}$$

- pri pozitivnem momentu:

$$b_e = 0,0375 \cdot l = 0,0375 \cdot 9 \text{ m} = 0,34 \text{ m}$$

$$b_{\text{eff}} = 2 \cdot b_e = 2 \cdot 0,34 \text{ m} = 0,68 \text{ m}$$

V skladu z EN 1998-1 poglavje 7.7.5 točka P(1) betonska plošča ne sme biti na noben način povezana z jeklenim nosilcem v krogu  $2 \cdot b_{\text{eff}}$  okrog stebra če želimo zagotoviti disipiranje potresne energije samo v jeklenem nosilcu.

Za  $b_{\text{eff}}$  se vzame največja od sodelujočih širin nosilcev, ki so priključeni na obravnavani steber (v našem primeru je merodajna sodelujoča širina sovprežne prečke primarnega nosilnega okvirja).

### **Območje prečk prečnih okvirjev, na katerem je lahko predpisano sovprežje**

Momenti, ki se pojavijo v sovprežnem nosilcu so lahko pozitivnega ali negativnega predznaka, zato upoštevam manjšo sodelujočo širino za določitev nadomestnega jeklenega nosilca za globalno analizo, pri določanju območja okoli stebra, na katerem ne sme biti predpisano sovprežje, pa upoštevam večjo sodelujočo širino.

$$\begin{aligned} \max L_{\text{sovprežje}} &= L - 4 \cdot b_{\text{eff}} \\ &= 9,0 \text{ m} - 4 \cdot 0,90 \text{ m} = 5,4 \text{ m} \end{aligned}$$

Največja dolžina na kateri je lahko predpisano sovprežje je srednjih 5,4 m.

Zaradi zagotovitve večjega območja za disipacijo potresne energije predpišem sovprežje na srednji dolžini 5,0 m (sovprežje se začne na vsaki strani na razdalji 2,0 m od osi stebra).

### **Geometrijske karkteristike sovpržnih nosilcev pri potresni analizi**

#### **Notranji okvirji**

Jekleni nosilec IPE 300 (S 355 J0)

$$I_j = 8360 \text{ cm}^4$$

$$A_j = 53,8 \text{ cm}^2$$

Geometrijske karakteristike sovprežnega prereza pri statični obtežbi, kjer je sodelujoča širina betonske plošče  $b_{\text{eff}} = 135 \text{ cm}$ .

$$A_b = 1168,8 \text{ cm}^2$$

$$S_b = 5685,9 \text{ cm}^3$$

$$I_b = 12766,8 \text{ cm}^4$$

Geometrijske karakteristike betonske plošče s profilirano pločevino določim v razmerju sodelujočih širin (del betonske plošče med rebri profilirane pločevine se upošteva pri določanju upogibne togosti).

a) beton je v tlaku (sodelujoča širina je 68 cm)

$$A_b = 1168,8 \text{ cm}^2 \cdot 68 \text{ cm} / 135 \text{ cm} = 588,6 \text{ cm}^2$$

$$S_b = 5685,9 \text{ cm}^3 \cdot 68 \text{ cm} / 135 \text{ cm} = 2864,0 \text{ cm}^3$$

$$I_b = 12766,8 \text{ cm}^4 \cdot 68 \text{ cm} / 135 \text{ cm} = 6430,8 \text{ cm}^4$$

$n = 7$  (predpostavka pri potresni analizi)

$$A_{\text{id}} = A_j + A_b / n = 53,8 \text{ cm}^2 + 588,6 \text{ cm}^2 / 7 = 137,8 \text{ cm}^2$$

$$a = h_j + h_b = 30,0 \text{ cm} / 2 + 7,13 \text{ cm} = 22,13 \text{ cm}$$

$$a_j = a \cdot A_b / (A_{\text{id}} \cdot n) = 22,13 \text{ cm} \cdot 588,6 \text{ cm}^2 / (137,8 \text{ cm}^2 \cdot 7) = 13,50 \text{ cm}$$

$$a_b = a \cdot A_j / A_{\text{id}} = 22,13 \text{ cm} \cdot 53,8 \text{ cm}^2 / 137,8 \text{ cm}^2 = 8,63 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} I_{\text{id}} &= I_j + A_j \cdot a_j^2 + (I_b + A_b \cdot a_b^2) / n = \\ &= 8360 \text{ cm}^4 + 53,8 \text{ cm}^2 \cdot (13,50 \text{ cm})^2 + (6430,8 \text{ cm}^4 + 588,6 \text{ cm}^2 \cdot (8,63 \text{ cm})^2) / 7 = \\ &= 25346,3 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$A_{\text{id}} = 137,8 \text{ cm}^2$$

$$I_{\text{id}} = 25346,3 \text{ cm}^4$$

b) beton je v nategu (sodelujoča širina je 90 cm)

$$I_j = 8360 \text{ cm}^4$$

$$A_j = 53,8 \text{ cm}^2$$

Beton v nategu je razpokan, zato v betonski plošči nosi samo armatura v efektivni širini betonske plošče. V betonski plošči je predvidena armatura 2 x Q 385, predviden je zaščitni sloj betona 2 cm.

$$A_{s1} = A_{s2} = Q \ 385 = 3,85 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$A_{s1} = A_{s2} = 3,85 \text{ cm}^2 \cdot 90 \text{ cm} / 100 \text{ cm} = 3,48 \text{ cm}^2 / b_{\text{eff}}$$

$$A_s = 0,90 \text{ cm}^2 / b_{\text{eff}} \text{ (prerez armature v sodelujoči širini betonske plošče)}$$

$$a_{s1} = h_p + h_j / 2 = 5,8 \text{ cm} + 30,0 \text{ cm} / 2 = 20,8 \text{ cm}$$

$$a_{s2} = d_p - 2 \text{ cm} + h_j / 2 = 12 \text{ cm} - 2 \text{ cm} + 30,0 \text{ cm} / 2 = 25,0 \text{ cm}$$

$$A_{id} = A_j + A_{s1} + A_{s2} = 53,8 \text{ cm}^2 + 3,48 \text{ cm}^2 + 3,48 \text{ cm}^2 = 60,8 \text{ cm}^2$$

$$z_t = (A_{s1} \cdot a_{s1} + A_{s2} \cdot a_{s2}) / A_{id} =$$

$$= (3,48 \text{ cm}^2 \cdot 20,8 \text{ cm} + 3,48 \text{ cm}^2 \cdot 25,0 \text{ cm}) / 60,8 \text{ cm}^2 = 2,63 \text{ cm}$$

$$I_{id} = I_j + A_j \cdot z_t^2 + A_{s1} \cdot (a_{s1} - z_t)^2 + A_{s2} \cdot (a_{s2} - z_t)^2 =$$

$$= 8360 \text{ cm}^4 + 53,8 \text{ cm}^2 \cdot (2,63 \text{ cm})^2 + 3,48 \text{ cm}^2 \cdot (20,8 \text{ cm} - 2,63 \text{ cm})^2 +$$
$$+ 3,48 \text{ cm}^2 \cdot (25,0 \text{ cm} - 2,63 \text{ cm})^2 = 11622,3 \text{ cm}^4$$

$$A_{id} = 60,8 \text{ cm}^2$$

$$I_{id} = I_2 = 11622,3 \text{ cm}^4$$

V skladu z EN 1998-1 lahko za globalno elastično analizo uporabimo nadomestni vztrajnostni moment, ki je enak po celem sovprežnem nosilcu (na območju, kjer je zagotovljena sovprežna povezava med jeklenim nosilcem in betonsko ploščo).

$$I_{eq} = 0,6 \cdot I_1 + 0,4 \cdot I_2 = 0,6 \cdot 25346,3 \text{ cm}^4 + 0,4 \cdot 11622,3 \text{ cm}^4 = 19856,8 \text{ cm}^4$$

$$I_{eq} = 19856,8 \text{ cm}^4$$

#### 7.4.6 Kontrola vpliva TDR

V skladu s SIST EN 1998-1, točka 4.4.2.2 P(1) Vpliva teorije drugega reda (P-Δ efekt)

$$\theta = (P_{\text{tot}} \cdot d_r) / (V_{\text{tot}} \cdot h)$$

$\theta$  – koeficient občutljivosti za etažne pomike

$P_{\text{tot}}$  – celotna vertikalna sila težnosti v obravnavani etaži pri potresnem projektnejem stanju

$d_r$  – projektni etažni pomik

$V_{\text{tot}}$  – celotna prečna sila v etaži zaradi potresa

$h$  – višina etaže

Če je  $0,1 \leq \theta \leq 0,2$  se lahko približno upošteva vpliv TDR tako, da se vplivi potresne obtežbe povečajo s faktorjem  $k_\theta$ . Vrednost koeficienta  $\theta$  ne sme biti večja od 0,3.

$$k_\theta = 1 / (1 - \theta)$$

#### Notranji okvirji:

1. etaža:

$$P_{\text{tot},1} = (924,4 + 1647,6 + 943,8) \text{ kN} = 3515,8 \text{ kN}$$

$$V_{\text{tot},1} = (62,7 + 70,5 + 60,3) \text{ kN} = 193,5 \text{ kN}$$

$$d_{r,1} = 1,63 \text{ cm}$$

$$h_1 = 320 \text{ cm}$$

$$\theta_1 = (P_{\text{tot},1} \cdot d_{r,1}) / (V_{\text{tot},1} \cdot h_1) = (3515,8 \text{ kN} \cdot 1,63 \text{ cm}) / (193,5 \text{ kN} \cdot 320 \text{ cm}) = 0,093$$

2. etaža:

$$P_{\text{tot},2} = (747,2 + 1326,3 + 766,3) \text{ kN} = 2839,8 \text{ kN}$$

$$V_{\text{tot},2} = (55,1 + 72,1 + 54,2) \text{ kN} = 181,4 \text{ kN}$$

$$d_{r,2} = 3,80 \text{ cm}$$

$$h_2 = 320 \text{ cm}$$

$$\theta_2 = (P_{\text{tot},2} \cdot d_{r,2}) / (V_{\text{tot},2} \cdot h_2) = (2839,8 \text{ kN} \cdot 3,80 \text{ cm}) / (181,4 \text{ kN} \cdot 320 \text{ cm}) = 0,186$$

3.etaža:

$$P_{\text{tot},3} = (571,2 + 1007,1 + 589,7) \text{ kN} = 2168,0 \text{ kN}$$

$$V_{\text{tot},3} = (46,3 + 66,8 + 44,4) \text{ kN} = 157,5 \text{ kN}$$

$$d_{r,3} = 4,63 \text{ cm}$$

$$h_3 = 320 \text{ cm}$$

$$\theta_3 = (P_{\text{tot},3} \cdot d_{r,3}) / (V_{\text{tot},3} \cdot h_3) = (2168,0 \text{ kN} \cdot 4,63 \text{ cm}) / (157,5 \text{ kN} \cdot 320 \text{ cm}) = 0,199$$

4.etaža:

$$P_{\text{tot},4} = (395,2 + 688,3 + 412,8) \text{ kN} = 1496,3 \text{ kN}$$

$$V_{\text{tot},4} = (30,2 + 54,4 + 37,0) \text{ kN} = 121,6 \text{ kN}$$

$$d_{r,4} = 4,56 \text{ cm}$$

$$h_4 = 320 \text{ cm}$$

$$\theta_4 = (P_{\text{tot},4} \cdot d_{r,4}) / (V_{\text{tot},4} \cdot h_4) = (1496,3 \text{ kN} \cdot 4,56 \text{ cm}) / (121,6 \text{ kN} \cdot 320 \text{ cm}) = 0,175$$

5.etaža:

$$P_{\text{tot},5} = (219,5 + 369,5 + 235,3) \text{ kN} = 824,3 \text{ kN}$$

$$V_{\text{tot},5} = (-6,4 + 46,0 + 34,2) \text{ kN} = 73,8 \text{ kN}$$

$$d_{r,5} = 4,00 \text{ cm}$$

$$h_5 = 320 \text{ cm}$$

$$\theta_5 = (P_{\text{tot},5} \cdot d_{r,5}) / (V_{\text{tot},5} \cdot h_5) = (824,3 \text{ kN} \cdot 4,00 \text{ cm}) / (73,8 \text{ kN} \cdot 320 \text{ cm}) = 0,140$$

6.etaža:

$$P_{\text{tot},6} = (45,0 + 49,8 + 58,0) \text{ kN} = 152,8 \text{ kN}$$

$$V_{\text{tot},6} = (25,4 - 0,4 - 12,0) \text{ kN} = 13,0 \text{ kN}$$

$$d_{r,6} = 4,75 \text{ cm}$$

$$h_6 = 480 \text{ cm}$$

$$\theta_6 = (P_{\text{tot},6} \cdot d_{r,6}) / (V_{\text{tot},6} \cdot h_6) = (152,8 \text{ kN} \cdot 4,75 \text{ cm}) / (13,0 \text{ kN} \cdot 480 \text{ cm}) = 0,116$$

$$\theta = \max (\theta_1 ; \theta_2 ; \theta_3 ; \theta_4 ; \theta_5 ; \theta_6) = 0,199 > 0,1 \dots \text{ vpliv TDR je potrebno upoštevati}$$

KOMENTAR: Ker je  $0,1 \leq 0,196 \leq 0,2$  se lahko upošteva vpliv teorije drugega reda z faktorjem  $k_\theta$ .

$$k_\theta = 1 / (1 - \theta) = 1 / (1 - 0,199) = 1,25$$

S faktorjem  $k_\theta$  pomnožimo horizontalni vpliv (seizmični del) potresnega projektne stanja.

V skladu s SIST EN 1998, poglavje 4.4.2.2 točka (3) lahko v primeru da je  $0,1 \leq \theta \leq 0,2$  upoštevamo TDR z faktorjem  $k_\theta$ .

### Zunanji okvirji:

1.etaža:

$$P_{\text{tot},1} = (506,5 + 885,2 + 520,5) \text{ kN} = 1912,2 \text{ kN}$$

$$V_{\text{tot},1} = (77,9 + 86,1 + 74,2) \text{ kN} = 238,2 \text{ kN}$$

$$d_{r,1} = 1,56 \text{ cm}$$

$$h_1 = 320 \text{ cm}$$

$$\theta_1 = (P_{\text{tot},1} \cdot d_{r,1}) / (V_{\text{tot},1} \cdot h_1) = (1912,2 \text{ kN} \cdot 1,56 \text{ cm}) / (238,2 \text{ kN} \cdot 320 \text{ cm}) = 0,039$$

2.etaža:

$$P_{\text{tot},2} = (409,3 + 713,2 + 423,3) \text{ kN} = 1545,8 \text{ kN}$$

$$V_{\text{tot},2} = (68,8 + 87,4 + 67,2) \text{ kN} = 223,4 \text{ kN}$$

$$d_{r,2} = 3,63 \text{ cm}$$

$$h_2 = 320 \text{ cm}$$

$$\theta_2 = (P_{\text{tot},2} \cdot d_{r,2}) / (V_{\text{tot},2} \cdot h_2) = (1545,8 \text{ kN} \cdot 3,63 \text{ cm}) / (223,4 \text{ kN} \cdot 320 \text{ cm}) = 0,078$$

3.etaža:

$$P_{\text{tot},3} = (313,8 + 543,2 + 327,3) \text{ kN} = 1184,3 \text{ kN}$$

$$V_{\text{tot},3} = (57,5 + 80,8 + 55,7) \text{ kN} = 194,0 \text{ kN}$$

$$d_{r,3} = 4,50 \text{ cm}$$

$$h_3 = 320 \text{ cm}$$

$$\theta_3 = (P_{\text{tot},3} \cdot d_{r,3}) / (V_{\text{tot},3} \cdot h_3) = (1184,3 \text{ kN} \cdot 4,50 \text{ cm}) / (194,0 \text{ kN} \cdot 320 \text{ cm}) = 0,086$$

4.etaža:

$$P_{\text{tot},4} = (218,3 + 373,3 + 231,2) \text{ kN} = 822,8 \text{ kN}$$

$$V_{\text{tot},4} = (35,4 + 66,8 + 47,8) \text{ kN} = 150,0 \text{ kN}$$

$$d_{r,4} = 4,50 \text{ cm}$$

$$h_4 = 320 \text{ cm}$$

$$\theta_4 = (P_{\text{tot},4} \cdot d_{r,4}) / (V_{\text{tot},4} \cdot h_4) = (822,8 \text{ kN} \cdot 4,50 \text{ cm}) / (150,0 \text{ kN} \cdot 320 \text{ cm}) = 0,077$$

5.etaža:

$$P_{\text{tot},5} = (122,8 + 203,6 + 135,0) \text{ kN} = 461,4 \text{ kN}$$

$$V_{\text{tot},5} = (-8,3 + 56,0 + 43,1) \text{ kN} = 90,8 \text{ kN}$$

$$d_{r,5} = 4,12 \text{ cm}$$

$$h_5 = 320 \text{ cm}$$

$$\theta_5 = (P_{\text{tot},5} \cdot d_{r,5}) / (V_{\text{tot},5} \cdot h_5) = (461,4 \text{ kN} \cdot 4,12 \text{ cm}) / (90,8 \text{ kN} \cdot 320 \text{ cm}) = 0,065$$

6.etaža:

$$P_{\text{tot},6} = (28,2 + 33,3 + 38,8) \text{ kN} = 100,3 \text{ kN}$$

$$V_{\text{tot},6} = (33,7 - 1,5 - 16,2) \text{ kN} = 16,0 \text{ kN}$$

$$d_{r,6} = 5,00 \text{ cm}$$

$$h_6 = 480 \text{ cm}$$

$$\theta_6 = (P_{\text{tot},6} \cdot d_{r,6}) / (V_{\text{tot},6} \cdot h_6) = (100,3 \text{ kN} \cdot 5,00 \text{ cm}) / (16,0 \text{ kN} \cdot 480 \text{ cm}) = 0,065$$

$$\theta = \max(\theta_1; \theta_2; \theta_3; \theta_4; \theta_5; \theta_6) = 0,086 \leq 0,1 \dots \text{ vpliva TDR ni potrebno upoštevati}$$

KOMENTAR: Vpliv TDR je potrebno upoštevati samo pri notranjih okvirjih, medtem ko lahko vpliv TDR pri zunanjih okvirjih zanemarim. To je posledica manjših neseizmičnih vertikalnih obtežb pri zunanjih okvirjih, med tem ko so horizontalni pomiki zaradi potresne obtežbe praktično enaki kot pri notranjih okvirjih (stebri zunanjih okvirjev so zaradi omejitve horizontalnih pomikov povečani s HEB 700 na HEB 800).

#### 7.4.7 Kontrola relativnih pomikov etaž

##### Notranji okvirji:

$$d_{e,1} = (2,6 + 2,6 + 2,6) \text{ mm} / 3 = 2,60 \text{ mm} = 0,26 \text{ cm}$$

$$d_{e,2} = (8,7 + 8,7 + 8,6) \text{ mm} / 3 - (2,6 + 2,6 + 2,6) \text{ mm} / 3 = 6,06 \text{ mm} = 0,61 \text{ cm}$$

$$d_{e,3} = (16,1 + 16,0 + 16,0) \text{ mm} / 3 - (8,7 + 8,7 + 8,6) \text{ mm} / 3 = 7,36 \text{ mm} = 0,74 \text{ cm}$$

$$d_{e,4} = (23,3 + 23,3 + 23,3) \text{ mm} / 3 - (16,1 + 16,0 + 16,0) \text{ mm} / 3 = 7,26 \text{ mm} = 0,73 \text{ cm}$$

$$d_{e,5} = (30,0 + 29,6 + 29,4) \text{ mm} / 3 - (23,3 + 23,3 + 23,3) \text{ mm} / 3 = 6,36 \text{ mm} = 0,64 \text{ cm}$$

$$d_{e,6} = (37,1 + 37,3 + 37,5) \text{ mm} / 3 - (30,0 + 29,6 + 29,4) \text{ mm} / 3 = 7,63 \text{ mm} = 0,76 \text{ cm}$$

Projektne reducirane pomike pomnožimo s faktorjem  $q_x$  da dobimo realne projektne pomike:

$$d_{r,1} = d_{e,1} \cdot q_x = 0,26 \text{ cm} \cdot 6,25 = 1,63 \text{ cm}$$

$$d_{r,2} = d_{e,2} \cdot q_x = 0,61 \text{ cm} \cdot 6,25 = 3,80 \text{ cm}$$

$$d_{r,3} = d_{e,3} \cdot q_x = 0,74 \text{ cm} \cdot 6,25 = 4,63 \text{ cm}$$

$$d_{r,4} = d_{e,4} \cdot q_x = 0,73 \text{ cm} \cdot 6,25 = 4,56 \text{ cm}$$

$$d_{r,5} = d_{e,5} \cdot q_x = 0,64 \text{ cm} \cdot 6,25 = 4,00 \text{ cm}$$

$$d_{r,6} = d_{e,6} \cdot q_x = 0,76 \text{ cm} \cdot 6,25 = 4,75 \text{ cm}$$

V skladu z SIST ENV 1998-1; točka 4.4.3.2 (1) b velja za stavbe z duktilnimi nekonstrukcijskimi elementi omejitvev relativnih pomikov etaž in s tem omejitvev poškodb:

$$d_r \cdot v \leq 0,0075 \cdot h$$

$$v (\gamma_I = 1,0) = 0,5$$

$d_r$  – projektni etažni pomik

$v$  – redukcijski faktor, ki upoštava manjšo povratno dobo potresa

$h$  – etažna višina

etaže 1-5:

$$d_r \cdot v = \max d_{r,i} \cdot 0,5 = 4,63 \text{ cm} \cdot 0,5 = 2,32 \text{ cm} \leq 0,0075 \cdot 320 \text{ cm} = 2,40 \text{ cm}$$

$$h_{(i=1-5)} = 3,2 \text{ m} = 320 \text{ cm} \text{ – etažna višina etaž 1-5}$$



### Zunanji okvirji:

$$d_{e,1} = (2,5 + 2,5 + 2,5) \text{ mm} / 3 = 2,50 \text{ mm} = 0,25 \text{ cm}$$

$$d_{e,2} = (8,4 + 8,3 + 8,2) \text{ mm} / 3 - (2,5 + 2,5 + 2,5) \text{ mm} / 3 = 5,80 \text{ mm} = 0,58 \text{ cm}$$

$$d_{e,3} = (15,6 + 15,5 + 15,5) \text{ mm} / 3 - (8,4 + 8,3 + 8,2) \text{ mm} / 3 = 7,23 \text{ mm} = 0,72 \text{ cm}$$

$$d_{e,4} = (22,8 + 22,7 + 22,7) \text{ mm} / 3 - (15,6 + 15,5 + 15,5) \text{ mm} / 3 = 7,23 \text{ mm} = 0,72 \text{ cm}$$

$$d_{e,5} = (29,7 + 29,2 + 29,0) \text{ mm} / 3 - (22,8 + 22,7 + 22,7) \text{ mm} / 3 = 6,57 \text{ mm} = 0,66 \text{ cm}$$

$$d_{e,6} = (37,0 + 37,4 + 37,6) \text{ mm} / 3 - (29,7 + 29,2 + 29,0) \text{ mm} / 3 = 8,03 \text{ mm} = 0,80 \text{ cm}$$

Projektne reducirane pomike pomnožimo s faktorjem  $q_x$  da dobimo realne projektne pomike:

$$d_r = d_e \cdot q_x$$

$$d_{r,1} = d_{e,1} \cdot q_x = 0,25 \text{ cm} \cdot 6,25 = 1,56 \text{ cm}$$

$$d_{r,2} = d_{e,2} \cdot q_x = 0,58 \text{ cm} \cdot 6,25 = 3,63 \text{ cm}$$

$$d_{r,3} = d_{e,3} \cdot q_x = 0,72 \text{ cm} \cdot 6,25 = 4,50 \text{ cm}$$

$$d_{r,4} = d_{e,4} \cdot q_x = 0,72 \text{ cm} \cdot 6,25 = 4,50 \text{ cm}$$

$$d_{r,5} = d_{e,5} \cdot q_x = 0,66 \text{ cm} \cdot 6,25 = 4,12 \text{ cm}$$

$$d_{r,6} = d_{e,6} \cdot q_x = 0,80 \text{ cm} \cdot 6,25 = 5,00 \text{ cm}$$

V skladu z SIST ENV 1998-1; točka 4.4.3.2 (1) b velja za stavbe z duktilnimi nekonstrukcijskimi elementi omejitev relativnih pomikov etaž in s tem omejitev poškodb:

$$d_r \cdot v \leq 0,0075 \cdot h$$

$$v (\gamma_I = 1,0) = 0,5$$

$d_r$  – projektni etažni pomik

$v$  – redukcijski faktor, ki upoštava manjšo povratno dobo potresa

$h$  – etažna višina

etaže 1-5:

$$d_r \cdot v = \max d_{r,i} \cdot 0,5 = 4,50 \text{ cm} \cdot 0,5 = 2,25 \text{ cm} \leq 0,0075 \cdot 320 \text{ cm} = 2,40 \text{ cm}$$

$$h_{(i=1-5)} = 3,2 \text{ m} = 320 \text{ cm} - \text{etažna višina etaž 1-5}$$

#### KOMENTAR:

Osnovna nihajna časa konstrukcije se nahajata na projektnem spektru pospeškov na padajočem delu (med nihajnima časoma  $T_C$  in  $T_D$ ), zato so pri potresni analizi konstrukcije merodajni predvsem (medetažni) pomiki konstrukcije in posledično tudi deloma vpliv TDR (predvsem pri notranjih okvirjih, pri zunanjih okvirjih zaradi manjše vertikalne statične obtežbe vpliv TDR ni problematičen). Zaradi omejitve medetažnih pomikov imajo posledično stebri konstrukcije (Notranji okvirji HEB 700, zunanji okvirji HEB 800) dovolj veliko upogibno nosilnost, da je zagotovljen ustrezni porušni mehanizem (pogoj globalne duktilnosti prečnih okvirjev – cone disipacije so v prečkah in ne v stebrih ali spojih – glej točko 6.4.4).

Pri dimenzioniranju prečnih okvirjev na potresno obremenitev, kot tudi pri sami statični zasnovi konstrukcije sem predpostavil izrecno zahtevo arhitekta, da prečni okvirji ne smejo imeti povezja. Celoten prostor je namenjen pisarniški uporabi po ameriškem sistemu, kar pomeni da je prostor razdeljen na več manjših celic, ki so med seboj ločene z minijaturnimi predelnimi stenami, tak način uporabe prostora ne dovoljuje nobenih povezij v prostoru. Poleg tega v fazi projektiranja za PGD (tema diplomske naloge) prostorska razporeditev še ni dokončno potrjena in so možne še določene prostorske spremembe, kar je še dodaten razlog, da so kakršna koli povezja v ravnini notranjih okvirjev zelo nezaželena. Pri zunanjih okvirjih so z vidika uporabnosti prostora sicer možna povezja v ravnini okvirjev, vendar je z estetskega vidika (zunanja fasada na obeh zunanjih okvirjih je predvidena kot steklena) bolj primerna rešitev z nekoliko močnejšimi stebri in brez povezja (povezja bi zaradi statičnih zahtev – omejitev vitkosti morala biti precejšnjih dimenzij in na sredini povezana z vezno ploščo).

#### 7.4.8 Dimenzioniranje prečk

Prečke notranjih in zunanjih okvirjev so IPE 300, prečke notranjih okvirjev so iz jekla kvalitete S 355 J0, prečke zunanjih okvirjev pa kvalitete S 235 J0.

OPOMBA: prečke zunanjih okvirjev bi lahko bile zaradi statične obtežbe tudi IPE 240 kvalitete jekla S 355, vendar bi bila togost prečk na meji priporočenih vrednosti pri statični obtežbi, poleg tega večja togost prečk tudi nekoliko poveča horizontalno togost objekta, kar pomeni manjše pomike pri potresni obtežbi. Prečke zunanjih okvirjev so nižje kvalitete jekla od prečk notranjih okvirjev, da se izognem nepotrebnem prevelikem faktorju dodatne nosilnosti prečk  $\Omega$ .

## Notranji okvirji

SOVPREŽNA PREČKA IPE 300 S 355 J0 – 1.R.K. + bočno podpiranje na rastru 3m.  
Na mestih plastičnih členkov (na zaključku vute) je nosilec dodatno bočno podprt.

Z izpolnjevanjem pogoja, da so prečke v 1.R.K in da ni nevarnosti bočne zvnitve so zagotovljeni pogoji lokalne duktilnosti in s tem je omogočen razvoj plastičnih členkov v prečkah.

Notranje sile za dimenzioniranje prečk

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + k_{\theta} \cdot M_{Ed,E}$$

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + k_{\theta} \cdot N_{Ed,E}$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M}$$

$M_{Ed,G}$ ,  $N_{Ed,G}$ ,  $V_{Ed,G}$  – notranje sile za gravitacijski del obtežbe seizmičnega projektne stanja

$M_{Ed,E}$ ,  $N_{Ed,E}$ ,  $V_{Ed,E}$  – notranje sile za potresni del obtežbe seizmičnega projektne stanja

Vpliv teorije drugega reda upoštevam s faktorjem  $k_{\theta}$

$$k_{\theta} = 1,25$$

## Notranje sile v prečkah posameznih etaž

1.etaža:

$$M_{Ed,1} = M_{Ed,G,1} + k_{\theta} \cdot M_{Ed,E,1} = 78,2 \text{ kNm} + 1,25 \cdot 31,6 \text{ kNm} = 117,8 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed,1} = N_{Ed,G,1} + k_{\theta} \cdot N_{Ed,E,1} = 15,0 \text{ kN} + 1,25 \cdot -4,4 \text{ kN} = 9,5 \text{ kN (nateg)}$$

$$V_{Ed,G,1} = 110,8 \text{ kN}$$

2.etaža:

$$M_{Ed,2} = M_{Ed,G,2} + k_{\theta} \cdot M_{Ed,E,2} = 77,9 \text{ kNm} + 1,25 \cdot 46,8 \text{ kNm} = 136,4 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed,2} = N_{Ed,G,2} + k_{\theta} \cdot N_{Ed,E,2} = 2,7 \text{ kN} + 1,25 \cdot -15,1 \text{ kN} = -16,2 \text{ kN (tlak)}$$

$$V_{Ed,G,2} = 110,7 \text{ kN}$$

3.etaža:

$$M_{Ed,3} = M_{Ed,G,3} + k_{\theta} \cdot M_{Ed,E,3} = 79,4 \text{ kNm} + 1,25 \cdot 50,1 \text{ kNm} = 142,0 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed,3} = N_{Ed,G,3} + k_{\theta} \cdot N_{Ed,E,3} = 4,1 \text{ kN} + 1,25 \cdot -19,8 \text{ kN} = -20,6 \text{ kN (tlak)}$$

$$V_{Ed,G,3} = 111,2 \text{ kN}$$

4.etaža:

$$M_{Ed,4} = M_{Ed,G,4} + k_{\theta} \cdot M_{Ed,E,4} = 80,3 \text{ kNm} + 1,25 \cdot 45,9 \text{ kNm} = 137,6 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed,4} = N_{Ed,G,4} + k_{\theta} \cdot N_{Ed,E,4} = 3,4 \text{ kN} + 1,25 \cdot -11,2 \text{ kN} = -10,6 \text{ kN (tlak)}$$

$$V_{Ed,G,4} = 111,5 \text{ kN}$$

5.etaža:

$$M_{Ed,5} = M_{Ed,G,5} + k_{\theta} \cdot M_{Ed,E,5} = 81,8 \text{ kNm} + 1,25 \cdot 39,9 \text{ kNm} = 131,6 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed,5} = N_{Ed,G,5} + k_{\theta} \cdot N_{Ed,E,5} = -58,3 \text{ kN} + 1,25 \cdot -92,7 \text{ kN} = -174,2 \text{ kN (tlak)}$$

$$V_{Ed,G,5} = 112,2 \text{ kN}$$

6.etaža:

$$M_{Ed,6} = M_{Ed,G,6} + k_{\theta} \cdot M_{Ed,E,6} = 31,9 \text{ kNm} + 1,25 \cdot 13,8 \text{ kNm} = 49,2 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed,6} = N_{Ed,G,6} + k_{\theta} \cdot N_{Ed,E,6} = -23,0 \text{ kN} + 1,25 \cdot 12,6 \text{ kN} = -7,3 \text{ kN (tlak)}$$

$$V_{Ed,G,6} = 20,4 \text{ kN}$$

etaže 1-5:

$$M_{Ed} = \max ( M_{Ed,1} ; M_{Ed,2} ; M_{Ed,3} ; M_{Ed,4} ; M_{Ed,5} ) = 142,0 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = \max ( N_{Ed,1} ; N_{Ed,2} ; N_{Ed,3} ; N_{Ed,4} ; N_{Ed,5} ) = -174,2 \text{ kN (tlak)}$$

$$V_{Ed} = \max ( V_{Ed,1} ; V_{Ed,2} ; V_{Ed,3} ; V_{Ed,4} ; V_{Ed,5} ) = 112,2 \text{ kN}$$

etaža 6:

$$M_{Ed,6} = 49,2 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed,6} = -7,3 \text{ kN (tlak)}$$

$$V_{Ed,G,6} = 20,4 \text{ kN}$$

Prečke v vseh etažah so iste, zato lahko kontrolo nosilnosti poenostavim tako, da določim maksimalno vrednost posamezne notranje sile oziroma momenta v vseh prečkah in nato kontroliram nosilnost prečke na največje vplive v etažah 1-5. Kontrolo nosilnosti strešne prečke izvedem ločeno.

Pri kontroli prečk je kritično območje ob zaključku vut, kjer ni sovprežja, tako da pri kontroli nosilnosti prečk na seizmične vplive kontroliram nosilnost jeklenega nosilca.

Kontrolo nosilnosti prečk izvedem v skladu s SIST EN 1998-1; poglavje 6.6.2

V plastičnih členkih je potrebno zagotoviti, da osne in prečne sile ne povzročajo zmanjšanja polnoplastične upogibne nosilnosti in rotacijske kapacitete prečke.

### **Kontrole nosilnosti prečk**

#### **a) kontrola osne nosilnosti:**

$$N_{Ed} / N_{pl,rd} \leq 0,15$$

$$N_{Ed} = 174,2 \text{ kN (tlak)}$$

$$N_{pl,rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0} = 53,8 \text{ cm}^2 \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0 = 1909,8 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} / N_{pl,rd} = 174,2 \text{ kN} / 1909,8 \text{ kN} = 0,09 \leq 0,15$$

#### **b) kontrola upogibne nosilnosti:**

$$M_{Ed} / M_{pl,y,rd} \leq 1,0$$

$$M_{Ed} = 142,0 \text{ kNm}$$

$$M_{pl,y,rd} = W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M0} = 628 \text{ cm}^3 \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0 = 22294 \text{ kNcm} = 223,0 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} / M_{pl,y,rd} = 142,0 \text{ kNm} / 223,0 \text{ kNm} = 0,64 \leq 1,0$$

### c) kontrola prečne sile:

$$V_{Ed} / V_{pl,rd} \leq 1,0$$

$$V_{Ed} / V_{pl,rd} = 0,35 \leq 0,5 \text{ – ni interakcije M-V}$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M}$$

$$V_{Ed,G} = 112,2 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,M} = 2 \cdot M_{pl,y,rd} / L = 2 \cdot 223,0 \text{ kNm} / 6,4 \text{ m} = 69,8 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M} = 112,2 \text{ kN} + 69,8 \text{ kN} = 182,0 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} = A_v \cdot f_y / \sqrt{3} = 25,8 \text{ cm}^2 \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2 / \sqrt{3} = 528,8 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} / V_{pl,rd} = 182,0 \text{ kN} / 528,8 \text{ kN} = 0,35 \leq 1,0$$

$$V_{Ed} / V_{pl,rd} = 182,0 \text{ kN} / 528,8 \text{ kN} = 0,35 \leq 0,5 \text{ ...ni interakcije M-V}$$

### Kontrola kompaktnosti prereza:

Kontrolo kompaktnosti prereza prečke IPE 300 ( S 355 J0 ) izvršim v skladu s SIST EN 1993-1-1, preglednica 5.2 in 5.3

a) stojina: (SIST EN 1993-1-1, preglednica 5.2)

stojina je obremenjena tlačno in upogibno

$$\begin{aligned} \alpha &= 0,5 \cdot ( 1 + N_{Ed} / ( f_y \cdot d \cdot t_w ) ) = \\ &= 0,5 \cdot ( 1 + 174,2 \text{ kN} / ( 35,5 \text{ kN/cm}^2 \cdot 24,8 \text{ cm} \cdot 0,71 \text{ cm} ) ) = 0,64 \geq 0,5 \end{aligned}$$

$$d / t_w = 24,8 \text{ cm} / 0,71 \text{ cm} = 34,9 \leq 396 \cdot \epsilon / ( 13\alpha - 1 ) = 396 \cdot 0,81 / ( 13 \cdot 0,64 - 1 ) = 43,8$$

$d / t_w = 34,9 \leq 43,8$  – stojina se nahaja v 1. razredu kompaktnosti

b) pasnica: (SIST EN 1993-1-1, preglednica 5.3)

Kontrolo kompaktnosti pasnice izvršim za primer čistega tlaka

$$c / t_f = 5,6 \text{ cm} / 1,07 \text{ cm} = \\ = 5,2 \leq 9\epsilon = 9 \cdot 0,81 = 7,3 - \text{pasnica se nahaja v 1. razredu kompaktnosti}$$

$$c = b / 2 - t_w / 2 - r = 15,0 \text{ cm} / 2 - 0,71 \text{ cm} / 2 - 1,5 \text{ cm} = 5,6 \text{ cm}$$

- odpornost stojine proti lokalnem izbočenju v strigu

$$h_w / t_w \leq 72\epsilon$$

$$h_w = h - 2 \cdot t_f = 30,0 \text{ cm} - 2 \cdot 1,07 \text{ cm} = 27,9 \text{ cm}$$

$$h_w / t_w = 27,8 \text{ cm} / 0,71 \text{ cm} = 39,2 \leq 72\epsilon = 72 \cdot 0,81 = 58,3 - \text{ni nevarnosti lokalnega} \\ \text{izbočenja stojine zaradi striga}$$

Celoten prerez prečke IPE 300 se nahaja v 1.R.K. in s tem je omogočen razvoj plastičnih členkov v prečkah. Prečke so dodatno bočno podprte v območju plastičnih členkov (pri prehodu iz vute v osnovni nosilec).

### **Zunanji okvirji**

SOVPREŽNA PREČKA IPE 300 S 235 J0 – 1.R.K. + bočno podpiranje na rastru 3m.

Na mestih plastičnih členkov (na zaključku vute) je nosilec dodatno bočno podprt.

Z izpolnjevanjem pogoja, da so prečke v 1.R.K. in da ni nevarnosti bočne zvnitve so zagotovljeni pogoji lokalne duktilnosti in s tem je omogočen razvoj plastičnih členkov v prečkah.

Notranje sile za dimenzioniranje prečk

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + M_{Ed,E}$$

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + N_{Ed,E}$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M}$$

$M_{Ed,G}$ ,  $N_{Ed,G}$ ,  $V_{Ed,G}$  – notranje sile za gravitacijski del obtežbe seizmičnega projektne stanja

$M_{Ed,E}$ ,  $N_{Ed,E}$ ,  $V_{Ed,E}$  – notranje sile za potresni del obtežbe seizmičnega projektne stanja

Vpliv teorije drugega reda ni potrebno upoštevati, ker je  $\theta = 0,086 \leq 0,1$

### Notranje sile v prečkah posameznih etaž

1. etaža:

$$M_{Ed,1} = M_{Ed,G,1} + M_{Ed,E,1} = 32,6 \text{ kNm} + 32,8 \text{ kNm} = 65,4 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed,1} = N_{Ed,G,1} + N_{Ed,E,1} = 6,9 \text{ kN} - 5,7 \text{ kN} = 1,2 \text{ kN (nateg)}$$

$$V_{Ed,G,1} = 53,7 \text{ kN}$$

2. etaža:

$$M_{Ed,2} = M_{Ed,G,2} + M_{Ed,E,2} = 32,8 \text{ kNm} + 49,6 \text{ kNm} = 82,4 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed,2} = N_{Ed,G,2} + N_{Ed,E,2} = 2,0 \text{ kN} - 18,0 \text{ kN} = -16,0 \text{ kN (tlak)}$$

$$V_{Ed,G,2} = 53,8 \text{ kN}$$

3. etaža:

$$M_{Ed,3} = M_{Ed,G,3} + M_{Ed,E,3} = 33,5 \text{ kNm} + 54,3 \text{ kNm} = 87,8 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed,3} = N_{Ed,G,3} + N_{Ed,E,3} = 2,5 \text{ kN} - 22,0 \text{ kN} = -19,5 \text{ kN (tlak)}$$

$$V_{Ed,G,3} = 54,0 \text{ kN}$$

4. etaža:

$$M_{Ed,4} = M_{Ed,G,4} + M_{Ed,E,4} = 34,0 \text{ kNm} + 50,8 \text{ kNm} = 84,8 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed,4} = N_{Ed,G,4} + N_{Ed,E,4} = 0,5 \text{ kN} - 15,4 \text{ kN} = -14,9 \text{ kN (tlak)}$$

$$V_{Ed,G,4} = 54,2 \text{ kN}$$

5. etaža:

$$M_{Ed,5} = M_{Ed,G,5} + M_{Ed,E,5} = 34,4 \text{ kNm} + 45,4 \text{ kNm} = 79,8 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed,5} = N_{Ed,G,5} + N_{Ed,E,5} = -30,2 \text{ kN} - 116,8 \text{ kN} = -147,0 \text{ kN (tlak)}$$

$$V_{Ed,G,5} = 54,4 \text{ kN}$$



6.etaža:

$$M_{Ed,6} = M_{Ed,G,6} + M_{Ed,E,6} = 17,0 \text{ kNm} + 14,6 \text{ kNm} = 31,6 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed,6} = N_{Ed,G,6} + N_{Ed,E,6} = -17,3 \text{ kN} + 34,8 \text{ kN} = 17,5 \text{ kN (nateg)}$$

$$V_{Ed,G,6} = 10,8 \text{ kN}$$

etaže 1-5:

$$M_{Ed} = \max ( M_{Ed,1} ; M_{Ed,2} ; M_{Ed,3} ; M_{Ed,4} ; M_{Ed,5} ) = 87,8 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = \max ( N_{Ed,1} ; N_{Ed,2} ; N_{Ed,3} ; N_{Ed,4} ; N_{Ed,5} ) = -147,0 \text{ kN (tlak)}$$

$$V_{Ed} = \max ( V_{Ed,1} ; V_{Ed,2} ; V_{Ed,3} ; V_{Ed,4} ; V_{Ed,5} ) = 54,4 \text{ kN}$$

etaža 6:

$$M_{Ed,6} = 31,6 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed,6} = 17,5 \text{ kN (nateg)}$$

$$V_{Ed,G,6} = 10,8 \text{ kN}$$

Prečke v vseh etažah so iste, zato lahko kontrolo nosilnosti poenostavim tako, da določim maksimalno vrednost posamezne notranje sile oziroma momenta v vseh prečkah in nato kontroliram nosilnost prečke na največje vplive v etažeh 1-5. Kontrolo nosilnosti strešne prečke izvedem ločeno.

Pri kontroli prečk je kritično območje ob zaključku vut, kjer ni sovprežja, tako da pri kontroli nosilnosti prečk na seizmične vplive kontroliram nosilnost jeklenega nosilca.

Kontrolo nosilnosti prečk izvedem v skladu s SIST EN 1998-1; poglavje 6.6.2

V plastičnih členkih je potrebno zagotoviti, da osne in prečne sile ne povzročajo zmanjšanja polnoplastične upogibne nosilnosti in rotacijske kapacitete prečke.

Kontrole nosilnosti prečk

**a) kontrola osne nosilnosti:**

$$N_{Ed} / N_{pl,rd} \leq 0,15$$

$$N_{Ed} = 147,0 \text{ kN (tlak)}$$

$$N_{pl,rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0} = 53,8 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0 = 1264,4 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} / N_{pl,rd} = 147,0 \text{ kN} / 1264,4 \text{ kN} = 0,12 \leq 0,15$$

**b) kontrola upogibne nosilnosti:**

$$M_{Ed} / M_{pl,y,rd} \leq 1,0$$

$$M_{Ed} = 87,8 \text{ kNm}$$

$$M_{pl,y,rd} = W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M0} = 628 \text{ cm}^3 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0 = 14758 \text{ kNcm} = 147,6 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} / M_{pl,y,rd} = 87,8 \text{ kNm} / 147,6 \text{ kNm} = 0,60 \leq 1,0$$

**c) kontrola prečne sile:**

$$V_{Ed} / V_{pl,rd} \leq 1,0$$

$$V_{Ed} / V_{pl,rd} = 0,35 \leq 0,5 \text{ – ni interakcije M-V}$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M}$$

$$V_{Ed,G} = 54,4 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,M} = 2 \cdot M_{pl,y,rd} / L = 2 \cdot 147,6 \text{ kNm} / 6,0 \text{ m} = 49,2 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M} = 54,4 \text{ kN} + 49,2 \text{ kN} = 103,6 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} = A_v \cdot f_y / \sqrt{3} = 25,8 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2 / \sqrt{3} = 350,2 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} / V_{pl,rd} = 103,6 \text{ kN} / 350,2 \text{ kN} = 0,29 \leq 1,0$$

$$V_{Ed} / V_{pl,rd} = 103,6 \text{ kN} / 350,2 \text{ kN} = 0,29 \leq 0,5 \dots \text{ni interakcije M-V}$$

### **Kontrola kompaktnosti prereza:**

Kontrolo kompaktnosti prereza prečke IPE 300 ( S 235 J0 ) izvršim v skladu s SIST EN 1993-1-1, preglednica 5.2 in 5.3

a) stojina: (SIST EN 1993-1-1, preglednica 5.2)

stojina je obremenjena tlačno in upogibno

$$\begin{aligned} \alpha &= 0,5 \cdot ( 1 + N_{Ed} / ( f_y \cdot d \cdot t_w ) ) = \\ &= 0,5 \cdot ( 1 + 147,0 \text{ kN} / ( 23,5 \text{ kN/cm}^2 \cdot 24,8 \text{ cm} \cdot 0,71 \text{ cm} ) ) = 0,68 \geq 0,5 \end{aligned}$$

$$d / t_w = 24,8 \text{ cm} / 0,71 \text{ cm} = 34,9 \leq 396 \cdot \epsilon / ( 13\alpha - 1 ) = 396 \cdot 1,0 / ( 13 \cdot 0,68 - 1 ) = 50,5$$

$d / t_w = 34,9 \leq 50,5$  – stojina se nahaja v 1. razredu kompaktnosti

b) pasnica: (SIST EN 1993-1-1, preglednica 5.3)

Kontrolo kompaktnosti pasnice izvršim za primer čistega tlaka

$$\begin{aligned} c / t_f &= 5,6 \text{ cm} / 1,07 \text{ cm} = \\ &= 5,2 \leq 9\epsilon = 9 \cdot 1,0 = 9,0 \text{ – pasnica se nahaja v 1. razredu kompaktnosti} \end{aligned}$$

$$c = b / 2 - t_w / 2 - r = 15,0 \text{ cm} / 2 - 0,71 \text{ cm} / 2 - 1,5 \text{ cm} = 5,6 \text{ cm}$$

- odpornost stojine proti lokalnem izbočenju v strigu

$$h_w / t_w \leq 72\epsilon$$

$$h_w = h - 2 \cdot t_f = 30,0 \text{ cm} - 2 \cdot 1,07 \text{ cm} = 27,9 \text{ cm}$$

$$h_w / t_w = 27,8 \text{ cm} / 0,71 \text{ cm} = 39,2 \leq 72\epsilon = 72 \cdot 1,0 = 72,0 \text{ – ni nevarnosti lokalnega izbočenja stojine zaradi striga}$$

Celoten prerez prečke IPE 300 se nahaja v 1.R.K. in s tem je omogočen razvoj plastičnih členkov v prečkah. Prečke so dodatno bočno podprte v območju plastičnih členkov (pri prehodu iz vute v osnovni nosilec).

#### 7.4.9 Dimenzioniranje stebrov

##### Določane faktorja dodatne nosilnosti

##### Notranji okvirji

$$\Omega_1 = M_{pl,y,rd} / M_{Ed,1} = 223,0 \text{ kNm} / 117,8 \text{ kNm} = 1,89$$
$$M_{Ed,1} = 117,8 \text{ kNm}$$

$$\Omega_2 = M_{pl,y,rd} / M_{Ed,2} = 223,0 \text{ kNm} / 136,4 \text{ kNm} = 1,64$$
$$M_{Ed,2} = 136,4 \text{ kNm}$$

$$\Omega_3 = M_{pl,y,rd} / M_{Ed,3} = 223,0 \text{ kNm} / 142,0 \text{ kNm} = 1,57$$
$$M_{Ed,3} = 142,0 \text{ kNm}$$

$$\Omega_4 = M_{pl,y,rd} / M_{Ed,4} = 223,0 \text{ kNm} / 137,6 \text{ kNm} = 1,62$$
$$M_{Ed,4} = 137,6 \text{ kNm}$$

$$\Omega_5 = M_{pl,y,rd} / M_{Ed,5} = 223,0 \text{ kNm} / 131,6 \text{ kNm} = 1,70$$
$$M_{Ed,5} = 131,6 \text{ kNm}$$

$$\Omega = \min ( \Omega_1, \Omega_2, \Omega_3, \Omega_4, \Omega_5 ) = 1,57$$

##### Zunanji okvirji

$$\Omega_1 = M_{pl,y,rd} / M_{Ed,1} = 147,6 \text{ kNm} / 65,4 \text{ kNm} = 2,26$$
$$M_{Ed,1} = 65,4 \text{ kNm}$$

$$\Omega_2 = M_{pl,y,rd} / M_{Ed,2} = 147,6 \text{ kNm} / 82,4 \text{ kNm} = 1,79$$
$$M_{Ed,2} = 82,4 \text{ kNm}$$

$$\Omega_3 = M_{pl,y,rd} / M_{Ed,3} = 147,6 \text{ kNm} / 87,8 \text{ kNm} = 1,68$$
$$M_{Ed,3} = 87,8 \text{ kNm}$$

$$\Omega_4 = M_{pl,y,rd} / M_{Ed,4} = 147,6 \text{ kNm} / 84,8 \text{ kNm} = 1,74$$
$$M_{Ed,4} = 84,8 \text{ kNm}$$

$$\Omega_5 = M_{pl,y,rd} / M_{Ed,5} = 147,6 \text{ kNm} / 79,8 \text{ kNm} = 1,85$$
$$M_{Ed,5} = 79,8 \text{ kNm}$$

$$\Omega = \min (\Omega_1; \Omega_2; \Omega_3; \Omega_4; \Omega_5) = 1,68$$

## Notranji okvirji

### Notranji steber HEB 700 (S 355 J0)

Ker so natezna diagonale samo v zunanjih okvirjih, pri dimenzioniranju notranjih stebrov upoštevam samo potresno obremenitev v smeri x.

### Določitev notranjih sil za dimenzioniranje

a) prerez stebra v etaži 1 ob vpetju (prerez 1-1)

$$M_{Ed,1-1} = M_{Ed,G,1-1} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot k_{\theta} \cdot M_{Ed,E,1-1} =$$
$$= -3,3 \text{ kNm} + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,57 \cdot 1,25 \cdot -362,8 \text{ kNm} = -982,3 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed,1-1} = N_{Ed,G,1-1} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot k_{\theta} \cdot N_{Ed,E,1-1} =$$
$$= -1645,8 \text{ kN} + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,57 \cdot 1,25 \cdot -5,0 \text{ kN} = -1659,3 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,1-1} = V_{Ed,G,1-1} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot k_{\theta} \cdot V_{Ed,E,1-1} =$$
$$= 0,2 \text{ kN} + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,57 \cdot 1,25 \cdot 70,6 = 190,8 \text{ kN}$$

b) prerez stebra v etaži 1 na vrhu (prerez 2-2)

$$M_{Ed,2-2} = M_{Ed,G,2-2} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot k_{\theta} \cdot M_{Ed,E,2-2} =$$
$$= -4,2 \text{ kNm} + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,57 \cdot 1,25 \cdot -136,8 \text{ kNm} = -373,3 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed,2-2} = N_{Ed,G,2-2} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot k_{\theta} \cdot N_{Ed,E,2-2} =$$
$$= -1638,0 \text{ kN} + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,57 \cdot 1,25 \cdot -5,0 \text{ kN} = -1651,5 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,2-2} = V_{Ed,G,2-2} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot k_{\theta} \cdot V_{Ed,E,2-2} =$$
$$= 0,2 \text{ kN} + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,57 \cdot 1,25 \cdot 70,6 = 190,8 \text{ kN}$$

OPOMBA: ker so prečke v konstrukciji ojačane z vutami, so pričakovana območja disipacije potresne energije v prehodih iz vute v osnovni nosilec.

Ker so območja disipacije potresne energije oddalena od težišča stebrov za razdaljo  $L_{vute}$ , je potrebno upoštevati delovanje dodatnega momenta na steber  $M_{vute} = (V_{Ed,G} + V_{Ed,M}) \cdot L_{vute}$

$$M_{vute} = (V_{Ed,G} + V_{Ed,M}) \cdot L_{vute}$$

$$L_{vute} = 1,3 \text{ m}$$

$L_{vute}$  – razdalja od težišne osi stebrov do zaključka vute

Ločeno obravnavam moment dodatni moment  $M_{vute}$  levo od stebra in desno od stebra.

$$M_{vute,levo} = V_{Ed,M} \cdot L_{vute}$$

$$V_{Ed,M} = 2 \cdot M_{pl,y,rd} / L = 2 \cdot 223,0 \text{ kNm} / 6,4 \text{ m} = 69,8 \text{ kN}$$

$$M_{vute,levo} = V_{Ed,M} \cdot L_{vute} = 69,8 \text{ kN} \cdot 1,3 \text{ m} = 90,8 \text{ kNm}$$

$$M_{vute,desno} = V_{Ed,M} \cdot L_{vute}$$

$$V_{Ed,M} = 2 \cdot M_{pl,y,rd} / L = 2 \cdot 223,0 \text{ kNm} / 6,4 \text{ m} = 69,8 \text{ kN}$$

$$M_{vute,desno} = V_{Ed,M} \cdot L_{vute} = 69,8 \text{ kN} \cdot 1,3 \text{ m} = 90,8 \text{ kNm}$$

$$M_{vute} = M_{vute,levo} + M_{vute,desno} = 90,8 \text{ kNm} + 90,8 \text{ kNm} = 181,6 \text{ kNm}$$

Ta moment  $M_{vute}$  deluje na vozlišče (spoj dveh stebrov in dveh prečk), kar pomeni da se porazdeli po vseh štirih elementih, ki se stikujejo v tem vozlišču. Zaradi delovanja dodatnega momenta se poveča moment zaradi potresne obtežbe  $M_{Ed,E,2-2}$ .

Privzamem da se dodatni moment enakomerno porazdeli na del stebra pod vozliščem in nad vozliščem, vpliv dodatnega momenta na prečne in osne sile stebra zanemarim.

OPOMBA: dejansko se dodatni moment zaradi prečne sile v prečki, ki je posledica nastanka plastičnih členkov v prečki, porazdeli na oba dela stebra – nad in pod vozliščem ter na obe prečki, vendar je del momenta, ki ga prevzmeta obe prečki zanemarljiv, tako da je predpostavka, da se dodatni moment enakomerno prazdeli na del stebra nad in pod vozliščem dovolj natančna.

$$M_{vute,2-2} = M_{vute,3-3} = 0,5 \cdot M_{vute} = 0,5 \cdot 181,6 \text{ kNm} = 90,8 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,E,2-2,cel} = M_{Ed,E,2-2} + M_{vute,2-2} = -136,8 \text{ kNm} - 90,8 \text{ kNm} = -227,6 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} M_{Ed,2-2} &= M_{Ed,G,2-2} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot k_{\theta} \cdot M_{Ed,E,2-2,cel} = \\ &= -4,2 \text{ kNm} + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,57 \cdot 1,25 \cdot -227,6 \text{ kNm} = -618,3 \text{ kNm} \end{aligned}$$

### **Kontrola kompaktnosti prereza:**

Kontrolo kompaktnosti prereza stebra izvršim za prerez 1-1

-celotna prečna sila:  $N_{Ed,1-1} = -1659,3 \text{ kN}$

a) kontrola kompaktnosti stojine: (SIST EN 1993-1-1, preglednica 5.2, list 1)

Stojina je obremenjena tlačno in upogibno

$$\begin{aligned} \alpha &= 0,5 \cdot ( 1 + N / ( f_y \cdot d \cdot t_w ) ) = \\ &= 0,5 \cdot ( 1 + 1659,3 \text{ kN} / ( 35,5 \text{ kN/cm}^2 \cdot 58,2 \text{ cm} \cdot 1,7 \text{ cm} ) ) = 0,736 \geq 0,5 \end{aligned}$$

$$d / t_w = 58,2 \text{ cm} / 1,7 \text{ cm} = 34,2 \leq 396 \cdot \epsilon / ( 13\alpha - 1 ) = 396 \cdot 0,81 / ( 13 \cdot 0,736 - 1 ) = 37,4$$

$d / t_w = 34,2 \leq 37,2$  – stojina je v 1. razredu kompaktnosti

$$d = 58,2 \text{ cm}$$

$$t_w = 1,7 \text{ cm}$$

b) kontrola kompaktnosti pasnice: (SIST EN 1993-1-1, preglednica 5.2, list 2)

Kontrolo kompaktnosti pasnice izvršim za primer čistega tlaka

$c / t_f = 11,45 \text{ cm} / 3,2 \text{ cm} = 3,6 \leq 9\epsilon = 9 \cdot 0,81 = 7,3$  – pasnica je v 1. razredu kompaktnosti

$$c = b / 2 - t_w / 2 - r = 30,0 \text{ cm} / 2 - 1,70 \text{ cm} / 2 - 2,7 \text{ cm} = 11,45 \text{ cm}$$

$$t_f = 3,2 \text{ cm}$$

Prečni prerez se nahaja v 1. razredu kompaktnosti

c) odpornost stojine proti lokalnem izbočenju v strigu

$$h_w / t_w = 63,6 \text{ cm} / 1,7 \text{ cm} = 37,4 \leq 72\epsilon = 72 \cdot 0,81 = 58,3 - \text{ni nevarnosti lokalnega izbočenja stojine zaradi striga}$$

$$h_w = h - 2 \cdot t_f = 70,0 \text{ cm} - 2 \cdot 3,2 \text{ cm} = 63,6 \text{ cm}$$

### **Kontrola nosilnosti prečnih prerezov:**

Za kontrolo nosilnosti prečnega prereza je merodajen prerez 1-1.

-prerez 1-1 (ob vpetju):

a) kontrola osno upogibne nosilnosti prereza (SIST EN 1993-1-1; točka 6.2.9.1)

$$N_{Ed,1-1} = 1659,3 \text{ kN (tlak)}$$

$$N_{pl,rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0} = 306,0 \text{ cm}^2 \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0 = 10863,0 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,1-1} = 1659,3 \text{ kN} \leq N_{pl,rd} = 10863,0 \text{ kN}$$

$$n = N_{Ed,1-1} / N_{pl,rd} = 1659,3 \text{ kN} / 10863,0 \text{ kN} = 0,153 \leq 1,0$$

kontrola vpliva osne sile na zmanjšanje plastične upogibne nosilnosti prereza

$$N_{Ed,1-1} = 1659,3 \text{ kN} \leq 0,25 \cdot N_{pl,rd} = 0,25 \cdot 10863,0 \text{ kN} = 2715,8 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,1-1} = 1659,3 \text{ kN} \leq 0,5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y / \gamma_{M0} = \\ = 0,5 \cdot 63,6 \text{ cm} \cdot 1,7 \text{ cm} \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0 = 1919,2 \text{ kN}$$

Ni potrebno upoštevati zmanjšanje plastične upogibne nosilnosti zaradi vpliva osne sile v skladu s SIST EN 1993-1-1, točka 6.2.9.1 (5)

$$M_{N,y,rd} = M_{pl,y,rd} = 2953,6 \text{ kNm}$$

$$M_{pl,y,rd} = W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M0} = 8320 \text{ cm}^3 \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0 = 295360 \text{ kNcm} = 2953,6 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,1-1} = 2953,6 \text{ kNm (ob vpetju upoštevamo polnoplastični moment)}$$



OPOMBA: ob vpetju upoštevamo da se tvori polnoplastični moment, tako da pri kontroli stabilnosti upoštevam ob vpetju polnoplastični moment  $M_{N,y,rd} = 2953,6 \text{ kNm}$   
( ne moremo se izogniti pojavu plastičnih členkov v stebrih ob vpetju – potresno analizo naredimo z reduciranimi potresnimi silami, zaradi dejanskih potresnih sil pa se tvorijo plastični členki v stebrih ob vpetju ).

b) kontrola strižne nosilnosti prereza (SIST EN 1993-1-1; točka 6.2.6)

$$V_{Ed,1-1} = 190,8 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} = A_v \cdot f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$$

$$A_{v,1} = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2r) \cdot t_f = \\ = 306 \text{ cm}^2 - 2 \cdot 30,0 \text{ cm} \cdot 3,2 \text{ cm} + (1,7 \text{ cm} + 2 \cdot 2,7 \text{ cm}) \cdot 3,2 \text{ cm} = 136,8 \text{ cm}^2$$

$$A_{v,2} = \eta \cdot h_w \cdot t_w = 1,2 \cdot 63,6 \text{ cm} \cdot 1,7 \text{ cm} = 129,8 \text{ cm}^2$$

$$A_{v,1} = 136,8 \text{ cm}^2 \geq A_{v,2} = 129,8 \text{ cm}^2$$

$$A_v = A_{v,1} = 136,8 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,rd} = A_v \cdot f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}) = 136,8 \text{ cm}^2 \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2 / (\sqrt{3} \cdot 1,0) = 2803,8 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,1-1} = 190,8 \text{ kN} \leq V_{pl,rd} = 2803,8 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,1-1} = 190,8 \text{ kN} \leq 0,5 \cdot V_{pl,rd} = 0,5 \cdot 2803,8 \text{ kN} = 1402,0 \text{ kN} - \text{ni interakcije momenta in prečne sile}$$

### Kontrola stabilnosti elementov:

-steber v etaži 1:

a) kontrola elementa na uklon (SIST EN 1993-1-1, točka 6.3.1)

$$N_{b,rd} = \chi \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}$$

$$\chi = \min(\chi_y, \chi_z)$$

- uklonske dolžine

$$L_{uy} = L_{uz} = L = 320 \text{ cm}$$

$$N_{cr,y} = \pi^2 \cdot E \cdot I_y / (L_{cr,y})^2 = 3,14^2 \cdot 21000 \text{ kN/cm}^2 \cdot 256900 \text{ cm}^4 / (320 \text{ cm})^2 = 519448,8 \text{ kN}$$

$$\lambda_y^* = (A \cdot f_y / N_{cr,y})^{0,5} = (306,0 \text{ cm}^2 \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2 / 519448,8 \text{ kN})^{0,5} = 0,145$$

$$N_{cr,z} = \pi^2 \cdot E \cdot I_z / (L_{cr,z})^2 = 3,14^2 \cdot 21000 \text{ kN/cm}^2 \cdot 14440 \text{ cm}^4 / (320 \text{ cm})^2 = 29197,5 \text{ kN}$$

$$\lambda_z^* = (A \cdot f_y / N_{cr,z})^{0,5} = (306,0 \text{ cm}^2 \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2 / 29197,5 \text{ kN})^{0,5} = 0,610$$

faktor nepopolnosti za uklonske krivulje določim v skladu s SIST EN 1993-1-1, preglednica 6.1 in 6.2

-uklon okoli močne osi y-y :

$$\alpha = 0,21$$

-uklon okoli šibke osi z-z :

$$\alpha = 0,34$$

- redukcijski faktorji

$$\lambda_y^* = 0,145 \leq 0,2$$

$$\chi_y = 1,0$$

$$\begin{aligned} \Phi_z &= 0,5 \cdot (1 + \alpha \cdot (\lambda_z^* - 0,2) + \lambda_z^{*2}) = \\ &= 0,5 \cdot (1 + 0,34 \cdot (0,610 - 0,2) + 0,610^2) = 0,755 \end{aligned}$$

$$\chi_z = 1 / (\Phi_z + (\Phi_z^2 - \lambda_z^* \cdot 2)^{0,5}) = 1 / (0,755 + (0,755^2 - 0,610^2)^{0,5}) = 0,833 \leq 1,0$$

- kontrola stabilnosti

$$N_{b,rd} = \chi \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1} = 0,833 \cdot 306,0 \text{ cm}^2 \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0 = 9048,8 \text{ kN}$$

$$\chi = \min(\chi_y, \chi_z) = \min(1,0 ; 0,833) = 0,833$$

$$N_{Ed,1-1} = 1659,3 \text{ kN} \leq N_{b,rd} = 9048,8 \text{ kN}$$

$$n = N_{Ed,1-1} / N_{b,rd} = 1659,3 \text{ kN} / 9048,8 \text{ kN} = 0,183 \leq 1,0$$

b) kontrola tlačno in upogibno obremenjenih elementov (SIST EN 1993-1-1, točka 6.3.3 (4))

Steber je bočno podprt v višinah etaž, tako da je uklonska dolžina L višina etaže.

Kontrolo stabilnosti elementa na bočno zvrnitev izvedem ob upoštevanju, da se ob vpetju stebra (prerez 1-1) pojavi plastični členek, tako da ob vpetju upoštevam polnoplastični moment, ob upoštevanju vpliva osne sile.

$$N_{Ed,1-1} = 1659,3 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,1-1} = -2953,6 \text{ kNm (plastični členek ob vpetju)}$$

$$M_{Ed,2-2} = -618,3 \text{ kNm}$$

$$\psi = M_{Ed,2-2} / M_{Ed,1-1} = -618,3 \text{ kNm} / -2953,6 \text{ kNm} = 0,209$$

$$C_1 = 1,88 - 1,4 \cdot \Psi + 0,52 \cdot \Psi^2 = \\ = 1,88 - 1,4 \cdot 0,209 + 0,52 \cdot 0,209^2 = 1,610$$

$$M_{cr} = (C_1 \cdot \pi) / (k \cdot h_1) \cdot ((E \cdot I_z \cdot G \cdot I_t + (\pi^2 \cdot E \cdot I_w \cdot E \cdot I_z) / (k_w \cdot h_1)^2)^{0,5} = \\ = (1,610 \cdot 3,14) / (1 \cdot 320 \text{ cm}) \cdot ((21000 \text{ kN/cm}^2 \cdot 14440 \text{ cm}^4 \cdot 8100 \text{ cm}^4 \cdot 833 \text{ cm}^4) + \\ + (3,14^2 \cdot 21000 \text{ kN/cm}^2 \cdot 1,606 \cdot 10^7 \text{ cm}^6 \cdot 21000 \text{ kN/cm}^2 \cdot 14440 \text{ cm}^4) / \\ / (1 \cdot 320 \text{ cm})^2)^{0,5} = 1,722 \cdot 10^6 \text{ kNcm}$$

$$\lambda_{LT}^* = (W_{pl,y} \cdot f_y / M_{cr})^{0,5} = (8320 \text{ cm}^3 \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,722 \cdot 10^6 \text{ kNcm})^{0,5} = 0,414$$

Ker je  $\lambda_{LT}^* = 0,414 > 0,4$  je kontrola bočne zvrnitve potrebna, vendar ker gre za majhno prekoračitev (3,5 % – manj kot 10%) vseeno privzamem da je steber odporen na torzijske deformacije – interakcijske faktorje določim v skladu z določili preglednice B.1.

KOMENTAR: ker ob vpetju stebra upoštevam polnoplastični moment, je pogoj da je steber odporen na torzijske deformacije praktično nujen, ker ob tem pogojju lahko upoštevam interakcijske faktorje iz preglednice B.1. Če upoštevamo interakcijske faktorje iz preglednice B.2. se kontrola tlačno in upogibno obremenjenih elementov ob upoštevanju polnoplastičnega momenta ob vpetju zelo težko izide, ker so koeficienti iz preglednice B.2. precej strožji od tistih iz preglednice B.1.

$$C_{my} = 0,6 + 0,4 \cdot \psi = 0,6 + 0,4 \cdot 0,209 = 0,684$$

$$\psi = M_{Ed,2-2} / M_{Ed,1-1} = -618,3 \text{ kNm} / -2953,6 \text{ kNm} = 0,209$$

$$k_{yy} = C_{my} \cdot (1 + (\lambda_y^* - 0,2) \cdot N_{Ed} / (\chi_y \cdot N_{pl,rd})) = \\ = 0,684 \cdot (1 + (0,145 - 0,2) \cdot 1659,3 \text{ kN} / (1,0 \cdot 10863,0 \text{ kN})) = 0,678$$

$$k_{yy} = 0,678 \leq C_{my} \cdot (1 + 0,8 \cdot N_{Ed} / (\chi_y \cdot N_{pl,rd})) = \\ = 0,684 \cdot (1 + 0,8 \cdot 1659,3 \text{ kN} / (1,0 \cdot 10863,0 \text{ kN})) = 0,768$$

$$k_{zy} = 0,6 \cdot k_{yy} = 0,6 \cdot 0,678 = 0,407$$

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot (1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT}^* - 0,2) + \lambda_{LT}^{*2}) = 0,5 \cdot (1 + 0,21 \cdot (0,414 - 0,2) + 0,414^2) = 0,608$$

$$\chi_{LT} = 1 / (\Phi_{LT} + (\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^{*2})^{0,5}) = 1 / (0,608 + (0,608^2 - 0,414^2)^{0,5}) = 0,950 \leq 1,0$$

-kontrola stabilnosti

$$N_{Ed} / (\chi_y \cdot N_{pl,rd}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed} / (\chi_{LT} \cdot M_{pl,rd}) = \\ = 1659,3 \text{ kN} / (1,0 \cdot 10863,0 \text{ kN}) + 0,678 \cdot 2953,6 \text{ kNm} / (0,950 \cdot 2953,6 \text{ kNm}) = \\ = 0,153 + 0,715 = 0,868 \leq 1,0$$

$$N_{Ed} / (\chi_z \cdot N_{pl,rd}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed} / (\chi_{LT} \cdot M_{pl,y,Rd}) = \\ = 1659,3 \text{ kN} / (0,833 \cdot 10863,0 \text{ kN}) + 0,407 \cdot 2953,6 \text{ kNm} / (0,950 \cdot 2953,6 \text{ kNm}) = \\ = 0,183 + 0,429 = 0,612 \leq 1,0$$

## Zunanji levi steber HEB 700 (S 355 J0)

### KOMBINIRANJE POTRESNIH VPLIVOV V OBEH SMEREH

V skladu s standardom SIST EN 1998-1, točka 4.3.3.5.1 moramo mesebojno kombinirati potresne vplive v prečni smeri x in vzdolžni smeri y na sledeč način:

a)  $E_{Edx} + 0,30 \cdot E_{Edy}$

b)  $0,30 \cdot E_{Edx} + E_{Edy}$

Upoštevamo tisti kombinacijo, ki da bolj neugodne obremenitve na steber.

Gleda na zasnovo konstrukcije, kjer se potresne obremenitve v vzdolžni smeri Y prenašajo samo preko natezno obremenjenih centričnih povezij moramo upoštevati samo kombinacije osnih sil. Ker so centrična povezja samo v zunanjih vzdolžnih okvirjih A-A in C-C je potrebno upoštevati kombinacije osnih sil zaradi potresne obremenitve samo pri zunanjih stebrih notranjih okvirjev.

a) prerez stebra v etaži 1 ob vpetju (prerez 1-1)

$$\begin{aligned} M_{Ed,1-1} &= M_{Ed,G,1-1} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot k_{\theta} \cdot M_{Ed,E,1-1} = \\ &= 69,2 \text{ kNm} + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,57 \cdot 1,25 \cdot -356,2 \text{ kNm} = -892,0 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_{Ed,1-1,a} &= N_{Ed,G,1-1} + 1,0 \cdot (1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{prečka} \cdot k_{\theta} \cdot N_{Ed,E,x,1-1}) + \\ &+ 0,3 \cdot (1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{diagonala} \cdot N_{Ed,E,y,1-1}) = \\ &= -923,2 \text{ kN} + 1,0 \cdot (1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,57 \cdot 1,25 \cdot 76,0 \text{ kN}) + \\ &+ 0,3 \cdot (1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,20 \cdot -979,4 \text{ kN}) = -1202,8 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_{Ed,1-1,b} &= N_{Ed,G,1-1} + 0,3 \cdot (1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{prečka} \cdot k_{\theta} \cdot N_{Ed,E,x,1-1}) + \\ &+ 1,0 \cdot (1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{diagonala} \cdot N_{Ed,E,y,1-1}) = \\ &= -923,2 \text{ kN} + 0,3 \cdot (1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,57 \cdot 1,25 \cdot 76,0 \text{ kN}) + \\ &+ 1,0 \cdot (1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,20 \cdot -979,4 \text{ kN}) = -2477,8 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{Ed,1-1} &= V_{Ed,G,1-1} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot k_{\theta} \cdot V_{Ed,E,1-1} = \\ &= -61,0 \text{ kN} + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,57 \cdot 1,25 \cdot 62,6 = 108,0 \text{ kN} \end{aligned}$$

b) prerez stebra v etaži 1 na vrhu (prerez 2-2)

$$M_{Ed,2-2} = M_{Ed,G,2-2} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot k_{\theta} \cdot M_{Ed,E,2-2,cel} = \\ = -125,8 \text{ kNm} + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,57 \cdot 1,25 \cdot -156,0 \text{ kNm} = -546,8 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed,2-2,a} = N_{Ed,G,1-1} + 1,0 \cdot (1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{prečka} \cdot k_{\theta} \cdot N_{Ed,E,x,1-1}) + \\ + 0,3 \cdot (1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{diagonala} \cdot N_{Ed,E,y,1-1}) = \\ = -902,8 \text{ kN} + 1,0 \cdot (1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,57 \cdot 1,25 \cdot 76,0 \text{ kN}) + \\ + 0,3 \cdot (1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,20 \cdot -979,4 \text{ kN}) = -1182,5 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,2-2,b} = N_{Ed,G,1-1} + 0,3 \cdot (1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{prečka} \cdot k_{\theta} \cdot N_{Ed,E,x,1-1}) + \\ + 1,0 \cdot (1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{diagonala} \cdot N_{Ed,E,y,1-1}) = \\ = -902,8 \text{ kN} + 0,3 \cdot (1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,57 \cdot 1,25 \cdot 76,0 \text{ kN}) + \\ + 1,0 \cdot (1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,20 \cdot -979,4 \text{ kN}) = -2457,3 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,2-2} = V_{Ed,G,2-2} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot k_{\theta} \cdot V_{Ed,E,2-2} = \\ = -61,0 \text{ kN} + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,57 \cdot 1,25 \cdot 62,6 = 108,0 \text{ kN}$$

OPOMBA: ker so prečke v konstrukciji ojačane z vutami, so pričakovana območja disipacije potresne energije v prehodih iz vute v osnovni nosilec.

Ker so območja disipacije potresne energije oddalena od težišča stebrov za razdaljo  $L_{vute}$ , je potrebno upoštevati delovanje dodatnega momenta na steber  $M_{vute} = V_{Ed,M} \cdot L_{vute}$

$$M_{vute} = V_{Ed,M} \cdot L_{vute}$$

$$L_{vute} = 1,3 \text{ m}$$

$L_{vute}$  – razdalja od težišne osi stebrov do zaključka vute

$$M_{vute} = V_{Ed,M} \cdot L_{vute}$$

$$V_{Ed,M} = 2 \cdot M_{pl,y,rd} / L = 2 \cdot 223,0 \text{ kNm} / 6,4 \text{ m} = 69,8 \text{ kN}$$

$$M_{vute} = V_{Ed,M} \cdot L_{vute} = 69,8 \text{ kN} \cdot 1,3 \text{ m} = 90,8 \text{ kNm}$$

Ta moment  $M_{vute}$  deluje na vozlišče (spoj dveh stebrov in dveh prečk), kar pomeni da se porazdeli po vseh štirih elementih, ki se stikujejo v tem vozlišču. Zaradi delovanja dodatnega momenta se poveča moment zaradi potresne obtežbe  $M_{Ed,E,2-2}$ . Privzamem da se dodatni moment enakomerno porazdeli na del stebra pod vozliščem in nad vozliščem, vpliv dodatnega momenta na prečne in osne sile stebra zanemarim.

OPOMBA: dejansko se dodatni moment zaradi prečne sile v prečki, ki je posledica nastanka plastičnih členkov v prečki, porazdeli na oba dela stebra – nad in pod vozliščem ter na obe prečki, vendar je del momenta, ki ga prevzameta obe prečki zanemarljiv, tako da je predpostavka, da se dodatni moment enakomerno prazdeli na del stebra nad in pod vozliščem dovolj natančna.

$$M_{vute,2-2} = M_{vute,3-3} = 0,5 \cdot M_{vute} = 0,5 \cdot 90,8 \text{ kNm} = 45,4 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,E,2-2,cel} = M_{Ed,E,2-2} + M_{vute,2-2} = -156,0 \text{ kNm} - 45,4 \text{ kNm} = -201,4 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} M_{Ed,2-2} &= M_{Ed,G,2-2} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot k_{\theta} \cdot M_{Ed,E,2-2,cel} = \\ &= -125,8 \text{ kNm} + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,57 \cdot 1,25 \cdot -201,4 \text{ kNm} = -669,3 \text{ kNm} \end{aligned}$$

### **Kontrola kompaktnosti prereza:**

Kontrolo kompaktnosti prereza stebra izvršim za prerez 1-1

-celotna prečna sila:  $N_{Ed,1-1} = -2477,8 \text{ kN}$

a) kontrola kompaktnosti stojine: (SIST EN 1993-1-1, preglednica 5.2, list 1)

$$d = 58,2 \text{ cm}$$

$$t_w = 1,7 \text{ cm}$$

Stojina je obremenjena tlačno in upogibno

$$\begin{aligned} \alpha &= 0,5 \cdot ( 1 + N / ( f_y \cdot d \cdot t_w ) ) = \\ &= 0,5 \cdot ( 1 + 2477,8 \text{ kN} / ( 35,5 \text{ kN/cm}^2 \cdot 58,2 \text{ cm} \cdot 1,7 \text{ cm} ) ) = 0,853 \geq 0,5 \end{aligned}$$

$$d / t_w = 58,2 \text{ cm} / 1,7 \text{ cm} = 34,2 \leq 396 \cdot \epsilon / ( 13\alpha - 1 ) = 396 \cdot 0,81 / ( 13 \cdot 0,853 - 1 ) = 31,8$$

$d / t_w = 34,2 > 31,8$  – stojina ni v 1. razredu kompaktnosti

Ker je ena izmed osnovnih zahtev pri potresni analizi, da so stebri v 1. razredu kompaktnosti, predpišem vzdolžno ojačitev po sredini stojine (pločevina 20 x 100 mm), s tem se prepolovi sodelujoča širina stojine z  $d = 58,2 \text{ cm}$  na  $d = 29,1 \text{ cm}$ .

$$\alpha = 0,5 \cdot ( 1 + N / ( f_y \cdot d \cdot t_w ) ) = \\ = 0,5 \cdot ( 1 + 2477,8 \text{ kN} / ( 35,5 \text{ kN/cm}^2 \cdot 29,1 \text{ cm} \cdot 1,7 \text{ cm} ) ) = 1,205 \geq 0,5$$

$$d / t_w = 29,1 \text{ cm} / 1,7 \text{ cm} = 17,2 \leq 396 \cdot \epsilon / ( 13\alpha - 1 ) = 396 \cdot 0,81 / ( 13 \cdot 1,205 - 1 ) = 21,8$$

$d / t_w = 17,2 \leq 21,8$  – stojina je v 1. razredu kompaktnosti

b) kontrola kompaktnosti pasnice: (SIST EN 1993-1-1, preglednica 5.2, list 2)

Kontrolo kompaktnosti pasnice izvršim za primer čistega tlaka

$$c / t_f = 11,45 \text{ cm} / 3,2 \text{ cm} = 3,6 \leq 9\epsilon = 9 \cdot 0,81 = 7,3 \text{ – pasnica je v 1. razredu kompaktnosti}$$

$$c = b / 2 - t_w / 2 - r = 30,0 \text{ cm} / 2 - 1,70 \text{ cm} / 2 - 2,7 \text{ cm} = 11,45 \text{ cm}$$

Prečni prerez se nahaja v 1. razredu kompaktnosti

c) odpornost stojine proti lokalnem izbočenju v strigu (zanemarim vpliv vzdolžne ojačitve)

$$h_w / t_w = 63,6 \text{ cm} / 1,7 \text{ cm} = 37,4 \leq 72\epsilon = 72 \cdot 0,81 = 58,3 \text{ – ni nevarnosti lokalnega izbočenja stojine zaradi striga}$$

$$h_w = h - 2 \cdot t_f = 70,0 \text{ cm} - 2 \cdot 3,2 \text{ cm} = 63,6 \text{ cm}$$

### **Kontrola nosilnosti prečnih prerezov:**

Za kontrolo nosilnosti prečnega prereza je merodajen prerez 1-1.

-prerez 1-1 (ob vpetju):

a) kontrola osno upogibne nosilnosti prereza (SIST EN 1993-1-1; točka 6.2.9.1)

$$N_{Ed,1-1} = 2477,8 \text{ kN (tlak)}$$

$$N_{pl,rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0} = 306,0 \text{ cm}^2 \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0 = 10863,0 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,1-1} = 2477,8 \text{ kN} \leq N_{pl,rd} = 10863,0 \text{ kN}$$

$$n = N_{Ed,1-1} / N_{pl,rd} = 2477,8 \text{ kN} / 10863,0 \text{ kN} = 0,228 \leq 1,0$$



kontrola vpliva osne sile na zmanjšanje plastične upogibne nosilnosti prereza

$$N_{Ed,1-1} = 2477,8 \text{ kN} \leq 0,25 \cdot N_{pl,rd} = 0,25 \cdot 10863,0 \text{ kN} = 2715,8 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,1-1} = 2477,8 \text{ kN} > 0,5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y / \gamma_{M0} = \\ = 0,5 \cdot 63,6 \text{ cm} \cdot 1,7 \text{ cm} \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0 = 1919,2 \text{ kN}$$

Potrebno je upoštevati zmanjšanje plastične upogibne nosilnosti zaradi vpliva osne sile v skladu s SIST EN 1993-1-1, točka 6.2.9.1 (5)

$$a = (A - 2 \cdot b \cdot t_f) / A = \\ = (306 \text{ cm}^2 - 2 \cdot 30 \text{ cm} \cdot 3,2 \text{ cm}) / 306 \text{ cm}^2 = 0,373$$

$$M_{pl,y,rd} = W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M0} = 8320 \text{ cm}^3 \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0 = 295360 \text{ kNcm} = 2953,6 \text{ kNm}$$

$$M_{N,y,Rd} = (1 - n) / (1 - 0,5 \cdot a) \cdot M_{pl,y,Rd} = \\ = (1 - 0,228) / (1 - 0,5 \cdot 0,373) \cdot 2953,6 \text{ kNm} = 2803,0 \text{ kNm}$$

$$M_{N,y,rd} = M_{pl,y,rd} = 2803,0 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,1-1} = 2803,0 \text{ kNm (ob vpetju upoštevamo polnoplastični moment)}$$

OPOMBA: ob vpetju upoštevamo da se tvori polnoplastični moment, tako da pri kontroli stabilnosti upoštevam ob vpetju polnoplastični moment  $M_{N,y,rd} = 2803,0 \text{ kNm}$

(ne moremo se izogniti pojavu plastičnih členkov v stebrih ob vpetju – potresno analizo naredimo z reduciranimi potresnimi silami, zaradi dejanskih potresnih sil pa se tvorijo plastični členki v stebrih ob vpetju).

b) kontrola strižne nosilnosti prereza (SIST EN 1993-1-1; točka 6.2.6)

$$V_{Ed,1-1} = 108,0 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} = A_v \cdot f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$$

$$A_{v,1} = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2r) \cdot t_f = \\ = 306 \text{ cm}^2 - 2 \cdot 30,0 \text{ cm} \cdot 3,2 \text{ cm} + (1,7 \text{ cm} + 2 \cdot 2,7 \text{ cm}) \cdot 3,2 \text{ cm} = 136,8 \text{ cm}^2$$

$$A_{v,2} = \eta \cdot h_w \cdot t_w = 1,2 \cdot 63,6 \text{ cm} \cdot 1,7 \text{ cm} = 129,8 \text{ cm}^2$$

$$A_{v,1} = 136,8 \text{ cm}^2 \geq A_{v,2} = 129,8 \text{ cm}^2$$

$$A_v = A_{v,1} = 136,8 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,rd} = A_v \cdot f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}) = 136,8 \text{ cm}^2 \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2 / (\sqrt{3} \cdot 1,0) = 2803,8 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,1-1} = 108,0 \text{ kN} \leq V_{pl,rd} = 2803,8 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,1-1} = 108,0 \text{ kN} \leq 0,5 \cdot V_{pl,rd} = 0,5 \cdot 2803,8 \text{ kN} = 1402,0 \text{ kN} - \text{ni interakcije momenta in prečne sile}$$

### Kontrola stabilnosti elementov:

-steber v etaži 1:

a) kontrola elementa na uklon (SIST EN 1993-1-1, točka 6.3.1)

$$N_{b,rd} = \chi \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}$$

$$\chi = \min(\chi_y, \chi_z)$$

- uklonske dolžine

$$L_{uy} = L_{uz} = L = 320 \text{ cm}$$

$$N_{cr,y} = \pi^2 \cdot E \cdot I_y / (L_{cr,y})^2 = 3,14^2 \cdot 21000 \text{ kN/cm}^2 \cdot 256900 \text{ cm}^4 / (320 \text{ cm})^2 = 519448,8 \text{ kN}$$

$$\lambda_y^* = (A \cdot f_y / N_{cr,y})^{0,5} = (306,0 \text{ cm}^2 \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2 / 519448,8 \text{ kN})^{0,5} = 0,145$$

$$N_{cr,z} = \pi^2 \cdot E \cdot I_z / (L_{cr,z})^2 = 3,14^2 \cdot 21000 \text{ kN/cm}^2 \cdot 14440 \text{ cm}^4 / (320 \text{ cm})^2 = 29197,5 \text{ kN}$$

$$\lambda_z^* = (A \cdot f_y / N_{cr,z})^{0,5} = (306,0 \text{ cm}^2 \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2 / 29197,5 \text{ kN})^{0,5} = 0,610$$

faktor nepopolnosti za uklonske krivulje določim v skladu s SIST EN 1993-1-1, preglednica 6.1 in 6.2

-uklon okoli močne osi y-y :

$$\alpha = 0,21$$

-uklon okoli šibke osi z-z :

$$\alpha = 0,34$$

- redukcijski faktorji

$$\lambda_y^* = 0,145 \leq 0,2$$

$$\chi_y = 1,0$$

$$\begin{aligned}\Phi_z &= 0,5 \cdot (1 + \alpha \cdot (\lambda_z^* - 0,2) + \lambda_z^{*2}) = \\ &= 0,5 \cdot (1 + 0,34 \cdot (0,610 - 0,2) + 0,610^2) = 0,755\end{aligned}$$

$$\chi_z = 1 / (\Phi_z + (\Phi_z^2 - \lambda_z^{*2})^{0,5}) = 1 / (0,755 + (0,755^2 - 0,610^2)^{0,5}) = 0,833 \leq 1,0$$

- kontrola stabilnosti

$$N_{b,rd} = \chi \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1} = 0,833 \cdot 306,0 \text{ cm}^2 \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0 = 9048,8 \text{ kN}$$

$$\chi = \min(\chi_y, \chi_z) = \min(1,0 ; 0,833) = 0,833$$

$$N_{Ed,1-1} = 2477,8 \text{ kN} \leq N_{b,rd} = 9048,8 \text{ kN}$$

$$n = N_{Ed,1-1} / N_{b,rd} = 2477,8 \text{ kN} / 9048,8 \text{ kN} = 0,273 \leq 1,0$$

b) kontrola tlačno in upogibno obremenjenih elementov (SIST EN 1993-1-1, točka 6.3.3 (4))

Steber je bočno podprt v višinah etaž, tako da je uklonska dolžina L višina etaže.

Kontrolo stabilnosti elementa na bočno zvrnitev izvedem ob upoštevanju, da se ob vpetju stebra (prerez 1-1) pojavi plastični členek, tako da ob vpetju upoštevam polnoplastični moment, ob upoštevanju vpliva osne sile.

$$N_{Ed,1-1} = 2477,8 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,1-1} = -2803,0 \text{ kNm (plastični členek ob vpetju)}$$

$$M_{Ed,2-2} = -669,3 \text{ kNm}$$

$$\psi = M_{Ed,2-2} / M_{Ed,1-1} = -669,3 \text{ kNm} / -2803,0 \text{ kNm} = 0,238$$

$$C_1 = 1,88 - 1,4 \cdot \Psi + 0,52 \cdot \Psi^2 =$$

$$= 1,88 - 1,4 \cdot 0,238 + 0,52 \cdot 0,238^2 = 1,576$$

$$M_{cr} = (C_1 \cdot \pi) / (k \cdot h_1) \cdot ((E \cdot I_z \cdot G \cdot I_t + (\pi^2 \cdot E \cdot I_w \cdot E \cdot I_z) / (k_w \cdot h_1)^2)^{0,5} =$$

$$= (1,576 \cdot 3,14) / (1 \cdot 320 \text{ cm}) \cdot ((21000 \text{ kN/cm}^2 \cdot 14440 \text{ cm}^4 \cdot 8100 \text{ cm}^4 \cdot 833 \text{ cm}^4) + \\ + (3,14^2 \cdot 21000 \text{ kN/cm}^2 \cdot 1,606 \cdot 10^7 \text{ cm}^6 \cdot 21000 \text{ kN/cm}^2 \cdot 14440 \text{ cm}^4) / \\ / (1 \cdot 320 \text{ cm})^2)^{0,5} = 1,686 \cdot 10^6 \text{ kNcm}$$

$$\lambda_{LT}^* = (W_{pl,y} \cdot f_y / M_{cr})^{0,5} = (8320 \text{ cm}^3 \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,686 \cdot 10^6 \text{ kNcm})^{0,5} = 0,418$$

Ker je  $\lambda_{LT}^* = 0,418 > 0,4$  je kontrola bočne zvrnitve potrebna, vendar ker gre za majhno prekoračitev (4,5 % – manj kot 10%) vseeno privzamem da je steber odporen na torzijske deformacije – interakcijske faktorje določim v skladu z določili preglednice B.1.

KOMENTAR: ker ob vpetju stebra upoštevam polnoplastični moment, je pogoj da je steber odporen na torzijske deformacije praktično nujen, ker ob tem pogoju lahko upoštevam interakcijske faktorje iz preglednice B.1. Če upoštevamo interakcijske faktorje iz preglednice B.2. se kontrola tlačno in upogibno obremenjenih elementov ob upoštevanju polnoplastičnega momenta ob vpetju zelo težko izide, ker so koeficienti iz preglednice B.2. precej strožji od tistih iz preglednice B.1.

$$C_{my} = 0,6 + 0,4 \cdot \psi = 0,6 + 0,4 \cdot 0,238 = 0,695$$

$$\psi = M_{Ed,2-2} / M_{Ed,1-1} = -669,3 \text{ kNm} / -2803,0 \text{ kNm} = 0,238$$

$$k_{yy} = C_{my} \cdot (1 + (\lambda_{y}^* - 0,2) \cdot N_{Ed} / (\chi_y \cdot N_{pl,rd})) =$$

$$= 0,695 \cdot (1 + (0,145 - 0,2) \cdot 2477,8 \text{ kN} / (1,0 \cdot 10863,0 \text{ kN})) = 0,686$$

$$k_{yy} = 0,686 \leq C_{my} \cdot (1 + 0,8 \cdot N_{Ed} / (\chi_y \cdot N_{pl,rd})) =$$

$$= 0,695 \cdot (1 + 0,8 \cdot 2477,8 \text{ kN} / (1,0 \cdot 10863,0 \text{ kN})) = 0,822$$

$$k_{zy} = 0,6 \cdot k_{yy} = 0,6 \cdot 0,686 = 0,412$$

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot (1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT}^* - 0,2) + \lambda_{LT}^{*2}) =$$

$$= 0,5 \cdot (1 + 0,21 \cdot (0,418 - 0,2) + 0,418^2) = 0,610$$

$$\chi_{LT} = 1 / (\Phi_{LT} + (\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^{*2})^{0,5}) = 1 / (0,610 + (0,610^2 - 0,418^2)^{0,5}) = 0,948 \leq 1,0$$

-kontrola stabilnosti

$$\begin{aligned} & N_{Ed} / (\chi_y \cdot N_{pl,Rd}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed} / (\chi_{LT} \cdot M_{pl,Rd}) = \\ & = 2477,8 \text{ kN} / (1,0 \cdot 10863,0 \text{ kN}) + 0,686 \cdot 2803,0 \text{ kNm} / (0,948 \cdot 2803,0 \text{ kNm}) = \\ & = 0,228 + 0,724 = 0,952 \leq 1,0 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} & N_{Ed} / (\chi_z \cdot N_{pl,Rd}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed} / (\chi_{LT} \cdot M_{pl,Rd}) = \\ & = 2477,8 \text{ kN} / (0,833 \cdot 10863,0 \text{ kN}) + 0,412 \cdot 2803,0 \text{ kNm} / (0,948 \cdot 2803,0 \text{ kNm}) = \\ & = 0,274 + 0,434 = 0,708 \leq 1,0 \end{aligned}$$

### **Zunanji desni steber HEB 700 (S 355 J0)**

#### **KOMBINIRANJE POTRESNIH VPLIVOV V OBEH SMEREH**

V skladu s standardom SIST EN 1998-1, točka 4.3.3.5.1 moramo mesebojno kombinirati potresne vplive v prečni smeri x in vzdolžni smeri y na sledeč način:

- a)  $E_{Edx} + 0,30 \cdot E_{Edy}$
- b)  $0,30 \cdot E_{Edx} + E_{Edy}$

Gleda na zasnovano konstrukcijo, kjer se potresne obremenitve v vzdolžni smeri Y prenašajo samo preko natezno obremenjenih centričnih povezij moramo upoštevati samo kombinacije osnih sil. Ker so centrična povezja samo v zunanjih vzdolžnih okvirjih A-A in C-C je potrebno upoštevati kombinacije osnih sil zaradi potresne obremenitve samo pri zunanjih stebrih notranjih okvirjev.

a) prerez stebra v etaži 1 ob vpetju (prerez 1-1)

$$\begin{aligned}M_{Ed,1-1} &= M_{Ed,G,1-1} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot k_{\theta} \cdot M_{Ed,E,1-1} = \\ &= -75,5 \text{ kNm} + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,57 \cdot 1,25 \cdot -348,8 \text{ kNm} = -1016,8 \text{ kNm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}N_{Ed,1-1,a} &= N_{Ed,G,1-1} + 1,0 \cdot (1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{prečka} \cdot k_{\theta} \cdot N_{Ed,E,x,1-1}) + \\ &+ 0,3 \cdot (1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{diagonala} \cdot N_{Ed,E,y,1-1}) = \\ &= -942,6 \text{ kN} + 1,0 \cdot (1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,57 \cdot 1,25 \cdot -71,0 \text{ kN}) + \\ &+ 0,3 \cdot (1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,20 \cdot -979,4 \text{ kN}) = -1619,0 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}N_{Ed,1-1,b} &= N_{Ed,G,1-1} + 0,3 \cdot (1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{prečka} \cdot k_{\theta} \cdot N_{Ed,E,x,1-1}) + \\ &+ 1,0 \cdot (1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{diagonala} \cdot N_{Ed,E,y,1-1}) = \\ &= -942,6 \text{ kN} + 0,3 \cdot (1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,57 \cdot 1,25 \cdot -71,0 \text{ kN}) + \\ &+ 1,0 \cdot (1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,20 \cdot -979,4 \text{ kN}) = -2616,0 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V_{Ed,1-1} &= V_{Ed,G,1-1} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot k_{\theta} \cdot V_{Ed,E,1-1} = \\ &= 60,8 \text{ kN} + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,57 \cdot 1,25 \cdot 60,3 = 223,5 \text{ kN}\end{aligned}$$

b) prerez stebra v etaži 1 na vrhu (prerez 2-2)

$$\begin{aligned}M_{Ed,2-2} &= M_{Ed,G,2-2} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot k_{\theta} \cdot M_{Ed,E,2-2,cel} = \\ &= 119,4 \text{ kNm} + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,57 \cdot 1,25 \cdot -156,2 \text{ kNm} = -302,0 \text{ kNm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}N_{Ed,2-2,a} &= N_{Ed,G,1-1} + 1,0 \cdot (1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{prečka} \cdot k_{\theta} \cdot N_{Ed,E,x,1-1}) + \\ &+ 0,3 \cdot (1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{diagonala} \cdot N_{Ed,E,y,1-1}) = \\ &= -922,2 \text{ kN} + 1,0 \cdot (1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,57 \cdot 1,25 \cdot -71,0 \text{ kN}) + \\ &+ 0,3 \cdot (1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,20 \cdot -979,4 \text{ kN}) = -1598,6 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}N_{Ed,2-2,b} &= N_{Ed,G,1-1} + 0,3 \cdot (1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{prečka} \cdot k_{\theta} \cdot N_{Ed,E,x,1-1}) + \\ &+ 1,0 \cdot (1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{diagonala} \cdot N_{Ed,E,y,1-1}) = \\ &= -922,2 \text{ kN} + 0,3 \cdot (1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,57 \cdot 1,25 \cdot -71,0 \text{ kN}) + \\ &+ 1,0 \cdot (1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,20 \cdot -979,4 \text{ kN}) = -2595,6 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V_{Ed,2-2} &= V_{Ed,G,2-2} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot k_{\theta} \cdot V_{Ed,E,2-2} = \\ &= 60,8 \text{ kN} + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,57 \cdot 1,25 \cdot 60,3 = 223,5 \text{ kN}\end{aligned}$$

OPOMBA: ker so prečke v konstrukciji ojačane z vutami, so pričakovana območja disipacije potresne energije v prehodih iz vute v osnovni nosilec.

Ker so območja disipacije potresne energije oddaljena od težišča stebrov za razdaljo  $L_{vute}$ , je potrebno upoštevati delovanje dodatnega momenta na steber  $M_{vute} = V_{Ed,M} \cdot L_{vute}$

$$M_{vute} = V_{Ed,M} \cdot L_{vute}$$

$$L_{vute} = 1,3 \text{ m}$$

$L_{vute}$  – razdalja od težišne osi stebrov do zaključka vute

$$M_{vute} = V_{Ed,M} \cdot L_{vute}$$

$$V_{Ed,M} = 2 \cdot M_{pl,y,rd} / L = 2 \cdot 223,0 \text{ kNm} / 6,4 \text{ m} = 69,8 \text{ kN}$$

$$M_{vute,levo} = V_{Ed,M} \cdot L_{vute} = 69,8 \text{ kN} \cdot 1,3 \text{ m} = 90,8 \text{ kNm}$$

Ta moment  $M_{vute}$  deluje na vozlišče (spoj dveh stebrov in dveh prečk), kar pomeni da se porazdeli po vseh štirih elementih, ki se stikujejo v tem vozlišču. Zaradi delovanja dodatnega momenta se poveča moment zaradi potresne obtežbe  $M_{Ed,E,2-2}$ .

Privzamem da se dodatni moment enakomerno porazdeli na del stebra pod vozliščem in nad vozliščem, vpliv dodatnega momenta na prečne in osne sile stebra zanemarim.

OPOMBA: dejansko se dodatni moment zaradi prečne sile v prečki, ki je posledica nastanka plastičnih členkov v prečki, porazdeli na oba dela stebra – nad in pod vozliščem ter na obe prečki, vendar je del momenta, ki ga prevzameta obe prečki zanemarljiv, tako da je predpostavka, da se dodatni moment enakomerno prazdeli na del stebra nad in pod vozliščem dovolj natančna.

$$M_{vute,2-2} = M_{vute,3-3} = 0,5 \cdot M_{vute} = 0,5 \cdot 90,8 \text{ kNm} = 45,4 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,E,2-2,cel} = M_{Ed,E,2-2} + M_{vute,2-2} = -156,2 \text{ kNm} - 45,4 \text{ kNm} = -201,6 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,2-2} = M_{Ed,G,2-2} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot k_{\theta} \cdot M_{Ed,E,2-2,cel} = \\ = 119,4 \text{ kNm} + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,57 \cdot 1,25 \cdot -201,6 \text{ kNm} = -424,6 \text{ kNm}$$

### **Kontrola kompaktnosti prereza:**

Kontrolo kompaktnosti prereza stebra izvršim za prerez 1-1

-celotna prečna sila:  $N_{Ed,1-1} = -2616,0 \text{ kN}$

a) kontrola kompaktnosti stojine: (SIST EN 1993-1-1, preglednica 5.2, list 1)

$$d = 58,2 \text{ cm}$$

$$t_w = 1,7 \text{ cm}$$

Stojina je obremenjena tlačno in upogibno

$$\alpha = 0,5 \cdot (1 + N / (f_y \cdot d \cdot t_w)) =$$

$$= 0,5 \cdot (1 + 2616,0 \text{ kN} / (35,5 \text{ kN/cm}^2 \cdot 58,2 \text{ cm} \cdot 1,7 \text{ cm})) = 0,872 \geq 0,5$$

$$d / t_w = 58,2 \text{ cm} / 1,7 \text{ cm} = 34,2 \leq 396 \cdot \epsilon / (13\alpha - 1) = 396 \cdot 0,81 / (13 \cdot 0,872 - 1) = 31,0$$

$d / t_w = 34,2 > 31,2$  – stojina ni v 1. razredu kompaktnosti

Ker je ena izmed osnovnih zahtev pri potresni analizi, da so stebri v 1. razredu kompaktnosti, predpišem vzdolžno ojačitev po sredini stojine (pločevina 20 x 100), s tem se prepolovi sodelujoča širina stojine z  $d = 58,2 \text{ cm}$  na  $d = 29,1 \text{ cm}$ .

$$\alpha = 0,5 \cdot (1 + N / (f_y \cdot d \cdot t_w)) =$$

$$= 0,5 \cdot (1 + 2616,0 \text{ kN} / (35,5 \text{ kN/cm}^2 \cdot 29,1 \text{ cm} \cdot 1,7 \text{ cm})) = 1,245 \geq 0,5$$

$$d / t_w = 29,1 \text{ cm} / 1,7 \text{ cm} = 17,1 \leq 396 \cdot \epsilon / (13\alpha - 1) = 396 \cdot 0,81 / (13 \cdot 1,245 - 1) = 21,2$$

$d / t_w = 17,2 \leq 21,2$  – stojina je v 1. razredu kompaktnosti

Vzdolžne ojačitve stebrov so potrebne samo v prvi etaži, ker je v zgornjih etažah osna sila manjša, je kriterij kompaktnosti prečnega prereza izponjen tudi brez vzdolžnih ojačitev.

b) kontrola kompaktnosti pasnice: (SIST EN 1993-1-1, preglednica 5.2, list 2)

Kontrolo kompaktnosti pasnice izvršim za primer čistega tlaka

$$c / t_f = 11,45 \text{ cm} / 3,2 \text{ cm} = 3,6 \leq 9\epsilon = 9 \cdot 0,81 = 7,3$$
 – pasnica je v 1. razredu kompaktnosti

$$c = b / 2 - t_w / 2 - r = 30,0 \text{ cm} / 2 - 1,70 \text{ cm} / 2 - 2,7 \text{ cm} = 11,45 \text{ cm}$$

$$t_f = 3,2 \text{ cm}$$

Prečni prerez se nahaja v 1. razredu kompaktnosti



c) odpornost stojine proti lokalnem izbočenju v strigu (zanemarim vpliv vzdolžne ojačitve)

$$h_w / t_w = 63,6 \text{ cm} / 1,7 \text{ cm} = 37,4 \leq 72\epsilon = 72 \cdot 0,81 = 58,3 - \text{ni nevarnosti lokalnega izbočenja stojine zaradi striga}$$

$$h_w = h - 2 \cdot t_f = 70,0 \text{ cm} - 2 \cdot 3,2 \text{ cm} = 63,6 \text{ cm}$$

### **Kontrola nosilnosti prečnih prerezov:**

Za kontrolo nosilnosti prečnega prereza je merodajen prerez 1-1.

-prerez 1-1 (ob vpetju):

a) kontrola osno upogibne nosilnosti prereza (SIST EN 1993-1-1; točka 6.2.9.1)

$$N_{Ed,1-1} = 2616,0 \text{ kN (tlak)}$$

$$N_{pl,rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0} = 306,0 \text{ cm}^2 \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0 = 10863,0 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,1-1} = 2616,0 \text{ kN} \leq N_{pl,rd} = 10863,0 \text{ kN}$$

$$n = N_{Ed,1-1} / N_{pl,rd} = 2616,0 \text{ kN} / 10863,0 \text{ kN} = 0,241 \leq 1,0$$

kontrola vpliva osne sile na zmanjšanje plastične upogibne nosilnosti prereza

$$N_{Ed,1-1} = 2616,0 \text{ kN} \leq 0,25 \cdot N_{pl,rd} = 0,25 \cdot 10863,0 \text{ kN} = 2715,8 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,1-1} = 2616,0 \text{ kN} > 0,5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y / \gamma_{M0} = \\ = 0,5 \cdot 63,6 \text{ cm} \cdot 1,7 \text{ cm} \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0 = 1919,2 \text{ kN}$$

Potrebno je upoštevati zmanjšanje plastične upogibne nosilnosti zaradi vpliva osne sile v skladu s SIST EN 1993-1-1, točka 6.2.9.1 (5)

$$a = (A - 2 \cdot b \cdot t_f) / A = \\ = (306 \text{ cm}^2 - 2 \cdot 30 \text{ cm} \cdot 3,2 \text{ cm}) / 306 \text{ cm}^2 = 0,373$$

$$M_{pl,y,rd} = W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M0} = 8320 \text{ cm}^3 \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0 = 295360 \text{ kNcm} = 2953,6 \text{ kNm}$$

$$M_{N,y,Rd} = (1 - n) / (1 - 0,5 \cdot a) \cdot M_{pl,y,Rd} = \\ = (1 - 0,241) / (1 - 0,5 \cdot 0,373) \cdot 2953,6 \text{ kNm} = 2755,8 \text{ kNm}$$

$$M_{N,y,rd} = M_{pl,y,rd} = 2755,8 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,1-1} = 2755,8 \text{ kNm (ob vpetju upoštevamo polnoplastični moment)}$$

OPOMBA: ob vpetju upoštevamo da se tvori polnoplastični moment, tako da pri kontroli stabilnosti upoštevam ob vpetju polnoplastični moment  $M_{N,y,rd} = 2755,8 \text{ kNm}$

( ne moremo se izogniti pojavu plastičnih členkov v stebrih ob vpetju – potresno analizo naredimo z reduciranimi potresnimi silami, zaradi dejanskih potresnih sil pa se tvorijo plastični členki v stebrih ob vpetju ).

b) kontrola strižne nosilnosti prereza (SIST EN 1993-1-1; točka 6.2.6)

$$V_{Ed,1-1} = 223,5 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} = A_v \cdot f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$$

$$A_{v,1} = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2r) \cdot t_f = \\ = 306 \text{ cm}^2 - 2 \cdot 30,0 \text{ cm} \cdot 3,2 \text{ cm} + (1,7 \text{ cm} + 2 \cdot 2,7 \text{ cm}) \cdot 3,2 \text{ cm} = 136,8 \text{ cm}^2$$

$$A_{v,2} = \eta \cdot h_w \cdot t_w = 1,2 \cdot 63,6 \text{ cm} \cdot 1,7 \text{ cm} = 129,8 \text{ cm}^2$$

$$A_{v,1} = 136,8 \text{ cm}^2 \geq A_{v,2} = 129,8 \text{ cm}^2$$

$$A_v = A_{v,1} = 136,8 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,rd} = A_v \cdot f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}) = 136,8 \text{ cm}^2 \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2 / (\sqrt{3} \cdot 1,0) = 2803,8 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,1-1} = 223,5 \text{ kN} \leq V_{pl,rd} = 2803,8 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,1-1} = 223,5 \text{ kN} \leq 0,5 \cdot V_{pl,rd} = 0,5 \cdot 2803,8 \text{ kN} = 1402,0 \text{ kN} - \text{ni interakcije momenta in prečne sile}$$

### Kontrola stabilnosti elementov:

-steber v etaži 1:

a) kontrola elementa na uklon (SIST EN 1993-1-1, točka 6.3.1)

$$N_{b,rd} = \chi \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}$$

$$\chi = \min(\chi_y, \chi_z)$$

- Uklonske dolžine

$$L_{uy} = L_{uz} = L = 320 \text{ cm}$$

$$N_{cr,y} = \pi^2 \cdot E \cdot I_y / (L_{cr,y})^2 = 3,14^2 \cdot 21000 \text{ kN/cm}^2 \cdot 256900 \text{ cm}^4 / (320 \text{ cm})^2 = 519448,8 \text{ kN}$$

$$\lambda_y^* = (A \cdot f_y / N_{cr,y})^{0,5} = (306,0 \text{ cm}^2 \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2 / 519448,8 \text{ kN})^{0,5} = 0,145$$

$$N_{cr,z} = \pi^2 \cdot E \cdot I_z / (L_{cr,z})^2 = 3,14^2 \cdot 21000 \text{ kN/cm}^2 \cdot 14440 \text{ cm}^4 / (320 \text{ cm})^2 = 29197,5 \text{ kN}$$

$$\lambda_z^* = (A \cdot f_y / N_{cr,z})^{0,5} = (306,0 \text{ cm}^2 \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2 / 29197,5 \text{ kN})^{0,5} = 0,610$$

Faktor nepopolnosti za uklonske krivulje določim v skladu s SIST EN 1993-1-1, preglednica 6.1 in 6.2

-Uklon okoli močne osi y-y :

$$\alpha = 0,21$$

-Uklon okoli šibke osi z-z :

$$\alpha = 0,34$$

- redukcijski faktorji

$$\lambda_y^* = 0,145 \leq 0,2$$

$$\chi_y = 1,0$$

$$\begin{aligned} \Phi_z &= 0,5 \cdot (1 + \alpha \cdot (\lambda_z^* - 0,2) + \lambda_z^{*2}) = \\ &= 0,5 \cdot (1 + 0,34 \cdot (0,610 - 0,2) + 0,610^2) = 0,755 \end{aligned}$$

$$\chi_z = 1 / (\Phi_z + (\Phi_z^2 - \lambda_z^{*2})^{0,5}) = 1 / (0,755 + (0,755^2 - 0,610^2)^{0,5}) = 0,833 \leq 1,0$$

- Kontrola stabilnosti

$$N_{b,rd} = \chi \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1} = 0,833 \cdot 306,0 \text{ cm}^2 \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0 = 9048,8 \text{ kN}$$

$$\chi = \min(\chi_y, \chi_z) = \min(1,0 ; 0,833) = 0,833$$

$$N_{Ed,1-1} = 2616,0 \text{ kN} \leq N_{b,rd} = 9048,8 \text{ kN}$$

$$n = N_{Ed,1-1} / N_{b,rd} = 2616,0 \text{ kN} / 9048,8 \text{ kN} = 0,289 \leq 1,0$$

b) kontrola tlačno in upogibno obremenjenih elementov (SIST EN 1993-1-1, točka 6.3.3 (4))

Steber je bočno podprt v višinah etaž, tako da je uklonska dolžina L višina etaže.

Kontrolo stabilnosti elementa na bočno zvnitev izvedem ob upoštevanju, da se ob vpetju stebra (prerez 1-1) pojavi plastični členek, tako da ob vpetju upoštevam polnplastični moment, ob upoštevanju vpliva osne sile.

$$N_{Ed,1-1} = 2616,0 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,1-1} = -2755,8 \text{ kNm (plastični členek ob vpetju)}$$

$$M_{Ed,2-2} = -424,6 \text{ kNm}$$

$$\psi = M_{Ed,2-2} / M_{Ed,1-1} = -424,6 \text{ kNm} / -2755,8 \text{ kNm} = 0,154$$

$$C_1 = 1,88 - 1,4 \cdot \Psi + 0,52 \cdot \Psi^2 = \\ = 1,88 - 1,4 \cdot 0,154 + 0,52 \cdot 0,154^2 = 1,676$$

$$M_{cr} = (C_1 \cdot \pi) / (k \cdot h_1) \cdot ((E \cdot I_z \cdot G \cdot I_t + (\pi^2 \cdot E \cdot I_w \cdot E \cdot I_z) / (k_w \cdot h_1)^2)^{0,5} = \\ = (1,676 \cdot 3,14) / (1 \cdot 320 \text{ cm}) \cdot ((21000 \text{ kN/cm}^2 \cdot 14440 \text{ cm}^4 \cdot 8100 \text{ cm}^4 \cdot 833 \text{ cm}^4) + \\ + (3,14^2 \cdot 21000 \text{ kN/cm}^2 \cdot 1,606 \cdot 10^7 \text{ cm}^6 \cdot 21000 \text{ kN/cm}^2 \cdot 14440 \text{ cm}^4) / \\ / (1 \cdot 320 \text{ cm})^2)^{0,5} = 1,793 \cdot 10^6 \text{ kNcm}$$

$$\lambda_{LT}^* = (W_{pl,y} \cdot f_y / M_{cr})^{0,5} = (8320 \text{ cm}^3 \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,793 \cdot 10^6 \text{ kNcm})^{0,5} = 0,406$$

Ker je  $\lambda_{LT}^* = 0,406 > 0,4$  je kontrola bočne zvrnitve potrebna, vendar ker gre za majhno prekoračitev (1,6 % – manj kot 5%) vseeno privzamem da je steber odporen na torzijske deformacije – interakcijske faktorje določim v skladu z določili preglednice B.1.

KOMENTAR: ker ob vpetju stebra upoštevam polnoplastični moment, je pogoj da je steber odporen na torzijske deformacije praktično nujen, ker ob tem pogojju lahko upoštevam interakcijske faktorje iz preglednice B.1. Če upoštevamo interakcijske faktorje iz preglednice B.2. se kontrola tlačno in upogibno obremenjenih elementov ob upoštevanju polnoplastičnega momenta ob vpetju zelo težko izide, ker so koeficienti iz preglednice B.2. precej strožji od tistih iz preglednice B.1.

$$C_{my} = 0,6 + 0,4 \cdot \psi = 0,6 + 0,4 \cdot 0,154 = 0,662$$

$$\psi = M_{Ed,2-2} / M_{Ed,1-1} = -424,6 \text{ kNm} / -2755,8 \text{ kNm} = 0,154$$

$$k_{yy} = C_{my} \cdot (1 + (\lambda_y^* - 0,2) \cdot N_{Ed} / (\chi_y \cdot N_{pl,rd})) = \\ = 0,662 \cdot (1 + (0,145 - 0,2) \cdot 2616,0 \text{ kN} / (1,0 \cdot 10863,0 \text{ kN})) = 0,653$$

$$k_{yy} = 0,653 \leq C_{my} \cdot (1 + 0,8 \cdot N_{Ed} / (\chi_y \cdot N_{pl,rd})) = \\ = 0,662 \cdot (1 + 0,8 \cdot 2616,0 \text{ kN} / (1,0 \cdot 10863,0 \text{ kN})) = 0,790$$

$$k_{zy} = 0,6 \cdot k_{yy} = 0,6 \cdot 0,653 = 0,392$$

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot (1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT}^* - 0,2) + \lambda_{LT}^{*2}) = \\ = 0,5 \cdot (1 + 0,21 \cdot (0,406 - 0,2) + 0,406^2) = 0,604$$

$$\chi_{LT} = 1 / (\Phi_{LT} + (\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^{*2})^{0,5}) = 1 / (0,604 + (0,604^2 - 0,406^2)^{0,5}) = 0,952 \leq 1,0$$

-kontrola stabilnosti

$$N_{Ed} / (\chi_y \cdot N_{pl,rd}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed} / (\chi_{LT} \cdot M_{pl,rd}) = \\ = 2616,0 \text{ kN} / (1,0 \cdot 10863,0 \text{ kN}) + 0,653 \cdot 2755,8 \text{ kNm} / (0,952 \cdot 2755,8 \text{ kNm}) = \\ = 0,242 + 0,686 = 0,928 \leq 1,0$$

$$N_{Ed} / (\chi_z \cdot N_{pl,rd}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed} / (\chi_{LT} \cdot M_{pl,y,Rd}) = \\ = 2616,0 \text{ kN} / (0,833 \cdot 10863,0 \text{ kN}) + 0,392 \cdot 2755,8 \text{ kNm} / (0,952 \cdot 2755,8 \text{ kNm}) = \\ = 0,290 + 0,412 = 0,702 \leq 1,0$$

## Zunanji okvirji

### Notranji steber HEB 800 (S 355 J0)

a) prerez stebra v etaži 1 ob vpetju (prerez 1-1)

$$\begin{aligned}M_{Ed,1-1} &= M_{Ed,G,1-1} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E,1-1} = \\ &= -2,3 \text{ kNm} + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,68 \cdot -474,4 \text{ kNm} = -1098,2 \text{ kNm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}N_{Ed,1-1} &= N_{Ed,G,1-1} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E,1-1} = \\ &= -883,2 \text{ kN} + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,68 \cdot -6,2 \text{ kN} = -897,5 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V_{Ed,1-1} &= V_{Ed,G,1-1} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E,1-1} = \\ &= 0,2 \text{ kN} + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,68 \cdot 86,3 = 199,6 \text{ kN}\end{aligned}$$

b) prerez stebra v etaži 1 na vrhu (prerez 2-2)

$$\begin{aligned}M_{Ed,2-2} &= M_{Ed,G,2-2} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E,2-2} = \\ &= -2,8 \text{ kNm} + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,68 \cdot -198,2 \text{ kNm} = -460,6 \text{ kNm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}N_{Ed,2-2} &= N_{Ed,G,2-2} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E,2-2} = \\ &= -874,8 \text{ kN} + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,68 \cdot -6,2 \text{ kN} = -889,2 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V_{Ed,2-2} &= V_{Ed,G,2-2} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E,2-2} = \\ &= 0,2 \text{ kN} + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,68 \cdot 86,3 = 199,6 \text{ kN}\end{aligned}$$

OPOMBA: ker so prečke v konstrukciji ojačane z vutami, so pričakovana območja disipacije potresne energije v prehodih iz vute v osnovni nosilec.

Ker so območja disipacije potresne energije oddalena od težišča stebrov za razdaljo  $L_{vute}$ , je potrebno upoštevati delovanje dodatnega momenta na steber  $M_{vute} = (V_{Ed,G} + V_{Ed,M}) \cdot L_{vute}$

$$M_{vute} = (V_{Ed,G} + V_{Ed,M}) \cdot L_{vute}$$

$$L_{vute} = 1,5 \text{ m}$$

$L_{vute}$  – razdalja od težišne osi stebrov do zaključka vute

Ločeno obravnavam moment dodatni moment  $M_{vute}$  levo od stebra in desno od stebra.

$$M_{pl,y,rd} = W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M0} = 628 \text{ cm}^3 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0 = 14758 \text{ kNcm} = 147,6 \text{ kNm}$$

$$M_{vute,levo} = V_{Ed,M} \cdot L_{vute}$$

$$V_{Ed,M} = 2 \cdot M_{pl,y,rd} / L = 2 \cdot 147,6 \text{ kNm} / 6,0 \text{ m} = 49,2 \text{ kN}$$

$$M_{vute,levo} = V_{Ed,M} \cdot L_{vute} = 49,2 \text{ kN} \cdot 1,5 \text{ m} = 73,8 \text{ kNm}$$

$$M_{vute,desno} = V_{Ed,M} \cdot L_{vute}$$

$$V_{Ed,M} = 2 \cdot M_{pl,y,rd} / L = 2 \cdot 147,6 \text{ kNm} / 6,0 \text{ m} = 49,2 \text{ kN}$$

$$M_{vute,desno} = V_{Ed,M} \cdot L_{vute} = 49,2 \text{ kN} \cdot 1,5 \text{ m} = 73,8 \text{ kNm}$$

$$M_{vute} = M_{vute,levo} + M_{vute,desno} = 73,8 \text{ kNm} + 73,8 \text{ kNm} = 147,6 \text{ kNm}$$

Ta moment  $M_{vute}$  deluje na vozlišče (spoj dveh stebrov in dveh prečk), kar pomeni da se porazdeli po vseh štirih elementih, ki se stikujejo v tem vozlišču. Zaradi delovanja dodatnega momenta se poveča moment zaradi potresne obtežbe  $M_{Ed,E,2-2}$ .

Privzamem da se dodatni moment enakomerno porazdeli na del stebra pod vozliščem in nad vozliščem, vpliv dodatnega momenta na prečne in osne sile stebra zanemarim.

OPOMBA: dejansko se dodatni moment zaradi prečne sile v prečki, ki je posledica nastanka plastičnih členkov v prečki, porazdeli na oba dela stebra – nad in pod vozliščem ter na obe prečki, vendar je del momenta, ki ga prevzameta obe prečki zanemarljiv, tako da je predpostavka, da se dodatni moment enakomerno prazdeli na del stebra nad in pod vozliščem dovolj natančna.

$$M_{vute,2-2} = M_{vute,3-3} = 0,5 \cdot M_{vute} = 0,5 \cdot 147,6 \text{ kNm} = 73,8 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,E,2-2,cel} = M_{Ed,E,2-2} + M_{vute,2-2} = -198,2 \text{ kNm} - 73,8 \text{ kNm} = -272,0 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} M_{Ed,2-2} &= M_{Ed,G,2-2} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot k_{\theta} \cdot M_{Ed,E,2-2,cel} = \\ &= -2,8 \text{ kNm} + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,68 \cdot -272,0 \text{ kNm} = -631,2 \text{ kNm} \end{aligned}$$

### Kontrola kompaktnosti prereza:

Kontrolo kompaktnosti prereza stebra izvršim za prerez 1-1

-celotna prečna sila:  $N_{Ed,1-1} = -897,5 \text{ kN}$

a) kontrola kompaktnosti stojine: (SIST EN 1993-1-1, preglednica 5.2, list 1)

Stojina je obremenjena tlačno in upogibno

$$\begin{aligned}\alpha &= 0,5 \cdot (1 + N / (f_y \cdot d \cdot t_w)) = \\ &= 0,5 \cdot (1 + 897,5 \text{ kN} / (35,5 \text{ kN/cm}^2 \cdot 67,4 \text{ cm} \cdot 1,75 \text{ cm})) = 0,608 \geq 0,5\end{aligned}$$

$$d / t_w = 67,4 \text{ cm} / 1,75 \text{ cm} = 38,5 \leq 396 \cdot \epsilon / (13\alpha - 1) = 396 \cdot 0,81 / (13 \cdot 0,608 - 1) = 46,5$$

$d / t_w = 38,5 \leq 46,5$  – stojina je v 1. razredu kompaktnosti

$$d = 67,4 \text{ cm}$$

$$t_w = 1,75 \text{ cm}$$

b) kontrola kompaktnosti pasnice: (SIST EN 1993-1-1, preglednica 5.2, list 2)

Kontrolo kompaktnosti pasnice izvršim za primer čistega tlaka

$$c / t_f = 11,12 \text{ cm} / 3,3 \text{ cm} = 3,4 \leq 9\epsilon = 9 \cdot 0,81 = 7,3 \text{ – pasnica je v 1. razredu kompaktnosti}$$

$$c = b / 2 - t_w / 2 - r = 30,0 \text{ cm} / 2 - 1,75 \text{ cm} / 2 - 3,0 \text{ cm} = 11,12 \text{ cm}$$

$$t_f = 3,3 \text{ cm}$$

Prečni prerez se nahaja v 1. razredu kompaktnosti

c) odpornost stojine proti lokalnem izbočenju v strigu

$$h_w / t_w = 73,4 \text{ cm} / 1,75 \text{ cm} = 42,0 \leq 72\epsilon = 72 \cdot 0,81 = 58,3 \text{ – ni nevarnosti lokalnega izbočenja stojine zaradi striga}$$

$$h_w = h - 2 \cdot t_f = 80,0 \text{ cm} - 2 \cdot 3,3 \text{ cm} = 73,4 \text{ cm}$$



### **Kontrola nosilnosti prečnih prerezov:**

Za kontrolo nosilnosti prečnega prereza je merodajen prerez 1-1.

-prerez 1-1 (ob vpetju):

a) kontrola osno upogibne nosilnosti prereza (SIST EN 1993-1-1; točka 6.2.9.1)

$$N_{Ed,1-1} = 897,5 \text{ kN (tlak)}$$

$$N_{pl,rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0} = 334,0 \text{ cm}^2 \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0 = 11857,0 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,1-1} = 897,5 \text{ kN} \leq N_{pl,rd} = 11857,0 \text{ kN}$$

$$n = N_{Ed,1-1} / N_{pl,rd} = 897,5 \text{ kN} / 11857,0 \text{ kN} = 0,076 \leq 1,0$$

kontrola vpliva osne sile na zmanjšanje plastične upogibne nosilnosti prereza

$$N_{Ed,1-1} = 897,5 \text{ kN} \leq 0,25 \cdot N_{pl,rd} = 0,25 \cdot 11857,0 \text{ kN} = 2964,3 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,1-1} = 897,5 \text{ kN} \leq 0,5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y / \gamma_{M0} = \\ = 0,5 \cdot 73,4 \text{ cm} \cdot 1,75 \text{ cm} \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0 = 2280,0 \text{ kN}$$

Ni potrebno upoštevati zmanjšanje plastične upogibne nosilnosti zaradi vpliva osne sile v skladu s SIST EN 1993-1-1, točka 6.2.9.1 (5)

$$M_{N,y,rd} = M_{pl,y,rd} = 3628,2 \text{ kNm}$$

$$M_{pl,y,rd} = W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M0} = 10220 \text{ cm}^3 \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0 = 362820 \text{ kNcm} = 3628,2 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,1-1} = 3628,2 \text{ kNm (ob vpetju upoštevamo polnoplastični moment)}$$

OPOMBA: ob vpetju upoštevamo da se tvori polnoplastični moment, tako da pri kontroli stabilnosti upoštevam ob vpetju polnoplastični moment  $M_{N,y,rd} = 3628,2 \text{ kNm}$

(ne moremo se izogniti pojavu plastičnih členkov v stebrih ob vpetju – potresno analizo naredimo z reduciranimi potresnimi silami, zaradi dejanskih potresnih sil pa se tvorijo plastični členki v stebrih ob vpetju).

b) kontrola strižne nosilnosti prereza (SIST EN 1993-1-1; točka 6.2.6)

$$V_{Ed,1-1} = 199,6 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} = A_v \cdot f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$$

$$\begin{aligned} A_{v,1} &= A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2r) \cdot t_f = \\ &= 334 \text{ cm}^2 - 2 \cdot 30,0 \text{ cm} \cdot 3,3 \text{ cm} + (1,75 \text{ cm} + 2 \cdot 3,0 \text{ cm}) \cdot 3,3 \text{ cm} = 161,6 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$A_{v,2} = \eta \cdot h_w \cdot t_w = 1,2 \cdot 73,4 \text{ cm} \cdot 1,75 \text{ cm} = 154,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{v,1} = 161,6 \text{ cm}^2 \geq A_{v,2} = 154,2 \text{ cm}^2$$

$$A_v = A_{v,1} = 161,6 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,rd} = A_v \cdot f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}) = 161,6 \text{ cm}^2 \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2 / (\sqrt{3} \cdot 1,0) = 3312,2 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,1-1} = 199,6 \text{ kN} \leq V_{pl,rd} = 3312,2 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,1-1} = 199,6 \text{ kN} \leq 0,5 \cdot V_{pl,rd} = 0,5 \cdot 3312,2 \text{ kN} = 1656,2 \text{ kN} - \text{ni interakcije momenta in prečne sile}$$

### Kontrola stabilnosti elementov:

-steber v etaži 1:

a) kontrola elementa na uklon (SIST EN 1993-1-1, točka 6.3.1)

$$N_{b,rd} = \chi \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}$$

$$\chi = \min(\chi_y, \chi_z)$$

- uklonske dolžine

$$L_{uy} = L_{uz} = L = 320 \text{ cm}$$

$$N_{cr,y} = \pi^2 \cdot E \cdot I_y / (L_{cr,y})^2 = 3,14^2 \cdot 21000 \text{ kN/cm}^2 \cdot 359100 \text{ cm}^4 / (320 \text{ cm})^2 = 726095,8 \text{ kN}$$

$$\lambda_{y*} = (A \cdot f_y / N_{cr,y})^{0,5} = (334,0 \text{ cm}^2 \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2 / 726095,0 \text{ kN})^{0,5} = 0,128$$

$$N_{cr,z} = \pi^2 \cdot E \cdot I_z / (L_{cr,z})^2 = 3,14^2 \cdot 21000 \text{ kN/cm}^2 \cdot 14900 \text{ cm}^4 / (320 \text{ cm})^2 = 30127,8 \text{ kN}$$

$$\lambda_{z*} = (A \cdot f_y / N_{cr,z})^{0,5} = (334,0 \text{ cm}^2 \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2 / 30127,8 \text{ kN})^{0,5} = 0,627$$

Faktor nepopolnosti za uklonske krivulje določim v skladu s SIST EN 1993-1-1, preglednica 6.1 in 6.2

-Uklon okoli močne osi y-y :

$$\alpha = 0,21$$

-Uklon okoli šibke osi z-z :

$$\alpha = 0,34$$

- Redukcijski faktorji

$$\lambda_{y*} = 0,128 \leq 0,2$$

$$\chi_y = 1,0$$

$$\begin{aligned} \Phi_z &= 0,5 \cdot (1 + \alpha \cdot (\lambda_{z*} - 0,2) + \lambda_{z*}^2) = \\ &= 0,5 \cdot (1 + 0,34 \cdot (0,627 - 0,2) + 0,627^2) = 0,768 \end{aligned}$$

$$\chi_z = 1 / (\Phi_z + (\Phi_z^2 - \lambda_{z*}^2)^{0,5}) = 1 / (0,768 + (0,768^2 - 0,627^2)^{0,5}) = 0,825 \leq 1,0$$

- kontrola stabilnosti

$$N_{b,rd} = \chi \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1} = 0,825 \cdot 334,0 \text{ cm}^2 \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0 = 9782,0 \text{ kN}$$

$$\chi = \min(\chi_y, \chi_z) = \min(1,0 ; 0,825) = 0,825$$

$$N_{Ed,1-1} = 897,5 \text{ kN} \leq N_{b,rd} = 9782,0 \text{ kN}$$

$$n = N_{Ed,1-1} / N_{b,rd} = 897,5 \text{ kN} / 9782,0 \text{ kN} = 0,092 \leq 1,0$$

b) kontrola tlačno in upogibno obremenjenih elementov (SIST EN 1993-1-1, točka 6.3.3 (4))

Steber je bočno podprt v višinah etaž, tako da je uklonska dolžina  $L$  višina etaže.

Kontrolo stabilnosti elementa na bočno zvrnitev izvedem ob upoštevanju, da se ob vpetju stebra (prerez 1-1) pojavi plastični členek, tako da ob vpetju upoštevam polnoplastični moment, ob upoštevanju vpliva osne sile.

$$N_{Ed,1-1} = 897,5 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,1-1} = -3628,2 \text{ kNm (plastični členek ob vpetju)}$$

$$M_{Ed,2-2} = -631,2 \text{ kNm}$$

$$\psi = M_{Ed,2-2} / M_{Ed,1-1} = -631,2 \text{ kNm} / -3628,2 \text{ kNm} = 0,174$$

$$C_1 = 1,88 - 1,4 \cdot \Psi + 0,52 \cdot \Psi^2 = \\ = 1,88 - 1,4 \cdot 0,174 + 0,52 \cdot 0,174^2 = 1,652$$

$$M_{cr} = (C_1 \cdot \pi) / (k \cdot h_1) \cdot ((E \cdot I_z \cdot G \cdot I_t + (\pi^2 \cdot E \cdot I_w \cdot E \cdot I_z) / (k_w \cdot h_1)^2)^{0,5} = \\ = (1,652 \cdot 3,14) / (1 \cdot 320 \text{ cm}) \cdot ((21000 \text{ kN/cm}^2 \cdot 14900 \text{ cm}^4 \cdot 8100 \text{ cm}^4 \cdot 949 \text{ cm}^4) + \\ + (3,14^2 \cdot 21000 \text{ kN/cm}^2 \cdot 2,184 \cdot 10^7 \text{ cm}^6 \cdot 21000 \text{ kN/cm}^2 \cdot 14900 \text{ cm}^4) / \\ / (1 \cdot 320 \text{ cm})^2)^{0,5} = 2,065 \cdot 10^6 \text{ kNcm}$$

$$\lambda_{LT}^* = (W_{pl,y} \cdot f_y / M_{cr})^{0,5} = (10220 \text{ cm}^3 \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2 / 2,065 \cdot 10^6 \text{ kNcm})^{0,5} = 0,419$$

Ker je  $\lambda_{LT}^* = 0,419 > 0,4$  je kontrola bočne zvrnitve potrebna, vendar ker gre za majhno prekoračitev (4,8 % – manj kot 10%) vseeno privzamem da je steber odporen na torzijske deformacije – interakcijske faktorje določim v skladu z določili preglednice B.1.

KOMENTAR: ker ob vpetju stebra upoštevam polnoplastični moment, je pogoj da je steber odporen na torzijske deformacije praktično nujen, ker ob tem pogoju lahko upoštevam interakcijske faktorje iz preglednice B.1. Če upoštevamo interakcijske faktorje iz preglednice B.2. se kontrola tlačno in upogibno obremenjenih elementov ob upoštevanju polnoplastičnega momenta ob vpetju zelo težko izide, ker so koeficienti iz preglednice B.2. precej strožji od tistih iz preglednice B.1.

$$C_{my} = 0,6 + 0,4 \cdot \psi = 0,6 + 0,4 \cdot 0,174 = 0,670$$

$$\psi = M_{Ed,2-2} / M_{Ed,1-1} = -631,2 \text{ kNm} / -3628,2 \text{ kNm} = 0,174$$

$$k_{yy} = C_{my} \cdot (1 + (\lambda_{y}^* - 0,2) \cdot N_{Ed} / (\chi_y \cdot N_{pl,rd})) = \\ = 0,670 \cdot (1 + (0,128 - 0,2) \cdot 897,5 \text{ kN} / (1,0 \cdot 11857,0 \text{ kN})) = 0,665$$

$$k_{yy} = 0,665 \leq C_{my} \cdot (1 + 0,8 \cdot N_{Ed} / (\chi_y \cdot N_{pl,rd})) = \\ = 0,670 \cdot (1 + 0,8 \cdot 897,5 \text{ kN} / (1,0 \cdot 11857,0 \text{ kN})) = 0,710$$

$$k_{zy} = 0,6 \cdot k_{yy} = 0,6 \cdot 0,665 = 0,400$$

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot (1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT}^* - 0,2) + \lambda_{LT}^{*2}) = \\ = 0,5 \cdot (1 + 0,21 \cdot (0,419 - 0,2) + 0,419^2) = 0,611$$

$$\chi_{LT} = 1 / (\Phi_{LT} + (\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^{*2})^{0,5}) = 1 / (0,611 + (0,611^2 - 0,419^2)^{0,5}) = 0,948 \leq 1,0$$

-kontrola stabilnosti

$$N_{Ed} / (\chi_y \cdot N_{pl,rd}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed} / (\chi_{LT} \cdot M_{pl,rd}) = \\ = 897,5 \text{ kN} / (1,0 \cdot 11857,0 \text{ kN}) + 0,665 \cdot 3628,2 \text{ kNm} / (0,948 \cdot 3628,2 \text{ kNm}) = \\ = 0,076 + 0,702 = 0,778 \leq 1,0$$

$$N_{Ed} / (\chi_z \cdot N_{pl,rd}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed} / (\chi_{LT} \cdot M_{pl,y,Rd}) = \\ = 897,5 \text{ kN} / (0,825 \cdot 11857,0 \text{ kN}) + 0,400 \cdot 3628,2 \text{ kNm} / (0,948 \cdot 3628,2 \text{ kNm}) = \\ = 0,092 + 0,422 = 0,514 \leq 1,0$$

### Zunanji levi steber HEB 800 (S 355 J0)

a) prerez stebra v etaži 1 ob vpetju (prerez 1-1)

$$M_{Ed,1-1} = M_{Ed,G,1-1} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E,1-1} = \\ = 37,8 \text{ kNm} + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,68 \cdot -468,6 \text{ kNm} = -1044,6 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed,1-1} = N_{Ed,G,1-1} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E,1-1} = \\ = -504,8 \text{ kN} + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,68 \cdot 88,9 \text{ kN} = -299,5 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,1-1} = V_{Ed,G,1-1} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E,1-1} = \\ = -33,2 \text{ kN} + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,68 \cdot 77,8 = 146,5 \text{ kN}$$

b) prerez stebra v etaži 1 na vrhu (prerez 2-2)

$$M_{Ed,2-2} = M_{Ed,G,2-2} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E,2-2} = \\ = -68,6 \text{ kNm} + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,68 \cdot -220,3 \text{ kNm} = -577,5 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed,2-2} = N_{Ed,G,2-2} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E,2-2} = \\ = -490,2 \text{ kN} + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,68 \cdot 88,9 \text{ kN} = -284,8 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,2-2} = V_{Ed,G,2-2} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E,2-2} = \\ = -33,2 \text{ kN} + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,68 \cdot 77,8 = 146,5 \text{ kN}$$

OPOMBA: ker so prečke v konstrukciji ojačane z vutami, so pričakovana območja disipacije potresne energije v prehodih iz vute v osnovni nosilec.

Ker so območja disipacije potresne energije oddaljena od težišča stebrov za razdaljo  $L_{vute}$ , je potrebno upoštevati delovanje dodatnega momenta na steber  $M_{vute} = (V_{Ed,G} + V_{Ed,M}) \cdot L_{vute}$

$$M_{vute} = (V_{Ed,G} + V_{Ed,M}) \cdot L_{vute}$$

$$L_{vute} = 1,5 \text{ m}$$

$L_{vute}$  – razdalja od težišne osi stebrov do zaključka vute

Ločeno obravnavam moment dodatni moment  $M_{vute}$  levo od stebra in desno od stebra.

$$M_{pl,y,rd} = W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M0} = 628 \text{ cm}^3 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0 = 14758 \text{ kNcm} = 147,6 \text{ kNm}$$

$$M_{vute} = V_{Ed,M} \cdot L_{vute}$$

$$V_{Ed,M} = 2 \cdot M_{pl,y,rd} / L = 2 \cdot 147,6 \text{ kNm} / 6,0 \text{ m} = 49,2 \text{ kN}$$

$$M_{vute} = V_{Ed,M} \cdot L_{vute} = 49,2 \text{ kN} \cdot 1,5 \text{ m} = 73,8 \text{ kNm}$$

Ta moment  $M_{vute}$  deluje na vozlišče (spoj dveh stebrov in dveh prečk), kar pomeni da se porazdeli po vseh štirih elementih, ki se stikujejo v tem vozlišču. Zaradi delovanja dodatnega momenta se poveča moment zaradi potresne obtežbe  $M_{Ed,E,2-2}$ . Privzamem da se dodatni moment enakomerno porazdeli na del stebra pod vozliščem in nad vozliščem, vpliv dodatnega momenta na prečne in osne sile stebra zanemarim.

OPOMBA: dejansko se dodatni moment zaradi prečne sile v prečki, ki je posledica nastanka plastičnih členkov v prečki, porazdeli na oba dela stebra – nad in pod vozliščem ter na obe prečki, vendar je del momenta, ki ga prevzameta obe prečki zanemarljiv, tako da je predpostavka, da se dodatni moment enakomerno prazdeli na del stebra nad in pod vozliščem dovolj natančna.

$$M_{vute,2-2} = M_{vute,3-3} = 0,5 \cdot M_{vute} = 0,5 \cdot 73,8 \text{ kNm} = 36,9 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,E,2-2,cel} = M_{Ed,E,2-2} + M_{vute,2-2} = -220,3 \text{ kNm} - 36,9 \text{ kNm} = -257,2 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned}M_{Ed,2-2} &= M_{Ed,G,2-2} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot k_{\theta} \cdot M_{Ed,E,2-2,cel} = \\ &= -68,6 \text{ kNm} + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,68 \cdot -257,2 \text{ kNm} = -662,8 \text{ kNm}\end{aligned}$$

### Kontrola kompaktnosti prereza:

Kontrolo kompaktnosti prereza stebra izvršim za prerez 1-1

-celotna prečna sila:  $N_{Ed,1-1} = -299,5 \text{ kN}$

a) kontrola kompaktnosti stojine: (SIST EN 1993-1-1, preglednica 5.2, list 1)

Stojina je obremenjena tlačno in upogibno

$$\begin{aligned}\alpha &= 0,5 \cdot (1 + N / (f_y \cdot d \cdot t_w)) = \\ &= 0,5 \cdot (1 + 299,5 \text{ kN} / (35,5 \text{ kN/cm}^2 \cdot 67,4 \text{ cm} \cdot 1,75 \text{ cm})) = 0,536 \geq 0,5\end{aligned}$$

$$d / t_w = 67,4 \text{ cm} / 1,75 \text{ cm} = 38,5 \leq 396 \cdot \epsilon / (13\alpha - 1) = 396 \cdot 0,81 / (13 \cdot 0,536 - 1) = 53,8$$

$d / t_w = 38,5 \leq 53,8$  – stojina je v 1. razredu kompaktnosti

$$d = 67,4 \text{ cm}$$

$$t_w = 1,75 \text{ cm}$$

b) kontrola kompaktnosti pasnice: (SIST EN 1993-1-1, preglednica 5.2, list 2)

Kontrolo kompaktnosti pasnice izvršim za primer čistega tlaka

$c / t_f = 11,12 \text{ cm} / 3,3 \text{ cm} = 3,4 \leq 9\epsilon = 9 \cdot 0,81 = 7,3$  – pasnica je v 1. razredu kompaktnosti

$$c = b / 2 - t_w / 2 - r = 30,0 \text{ cm} / 2 - 1,75 \text{ cm} / 2 - 3,0 \text{ cm} = 11,12 \text{ cm}$$

$$t_f = 3,3 \text{ cm}$$

Prečni prerez se nahaja v 1. razredu kompaktnosti

c) odpornost stojine proti lokalnem izbočenju v strigu

$h_w / t_w = 73,4 \text{ cm} / 1,75 \text{ cm} = 42,0 \leq 72\epsilon = 72 \cdot 0,81 = 58,3$  – ni nevarnosti lokalnega izbočenja stojine zaradi striga

$$h_w = h - 2 \cdot t_f = 80,0 \text{ cm} - 2 \cdot 3,3 \text{ cm} = 73,4 \text{ cm}$$

### **Kontrola nosilnosti prečnih prerezov:**

Za kontrolo nosilnosti prečnega prereza je merodajen prerez 1-1.

-prerez 1-1 (ob vpetju):

a) kontrola osno upogibne nosilnosti prereza (SIST EN 1993-1-1; točka 6.2.9.1)

$$N_{Ed,1-1} = 299,5 \text{ kN (tlak)}$$

$$N_{pl,rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0} = 334,0 \text{ cm}^2 \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0 = 11857,0 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,1-1} = 299,5 \text{ kN} \leq N_{pl,rd} = 11857,0 \text{ kN}$$

$$n = N_{Ed,1-1} / N_{pl,rd} = 299,5 \text{ kN} / 11857,0 \text{ kN} = 0,025 \leq 1,0$$

kontrola vpliva osne sile na zmanjšanje plastične upogibne nosilnosti prereza

$$N_{Ed,1-1} = 299,5 \text{ kN} \leq 0,25 \cdot N_{pl,rd} = 0,25 \cdot 11857,0 \text{ kN} = 2964,3 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,1-1} = 299,5 \text{ kN} \leq 0,5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y / \gamma_{M0} = \\ = 0,5 \cdot 73,4 \text{ cm} \cdot 1,75 \text{ cm} \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0 = 2280,0 \text{ kN}$$

Ni potrebno upoštevati zmanjšanje plastične upogibne nosilnosti zaradi vpliva osne sile v skladu s SIST EN 1993-1-1, točka 6.2.9.1 (5)

$$M_{N,y,rd} = M_{pl,y,rd} = 3628,2 \text{ kNm}$$

$$M_{pl,y,rd} = W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M0} = 10220 \text{ cm}^3 \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0 = 362820 \text{ kNcm} = 3628,2 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,1-1} = 3628,2 \text{ kNm (ob vpetju upoštevamo polnoplastični moment)}$$

OPOMBA: ob vpetju upoštevamo da se tvori polnoplastični moment, tako da pri kontroli stabilnosti upoštevam ob vpetju polnoplastični moment  $M_{N,y,rd} = 3628,2 \text{ kNm}$

(ne moremo se izogniti pojavu plastičnih členkov v stebrih ob vpetju – potresno analizo naredimo z reduciranimi potresnimi silami, zaradi dejanskih potresnih sil pa se tvorijo plastični členki v stebrih ob vpetju).



b) kontrola strižne nosilnosti prereza (SIST EN 1993-1-1; točka 6.2.6)

$$V_{Ed,1-1} = 146,5 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} = A_v \cdot f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$$

$$\begin{aligned} A_{v,1} &= A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2r) \cdot t_f = \\ &= 334 \text{ cm}^2 - 2 \cdot 30,0 \text{ cm} \cdot 3,3 \text{ cm} + (1,75 \text{ cm} + 2 \cdot 3,0 \text{ cm}) \cdot 3,3 \text{ cm} = 161,6 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$A_{v,2} = \eta \cdot h_w \cdot t_w = 1,2 \cdot 73,4 \text{ cm} \cdot 1,75 \text{ cm} = 154,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{v,1} = 161,6 \text{ cm}^2 \geq A_{v,2} = 154,2 \text{ cm}^2$$

$$A_v = A_{v,1} = 161,6 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,rd} = A_v \cdot f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}) = 161,6 \text{ cm}^2 \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2 / (\sqrt{3} \cdot 1,0) = 3312,2 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,1-1} = 146,5 \text{ kN} \leq V_{pl,rd} = 3312,2 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,1-1} = 146,5 \text{ kN} \leq 0,5 \cdot V_{pl,rd} = 0,5 \cdot 3312,2 \text{ kN} = 1656,2 \text{ kN} - \text{ni interakcije momenta in prečne sile}$$

### Kontrola stabilnosti elementov:

-steber v etaži 1:

a) kontrola elementa na uklon (SIST EN 1993-1-1, točka 6.3.1)

$$N_{b,rd} = \chi \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}$$

$$\chi = \min(\chi_y, \chi_z)$$

- uklonske dolžine

$$L_{uy} = L_{uz} = L = 320 \text{ cm}$$

$$N_{cr,y} = \pi^2 \cdot E \cdot I_y / (L_{cr,y})^2 = 3,14^2 \cdot 21000 \text{ kN/cm}^2 \cdot 359100 \text{ cm}^4 / (320 \text{ cm})^2 = 726095,8 \text{ kN}$$

$$\lambda_y^* = (A \cdot f_y / N_{cr,y})^{0,5} = (334,0 \text{ cm}^2 \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2 / 726095,0 \text{ kN})^{0,5} = 0,128$$

$$N_{cr,z} = \pi^2 \cdot E \cdot I_z / (L_{cr,z})^2 = 3,14^2 \cdot 21000 \text{ kN/cm}^2 \cdot 14900 \text{ cm}^4 / (320 \text{ cm})^2 = 30127,8 \text{ kN}$$

$$\lambda_z^* = (A \cdot f_y / N_{cr,z})^{0,5} = (334,0 \text{ cm}^2 \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2 / 30127,8 \text{ kN})^{0,5} = 0,627$$

faktor nepopolnosti za uklonske krivulje določim v skladu s SIST EN 1993-1-1, preglednica 6.1 in 6.2

-uklon okoli močne osi y-y :

$$\alpha = 0,21$$

-uklon okoli šibke osi z-z :

$$\alpha = 0,34$$

- redukcijski faktorji

$$\lambda_y^* = 0,128 \leq 0,2$$

$$\chi_y = 1,0$$

$$\begin{aligned} \Phi_z &= 0,5 \cdot (1 + \alpha \cdot (\lambda_z^* - 0,2)) + \lambda_z^{*2} = \\ &= 0,5 \cdot (1 + 0,34 \cdot (0,627 - 0,2)) + 0,627^2 = 0,768 \end{aligned}$$

$$\chi_z = 1 / (\Phi_z + (\Phi_z^2 - \lambda_z^{*2})^{0,5}) = 1 / (0,768 + (0,768^2 - 0,627^2)^{0,5}) = 0,825 \leq 1,0$$

- kontrola stabilnosti

$$N_{b,rd} = \chi \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1} = 0,825 \cdot 334,0 \text{ cm}^2 \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0 = 9782,0 \text{ kN}$$

$$\chi = \min(\chi_y, \chi_z) = \min(1,0 ; 0,825) = 0,825$$

$$N_{Ed,1-1} = 299,5 \text{ kN} \leq N_{b,rd} = 9782,0 \text{ kN}$$

$$n = N_{Ed,1-1} / N_{b,rd} = 299,5 \text{ kN} / 9782,0 \text{ kN} = 0,030 \leq 1,0$$

b) kontrola tlačno in upogibno obremenjenih elementov (SIST EN 1993-1-1, točka 6.3.3 (4))

Steber je bočno podprt v višinah etaž, tako da je uklonska dolžina L višina etaže.

Kontrolo stabilnosti elementa na bočno zvrnitev izvedem ob upoštevanju, da se ob vpetju stebra (prerez 1-1) pojavi plastični členek, tako da ob vpetju upoštevam polnplastični moment, ob upoštevanju vpliva osne sile.

$$N_{Ed,1-1} = 299,5 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,1-1} = -3628,2 \text{ kNm (plastični členek ob vpetju)}$$

$$M_{Ed,2-2} = -662,8 \text{ kNm}$$

$$\psi = M_{Ed,2-2} / M_{Ed,1-1} = -662,8 \text{ kNm} / -3628,2 \text{ kNm} = 0,183$$

$$C_1 = 1,88 - 1,4 \cdot \Psi + 0,52 \cdot \Psi^2 = \\ = 1,88 - 1,4 \cdot 0,183 + 0,52 \cdot 0,183^2 = 1,642$$

$$M_{cr} = (C_1 \cdot \pi) / (k \cdot h_1) \cdot ((E \cdot I_z \cdot G \cdot I_t + (\pi^2 \cdot E \cdot I_w \cdot E \cdot I_z) / (k_w \cdot h_1)^2)^{0,5} = \\ = (1,642 \cdot 3,14) / (1 \cdot 320 \text{ cm}) \cdot ((21000 \text{ kN/cm}^2 \cdot 14900 \text{ cm}^4 \cdot 8100 \text{ cm}^4 \cdot 949 \text{ cm}^4) + \\ + (3,14^2 \cdot 21000 \text{ kN/cm}^2 \cdot 2,184 \cdot 10^7 \text{ cm}^6 \cdot 21000 \text{ kN/cm}^2 \cdot 14900 \text{ cm}^4) / \\ / (1 \cdot 320 \text{ cm})^2)^{0,5} = 2,053 \cdot 10^6 \text{ kNcm}$$

$$\lambda_{LT}^* = (W_{pl,y} \cdot f_y / M_{cr})^{0,5} = (10220 \text{ cm}^3 \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2 / 2,053 \cdot 10^6 \text{ kNcm})^{0,5} = 0,420$$

Ker je  $\lambda_{LT}^* = 0,420 > 0,4$  je kontrola bočne zvrnitve potrebna, vendar ker gre za majhno prekoračitev (5,0 % – manj kot 10%) vseeno privzamem da je steber odporen na torzijske deformacije – interakcijske faktorje določim v skladu z določili preglednice B.1.

KOMENTAR: ker ob vpetju stebra upoštevam polnplastični moment, je pogoj da je steber odporen na torzijske deformacije praktično nujen, ker ob tem pogojju lahko upoštevam interakcijske faktorje iz preglednice B.1. Če upoštevamo interakcijske faktorje iz preglednice B.2. se kontrola tlačno in upogibno obremenjenih elementov ob upoštevanju polnplastičnega momenta ob vpetju zelo težko izide, ker so koeficienti iz preglednice B.2. precej strožji od tistih iz preglednice B.1.

$$C_{my} = 0,6 + 0,4 \cdot \psi = 0,6 + 0,4 \cdot 0,183 = 0,673$$

$$\psi = M_{Ed,2-2} / M_{Ed,1-1} = -662,8 \text{ kNm} / -3628,2 \text{ kNm} = 0,183$$

$$k_{yy} = C_{my} \cdot (1 + (\lambda_y^* - 0,2) \cdot N_{Ed} / (\chi_y \cdot N_{pl,rd})) = \\ = 0,673 \cdot (1 + (0,128 - 0,2) \cdot 299,5 \text{ kN} / (1,0 \cdot 11857,0 \text{ kN})) = 0,672$$

$$k_{yy} = 0,672 \leq C_{my} \cdot (1 + 0,8 \cdot N_{Ed} / (\chi_y \cdot N_{pl,rd})) = \\ = 0,673 \cdot (1 + 0,8 \cdot 299,5 \text{ kN} / (1,0 \cdot 11857,0 \text{ kN})) = 0,686$$

$$k_{zy} = 0,6 \cdot k_{yy} = 0,6 \cdot 0,672 = 0,403$$

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot (1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT}^* - 0,2) + \lambda_{LT}^{*2}) = \\ = 0,5 \cdot (1 + 0,21 \cdot (0,420 - 0,2) + 0,420^2) = 0,611$$

$$\chi_{LT} = 1 / (\Phi_{LT} + (\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^{*2})^{0,5}) = 1 / (0,611 + (0,611^2 - 0,420^2)^{0,5}) = 0,948 \leq 1,0$$

-kontrola stabilnosti

$$N_{Ed} / (\chi_y \cdot N_{pl,rd}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed} / (\chi_{LT} \cdot M_{pl,rd}) = \\ = 299,5 \text{ kN} / (1,0 \cdot 11857,0 \text{ kN}) + 0,672 \cdot 3628,2 \text{ kNm} / (0,948 \cdot 3628,2 \text{ kNm}) = \\ = 0,025 + 0,708 = 0,733 \leq 1,0$$

$$N_{Ed} / (\chi_z \cdot N_{pl,rd}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed} / (\chi_{LT} \cdot M_{pl,y,Rd}) = \\ = 299,5 \text{ kN} / (0,825 \cdot 11857,0 \text{ kN}) + 0,403 \cdot 3628,2 \text{ kNm} / (0,948 \cdot 3628,2 \text{ kNm}) = \\ = 0,030 + 0,425 = 0,455 \leq 1,0$$

### Zunanji desni steber HEB 800 (S 355 J0)

$$M_{Ed,1-1} = M_{Ed,G,1-1} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E,1-1} = \\ = -42,2 \text{ kNm} + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,68 \cdot -457,0 \text{ kNm} = -1098,0 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed,1-1} = N_{Ed,G,1-1} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot k_{\theta} \cdot N_{Ed,E,1-1} = \\ = -519,0 \text{ kN} + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,68 \cdot -82,8 \text{ kN} = -710,3 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,1-1} = V_{Ed,G,1-1} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot k_{\theta} \cdot V_{Ed,E,1-1} = \\ = 33,2 \text{ kN} + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,68 \cdot 74,0 = 204,2 \text{ kN}$$

b) prerez stebra v etaži 1 na vrhu (prerez 2-2)

$$M_{Ed,2-2} = M_{Ed,G,2-2} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E,2-2} = \\ = 64,0 \text{ kNm} + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,68 \cdot -220,3 \text{ kNm} = -444,8 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed,2-2} = N_{Ed,G,2-2} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E,2-2} = \\ = -504,2 \text{ kN} + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,68 \cdot -82,8 \text{ kN} = -695,5 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,2-2} = V_{Ed,G,2-2} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E,2-2} = \\ = 33,2 \text{ kN} + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,68 \cdot 74,0 = 204,2 \text{ kN}$$

OPOMBA: ker so prečke v konstrukciji ojačane z vutami, so pričakovana območja disipacije potresne energije v prehodih iz vute v osnovni nosilec.

Ker so območja disipacije potresne energije oddaljena od težišča stebrov za razdaljo  $L_{vute}$ , je potrebno upoštevati delovanje dodatnega momenta na steber  $M_{vute} = (V_{Ed,G} + V_{Ed,M}) \cdot L_{vute}$

$$M_{vute} = (V_{Ed,G} + V_{Ed,M}) \cdot L_{vute}$$

$$L_{vute} = 1,5 \text{ m}$$

$L_{vute}$  – razdalja od težišne osi stebrov do zaključka vute

$$M_{pl,y,rd} = W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M0} = 628 \text{ cm}^3 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0 = 14758 \text{ kNcm} = 147,6 \text{ kNm}$$

$$M_{vute} = V_{Ed,M} \cdot L_{vute}$$

$$V_{Ed,M} = 2 \cdot M_{pl,y,rd} / L = 2 \cdot 147,6 \text{ kNm} / 6,0 \text{ m} = 49,2 \text{ kN}$$

$$M_{vute} = V_{Ed,M} \cdot L_{vute} = 49,2 \text{ kN} \cdot 1,5 \text{ m} = 73,8 \text{ kNm}$$

Ta moment  $M_{vute}$  deluje na vozlišče (spoj dveh stebrov in dveh prečk), kar pomeni da se porazdeli po vseh štirih elementih, ki se stikujejo v tem vozlišču. Zaradi delovanja dodatnega momenta se poveča moment zaradi potresne obtežbe  $M_{Ed,E,2-2}$ .

Privzamem da se dodatni moment enakomerno porazdeli na del stebra pod vozliščem in nad vozliščem, vpliv dodatnega momenta na prečne in osne sile stebra zanemarim.

OPOMBA: dejansko se dodatni moment zaradi prečne sile v prečki, ki je posledica nastanka plastičnih členkov v prečki, porazdeli na oba dela stebra – nad in pod vozliščem ter na obe prečki, vendar je del momenta, ki ga prevzameta obe prečki zanemarljiv, tako da je predpostavka, da se dodatni moment enakomerno prazdeli na del stebra nad in pod vozliščem dovolj natančna.

$$M_{vute,2-2} = M_{vute,3-3} = 0,5 \cdot M_{vute} = 0,5 \cdot 73,8 \text{ kNm} = 36,9 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,E,2-2,cel} = M_{Ed,E,2-2} + M_{vute,2-2} = -220,3 \text{ kNm} - 36,9 \text{ kNm} = -257,2 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} M_{Ed,2-2} &= M_{Ed,G,2-2} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E,2-2} = \\ &= 64,0 \text{ kNm} + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,68 \cdot -257,2 \text{ kNm} = -530,2 \text{ kNm} \end{aligned}$$

### Kontrola kompaktnosti prereza:

Kontrolo kompaktnosti prereza stebra izvršim za prerez 1-1

-celotna prečna sila:  $N_{Ed,1-1} = -710,3 \text{ kN}$

a) kontrola kompaktnosti stojine: (SIST EN 1993-1-1, preglednica 5.2, list 1)

Stojina je obremenjena tlačno in upogibno

$$\alpha = 0,5 \cdot ( 1 + N / ( f_y \cdot d \cdot t_w ) ) = \\ = 0,5 \cdot ( 1 + 710,3 \text{ kN} / ( 35,5 \text{ kN/cm}^2 \cdot 67,4 \text{ cm} \cdot 1,75 \text{ cm} ) ) = 0,584 \geq 0,5$$

$$d / t_w = 67,4 \text{ cm} / 1,75 \text{ cm} = 38,5 \leq 396 \cdot \epsilon / ( 13\alpha - 1 ) = 396 \cdot 0,81 / ( 13 \cdot 0,584 - 1 ) = 48,6$$

$d / t_w = 38,5 \leq 48,6$  – stojina je v 1. razredu kompaktnosti

$$d = 67,4 \text{ cm}$$

$$t_w = 1,75 \text{ cm}$$

b) kontrola kompaktnosti pasnice: (SIST EN 1993-1-1, preglednica 5.2, list 2)

Kontrolo kompaktnosti pasnice izvršim za primer čistega tlaka

$$c / t_f = 11,12 \text{ cm} / 3,3 \text{ cm} = 3,4 \leq 9\epsilon = 9 \cdot 0,81 = 7,3$$
 – pasnica je v 1. razredu kompaktnosti

$$c = b / 2 - t_w / 2 - r = 30,0 \text{ cm} / 2 - 1,75 \text{ cm} / 2 - 3,0 \text{ cm} = 11,12 \text{ cm}$$

$$t_f = 3,3 \text{ cm}$$

Prečni prerez se nahaja v 1. razredu kompaktnosti

c) odpornost stojine proti lokalnem izbočenju v strigu

$$h_w / t_w = 73,4 \text{ cm} / 1,75 \text{ cm} = 42,0 \leq 72\epsilon = 72 \cdot 0,81 = 58,3$$
 – ni nevarnosti lokalnega izbočenja stojine zaradi striga

$$h_w = h - 2 \cdot t_f = 80,0 \text{ cm} - 2 \cdot 3,3 \text{ cm} = 73,4 \text{ cm}$$

### **Kontrola nosilnosti prečnih prerezov:**

Za kontrolo nosilnosti prečnega prereza je merodajen prerez 1-1.

-prerez 1-1 (ob vpetju):

a) kontrola osno upogibne nosilnosti prereza (SIST EN 1993-1-1; točka 6.2.9.1)

$$N_{Ed,1-1} = 710,3 \text{ kN (tlak)}$$

$$N_{pl,rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0} = 334,0 \text{ cm}^2 \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0 = 11857,0 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,1-1} = 710,3 \text{ kN} \leq N_{pl,rd} = 11857,0 \text{ kN}$$

$$n = N_{Ed,1-1} / N_{pl,rd} = 710,3 \text{ kN} / 11857,0 \text{ kN} = 0,060 \leq 1,0$$

kontrola vpliva osne sile na zmanjšanje plastične upogibne nosilnosti prereza

$$N_{Ed,1-1} = 710,3 \text{ kN} \leq 0,25 \cdot N_{pl,rd} = 0,25 \cdot 11857,0 \text{ kN} = 2964,3 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,1-1} = 710,3 \text{ kN} \leq 0,5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y / \gamma_{M0} = \\ = 0,5 \cdot 73,4 \text{ cm} \cdot 1,75 \text{ cm} \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0 = 2280,0 \text{ kN}$$

Ni potrebno upoštevati zmanjšanje plastične upogibne nosilnosti zaradi vpliva osne sile v skladu s SIST EN 1993-1-1, točka 6.2.9.1 (5)

$$M_{N,y,rd} = M_{pl,y,rd} = 3628,2 \text{ kNm}$$

$$M_{pl,y,rd} = W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M0} = 10220 \text{ cm}^3 \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0 = 362820 \text{ kNcm} = 3628,2 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,1-1} = 3628,2 \text{ kNm (ob vpetju upoštevamo polnoplastični moment)}$$

OPOMBA: ob vpetju upoštevamo da se tvori polnoplastični moment, tako da pri kontroli stabilnosti upoštevam ob vpetju polnoplastični moment  $M_{N,y,rd} = 3628,2 \text{ kNm}$  (ne moremo se izogniti pojavu plastičnih členkov v stebrih ob vpetju – potresno analizo naredimo z reduciranimi potresnimi silami, zaradi dejanskih potresnih sil pa se tvorijo plastični členki v stebrih ob vpetju).

b) kontrola strižne nosilnosti prereza (SIST EN 1993-1-1; točka 6.2.6)

$$V_{Ed,1-1} = 204,2 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} = A_v \cdot f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$$

$$\begin{aligned} A_{v,1} &= A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2r) \cdot t_f = \\ &= 334 \text{ cm}^2 - 2 \cdot 30,0 \text{ cm} \cdot 3,3 \text{ cm} + (1,75 \text{ cm} + 2 \cdot 3,0 \text{ cm}) \cdot 3,3 \text{ cm} = 161,6 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$A_{v,2} = \eta \cdot h_w \cdot t_w = 1,2 \cdot 73,4 \text{ cm} \cdot 1,75 \text{ cm} = 154,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{v,1} = 161,6 \text{ cm}^2 \geq A_{v,2} = 154,2 \text{ cm}^2$$

$$A_v = A_{v,1} = 161,6 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,rd} = A_v \cdot f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}) = 161,6 \text{ cm}^2 \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2 / (\sqrt{3} \cdot 1,0) = 3312,2 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,1-1} = 204,2 \text{ kN} \leq V_{pl,rd} = 3312,2 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,1-1} = 204,2 \text{ kN} \leq 0,5 \cdot V_{pl,rd} = 0,5 \cdot 3312,2 \text{ kN} = 1656,2 \text{ kN} - \text{ni interakcije momenta in prečne sile}$$

### Kontrola stabilnosti elementov:

-steber v etaži 1:

a) kontrola elementa na uklon (SIST EN 1993-1-1, točka 6.3.1)

$$N_{b,rd} = \chi \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}$$

$$\chi = \min(\chi_y, \chi_z)$$

- uklonske dolžine

$$L_{uy} = L_{uz} = L = 320 \text{ cm}$$

$$N_{cr,y} = \pi^2 \cdot E \cdot I_y / (L_{cr,y})^2 = 3,14^2 \cdot 21000 \text{ kN/cm}^2 \cdot 359100 \text{ cm}^4 / (320 \text{ cm})^2 = 726095,8 \text{ kN}$$

$$\lambda_{y*} = (A \cdot f_y / N_{cr,y})^{0,5} = (334,0 \text{ cm}^2 \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2 / 726095,8 \text{ kN})^{0,5} = 0,128$$



$$N_{cr,z} = \pi^2 \cdot E \cdot I_z / (L_{cr,z})^2 = 3,14^2 \cdot 21000 \text{ kN/cm}^2 \cdot 14900 \text{ cm}^4 / (320 \text{ cm})^2 = 30127,8 \text{ kN}$$

$$\lambda_z^* = (A \cdot f_y / N_{cr,z})^{0,5} = (334,0 \text{ cm}^2 \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2 / 30127,8 \text{ kN})^{0,5} = 0,627$$

faktor nepopolnosti za uklonske krivulje določim v skladu s SIST EN 1993-1-1, preglednica 6.1 in 6.2

-uklon okoli močne osi y-y :

$$\alpha = 0,21$$

-uklon okoli šibke osi z-z :

$$\alpha = 0,34$$

- redukcijski faktorji

$$\lambda_y^* = 0,128 \leq 0,2$$

$$\chi_y = 1,0$$

$$\begin{aligned} \Phi_z &= 0,5 \cdot (1 + \alpha \cdot (\lambda_z^* - 0,2) + \lambda_z^{*2}) = \\ &= 0,5 \cdot (1 + 0,34 \cdot (0,627 - 0,2) + 0,627^2) = 0,768 \end{aligned}$$

$$\chi_z = 1 / (\Phi_z + (\Phi_z^2 - \lambda_z^{*2})^{0,5}) = 1 / (0,768 + (0,768^2 - 0,627^2)^{0,5}) = 0,825 \leq 1,0$$

- kontrola stabilnosti

$$N_{b,rd} = \chi \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1} = 0,825 \cdot 334,0 \text{ cm}^2 \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0 = 9782,0 \text{ kN}$$

$$\chi = \min(\chi_y, \chi_z) = \min(1,0 ; 0,825) = 0,825$$

$$N_{Ed,1-1} = 710,3 \text{ kN} \leq N_{b,rd} = 9782,0 \text{ kN}$$

$$n = N_{Ed,1-1} / N_{b,rd} = 710,3 \text{ kN} / 9782,0 \text{ kN} = 0,073 \leq 1,0$$

b) kontrola tlačno in upogibno obremenjenih elementov (SIST EN 1993-1-1, točka 6.3.3 (4))

Steber je bočno podprt v višinah etaž, tako da je uklonska dolžina L višina etaže.

Kontrolo stabilnosti elementa na bočno zvrnitev izvedem ob upoštevanju, da se ob vpetju stebra (prezrez 1-1) pojavi plastični členek, tako da ob vpetju upoštevam polnoplastični moment, ob upoštevanju vpliva osne sile.

$$N_{Ed,1-1} = 710,3 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,1-1} = -3628,2 \text{ kNm (plastični členek ob vpetju)}$$

$$M_{Ed,2-2} = -530,2 \text{ kNm}$$

$$\psi = M_{Ed,2-2} / M_{Ed,1-1} = -530,2 \text{ kNm} / -3628,2 \text{ kNm} = 0,146$$

$$\begin{aligned} C_1 &= 1,88 - 1,4 \cdot \Psi + 0,52 \cdot \Psi^2 = \\ &= 1,88 - 1,4 \cdot 0,146 + 0,52 \cdot 0,146^2 = 1,686 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{cr} &= (C_1 \cdot \pi) / (k \cdot h_1) \cdot ((E \cdot I_z \cdot G \cdot I_t + (\pi^2 \cdot E \cdot I_w \cdot E \cdot I_z) / (k_w \cdot h_1)^2)^{0,5} = \\ &= (1,686 \cdot 3,14) / (1 \cdot 320 \text{ cm}) \cdot ((21000 \text{ kN/cm}^2 \cdot 14900 \text{ cm}^4 \cdot 8100 \text{ cm}^4 \cdot 949 \text{ cm}^4) + \\ &+ (3,14^2 \cdot 21000 \text{ kN/cm}^2 \cdot 2,184 \cdot 10^7 \text{ cm}^6 \cdot 21000 \text{ kN/cm}^2 \cdot 14900 \text{ cm}^4) / \\ &/ (1 \cdot 320 \text{ cm})^2)^{0,5} = 2,108 \cdot 10^6 \text{ kNcm} \end{aligned}$$

$$\lambda_{LT}^* = (W_{pl,y} \cdot f_y / M_{cr})^{0,5} = (10220 \text{ cm}^3 \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2 / 2,108 \cdot 10^6 \text{ kNcm})^{0,5} = 0,415$$

Ker je  $\lambda_{LT}^* = 0,415 > 0,4$  je kontrola bočne zvrnitve potrebna, vendar ker gre za majhno prekoračitev (3,8 % – manj kot 10%) vseeno privzamem da je steber odporen na torzijske deformacije – interakcijske faktorje določim v skladu z določili preglednice B.1.

KOMENTAR: ker ob vpetju stebra upoštevam polnoplastični moment, je pogoj da je steber odporen na torzijske deformacije praktično nujen, ker ob tem pogoju lahko upoštevam interakcijske faktorje iz preglednice B.1. Če upoštevamo interakcijske faktorje iz preglednice B.2. se kontrola tlačno in upogibno obremenjenih elementov ob upoštevanju polnoplastičnega momenta ob vpetju zelo težko izide, ker so koeficienti iz preglednice B.2. precej strožji od tistih iz preglednice B.1.

$$C_{my} = 0,6 + 0,4 \cdot \psi = 0,6 + 0,4 \cdot 0,183 = 0,673$$

$$\psi = M_{Ed,2-2} / M_{Ed,1-1} = -662,8 \text{ kNm} / -3628,2 \text{ kNm} = 0,183$$

$$\begin{aligned} k_{yy} &= C_{my} \cdot (1 + (\lambda_y^* - 0,2) \cdot N_{Ed} / (\chi_y \cdot N_{pl,rd})) = \\ &= 0,673 \cdot (1 + (0,128 - 0,2) \cdot 299,5 \text{ kN} / (1,0 \cdot 11857,0 \text{ kN})) = 0,672 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} k_{yy} &= 0,672 \leq C_{my} \cdot (1 + 0,8 \cdot N_{Ed} / (\chi_y \cdot N_{pl,rd})) = \\ &= 0,673 \cdot (1 + 0,8 \cdot 299,5 \text{ kN} / (1,0 \cdot 11857,0 \text{ kN})) = 0,686 \end{aligned}$$

$$k_{zy} = 0,6 \cdot k_{yy} = 0,6 \cdot 0,672 = 0,403$$

$$\begin{aligned} \Phi_{LT} &= 0,5 \cdot (1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT}^* - 0,2) + \lambda_{LT}^{*2}) = \\ &= 0,5 \cdot (1 + 0,21 \cdot (0,420 - 0,2) + 0,420^2) = 0,611 \end{aligned}$$

$$\chi_{LT} = 1 / (\Phi_{LT} + (\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^{*2})^{0,5}) = 1 / (0,611 + (0,611^2 - 0,420^2)^{0,5}) = 0,948 \leq 1,0$$

-Kontrola stabilnosti

$$\begin{aligned} &N_{Ed} / (\chi_y \cdot N_{pl,rd}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed} / (\chi_{LT} \cdot M_{pl,rd}) = \\ &= 299,5 \text{ kN} / (1,0 \cdot 11857,0 \text{ kN}) + 0,672 \cdot 3628,2 \text{ kNm} / (0,948 \cdot 3628,2 \text{ kNm}) = \\ &= 0,025 + 0,708 = 0,733 \leq 1,0 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} &N_{Ed} / (\chi_z \cdot N_{pl,rd}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed} / (\chi_{LT} \cdot M_{pl,y,Rd}) = \\ &= 299,5 \text{ kN} / (0,825 \cdot 11857,0 \text{ kN}) + 0,403 \cdot 3628,2 \text{ kNm} / (0,948 \cdot 3628,2 \text{ kNm}) = \\ &= 0,030 + 0,425 = 0,455 \leq 1,0 \end{aligned}$$

## 7.5 Kontrola nosilnosti v vzdolžni smeri

Potresno obtežbo v vzdolžni smeri Y prevzameta zunanja okvirja s centričnimi povezji, vsak od obeh okvirjev prevzame 50% celotne potresne obtežbe v vzdolžni smeri Y. (cone disipacije potresne energije so v nateznih elementih).

Okvire s centričnim povezjem mora biti projektiran na tak način, da nastopi plastifikacija natezno obremenjenih diagonal pred porušitvijo spojev ali nestabilnostjo prečk ali stabrov. To zagotovimo s faktorjem dodatne nosilnosti.

V skladu s SIST ENV 1998-1 točka 6.7.4 (1) izračunamo faktor dodatne nosilnosti za nosilce in stebre ki so obremenjeni z osno silo diagonal.

$$\Omega = N_{pl,rd,i} / N_{Ed,i}$$

$N_{pl,rd,i}$  – projektna nosilnost diagonale

$N_{Ed,i}$  – projektna vrednost osne sile v isti diagonalni i pri potresnem projektnejem stanju

SIST ENV 1998-1, točka 6.7.3 (8) – enakomerno sipanje v diagonalah se zagotovi z omejitvijo razlike velikosti največjega in najmanjšega faktorja dodatne nosilnosti :

$$\Omega_{MAX} / \Omega_{MIN} \leq 1,25$$

### 7.5.1 Obremenitve na centrična povezja

Predoistavimo, da stebri in prečke prenašajo celotno gravitacijsko obtežbo, vpliva diagonal se ne upošteva.

- zunanja okvirja A-A in C-C:

$$F_{1,y,cel} = \gamma_I \cdot F_{1,y} \cdot \delta_{A,C} = 1,0 \cdot 50,2 \text{ kN} \cdot 1,6 = 80,3 \text{ kN}$$

$$F_{2,y,cel} = \gamma_I \cdot F_{2,y} \cdot \delta_{A,C} = 1,0 \cdot 100,3 \text{ kN} \cdot 1,6 = 160,5 \text{ kN}$$

$$F_{3,y,cel} = \gamma_I \cdot F_{3,y} \cdot \delta_{A,C} = 1,0 \cdot 150,4 \text{ kN} \cdot 1,6 = 240,6 \text{ kN}$$

$$F_{4,y,cel} = \gamma_I \cdot F_{4,y} \cdot \delta_{A,C} = 1,0 \cdot 200,8 \text{ kN} \cdot 1,6 = 321,3 \text{ kN}$$

$$F_{5,y,cel} = \gamma_I \cdot F_{5,y} \cdot \delta_{A,C} = 1,0 \cdot 255,8 \text{ kN} \cdot 1,6 = 409,3 \text{ kN}$$

$$F_{6,y,cel} = \gamma_I \cdot F_{6,y} \cdot \delta_{A,C} = 1,0 \cdot 54,4 \text{ kN} \cdot 1,6 = 87,0 \text{ kN}$$

V diagonalnem povezju ne upoševamo tlačnih sil, diagonalna povezja prenašajo potresno obremenitev samo z nateznimi silami.

### 7.5.2 Obremenitve po posameznih etažah

-etaža 1:

$$P_1 = -672,4 \text{ kN}$$

$$D_1 = 834,8 \text{ kN}$$

$$N_{1,tlak} = -979,4 \text{ kN}$$

$$N_{1,nateg} = 701,3 \text{ kN}$$

-etaža 2:

$$P_2 = -673,5 \text{ kN}$$

$$D_2 = 656,2 \text{ kN}$$

$$N_{2,\text{tlak}} = -764,3 \text{ kN}$$

$$N_{2,\text{nateg}} = 462,8 \text{ kN}$$

-etaža 3:

$$P_3 = -621,8 \text{ kN}$$

$$D_3 = 588,2 \text{ kN}$$

$$N_{3,\text{tlak}} = -520,8 \text{ kN}$$

$$N_{3,\text{nateg}} = 259,6 \text{ kN}$$

-etaža 4:

$$P_4 = -550,6 \text{ kN}$$

$$D_4 = 468,3 \text{ kN}$$

$$N_{4,\text{tlak}} = -302,2 \text{ kN}$$

$$N_{4,\text{nateg}} = 105,5 \text{ kN}$$

-etaža 5:

$$P_5 = -438,3 \text{ kN}$$

$$D_5 = 286,5 \text{ kN}$$

$$N_{5,\text{tlak}} = -128,3 \text{ kN}$$

$$N_{5,\text{nateg}} = 17,2 \text{ kN}$$

-etaža 6:

$$P_6 = -94,0 \text{ kN}$$

$$D_6 = 59,0 \text{ kN}$$

$$N_{6,\text{tlak}} = -21,8 \text{ kN}$$

$$N_{6,\text{nateg}} = 0 \text{ kN}$$

P – največja tlačna osna sila v prečkah posamezne etaže

D – največja natezna osna sila v diagonalah posamezne etaže

$N_{\text{tlak}}$  – največja tlačna osna sila v stebrih posamezne etaže

$N_{\text{nateg}}$  – največja natezna osna sila v stebrih posamezne etaže

### 7.5.3 Dimenzioniranje centričnega povezja

Pri potresni analizi v vzdolžni smeri Y se predpostavi, da celotno potresno obremenitev prevzamejo natezno obremenjene diagonale, za tlačno obremenjene diagonale pa se predpostavi, da se pri potresni obremenitvi izklonijo.

$$A \geq D \cdot \gamma_{M0} / f_y$$

- etaža 1:

$$A_1 \geq D_1 \cdot \gamma_{M0} / f_y = 834,8 \text{ kN} \cdot 1,0 / 23,5 \text{ kN/cm}^2 = 35,5 \text{ cm}^2$$

- izberem prerez CEV D / t = 88,9 / 22,2 mm;  $A_{\text{dej}} = 46,5 \text{ cm}^2$

- etaža 2:

$$A_2 \geq D_2 \cdot \gamma_{M0} / f_y = 656,2 \text{ kN} \cdot 1,0 / 23,5 \text{ kN/cm}^2 = 28,0 \text{ cm}^2$$

- izberem prerez CEV D / t = 88,9 / 17,5 mm;  $A_{\text{dej}} = 39,3 \text{ cm}^2$

- etaža 3:

$$A_3 \geq D_3 \cdot \gamma_{M0} / f_y = 588,2 \text{ kN} \cdot 1,0 / 23,5 \text{ kN/cm}^2 = 25,3 \text{ cm}^2$$

- izberem prerez CEV D / t = 88,9 / 14,2 mm;  $A_{\text{dej}} = 33,3 \text{ cm}^2$

- etaža 4:

$$A_4 \geq D_4 \cdot \gamma_{M0} / f_y = 468,3 \text{ kN} \cdot 1,0 / 23,5 \text{ kN/cm}^2 = 20,0 \text{ cm}^2$$

- izberem prerez CEV D / t = 88,9 / 11,0 mm;  $A_{dej} = 26,8 \text{ cm}^2$

- etaža 5:

$$A_5 \geq D_5 \cdot \gamma_{M0} / f_y = 286,5 \text{ kN} \cdot 1,0 / 23,5 \text{ kN/cm}^2 = 12,3 \text{ cm}^2$$

- izberem prerez CEV D / t = 88,9 / 6,3 mm;  $A_{dej} = 16,3 \text{ cm}^2$

- etaža 6:

$$A_6 \geq D_6 \cdot \gamma_{M0} / f_y = 59,0 \text{ kN} \cdot 1,0 / 23,5 \text{ kN/cm}^2 = 2,5 \text{ cm}^2$$

- izberem prerez CEV D / t = 70,0 / 1,6 mm;  $A_{dej} = 3,4 \text{ cm}^2$

#### 7.5.4 Kontrola vitkosti diagonal centričnega povezja

V skladu s SIST EN 1998-1 točka 6.7.3 (1) velja za konstrukcije z več kot dvema nadstropjima naslednja omejitev relativne vitkosti diagonal:

$$1,3 \leq \lambda^* \leq 2,0$$

Spodnja meja 1,3 preprečuje preobremenitev stebrov pred uklonom tlačno obremenjenih diagonal. Zgornja meja 2,0 zagotavlja kontrolirano obnašanje diagonal med potresom.

Diagonale so spojene na sredini, tako da je uklonska dolžina diagonale polovica dolžine celotne diagonale.

$$L_u = L / 2 = 860 \text{ cm} / 2 = 430 \text{ cm}$$

Kontroliram samo vitkost diagonal v ravnini centričnega povezja:

$$\lambda_1^* = L_u / (i_z \cdot \lambda_1)$$

$$\lambda_1 = 93,9 \cdot \epsilon = 93,9 \cdot 1,0 = 93,9$$

$$e = (235 / f_y) = (235 / 235)^{0,5} = 1,0$$

- etaža 1:

$$\text{- CEV } D / t = 88,9 / 22,2 \text{ mm}; i = 2,48 \text{ cm}$$

$$\lambda_1^* = L_u / (i \cdot \lambda_1) = 430 \text{ cm} / (2,48 \text{ cm} \cdot 93,9) = 1,85$$

- etaža 2:

$$\text{- CEV } D / t = 88,9 / 17,5 \text{ mm}; i = 2,60 \text{ cm}$$

$$\lambda_2^* = L_u / (i \cdot \lambda_1) = 430 \text{ cm} / (2,60 \text{ cm} \cdot 93,9) = 1,76$$

- etaža 3:

$$\text{- CEV } D / t = 88,9 / 14,2 \text{ mm}; i = 2,68 \text{ cm}$$

$$\lambda_3^* = L_u / (i \cdot \lambda_1) = 430 \text{ cm} / (2,68 \text{ cm} \cdot 93,9) = 1,70$$

- etaža 4:

$$\text{- CEV } D / t = 88,9 / 11,0 \text{ mm}; i = 2,78 \text{ cm}$$

$$\lambda_4^* = L_u / (i \cdot \lambda_1) = 430 \text{ cm} / (2,78 \text{ cm} \cdot 93,9) = 1,65$$

- etaža 5:

$$\text{- CEV } D / t = 88,9 / 6,3 \text{ mm}; i = 2,93 \text{ cm}$$

$$\lambda_5^* = L_u / (i \cdot \lambda_1) = 430 \text{ cm} / (2,93 \text{ cm} \cdot 93,9) = 1,56$$

- etaža 6:

$$\text{- CEV } D / t = 70,0 / 1,6 \text{ mm}; i = 2,42 \text{ cm}$$

$$\lambda_6^* = L_u / (i \cdot \lambda_1) = 430 \text{ cm} / (2,42 \text{ cm} \cdot 93,9) = 1,90$$



### 7.5.5 Določanje faktorja dodatne nosilnosti

$$\Omega = N_{pl,rd} / N_{Ed}$$

V skladu s SIST ENV 1998-1 točka 6.7.3 (8) zagotovimo enakomerno sipanje energije v diagonalah z naslednjim pogojem:

$$\Omega_{MAX} / \Omega_{MIN} \leq 1,25$$

- etaža 1:

$$\Omega_1 = N_{pl,rd,1} / N_{Ed,1} = 1092,8 \text{ kN} / 834,8 \text{ kN} = 1,30$$

$$N_{pl,rd,1} = A_1 \cdot f_y / \gamma_{M0} = 46,5 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0 = 1092,8 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,1} = D_1 = 834,8 \text{ kN}$$

- etaža 2:

$$\Omega_2 = N_{pl,rd,2} / N_{Ed,2} = 923,6 \text{ kN} / 656,2 \text{ kN} = 1,40$$

$$N_{pl,rd,2} = A_2 \cdot f_y / \gamma_{M0} = 39,3 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0 = 923,6 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,2} = D_2 = 656,2 \text{ kN}$$

- etaža 3:

$$\Omega_3 = N_{pl,rd,3} / N_{Ed,3} = 782,6 \text{ kN} / 588,2 \text{ kN} = 1,33$$

$$N_{pl,rd,3} = A_3 \cdot f_y / \gamma_{M0} = 33,3 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0 = 782,6 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,3} = D_3 = 588,2 \text{ kN}$$

- etaža 4:

$$\Omega_4 = N_{pl,rd,4} / N_{Ed,4} = 629,8 \text{ kN} / 468,3 \text{ kN} = 1,35$$

$$N_{pl,rd,4} = A_4 \cdot f_y / \gamma_{M0} = 26,8 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0 = 629,8 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,4} = D_4 = 468,3 \text{ kN}$$

- etaža 5:

$$\Omega_5 = N_{pl,rd,5} / N_{Ed,5} = 383,0 \text{ kN} / 286,5 \text{ kN} = 1,34$$

$$N_{pl,rd,5} = A_5 \cdot f_y / \gamma_{M0} = 16,3 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0 = 383,0 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,5} = D_5 = 286,5 \text{ kN}$$

-etaža 6:

$$\Omega_6 = N_{pl,rd,6} / N_{Ed,6} = 70,5 \text{ kN} / 59,0 \text{ kN} = 1,20$$

$$N_{pl,rd,6} = A_6 \cdot f_y / \gamma_{M0} = 3,0 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0 = 70,5 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,6} = D_6 = 59,0 \text{ kN}$$

$$\Omega = \Omega_{MIN} = \min (\Omega_1, \Omega_2, \Omega_3, \Omega_4, \Omega_5, \Omega_6) = 1,20$$

-zagotavljanje enakomernega obnašanja diagonal med potresom:

$$\Omega_{MAX} / \Omega_{MIN} = 1,40 / 1,20 = 1,16 \leq 1,25$$

Zagotovljeno je enakomerno obnašanje diagonal med potresom.

### 7.5.6 Kontrola vpliva teorije drugega reda (TDR)

Celotno prečno silo  $P_{tot,i}$  v obravnavani etaži  $i$  in nad njo, ki je upoštevana pri potresnem projektnem stanju sem že določil za kontrola vpliva teorije drugega reda v vzdolžni smeri.

Pri kontroli vpliva TDR v vzdolžni smeri  $Y$  obravnavam celotne etaže.

1. etaža:

$$P_{\text{tot},1,\text{not}} = 3515,8 \text{ kN}$$

$$P_{\text{tot},1,\text{zun}} = 1912,2 \text{ kN}$$

$$P_{\text{tot},1} = 3 \cdot P_{\text{tot},1,\text{not}} + 2 \cdot P_{\text{tot},1,\text{zun}} = 3 \cdot 3515,8 \text{ kN} + 2 \cdot 1912,2 \text{ kN} = 14371,8 \text{ kN}$$

$$V_{\text{tot},1} = 2 \cdot (80,3 \text{ kN} + 160,5 \text{ kN} + 240,6 \text{ kN} + 321,3 \text{ kN} + 409,3 \text{ kN} + 87,0 \text{ kN}) = 2598,0 \text{ kN}$$

$$d_{r,1} = 3,36 \text{ cm}$$

$$h_1 = 320 \text{ cm}$$

$$\theta_1 = (P_{\text{tot},1} \cdot d_{r,1}) / (V_{\text{tot},1} \cdot h_1) = (14371,8 \text{ kN} \cdot 3,36 \text{ cm}) / (2598,0 \text{ kN} \cdot 320 \text{ cm}) = 0,058$$

2. etaža:

$$P_{\text{tot},2,\text{not}} = 2840,0 \text{ kN}$$

$$P_{\text{tot},2,\text{zun}} = 1545,8 \text{ kN}$$

$$P_{\text{tot},2} = 3 \cdot P_{\text{tot},2,\text{not}} + 2 \cdot P_{\text{tot},2,\text{zun}} = 3 \cdot 2840,0 \text{ kN} + 2 \cdot 1545,8 \text{ kN} = 11611,6 \text{ kN}$$

$$V_{\text{tot},2} = 2 \cdot (160,5 \text{ kN} + 240,6 \text{ kN} + 321,3 \text{ kN} + 409,3 \text{ kN} + 87,0 \text{ kN}) = 2437,4 \text{ kN}$$

$$d_{r,2} = 4,12 \text{ cm}$$

$$h_2 = 320 \text{ cm}$$

$$\theta_2 = (P_{\text{tot},2} \cdot d_{r,2}) / (V_{\text{tot},2} \cdot h_2) = (11611,6 \text{ kN} \cdot 4,12 \text{ cm}) / (2437,4 \text{ kN} \cdot 320 \text{ cm}) = 0,062$$

3. etaža:

$$P_{\text{tot},3,\text{not}} = 2168,2 \text{ kN}$$

$$P_{\text{tot},3,\text{zun}} = 1184,3 \text{ kN}$$

$$P_{\text{tot},3} = 3 \cdot P_{\text{tot},3,\text{not}} + 2 \cdot P_{\text{tot},3,\text{zun}} = 3 \cdot 2168,2 \text{ kN} + 2 \cdot 1184,3 \text{ kN} = 8873,2 \text{ kN}$$

$$V_{\text{tot},3} = 2 \cdot (240,6 \text{ kN} + 321,3 \text{ kN} + 409,3 \text{ kN} + 87,0 \text{ kN}) = 2116,4 \text{ kN}$$

$$d_{r,3} = 4,28 \text{ cm}$$

$$h_3 = 320 \text{ cm}$$

$$\theta_3 = (P_{\text{tot},3} \cdot d_{r,3}) / (V_{\text{tot},3} \cdot h_3) = (8873,2 \text{ kN} \cdot 4,28 \text{ cm}) / (2116,4 \text{ kN} \cdot 320 \text{ cm}) = 0,056$$

4.etaža:

$$P_{\text{tot},4,\text{not}} = 1496,3 \text{ kN}$$

$$P_{\text{tot},4,\text{zun}} = 822,8 \text{ kN}$$

$$P_{\text{tot},4} = 3 \cdot P_{\text{tot},4,\text{not}} + 2 \cdot P_{\text{tot},4,\text{zun}} = 3 \cdot 1496,3 \text{ kN} + 2 \cdot 822,8 \text{ kN} = 6134,5 \text{ kN}$$

$$V_{\text{tot},4} = 2 \cdot (321,3 \text{ kN} + 409,3 \text{ kN} + 87,0 \text{ kN}) = 1635,2 \text{ kN}$$

$$d_{r,4} = 4,08 \text{ cm}$$

$$h_4 = 320 \text{ cm}$$

$$\theta_4 = (P_{\text{tot},4} \cdot d_{r,4}) / (V_{\text{tot},4} \cdot h_4) = (6134,5 \text{ kN} \cdot 4,08 \text{ cm}) / (1635,2 \text{ kN} \cdot 320 \text{ cm}) = 0,048$$

5.etaža:

$$P_{\text{tot},5,\text{not}} = 824,4 \text{ kN}$$

$$P_{\text{tot},5,\text{zun}} = 461,3 \text{ kN}$$

$$P_{\text{tot},5} = 3 \cdot P_{\text{tot},5,\text{not}} + 2 \cdot P_{\text{tot},5,\text{zun}} = 3 \cdot 824,4 \text{ kN} + 2 \cdot 461,3 \text{ kN} = 3395,8 \text{ kN}$$

$$V_{\text{tot},5} = 2 \cdot (409,3 \text{ kN} + 87,0 \text{ kN}) = 992,6 \text{ kN}$$

$$d_{r,5} = 3,80 \text{ cm}$$

$$h_5 = 320 \text{ cm}$$

$$\theta_5 = (P_{\text{tot},5} \cdot d_{r,5}) / (V_{\text{tot},5} \cdot h_5) = (3395,8 \text{ kN} \cdot 3,80 \text{ cm}) / (992,6 \text{ kN} \cdot 320 \text{ cm}) = 0,040$$

6.etaža:

$$P_{\text{tot},6,\text{not}} = 152,8 \text{ kN}$$

$$P_{\text{tot},6,\text{zun}} = 100,3 \text{ kN}$$

$$P_{\text{tot},6} = 3 \cdot P_{\text{tot},6,\text{not}} + 2 \cdot P_{\text{tot},6,\text{zun}} = 3 \cdot 152,8 \text{ kN} + 2 \cdot 100,3 \text{ kN} = 659,0 \text{ kN}$$

$$V_{\text{tot},6} = 2 \cdot 87,0 \text{ kN} = 174,0 \text{ kN}$$

$$d_{r,6} = 3,20 \text{ cm}$$

$$h_6 = 320 \text{ cm}$$

$$\theta_6 = (P_{\text{tot},6} \cdot d_{r,6}) / (V_{\text{tot},6} \cdot h_6) = (659,0 \text{ kN} \cdot 3,20 \text{ cm}) / (174,0 \text{ kN} \cdot 320 \text{ cm}) = 0,038$$

$$\theta = \max (\theta_1 ; \theta_2 ; \theta_3 ; \theta_4 ; \theta_5 ; \theta_6) = 0,062 \leq 0,1 - \text{vpliv TDR ni potrebno upoštevati}$$

### 7.5.7 Kontrola medetažnih pomikov

$$d_{e,1} = (11,4 + 11,0 + 8,0 + 5,7 + 5,7) \text{ mm} / 5 = 8,36 \text{ mm} = 0,84 \text{ cm}$$

$$d_{e,2} = (22,2 + 21,5 + 18,4 + 15,7 + 15,7) \text{ mm} / 5 - 8,36 \text{ mm} = 10,34 \text{ mm} = 1,03 \text{ cm}$$

$$d_{e,3} = (32,9 + 31,8 + 29,2 + 26,6 + 26,6) \text{ mm} / 5 - 18,70 \text{ mm} = 10,72 \text{ mm} = 1,07 \text{ cm}$$

$$d_{e,4} = (43,0 + 41,6 + 39,2 + 37,2 + 37,2) \text{ mm} / 5 - 29,42 \text{ mm} = 10,22 \text{ mm} = 1,02 \text{ cm}$$

$$d_{e,5} = (52,2 + 50,4 + 48,4 + 47,2 + 47,2) \text{ mm} / 5 - 39,64 \text{ mm} = 9,46 \text{ mm} = 0,95 \text{ cm}$$

$$d_{e,6} = (58,2 + 57,5 + 56,8 + 56,4 + 56,4) \text{ mm} / 5 - 49,08 \text{ mm} = 7,98 \text{ mm} = 0,80 \text{ cm}$$

Projektne reducirane pomike pomnožimo s faktorjem  $q_y$  da dobimo realne projektne pomike:

$$d_r = d_e \cdot q_y$$

$$d_{r,1} = d_{e,1} \cdot q_y = 0,84 \text{ cm} \cdot 4,0 = 3,36 \text{ cm}$$

$$d_{r,2} = d_{e,2} \cdot q_y = 1,03 \text{ cm} \cdot 4,0 = 4,12 \text{ cm}$$

$$d_{r,3} = d_{e,3} \cdot q_y = 1,07 \text{ cm} \cdot 4,0 = 4,28 \text{ cm}$$

$$d_{r,4} = d_{e,4} \cdot q_y = 1,02 \text{ cm} \cdot 4,0 = 4,08 \text{ cm}$$

$$d_{r,5} = d_{e,5} \cdot q_y = 0,95 \text{ cm} \cdot 4,0 = 3,80 \text{ cm}$$

$$d_{r,6} = d_{e,6} \cdot q_y = 0,80 \text{ cm} \cdot 4,0 = 3,20 \text{ cm}$$

$$d_r = \max d_{r,(i=1-5)} = 4,28 \text{ cm}$$

V skladu z SIST ENV 1998-1; točka 4.4.3.2 (1) b velja za stavbe z duktilnimi nekonstrukcijskimi elementi omejitev relativnih pomikov etaž in s tem omejitev poškodb objekta:

$$d_r \cdot v \leq 0,0075 \cdot h$$

$$v (\gamma_I = 1,0) = 0,5$$

$d_r$  – projektni etažni pomik

$v$  – redukcijski faktor, ki upoštava manjšo povratno dobo potresa

$h$  – etažna višina

etaže 1-6:

$$d_r \cdot v = \max d_{r,i} \cdot 0,5 = 4,28 \text{ cm} \cdot 0,5 = 2,14 \text{ cm} \leq 0,0075 \cdot 320 \text{ cm} = 2,4 \text{ cm}$$

$$h_{(i=1-6)} = 3,2 \text{ m} = 320 \text{ cm} - \text{etažna višina etaž 1-6}$$

Medetažni pomiki so v mejah dovoljenih vrednosti, zato so tudi pričakovane poškodbe pri potresni obremenitvi v mejah sprejemljivih.

### 7.5.8 Dimenzioniranje prečke v povezju

V povezju so samo zunanje prečke, privzamem da so njihove sodelujoče širne betonske plošče polovico sodelujočih širin betonske plošče pri notranjih sekundarnih nosilcih, ki so že dimenzionirani v poglavju 5.

#### Geometrijske karakteristike jeklenega nosilca

IPE 240 (S 355 J0)

$$I_j = 3892 \text{ cm}^4$$

$$A_j = 39,2 \text{ cm}^2$$

#### Geometrijske karakteristike sovprežnega nosilca

Rebra profilirane pločevine pravokotno na jeklene nosilce, zanemarim del betona med profilirano pločevino.

$$A_{b,zun} = A_{b,zun} / 2 = 1240 \text{ cm}^2 / 2 = 620 \text{ cm}^2$$

$$I_{b,zun} = I_{b,not} / 2 = 3972,2 \text{ cm}^4 / 2 = 1986,0 \text{ cm}^4$$

$$n_0 = E_j / E_{cm} = 21000 \text{ kN/cm}^2 / 3100 \text{ kN/cm}^2 = 6,78$$

$$n_{\infty} = 2 \cdot n_0 = 2 \cdot 6,78 = 13,56 \text{ (poenostavitev za stavbe, ki niso namenjene skladiščenju)}$$

$$A_{id} = A_j + A_{b,zub} / n_{\infty} = 39,2 \text{ cm}^2 + 620 \text{ cm}^2 / 13,56 = 84,9 \text{ cm}^2$$

$$a = a_j + a_b = 24,0 \text{ cm} / 2 + 8,9 \text{ cm} = 20,9 \text{ cm}$$

$$a_j = a \cdot A_b / (A_{id} \cdot n_{\infty}) = 20,9 \text{ cm} \cdot 620 \text{ cm}^2 / (84,9 \text{ cm}^2 \cdot 13,56) = 11,26 \text{ cm}$$

$$a_b = a \cdot A_j / A_{id} = 20,9 \text{ cm} \cdot 39,2 \text{ cm}^2 / 84,9 \text{ cm}^2 = 9,65 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} I_{id} &= I_j + A_j \cdot a_j^2 + (I_b + A_b \cdot a_b^2) / n_{\infty} = \\ &= 3892 \text{ cm}^4 + 39,2 \text{ cm}^2 \cdot (11,26 \text{ cm})^2 + (1986,0 \text{ cm}^4 + 620 \text{ cm}^2 \cdot (9,65 \text{ cm})^2) / 13,56 = \\ &= 13266,3 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$A_{id} = 84,9 \text{ cm}^2$$

$$I_{id} = 13266,3 \text{ cm}^4$$

## 8 ANALIZA VPLIVA TOPLOTNIH SPREMEMB NA NOSILNO KONSTRUKCIJO

### 8.1 Uvod

Potrebno je analizirati vpliv temperaturnih sprememb v določenem vremenskem obdobju, potrebno je preveriti da temperaturne spremembe ne ogrožajo varnosti konstrukcije, oziroma ne morejo povzročiti poškodb konstrukcijskih in nekonstrukcijskih elementov konstrukcije.

Koeficienti lineranega raztezka zaradi temperaturnih sprememb

konstrukcijsko jeklo  $\alpha_T = 12 \cdot 10^{-6} / C$

beton  $\alpha_T = 10 \cdot 10^{-6} / C$

Koeficienta lineranega raztezka se za konstrukcijsko jeklo in beton se ne razlikujeta pretirano, zato ob predpostavki da so sovprežna vezna sredstva med betonom in jeklom (mozniki) dovolj duktilna, lahko zanemarimo vpliv različnega toplotnega raztezka jekla in betona.

Analizo vpliva temperaturnih sprememb naredim za nosilno jekleno konstrukcijo, efektivni del betona pri sovprežnih nosilcih pa upoštevam z nadomestnim jeklenim prerezom, upoštevam koeficient linearnega raztezka za konstrukcijsko jeklo.

Temeljni parametri, na katerih temelji analiza toplotnih sprememb na konstrukciji so ekstremne vrednosti temperature zraka, to so maksimalne in minimalne vrednosti temperature zraka, ki so merjene v senci objekta.

Za analizo vpliva temperaturnih sprememb na konstrukcijo se opravijo meritve ekstremnih temperatur zraka (temperatura zraka se meri z napravo Stevenson screen, ki je sestavljena iz več termometrov v beli leseni škatli z rešetkastimi stranicami).

$$T_{\max,p} = T_{\max} \cdot (k_1 - k_2 \cdot \ln(-\ln(1-p)))$$

$$T_{\min,p} = T_{\max} \cdot (k_1 - k_2 \cdot \ln(-\ln(1-p)))$$

$T_{\max}$  maksimalna temperatura zraka v senci z letno verjetnostjo prekoračitve 0,02  
(odgovarja srednji povratni periodi 50 let v skladu s standardom EC)

$T_{\min}$  minimalna temperatura zraka v senci z letno verjetnostjo prekoračitve 0,02  
(odgovarja srednji povratni periodi 50 let v skladu s standardom EC)

$T_{\max,p}$  maksimalna temperatura zraka v senci z letno verjetnostjo prekoračitve  $p$   
(odgovarja srednji povratni periodi  $1/p$ )

$T_{\min,p}$  minimalna temperatura zraka v senci z letno verjetnostjo prekoračitve  $p$   
(odgovarja srednji povratni periodi  $1/p$ )

Za določanje ekstremnih temperaturnih vrednosti temperature zraka se uporabi ena od ekstremnih razporeditev, ponavadi se izbere ekstremna porazdelitev tipa I.

Če nimamo na razpolago preciznejših podatkov, lahko privzamemo priporočene vrednosti naslednjih koeficientov:

$$k_1 = 0,781$$

$$k_2 = 0,056$$

$$k_3 = 0,393$$

$$k_4 = -0,156$$

Toplotni vplivi na konstrukcijo so lahko posledica dveh vrst vplivov:

-vpliv zunanje klime (izpostavljenost soncu, sprememba temperature zraka...)

-vpliv aktivnosti v zgradbi (gretje, tehnološki procesi...)

Toplotni učinki zaradi delovanja zunanje klime definirajo osnovne parametre delovanja temperature na konstrukcijske elemente.

Osnovni parametri so:

$\Delta T_u = T - T_0$  komponenta enolične temperature konstrukcijskega elementa, kjer je  $T$  srednja temperatura elementa,  $T_0$  pa je njegova začetna temperatura

$\Delta T_M$  komponenta linearno spremenljive temperature, ki je dana kot razlika med temperaturami zunanjih in notranjih površin

$\Delta T_P$  temperaturna razlika med različnimi deli konstrukcije, ki je dana z razliko srednjih temperatur teh delov konstrukcije

Če lokalni učinki toplotnega delovanja, kot posledica aktivnosti znotraj zgradbe, niso zanemarljivi v primerjavi z vplivi zunanje klime, se morajo upoštevati pri določanju parametrov  $\Delta T_u$ ,  $\Delta T_M$  in  $\Delta T_P$ .



Pri določanju velikosti  $\Delta T_u$  moramo prvo določiti srednjo vrednost temperature  $T$ , ki se izračuna kot vrednost srednje zimske ali poletne temperature opazovanega konstrukcijskega elementa.

Pri temu je potrebno upoštevati pripadajoč temperaturni profil, ki definira razporeditev temperature skozi debelino elementa. Če je konstrukcijski element sestavljen iz enega sloja in če sta temperatura zraka okolice in notranjosti zgradbe približno enake, lahko določimo srednjo temperaturo na naslednji način:

$$T = (T_{\text{out}} + T_{\text{in}}) / 2$$

$T_{\text{out}}$  temperatura zraka zunanje okolice

$T_{\text{in}}$  temperatura zraka notranje okolice

Vrednosti  $T_{\text{out}}$  in  $T_{\text{in}}$  so podane v nacionalnih standardih.

Če ni drugače določeno, lahko uporabimo priporočene vrednosti za temperaturo notranje okolice naslednje vrednosti:

poletje  $T_{\text{in},1} = 20^\circ\text{C}$

zima  $T_{\text{in},2} = 25^\circ\text{C}$

Vrednosti za temperaturo zunanje okolice, za dele konstrukcije nad nivojem tal, so podane v standardu in so odvisne od letnega časa (poletje, zima), barve površine fasade (zelo svetla, svetla, obarvana ali temna površina) in od orientacije dela objekta (ločeno obravnavamo dele objekta, ki so orijentirani severovzhodno in jugozahodno). Temperature za zunanjo okolico pod nivojem tal pa so dane v posebni razpredelnici.

## 8.2 Temperaturna analiza prečnih okvirjev

Pri analizi prečnih okvirjev upoštevam južno orientacijo fasade, ker so večje temperaturne spremembe kot pri severno orijentiranih fasadah.

Analiziram tri primere toplotnih vplivov na prečne okvirje:

- a) segrevanje vseh konstrukcijskih elementov v poletnem obdobju
- b) hlajenje vseh konstrukcijskih elementov v zimskem obdobju
- c) segrevanje samo zunanjih elementov okvirja
- d) hlajenje samo zunanjih elementov okvirja

### 8.2.1 Določitev začetne temperature $T_0$

Začetna temperatura se mora vzeti tista temperatura elementa v času njegove vgradnje, če nimamo na razpolago točnih podatkov, lahko uporabimo vrednost  $T_0 = 10^\circ\text{C}$ .

### 8.2.2 Določitev srednje temperature konstrukcijskega elementa ločeno za poletni in zimski in letni čas.

$$T = (T_{\text{out}} + T_{\text{in}}) / 2$$

$T_{\text{out}}$  temperatura zraka zunanje okolice

$T_{\text{in}}$  temperatura zraka notranje okolice

#### Vrednosti $T_{\text{in}}$ (temperatura zraka notranje okolice)

poletje  $T_{\text{in},1} = 20^\circ\text{C}$

zima  $T_{\text{in},2} = 25^\circ\text{C}$

#### Vrednosti $T_{\text{out}}$ (temperatura zraka zunanje okolice)

poletje:  $T_{\text{max}} + T_4$  ( $T_4 = 30^\circ\text{C}$  (svetla površina fasade, orientacija jugozahodno))

Max temperaturo vzamem iz karte Slovenije glede na lokacijo objekta (Ljubljana).

$$T_{\text{max}} = 40^\circ\text{C}$$

Določim vrednosti  $T_{\text{out}}$  za poletje in zimo:

poletje:  $T_{\text{out}} = T_{\text{max}} + T_4 = 30^\circ\text{C} + 40^\circ\text{C} = 70^\circ\text{C}$

zima:  $T_{\text{out}} = T_{\text{min}} = -9^\circ\text{C}$  (določeno iz karte minimalnih temperatur za Slovenijo)

#### Določitev srednje temperature elementov za poletni in zimski letni čas

$$T_{\text{poletje}} = (T_{\text{out,poletje}} + T_{\text{in,poletje}}) / 2 = (70^\circ\text{C} + 20^\circ\text{C}) / 2 = 45^\circ\text{C}$$

$$T_{\text{zima}} = (T_{\text{out,zima}} + T_{\text{in,zima}}) / 2 = (-9^\circ\text{C} + 25^\circ\text{C}) / 2 = 8^\circ\text{C}$$

### **8.2.3 Določitev komponente enolične temperature konstrukcijskih elementov za različne primere toplotnega delovanja:**

- a)  $\Delta T_{u,poletje} = T_{poletje} - T_0 = 45^{\circ}\text{C} - 10^{\circ}\text{C} = 35^{\circ}\text{C}$  (za vse elemente)
- b)  $\Delta T_{u,zima} = T_{zima} - T_0 = 8^{\circ}\text{C} - 10^{\circ}\text{C} = -2^{\circ}\text{C}$  (za vse elemente)
- c)  $\Delta T_{u,poletje} = 35^{\circ}\text{C}$  (za zunanje elemente)
- d)  $\Delta T_{u,zima} = -2^{\circ}\text{C}$  (za zunanje elemente)

### **8.2.4 Analiza vpliva temperaturnih sprememb na prečne okvirje**

Statično analizo izvršim s programom RSTAB, za vse štiri primere.

Statično analizo vpliva temperaturnih sprememb na konstrukcijo izvršim:

- a) analiza vpliva temperaturnih sprememb na konstrukcijo brez ostalih obtežb
- b) analiza vpliva temperaturnih sprememb na konstrukcijo z upoštevanjem vseh obtežb

V statični analizi upoštevam temperaturne spremembe z varnostnim faktorjem 1,0.

Temperaturno analizo naredim s programom RSTAB (glej izpis statičnega izračuna analiza temperaturnih vplivov).

### **8.3 Temperaturna analiza vzdolžnega paličja**

Pri analizi prečnih okvirjev upoštevam zahodno orijentacijo fasade, ker so večje temperaturne spremembe kot pri severno orijentiranih fasadah.

Analiziram tri primere toplotnih vplivov na prečne okvirje:

- a) segrevanje vseh konstrukcijskih elementov v poletnem obdobju
- b) hlajenje vseh konstrukcijskih elementov v zimskem obdobju
- c) segrevanje samo zunanjih elementov paličja
- d) hlaajenje samo zunanjih elementov paličja

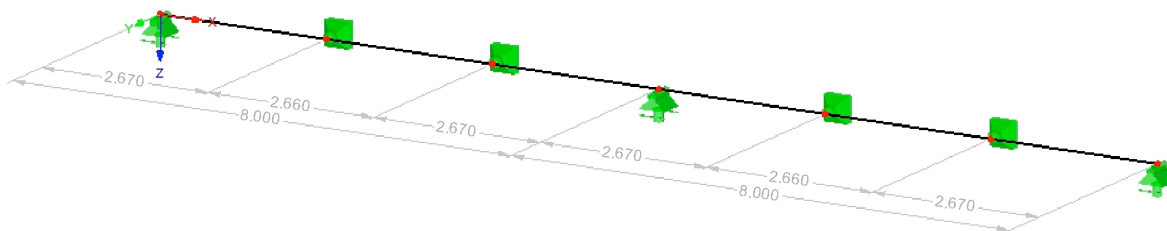
Vsi ostali parametri so enaki kot pri temperaturni analizi prečnih okvirjev.

Temperaturno analizo naredim s programom RSTAB (glej izpis statičnega izračuna analiza temperaturnih vplivov).

## 9 SEKUNDARNA KONSTRUKCIJA

### 9.1 Strešne lege

#### 9.1.1 Zasnova



Slika 34: Statični model strešnih leg

Strešne lege so razporejene na rastru 1,88 m in so medsebojno bočno podprte z zategami, zatege so predvidene na rastru 2,67 m. Strešne lege so izvedene kot kontinuirani nosilec. Za strešno kritino sem izbral strešno kritino TRIMO.

Strešna kritina TRIMO je SNV<sub>S</sub> 150.

#### 9.1.2 Obtežbe na strešne lege (kN/m<sup>2</sup>)

-lastna teža strešnih leg

-lastna teža strešne kritine in zateg:  $g_k = 0,3 \text{ kN/m}^2$

-obtežba snega:  $q_s = 1,22 \text{ kN/m}^2$

-obtežba vetra:  $q_{w,srk} = 1,12 \text{ kN/m}^2$  (območje strehe F)

$q_{w,srk} = 0,65 \text{ kN/m}^2$  (območje strehe G)

$q_{w,srk} = 0,45 \text{ kN/m}^2$  (območje strehe H)

#### 9.1.3 Obtežbe na strešne lege (kN/m)

-lastna teža strešne kritine in zateg:  $g_k = 0,3 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,88 \text{ m} = 0,56 \text{ kN/m}$

-obtežba snega:  $q_s = 1,22 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,88 \text{ m} = 2,30 \text{ kN/m}$

-obtežba vetra (srk):  $g_{w,srk} = 1,12 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,88 \text{ m} = 2,10 \text{ kN/m}$

### 9.1.4 Obtežbe kombinacije za dimenzioniranje strešnih leg

-mejno stanje nosilnosti:

- 1)  $1,35 \cdot (g + g_k) + 1,50 \cdot q_s$
- 2)  $1,0 \cdot (g + g_k) + 1,50 \cdot q_{w,srk}$

-mejno stanje uporabnosti:

- 1)  $1,0 \cdot (g + g_k) + 1,0 \cdot q_s$
- 2)  $1,0 \cdot (g + g_k) + 1,0 \cdot q_{w,srk}$

### 9.1.5 Mejno stanje nosilnosti

Pri statičnem izračunu upoštevam da je nosilec strešne lege nagnjen za  $10^\circ$ , tako da lastna in stalna obtežba ter obtežba snega delujejo pod kotom  $10^\circ$  glede na lokalno z os nosilca, obtežba vetra (srk) pa deluje pravokotno na lokalno z os nosilca.

Pri statičnem izračunu upoštevam, da je nosilec strešne lege bočno podprt z zategami na rastru 2,67 m, statični model je kontinuiran nosilec preko 4 polj velikosti 8,0 m.

Dimenzioniranje strešnih leg izvedem s programom RSTAB (glej izpis statičnega izračuna strešnih leg).

Vzamem profil IPE 200 S 235 J0

-izkoriščenost prereza:  $0,67 < 1,0$

### 9.1.6 Mejno stanje uporabnosti

-kontrola povesa :  $w_{max} = 21,5 \text{ mm} < L / 250 = 8000 \text{ mm} / 250 = 32,0 \text{ mm}$

### 9.1.7 Bočno podpiranje strešne prečke prečnega okvirja

Če želimo, da strešne lege služijo kot bočne in torzijske podpore za strešne prečke primarnih okvirjev, morajo biti sposobne prenesti izbočne sile strešnih prečk okvirjev.

-izbočne sile:

$$q_d = N_{Ed} \cdot 8 \cdot (e_0 + \delta_q) / L^2$$

$$N_{Ed} = M_{ed} / h_p$$

$q_d$ ...izbočne sile (kN/m)

$M_{Ed}$  ... upogibni moment v strešni prečki prečnega okvirja

$N_{Ed}$ ...tlačna sila v pasnici strešne prečke prečnega okvirja

$\delta_q$  ...celotni poves strešne prečke prečnega okvirja po teoriji prvega reda

$$q_d = 230,8 \text{ kN} \cdot 8 \cdot (1,8 \text{ cm} + 2,49 \text{ cm}) / (914 \text{ cm})^2 = 0,0095 \text{ kN/cm} = 0,95 \text{ kN/m}$$

$$N_{Ed} = 6000 \text{ kNcm} / 26,0 \text{ cm} = 230,8 \text{ kN}$$

$$M_{ed} = 60,0 \text{ kNm} = 6000 \text{ kNcm}$$

$$h_p = h - t_f = 27,0 \text{ cm} - 1,02 \text{ cm} = 26,0 \text{ cm}$$

$$e_0 = L / 500 = 900 \text{ cm} / 500 = 1,8 \text{ cm}$$

-obtežba na posamezno strešno lego

$$R_l = q_d \cdot 2 \text{ m} = 0,95 \text{ kN/m} \cdot 1,88 \text{ m} = 1,78 \text{ kN (tlak)}$$

## 9.2 Strešne zatege

### 9.2.1 Zasnova

Predvidena sta po dve zategi med dvema prečnima okvirjema, tako da je raster med strešnimi zategami 2,67 m.

### 9.2.2 Obtežbe na zatege

Zatege služijo kot bočne podpore strešnih leg, zato jih dimenzioniramo na izbočne sile strešnih leg, zatege so obremenjene natezno.

$$q_d = N_{Ed} \cdot 8 \cdot (e_0 + \delta_q) / L^2$$

$$N_{Ed} = M_{ed} / h_p$$

$q_d$  ... izbočne sile (kN/m)

$M_{ed}$  ... upogibni moment v strešni legi

$N_{Ed}$  ... tlačna sila v pasnici

$\delta_q$  ... celotni poves strešne lege po teoriji prvega reda

$$q_d = 124,0 \text{ kN} \cdot 8 \cdot (1,6 \text{ cm} + 2,15 \text{ cm}) / (800 \text{ cm})^2 = 0,0058 \text{ kN/cm} = 0,58 \text{ kN/m}$$

$$N_{Ed} = M_{ed} / h_p = 2380 \text{ kNcm} / 19,2 \text{ cm} = 124,0 \text{ kN}$$

$$M_{ed} = 23,8 \text{ kNm} = 2380 \text{ kNcm} \dots \text{moment v strešni legi}$$

$$h_p = h - t_f = 20,0 \text{ cm} - 0,85 \text{ cm} = 19,2 \text{ cm}$$

$$e_0 = L / 500 = 800 \text{ cm} / 500 = 1,6 \text{ cm}$$

### 9.2.3 Obtežbe na posamezno zatego zaradi ene strešne lege

$$R_1 = q_d \cdot l = 0,58 \text{ kN/m} \cdot 2,67 \text{ m} = 1,55 \text{ kN}$$

Dodatna obremenitev zaradi nagnjenosti strehe za  $10^\circ$ .

$$R_2 = 2,35 \text{ kN}$$

$$R = R_1 + R_2 = 1,55 \text{ kN} + 2,35 \text{ kN} = 3,90 \text{ kN}$$

#### **9.2.4 Obtežbe na najbolj obremenjeno zatego**

$$N_{Ed} = (n - 1) \cdot R_1 = (11 - 1) \cdot 3,90 \text{ kN} = 39,0 \text{ kN}$$

$n = 11$  (število strešnih leg)

#### **9.2.5 Dimenzioniranje zatege**

-dimenzioniranje zatege

$$N_{Ed} \leq A \cdot f_y / \gamma_0$$

$$A \geq N_{Ed} \cdot \gamma_0 / f_y = 39,0 \text{ kN} \cdot 1,0 / 23,5 \text{ kN/cm}^2 = 1,66 \text{ cm}^2$$

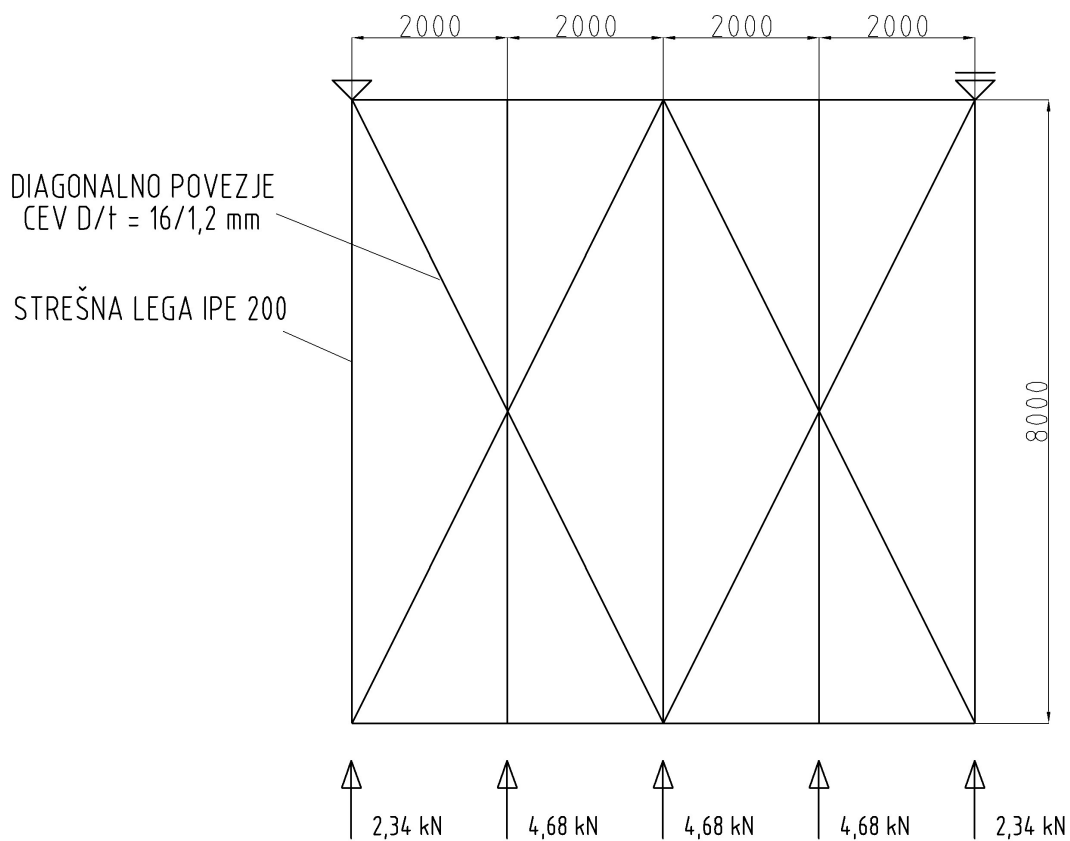
-vzamem okroglo zatego premera 10 mm ( $A_{dej} = 3,14 \text{ cm}^2$ )

Ker je streha enokapnica, morajo biti zatege na vrhu fiksirane na oba stebra, ki prevzamejo celotno obtežbo zateg.



### 9.3 Strešna zavetrovanja

#### 9.3.1 Zasnova



Slika 35: Statični model strešnega zavetrovanja

Predvidena so strešna zavetrovanja v prvem in zadnjem polju, posamezno strešno povezje je tlorisnih dimenzij 8,0 m x 9,0 m (pri statičnem izračunu predpostavim systemske razdalje). Osnovna predpostavka je, da celotno obtežbo prevzamejo natezne diagonale povezij.

### 9.3.2 Obtežbe na zavetrovanje

#### Izbočne sile

Izbočne sile so posledica upogibno obremenjenih strešnih prečk prečnih okvirjev.

Imamo 5 prečnih okvirjev, izbočne sile se porazdelijo na dva povezja.

Predpostavimo togost povezja:  $\delta_q = L / 1500$  in dobimo  $1 / 56,2 = 0,018$

-notranji okvir:

$$\max M_{ed} = 60,0 \text{ kNm} = 6000 \text{ kNcm}$$

$$N_{ed,not} = M_{ed} / h_p = 6000 \text{ kNcm} / 26,0 \text{ cm} = 230,8 \text{ kN}$$

$$h_p = h - t_f = 27,0 \text{ cm} - 1,02 \text{ cm} = 26,0 \text{ cm}$$

-zunanji okvir:

$$\max M_{ed} = 30,7 \text{ kNm} = 3070 \text{ kNcm}$$

$$N_{ed,zun} = M_{ed} / h_p = 3070 \text{ kNcm} / 26,0 \text{ cm} = 118,0 \text{ kN}$$

$$h_p = h - t_f = 27,0 \text{ cm} - 1,02 \text{ cm} = 26,0 \text{ cm}$$

-skupna obtežba vseh prečnih okvirjev

$$N_{ed} = 3 \cdot N_{ed,not} + 2 \cdot N_{ed,zun} = 3 \cdot 230,8 \text{ kN} + 2 \cdot 118,0 \text{ kN} = 928,4 \text{ kN}$$

$$q_{ed,skupni} = \beta \cdot N_{ed} / L = 0,018 \cdot 928,4 \text{ kN} / 9,0 \text{ m} = 1,85 \text{ kN/m}$$

$$q_{ed,izb} = 0,5 \cdot q_{skupni} = 0,5 \cdot 1,85 \text{ kN/m} = 0,92 \text{ kN/m}$$

$$q_{ed,izb} = 0,92 \text{ kN/m (obtežba, ki odpade na posamezno strešno povezje)}$$

## Obtežba vetra

Predpostavimo, da morajo strešna povezja prevzeti del obtežbe vetra v vzdolžni smeri objekta, del obtežbe, ki ga prevzamejo strešna povezja je sorazmeran površini objekta v zgornji polovici zgornje etaže objekta.

$$A_{\text{eff,cel}} = h_{\text{etaže}} / 2 \cdot 2L + 0,5 \cdot h_{\text{etaže}} \cdot L = \\ = 3,2 \text{ m} / 2 \cdot 2 \cdot 9,0 \text{ m} + 0,5 \cdot 3,2 \text{ m} \cdot 2 \cdot 9,0 \text{ m} = 57,6 \text{ m}^2$$

$$h_{\text{etaže}} = 3,2 \text{ m}$$

$$L = 9,0 \text{ m (raster med stebri prečnega okvirja)}$$

$$A_{\text{eff,1}} = h_{\text{eff,1}} \cdot 2 \cdot L = 0,4 \text{ m} \cdot 2 \cdot 9,0 \text{ m} = 7,2 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{eff,2}} = A_{\text{eff,cel}} - A_{\text{eff,1}} = 57,6 \text{ m}^2 - 7,2 \text{ m}^2 = 50,4 \text{ m}^2$$

$A_{\text{eff,1}}$ ...del efektivne površine do višine 18,0 m

$A_{\text{eff,2}}$ ...del efektivne površine od višine 18,0 m do višine 22,4 m

-celotna obtežba vetra na površino  $A_{\text{eff}}$

$$F_{w,1} = A_{\text{eff,1}} \cdot F_w = 7,2 \text{ m}^2 \cdot (0,30 \text{ kN/m}^2 + 0,25 \text{ kN/m}^2) = 4,0 \text{ kN}$$

$$F_{w,2} = A_{\text{eff,2}} \cdot F_w = 50,4 \text{ m}^2 \cdot (0,33 \text{ kN/m}^2 + 0,26 \text{ kN/m}^2) = 29,8 \text{ kN}$$

$$F_w = F_{w,1} + F_{w,2} = 4,0 \text{ kN} + 29,8 \text{ kN} = 33,8 \text{ kN}$$

$$q_w = F_w / L = 33,8 \text{ kN} / 18,0 \text{ m} = 1,88 \text{ kN/m}$$

$$q_{w,Ed} = 1,5 \cdot q_w = 1,5 \cdot 1,88 \text{ kN/m} = 2,84 \text{ kN/m}$$

obtežba na eno povezje

$$q_{w1,Ed} = q_{w,Ed} / 2 = 2,84 \text{ kN/m} / 2 = 1,42 \text{ kN/m}$$

### Skupna obtežba na strešno povezje

$$q_{Ed} = q_{Ed,izb} + q_{w1,Ed} = 0,92 \text{ kN/m} + 1,42 \text{ kN/m} = 2,34 \text{ kN/m}$$

$$P_{Ed} = q_{Ed} \cdot L_p = 2,34 \text{ kN/m} \cdot 2,0 \text{ m} = 4,68 \text{ kN}$$

$$L_p = 2,0 \text{ m}$$

$L_p$ ...raster strešnih leg, ki so obenem del strešnega povezja.

### 9.3.3 Dimenzioniranje strešnega povezja

Dimenzioniranje izvedem s programom RSTAB (glej izpis statičnega izračuna strešnega povezja):

Z statični izračunom sem določil dimenzije nateznih diagonal strešnega povezja:

-natezne diagonale:

cev  $D/t = 16/1,2 \text{ mm}$  S 235

-izkoriščenost prereza:  $0,44 < 1,0$

Dodatno sem preveril nosilnost strešnih leg, ki so sestavni del strešnega povezja in delujejo kot tlačno obremenjeni deli strešnega povezja.

-strešne lege:

IPE 200 S 235

-izkoriščenost prereza:  $0,20 < 1,0$

-kontrola povesa povezja :

$w_{max,Ed} = 5,4 \text{ mm}$  ... poves zaradi faktorirane obtežbe

$$w_{max} = w_{max,Ed} / 1,35 = 5,4 \text{ mm} / 1,35 = 4,0 \text{ mm}$$

$$w_{max} = 4,0 \text{ mm} \leq L / 1500 = 8000 \text{ mm} / 1500 = 5,3 \text{ mm}$$

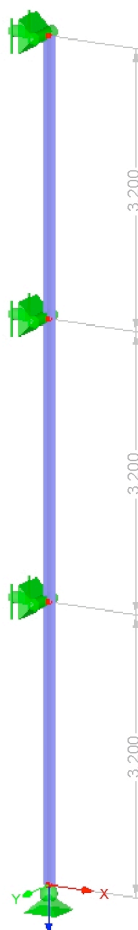
Predpostavljena togost povezja je zagotovljena.

KOMENTAR: Izbočne sile strešnih prečk okvirjev so določene kot posledica upogibnih momentov iz najneugodnejše obtežne kombinacije, zato sem pri dimenzioniranju strešnih povezij uporabil faktorirane obteže. Ker se kontrola povesa povezja nanaša na nefaktorirane obtežbe, sem povos zaradi faktoriranih obtežb zmanjšal za faktor 1,35, ta predpostavka je na varni strani.

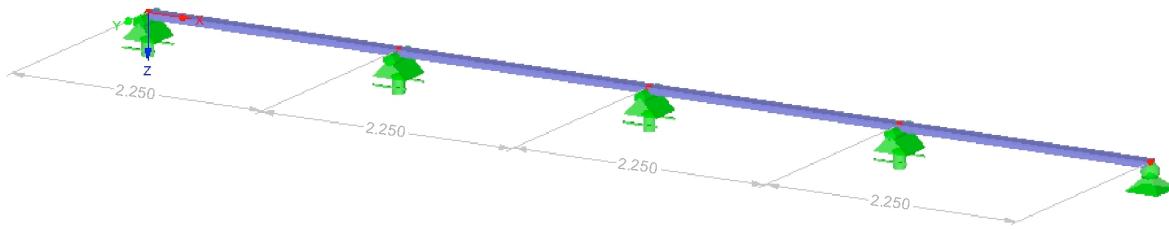
## 9.4 Fasadna podkonstrukcija

### 9.4.1 Fasadna podkonstrukcija čelne fasade

#### Zasnova



Slika 36: Statični model fasadnega stebra



Slika 37: Statični model fasadne lege

Fasadni stebri so na rastru 2,25 m, njihova funkcija je, da nudijo vertikalno in horizontalno oporo fasadnim legam, ki so členkasto pritrjene na fasadne stebre, fasadni stebri potekajo po celi višini fasade in so bočno oprti v višinah etaž na prečke okvirjev. Za fasadno kritino sem izbral fasadno ploščo TRIMO, toplotna izolacija je nameščena med fasadnimi legami, debelina fasadne plošče skupaj z izolacijo in fasadnimi legami je 12 cm.

Fasadno podkonstrukcijo dimenzioniram na lastno težo in obtežbo vetra.

### Obtežbe na fasadno podkonstrukcijo

Lastna teža fasadne plošče

-lastna teža fasadne plošče:  $g = 0,3 \text{ kN/m}^2$

Obtežba vetra na fasadno podkonstrukcijo

Objekt razdelim na 2 dela, do višine 18 m upoštevam eno velikost obtežbe vetra in od višine 18 m do višine 22,4 m pa drugo velikost obtežbe vetra.

$z_{e1}$  (do 18 m) =  $b = 18 \text{ m}$

$q_w = 0,30 \text{ kN/m}^2$

$z_{e2}$  (od 18 m do 22,4 m) =  $h = 22,4 \text{ m}$

$q_w = 0,33 \text{ kN/m}^2$

### **Obtežbe na fasadne stebre**

Fasadni stebri so na rastru 2,25 m

### **Lastna teža fasadnih stebrov**

Upošteva se pri dimenzioniranju s programom RSTAB.

### **Lastna teža fasadne plošče in fasadnih leg**

-lastna teža fasadne plošče:  $g_1 = 0,30 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,25 \text{ m} = 0,68 \text{ kN/m}$

-lastna teža fasadnih leg:  $g_2 = 0,20 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,25 \text{ m} = 0,44 \text{ kN/m}$

-skupna teža :  $g = g_1 + g_2 = 0,68 \text{ kN/m} + 0,44 \text{ kN/m} = 1,12 \text{ kN/m}$

### **Obtežba vetra**

$z_{e1} \text{ (do 18 m)} = b = 18 \text{ m}$

-obtežba vetra:  $g = 0,30 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,25 \text{ m} = 0,68 \text{ kN/m}$

$z_{e2} \text{ (od 18 m do 22,4 m)} = h = 22,4 \text{ m}$

-obtežba vetra:  $g = 0,33 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,25 \text{ m} = 0,75 \text{ kN/m}$

### **Obtežbe na fasadne lege**

#### **Lastna teža fasadne plošče**

-lastna teža fasadne plošče:  $g = 0,30 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,1 \text{ m} = 0,33 \text{ kN/m}$

### **Obtežba vetra**

$$z_{e1} (\text{do } 18 \text{ m}) = b = 18 \text{ m}$$

$$\text{-lastna teža fasadne plošče: } g = 0,30 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,1 \text{ m} = 0,33 \text{ kN/m}$$

$$\text{-obtežba vetra: } g = 0,30 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,1 \text{ m} = 0,33 \text{ kN/m}$$

$$z_{e2} (\text{od } 18 \text{ m do } 22,4 \text{ m}) = h = 22,4 \text{ m}$$

$$\text{-obtežba vetra: } g = 0,33 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,1 \text{ m} = 0,36 \text{ kN/m}$$

### **Dimenzioniranje fasadnih stebrov**

Dimenzioniranje fasadnih stebrov izvedem s programom RSTAB (glej izpis statičneg  
izračuna fasadnih stebrov).

Pri dimenzioniranju določim naslednji profil nosilca za fasadne stebre:

HEA 100 S 235

$$\text{-izkoriščenost prereza: } 0,21 < 1,0$$

-kontrola horizontalnih deformacij fasadnih stebrov:

$$w_{\max} = 0,6 \text{ mm} \leq L / 350 = 3200 \text{ mm} / 350 = 9,2 \text{ mm}$$



## Dimenzioniranje fasadnih leg

Dimenzioniranje fasadnih leg izvedem s programom RSTAB (glej izpis statičnega izračuna fasadnih leg).

Pri dimenzioniranju določim naslednji profil nosilca za fasadne lege:

HOP PROFIL (prerez je razviden v statičnem izračunu)

-izkoriščenost prereza:  $0,31 < 1,0$

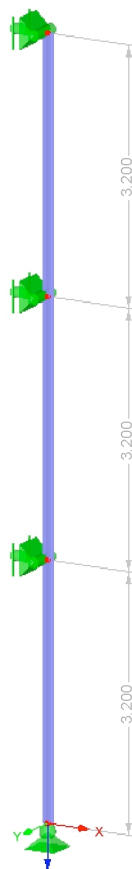
-kontrola deformacij:

$$w_{\max} = 3,0 \text{ mm} \leq L / 250 = 2250 \text{ mm} / 250 = 9,0 \text{ mm}$$

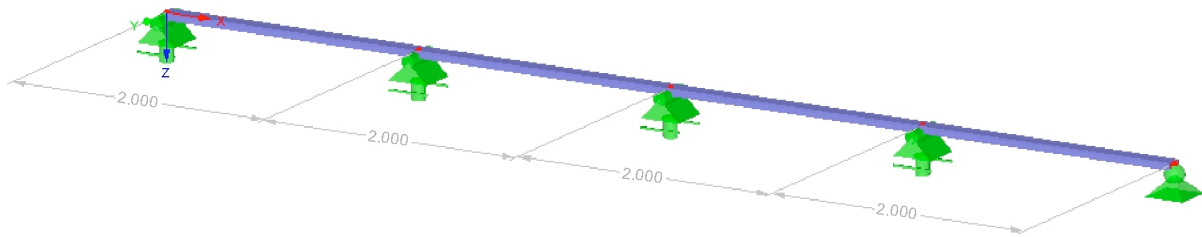
$$u_{\max} = 1,4 \text{ mm} \leq L / 250 = 2250 \text{ mm} / 250 = 9,0 \text{ mm}$$

### 9.4.2 Fasadna podkonstrukcija bočne fasade

#### Zasnova



Slika 38: Statični model fasadnega stebra



Slika 39: Statični model fasadne lege

Fasadni stebri so na rastru 2,0 m, njihova funkcija je, da nudijo vertikalno in horizontalno oporo fasadnim legam, ki so členkasto pritrjene na fasadne stebre, fasadni stebri potekajo po celi višini fasade in so bočno oprti v višinah etaž na sovprežne nosilce. Za fasadno kritino sem izbral fasadno ploščo TRIMO, toplotna izolacija je nameščena med fasadnimi legami, debelina fasadne plošče skupaj z izolacijo in fasadnimi legami je 12 cm.

Fasadno podkonstrukcijo dimenzioniramo na lastno težo in obtežbo vetra.

### **Obtežbe na fasadno podkonstrukcijo**

#### **Lastna teža fasadne plošče**

-lastna teža fasadne plošče:  $g = 0,30 \text{ kN/m}^2$

#### **Obtežba vetra na fasadno podkonstrukcijo**

Pri obtežbi vetra z bočne strani velja enaka obtežba vetra za celo konstrukcijo.

-obtežba vetra:

$$q_w = 0,33 \text{ kN/m}^2$$

### **Obtežbe na fasadne stebre**

Fasadni stebri so na rastru 2,0 m

### **Lastna teža fasadnih stebrov**

Upošteva se pri dimenzioniranju s programom RSTAB.

Lastna teža fasadne plošče in fasadnih leg

-lastna teža fasadne plošče:  $g_1 = 0,30 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,0 \text{ m} = 0,60 \text{ kN/m}$

-lastna teža fasadnih leg:  $g_2 = 0,20 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,0 \text{ m} = 0,40 \text{ kN/m}$

-skupna teža :  $g = g_1 + g_2 = 0,60 \text{ kN/m} + 0,40 \text{ kN/m} = 1,0 \text{ kN/m}$

### **Obtežba vetra**

-obtežba vetra:  $g = 0,35 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,0 \text{ m} = 0,70 \text{ kN/m}$

### **Obtežbe na fasadne lege**

Fasadne lege so na rastru 1,1 m po višini

### **Lastna teža fasadne plošče**

-lastna teža fasadne plošče:  $g = 0,30 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,1 \text{ m} = 0,33 \text{ kN/m}$

### **Obtežba vetra**

Fasadne lege so na rastru 1,1 m po višini

-obtežba vetra:  $g = 0,35 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,1 \text{ m} = 0,38 \text{ kN/m}$

## **Dimenzioniranje elementov fasadne podkonstrukcije**

### **Dimenzioniranje fasadnih stebrov**

Dimenzioniranje fasadnih stebrov izvedem s programom RSTAB (glej izpis statičnega izračuna fasadnih stebrov).

Pri dimenzioniranju določim naslednji profil nosilca za fasadne stebre:

HEA 100 S 235

-izkoriščenost prereza:  $0,19 < 1,0$

-kontrola horizontalnih deformacij fasadnih stebrov:

$$w_{\max} = 0,7 \text{ mm} \leq L / 350 = 3200 \text{ mm} / 350 = 9,2 \text{ mm}$$

### **Dimenzioniranje fasadnih leg**

Dimenzioniranje fasadnih leg izvedem s programom RSTAB (glej izpis statičnega izračuna fasadnih leg).

Pri dimenzioniranju določim naslednji profil nosilca za fasadne lege:

HOP PROFIL (prerez je razviden v statičnem izračunu)

-izkoriščenost prereza:  $0,48 < 1,0$

-kontrola deformacij:

$$w_{\max} = 4,3 \text{ mm} \leq L / 250 = 2000 \text{ mm} / 250 = 8,0 \text{ mm}$$

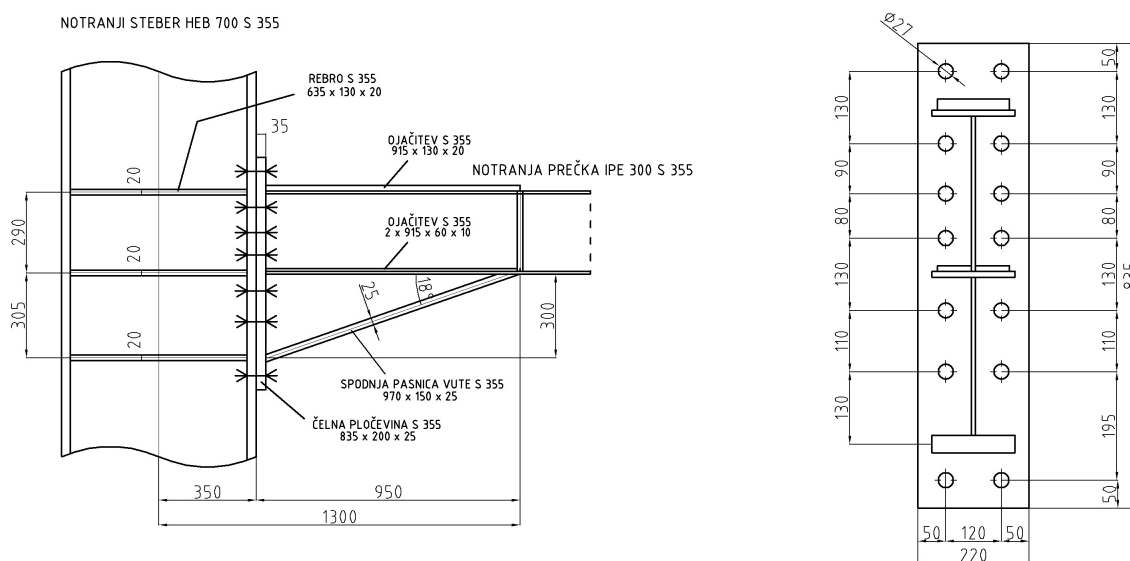
$$u_{\max} = 1,4 \text{ mm} \leq L / 250 = 2000 \text{ mm} / 250 = 8,0 \text{ mm}$$

## 10 ANALIZA ZNAČILNIH SPOJEV

### 10.1 Momentni spoj med vuto prečke in stebrom

#### 10.1.1 Notranji okvirji

##### Geometrija spoja



Slika 40: Priključek prečke na steber

##### Osnovni podatki

Konfiguracija: nosilec – pasnica stebra  
nosilec IPE 300 S 355  
steber HEB 700 S 355

Tip priključka: priključek s čelno pločevino s prednapetimi vijaki M24 10.9

Čelna pločevina: 835 x 220 x 35 S 355

Vijaki: M24, kvalitete 10.9

Zvari: polnopenetrirani čelni zvari

### Steber HEB 700, S 355

Višina	$h = 700 \text{ mm}$
Širina pasnice	$b = 300 \text{ mm}$
Debelina stojine	$t_{w,c} = 17 \text{ mm}$
Debelina pasnice	$t_{f,c} = 32 \text{ mm}$
Radij zaokrožitve	$r = 27 \text{ mm}$
Površina prečnega prereza	$A = 306,4 \text{ cm}^2$
Vztrajnostni moment	$I_y = 256900 \text{ cm}^4$
Meja plastičnosti	$f_{y,c} = 35,5 \text{ kN/cm}^2$

### Nosilec IPE 300, S 355

Višina	$h = 300 \text{ mm}$
Širina pasnice	$b = 150 \text{ mm}$
Debelina stojine	$t_{w,b} = 7,1 \text{ mm}$
Debelina pasnice	$t_{f,b} = 10,7 \text{ mm}$
Radij zaokrožitve	$r = 15 \text{ mm}$
Površina prečnega prereza	$A = 53,8 \text{ cm}^2$
Vztrajnostni moment	$I_y = 8356 \text{ cm}^4$
Meja plastičnosti	$f_{y,b} = 35,5 \text{ kN/cm}^2$

### Čelna pločevina 835 x 220 x 35, S 355

Višina	$h_p = 835 \text{ mm}$
Širina	$b_p = 220 \text{ mm}$
Debelina	$t_p = 25 \text{ mm}$
Meja plastičnosti	$f_y = 35,5 \text{ kN/cm}^2$
Natezna trdnost	$f_u = 51,0 \text{ kN/cm}^2$

### Vertikalna smer čelne pločevine

Število vrst vijakov	$n_1 = 7$
Razdalja med osjo luknje in robom čelne plošče	$e_1 = 50 \text{ mm}$
Razdalje med osmi vijakov	$p_{1a} = 195 \text{ mm}$ $p_{1b} = 110 \text{ mm}$ $p_{1c} = 130 \text{ mm}$ $p_{1d} = 80 \text{ mm}$ $p_{1e} = 90 \text{ mm}$ $p_{1f} = 130 \text{ mm}$

### Horizontalna smer čelne pločevine

Število vrst vijakov	$n_2 = 2$
Razdalja med osjo luknje in robom čelne plošče	$e_2 = 50 \text{ mm}$
Razdalje med osmi vijakov	$p_2 = 100 \text{ mm}$

### Vijaki M24, kvaliteta 10.9

Skupno število vijakov	$n = 14$
Strižna površina vijaka	$A_s = 3,53 \text{ cm}^2$
Premer vijaka	$d = 2,4 \text{ cm}$
Premer luknje	$d_0 = 2,7 \text{ cm}$
Meja plastičnosti vijaka	$f_{yb} = 90,0 \text{ kN/cm}^2$
Natezna trdnost vijaka	$f_{ub} = 100,0 \text{ kN/cm}^2$

### Kontrola nosilnosti za statično projektno stanje

Obremenitve pri statičnih obtežbnih kombinacijah

$$\max M_{Ed} = 596,0 \text{ kNm}$$

$$\max V_{Ed} = 369,8 \text{ kN}$$

### Strižna nosilnost spoja

#### Nosilnost spoja na strižno nosilnost vijakov

$$V_{Rd,1} = 0,8 \cdot n \cdot F_{v,Rd} \dots \text{strižna nosilnost spoja}$$

$F_{v,Rd} = \alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{M2}$  ... strižna nosilnost posameznega vijaka

$\alpha_v = 0,5$  za vijake 10.9

$A_s = 3,53 \text{ cm}^2$  ... strižna površina vijaka

$$F_{v,Rd} = 0,5 \cdot 100,0 \text{ kN/cm}^2 \cdot 3,53 \text{ cm}^2 / 1,25 = 141,2 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,1} = 0,8 \cdot n \cdot F_{v,Rd} = 0,8 \cdot 14 \cdot 141,2 \text{ kN} = 1582,0 \text{ kN}$$

$$\max V_{Ed} = 369,8 \text{ kN} \leq V_{Rd,1} = 1582,0 \text{ kN}$$

### Nosilnost spoja na bočni pritisk na luknje čelne pločevine

$$F_{b,Rd} = (k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_{u,p} \cdot d \cdot t) / \gamma_{M2}$$

$$\alpha_b = \min (e_1 / (3 \cdot d_0) ; p_{1,\min} / (3 \cdot d_0) - 0,25; f_{ub} / f_{u,p} ; 1,0)$$

$$e_1 / (3 \cdot d_0) = 5,0 \text{ cm} / (3 \cdot 2,7 \text{ cm}) = 0,62$$

$$p_{1,\min} / (3 \cdot d_0) - 0,25 = 8,0 \text{ cm} / (3 \cdot 2,7 \text{ cm}) - 0,25 = 0,74$$

$$f_{ub} / f_{u,p} = (100,0 \text{ kN/cm}^2) / (51,0 \text{ kN/cm}^2) = 1,96$$

$$\alpha_b = \min (0,62; 0,74; 1,96; 1,0) = 0,62$$

$$k_1 = \min (2,8 \cdot e_2 / d_0 - 1,7; 2,5)$$

$$2,8 \cdot e_2 / d_0 - 1,7 = 2,8 \cdot 5,0 \text{ cm} / 2,7 \text{ cm} - 1,7 = 3,48$$

$$k_1 = \min (3,48; 2,5) = 2,5$$

$$F_{b,Rd} = (k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_{u,p} \cdot d \cdot t) / \gamma_{M2} = (2,5 \cdot 0,62 \cdot 51,0 \text{ kN/cm}^2 \cdot 2,4 \text{ cm} \cdot 2,5 \text{ cm}) / 1,25 = 379,5 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,2} = 14 \cdot F_{b,Rd} = 14 \cdot 379,5 \text{ kN} = 5313,0 \text{ kN}$$

$$\max V_{Ed} = 369,8 \text{ kN} \leq V_{Rd,2} = 5313,0 \text{ kN}$$

### Nosilnost spoja na bočni pritisk pasnice stebra

$$F_{b,Rd} = (k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_{u,p} \cdot d \cdot t) / \gamma_{M2}$$

$$\alpha_b = \min (p_{1,\min} / (3 \cdot d_0) - 0,25; f_{ub} / f_{u,p}; 1,0)$$

$$p_1 / (3 \cdot d_0) - 0,25 = 8,0 \text{ cm} / (3 \cdot 2,7 \text{ cm}) - 0,25 = 0,74$$

$$f_{ub} / f_{u,p} = (100,0 \text{ kN/cm}^2) / (51,0 \text{ kN/cm}^2) = 1,96$$

$$\alpha_b = \min (0,74; 1,96; 1,0) = 0,74$$

$$k_1 = \min (2,8 \cdot e_{2,c} / d_0 - 1,7; 2,5)$$

$$2,8 \cdot e_{2,c} / d_0 - 1,7 = 2,8 \cdot 9,0 \text{ cm} / 2,7 \text{ cm} - 1,7 = 7,63$$

$$k_1 = \min (7,63; 2,5) = 2,5$$

$$F_{b,Rd} = (k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_{u,p} \cdot d \cdot t) / \gamma_{M2} = (2,5 \cdot 0,74 \cdot 51,0 \text{ kN/cm}^2 \cdot 2,4 \text{ cm} \cdot 3,2 \text{ cm}) / 1,25 = 579,8 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,2} = 14 \cdot F_{b,Rd} = 14 \cdot 579,8 \text{ kN} = 8117,2 \text{ kN}$$

$$\max V_{Ed} = 369,8 \text{ kN} \leq V_{Rd,3} = 8117,2 \text{ kN}$$



### Nosilnost brutto preseza čelne plošče v strigu

$$\begin{aligned}V_{Rd,4} &= (2 \cdot h_p \cdot t_p) / 1,27 \cdot f_{y,p} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}) = \\ &= (2 \cdot 83,5 \text{ cm} \cdot 2,5 \text{ cm}) / 1,27 \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2 / (\sqrt{3} \cdot 1,0) = 6737,8 \text{ kN} \\ \max V_{Ed} &= 369,8 \text{ kN} \leq V_{Rd,4} = 6737,8 \text{ kN}\end{aligned}$$

### Nosilnost netto preseza čelne plošče v strigu

$$\begin{aligned}V_{Rd,5} &= 2 \cdot A_{v,net} \cdot f_{u,p} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M2}) \\ A_{v,net} &= t_p \cdot (h_p - n_1 \cdot d_0) = 2,5 \text{ cm} \cdot (83,5 \text{ cm} - 7 \cdot 2,7 \text{ cm}) = 161,5 \text{ cm}^2 \\ V_{Rd,5} &= 2 \cdot A_{v,net} \cdot f_{u,p} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M2}) = 2 \cdot 161,5 \text{ cm}^2 \cdot 51,0 \text{ kN/cm}^2 / (\sqrt{3} \cdot 1,25) = 7608,5 \text{ kN} \\ \max V_{Ed} &= 369,8 \text{ kN} \leq V_{Rd,5} = 7608,5 \text{ kN}\end{aligned}$$

### Nosilnost čelne plošče strižno pretrganje (shear block)

$$\begin{aligned}V_{Rd,6} &= 2 \cdot V_{eff,Rd} \\ \text{Za } h_p &= 83,5 \text{ cm} \geq 1,36 \cdot p_2 = 1,36 \cdot 10,0 \text{ cm} = 13,6 \text{ cm} \text{ velja:} \\ V_{eff,Rd} &= V_{eff,1,Rd} = (f_{u,p} \cdot A_{nt}) / \gamma_{M2} + (f_{y,p} \cdot A_{nv}) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}) \\ A_{nt} &\dots \text{ natezno obremenjena neto površina} \\ A_{nt} &= t_p \cdot (e_2 - d_0 / 2) = 2,5 \text{ cm} \cdot (5,0 \text{ cm} - 2,7 \text{ cm} / 2) = 9,1 \text{ cm}^2 \\ A_{nv} &\dots \text{ strižno obremenjena neto površina} \\ A_{nv} &= t_p \cdot (h_p - e_1 - (n_1 - 0,5) \cdot d_0) = \\ &= 2,5 \text{ cm} \cdot (83,5 \text{ cm} - 5,0 \text{ cm} - (7 - 0,5) \cdot 2,7 \text{ cm}) = 152,3 \text{ cm}^2 \\ V_{eff,Rd} &= V_{eff,1,Rd} = (f_{u,p} \cdot A_{nt}) / \gamma_{M2} + (f_{y,p} \cdot A_{nv}) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}) = \\ &= (51,0 \text{ kN/cm}^2 \cdot 9,1 \text{ cm}^2) / 1,25 + (35,5 \text{ kN/cm}^2 \cdot 152,3 \text{ cm}^2) / (\sqrt{3} \cdot 1,0) = \\ &= 3492,8 \text{ kN} \\ V_{Rd,6} &= 2 \cdot V_{eff,Rd} = 2 \cdot 3492,8 \text{ kN} = 6985,6 \text{ kN} \\ \max V_{Ed} &= 369,8 \text{ kN} \leq V_{Rd,6} = 6985,6 \text{ kN}\end{aligned}$$

### Nosilnost čelne plošče v upogibu okoli vertikalne osi

Če velja  $h_p = 83,5 \text{ cm} \geq 1,36 \cdot p_2 = 1,36 \cdot 9,0 \text{ cm} = 12,3 \text{ cm}$  potem nosilnost plošče v upogibu okoli vertikalne osi ni merodajna.

## STRIŽNA NOSILNOST SPOJA

$$V_{Rd} = \min (V_{Rd1}; V_{Rd2}; V_{Rd3}; V_{Rd4}; V_{Rd5}; V_{Rd6};) = V_{Rd1} = 1582,0 \text{ kN}$$

Za strižno nosilnost spoja je merodajna strižna nosilnost vijakov

$$\max V_{Ed} = 369,8 \text{ kN} \leq V_{Rd} = 1582,0 \text{ kN}$$

$$n = \max V_{Ed} / V_{Rd} = 369,8 \text{ kN} / 1582,0 \text{ kN} = 0,234$$

### Prenapetje spoja (mejno stanje nosilnosti)

Projektna sila prenapetja:

$$F_{p,C} = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s = 0,7 \cdot 100 \text{ kN/cm}^2 \cdot 3,53 \text{ cm}^2 = 247,2 \text{ kN}$$

Ker se konstrukcija nahaja na seizmičnem področju, predpišem da morajo biti prenapeti spoji kategorije C, kar pomeni da morajo biti odporni proti zdrsu zaradi striga tudi pri mejnem stanju nosilnosti.

Projektna torna nosilnost prenapetih vijakov:

$$F_{s,Rd} = k_s \cdot n_t \cdot \mu \cdot F_{p,C} / \gamma_{M3} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,5 \cdot 247,2 \text{ kN} / 1,25 = 98,8 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = n \cdot F_{s,Rd} = 14 \cdot 98,8 \text{ kN} = 1383,2 \text{ kN}$$

$$\max V_{Ed} = 369,8 \text{ kN} \leq V_{Rd} = 1383,2 \text{ kN}$$

$$n = \max V_{Ed} / V_{Rd} = 369,8 \text{ kN} / 1383,2 \text{ kN} = 0,268$$

Zagotovljeno je prenapetje pri statičnem projektnejm stanju

### Upogibna nosilnost spoja

$$\max M_{Ed} = 596,0 \text{ kNm}$$

Razporeditev obtežbe med vijaki (elastična analiza)

$$r_1 = 13,0 \text{ cm}$$

$$r_2 = 24,0 \text{ cm}$$

$$r_3 = 37,0 \text{ cm}$$

$$r_4 = 45,0 \text{ cm}$$

$$r_5 = 54,0 \text{ cm}$$

$$r_6 = 67,0 \text{ cm}$$

$$F_{t,max} = \max M_{Ed} \cdot r_{max} / \sum r_i^2$$
$$\sum r_i^2 = 2 \cdot (r_1^2 + r_2^2 + r_3^2 + r_4^2 + r_5^2 + r_6^2 + r_7^2) =$$
$$= 2 \cdot ((13,0 \text{ cm})^2 + (24,0 \text{ cm})^2 + (37,0 \text{ cm})^2 + (45,0 \text{ cm})^2 + (54,0 \text{ cm})^2 + (67,0 \text{ cm})^2) =$$
$$= 23088,0 \text{ cm}^2$$

$$F_{t,max} = \max M_{Ed} \cdot r_{max} / \sum r_i^2 =$$
$$= 596,0 \cdot 100 \text{ kNcm} \cdot 67,0 \text{ cm} / 23088,0 \text{ cm}^2 = 173,0 \text{ kN}$$

Kontrola natezne nosilnosti vijakov

$$F_{t,max} = 173,0 \text{ kN} \leq F_{t,Rd} (\text{M24 } 10.9) = 254,2 \text{ kN}$$

Kontrola strižne nosilnosti vijakov

$$v_1 = \max V_{Ed} / 14 = 369,8 \text{ kN} / 14 = 26,4 \text{ kN}$$

$$v_1 = 26,4 \text{ kN} \leq F_{v,Rd} (\text{M24 } 10.9) = 141,2 \text{ kN}$$

Interakcija strižne in natezne obremenitve vijakov

Če je izpolnjen pogoj  $v_1 \leq 0,286 \cdot F_{v,Rd}$  ni interakcije strižne in natezne obremenitve v vijakih.

$$v_1 = 26,4 \text{ kN} \leq 0,286 \cdot F_{v,Rd} = 0,286 \cdot 141,2 \text{ kN} = 40,3 \text{ kN}$$

Ni interakcije strižne in natezne obremenitve vijakov.

Prednapeti vijaki M24 10.9 zadoščajo vsem kriterijem nosilnosti.

### Kontrola vnosa koncentrirane sile

Razporeditev nateznih sil po vijakih

$$F_{t1} = F_{t,max} \cdot r_1 / r_{max} = 173,0 \text{ kN} \cdot 13,0 \text{ cm} / 67,0 \text{ cm} = 33,6 \text{ kN}$$

$$F_{t2} = F_{t,max} \cdot r_2 / r_{max} = 173,0 \text{ kN} \cdot 24,0 \text{ cm} / 67,0 \text{ cm} = 62,0 \text{ kN}$$

$$F_{t3} = F_{t,max} \cdot r_3 / r_{max} = 173,0 \text{ kN} \cdot 37,0 \text{ cm} / 67,0 \text{ cm} = 95,6 \text{ kN}$$

$$F_{t4} = F_{t,max} \cdot r_4 / r_{max} = 173,0 \text{ kN} \cdot 45,0 \text{ cm} / 67,0 \text{ cm} = 116,2 \text{ kN}$$

$$F_{t5} = F_{t,max} \cdot r_5 / r_{max} = 173,0 \text{ kN} \cdot 54,0 \text{ cm} / 67,0 \text{ cm} = 139,4 \text{ kN}$$

$$F_{t6} = F_{t,max} \cdot r_6 / r_{max} = 173,0 \text{ kN} \cdot 67,0 \text{ cm} / 67,0 \text{ cm} = 173,0 \text{ kN}$$

Tlačna sila v spodnji pasnici vute (elastična analiza spoja)

$$F_c = 2 \cdot (F_{t1}; F_{t2}; F_{t3}; F_{t4}; F_{t5}; F_{t6}) =$$

$$= 2 \cdot (33,6 \text{ kN} + 62,0 \text{ kN} + 95,6 \text{ kN} + 116,2 \text{ kN} + 139,4 \text{ kN} + 173,0 \text{ kN}) = 1239,6 \text{ kN}$$

Ker je spodnja pasnica v nagibu približno  $18^\circ$  upoštevam:

$$F_{c,dej} = F_c / \cos 18^\circ = 1239,6 \text{ kN} / 0,952 = 1302,2 \text{ kN}$$

### Kontrola vnosa koncentrirane sile v steber

Predpostavimo, da celotno silo  $F_c$  prevzamejo prečne ojačitve v stojini stebra na efektivni širini  $b_{\text{eff}}$ , upoštevamo da se sila  $F_c$  prenese iz pasnice prečke preko čelne plošče in pasnice stebra na prečno ojačitev (rebri) pod kotom  $45^\circ$  in dobimo:

$$b_{\text{eff}} = b_{\text{prečke}} + 2 \cdot t_{\text{čel.plošče}} + 2 \cdot t_{\text{f.stebra}} = 15,0 \text{ cm} + 2 \cdot 2,5 \text{ cm} + 2 \cdot 3,2 \text{ cm} = 26,4 \text{ cm}$$

a) Nosilnost tlačene pasnice vute (spodnja pasnica)

$$N_{f,pl,Rd} = A_f \cdot f_y / \gamma_{M0} = b \cdot t_f \cdot f_y / \gamma_{M0} = 15,0 \text{ cm} \cdot 2,5 \text{ cm} \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0 = 1331,3 \text{ kN}$$

$$F_{c,dej} = 1302,2 \text{ kN} \leq N_{f,pl,Rd} = 1331,3 \text{ kN}$$

b) Nosilnost prečne ojačitve (rebri)

$$N_{\text{eff},pl,Rd} = A_{\text{eff}} \cdot f_y / \gamma_{M0} = b \cdot t_f \cdot f_y / \gamma_{M0} = 26,4 \text{ cm} \cdot 2,0 \text{ cm} \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0 = 1874,4 \text{ kN}$$

$$F_{c,dej} = 1239,6 \text{ kN} \leq N_{f,pl,Rd} = 1874,4 \text{ kN}$$

Kontrola elastične nosilnosti nosilca ojačanega z vuto tik ob čelni plošči:

$$M_{el,Rd} = W_{el,y} \cdot f_y / \gamma_{M0} = 2532,8 \text{ cm}^3 \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0 = 890,0 \text{ kNm}$$

$$\max M_{Ed} = 596,0 \text{ kNm} \leq M_{el,Rd} = 890,0 \text{ kNm}$$

### Kontrola nosilnosti za seizmično projektno stanje

Ker se konstrukcija nahaja na seizmičnem območju, morajo biti spoji projektirani v skladu s posebnimi pravili.

a.) vijaki M24 10.9 so prednapeti s tornimi površinami A ali B, vijaki imajo glede na strižno obremenitev točno naleganje.

b.) spoj mora biti glede polnosilen glede na plastično upogibno nosilnost prečke, ker so spoji izvedeni z vutami, je potrebno upoštevati tudi dodatni moment zaradi prečne sile, ki se pojavi ob nastanku plastičnih členkov ob zaključkih vut.

$$M_{pl,Rd,spoja} \geq 1,2 \cdot (M_{pl,Rd,prečke} + V_{Ed} \cdot L_{vute})$$

## Kontrola nosilnosti polnonosilnega spoja

### Določanje merodajnih porušnih mehanizmov za posamezne vrste vijakov

Polnonosilni spoj dimenzioniram v skladu s ENV 1993-1-8; str. 65 točka 6.2.4; nadomestni T prerez v nategu; splošno – čelna pločevina v upogibu. Glej sliko 6.2 ter preglednico 6.3 (uporaba izrazov za vijake brez podložnih ploščic).

Preveriti moramo 3 porušne mahanizme:

1.) Porušni mehanizem v tanki pločevini

$$F_{t,1,Rd} = 4 \cdot M_{pl,1,Rd} / m$$

2.) Porušni mehanizem z istočasno odpovedjo pločevine in vijakov (srednje debele pločevine)

$$F_{t,2,Rd} = (2 \cdot M_{pl,2,Rd} + n \cdot \Sigma F_{t,Rd}) / (m + n)$$

3.) Porušitev vijakov (debele pločevine)

$$F_{t,3,Rd} = \Sigma F_{t,Rd}$$

Upogibna nosilnost čelne plošče

$$M_{pl,1,Rd} = l_{eff,1} \cdot t^2 \cdot f_y / (4 \cdot \gamma_{M0})$$

$$M_{pl,2,Rd} = l_{eff,2} \cdot t^2 \cdot f_y / (4 \cdot \gamma_{M0})$$

Sodelujoče širine  $l_{eff,1}$  in  $l_{eff,2}$  določim s pomočjo tabel SIST EN 1993-1-8

Nosilnost spoja po vrstah vijakov (vrste so klasificirane od spodaj navzgor)

#### 6. vrsta

$$n = 5,0 \text{ cm}$$

$$m = 5,0 \text{ cm} - 0,8 \cdot a\sqrt{2} = 5,0 \text{ cm} - 0,8 \cdot 0,6 \text{ cm} \cdot \sqrt{2} = 4,2 \text{ cm}$$

$$l_{eff,1} = l_{eff,2} = b_{pl} / 2 = 20,0 \text{ cm} / 2 = 10,0 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} M_{pl,1,Rd} = M_{pl,2,Rd} &= l_{eff,1} \cdot t^2 \cdot f_y / (4 \cdot \gamma_{M0}) = \\ &= 10,0 \text{ cm} \cdot (3,5 \text{ cm})^2 \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2 / (4 \cdot 1,0) = 1087,2 \text{ kNcm} \end{aligned}$$

$$F_{t,1,Rd} = 4 \cdot M_{pl,1,Rd} / m = 4 \cdot 1087,2 \text{ kNcm} / 4,3 \text{ cm} = 1011,3 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} F_{t,2,Rd} &= (2 \cdot M_{pl,2,Rd} + n \cdot \Sigma F_{t,Rd}) / (m + n) = \\ &= (2 \cdot 1087,2 \text{ kNcm} + 5,0 \text{ cm} \cdot 2 \cdot 254,2 \text{ kN}) / (4,2 \text{ cm} + 5,0 \text{ cm}) = 512,8 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$F_{t,3,Rd} = \Sigma F_{t,Rd} = 2 \cdot F_{t,Rd} = 2 \cdot 254,2 \text{ kN} = 508,4 \text{ kN}$$

$$F_{t,Rd} = \min (F_{t,1,Rd}; F_{t,2,Rd}; F_{t,3,Rd}) = 508,4 \text{ kN}$$

Zadostuje kontrola zgornje vrste vijakov, merodajni kriterij vseh vrst vijakov je natezna nosilnost vijakov.

### Projektna upogibna nosilnost spoja

$$r_1 = 13,0 \text{ cm}$$

$$r_2 = 24,0 \text{ cm}$$

$$r_3 = 37,0 \text{ cm}$$

$$r_4 = 45,0 \text{ cm}$$

$$r_5 = 54,0 \text{ cm}$$

$$r_6 = 67,0 \text{ cm}$$

$$M_{pl,Rd} = F_{t,Rd,1 \text{ vrsta}} \cdot r_1 + F_{t,Rd,2 \text{ vrsta}} \cdot r_2 + F_{t,Rd,3 \text{ vrsta}} \cdot r_3 + F_{t,Rd,4 \text{ vrsta}} \cdot r_4 + \\ + F_{t,Rd,5 \text{ vrsta}} \cdot r_5 + F_{t,Rd,6 \text{ vrsta}} \cdot r_6$$

$$M_{pl,Rd} = 508,4 \text{ kN} \cdot 13,0 \text{ cm} + 508,4 \text{ kN} \cdot 24,0 \text{ cm} + 508,4 \text{ kN} \cdot 37,0 \text{ cm} + \\ + 508,4 \text{ kN} \cdot 45,0 \text{ cm} + 508,4 \text{ kN} \cdot 54,0 \text{ cm} + 508,4 \text{ kN} \cdot 67,0 \text{ cm} = \\ = 122016 \text{ kNcm}$$

$$M_{pl,Rd,spoja} = 122016 \text{ kNcm} = 1220,0 \text{ kNm}$$

### Kontrola polnosilnosti spoja

$$M_{pl,Rd,spoja} \geq 1,2 \cdot (M_{pl,Rd,prečke} + V_{Ed,M} \cdot L_{vute})$$

$$M_{pl,Rd,prečke} = W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M0} = 628 \text{ cm}^3 \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0 = 223,0 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed,M} = 69,8 \text{ kN}$$

$$M_{pl,Rd,spoja} = 1142,6 \text{ kNm} \geq 1,2 \cdot (223,0 \text{ kNm} + 182,0 \text{ kN} \cdot 0,95 \text{ m}) = 475,0 \text{ kNm}$$

Kontrola elastične nosilnosti nosilca ojačanega z vuto tik ob čelni plošči:

$$M_{el,Rd} = W_{el,y} \cdot f_y / \gamma_{M0} = 2532,8 \text{ cm}^3 \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0 = 890,0 \text{ kNm}$$

$$\max M_{Ed} = 475,0 \text{ kNm} \leq M_{el,Rd} = 890,0 \text{ kNm}$$

### Nosilnost zvara

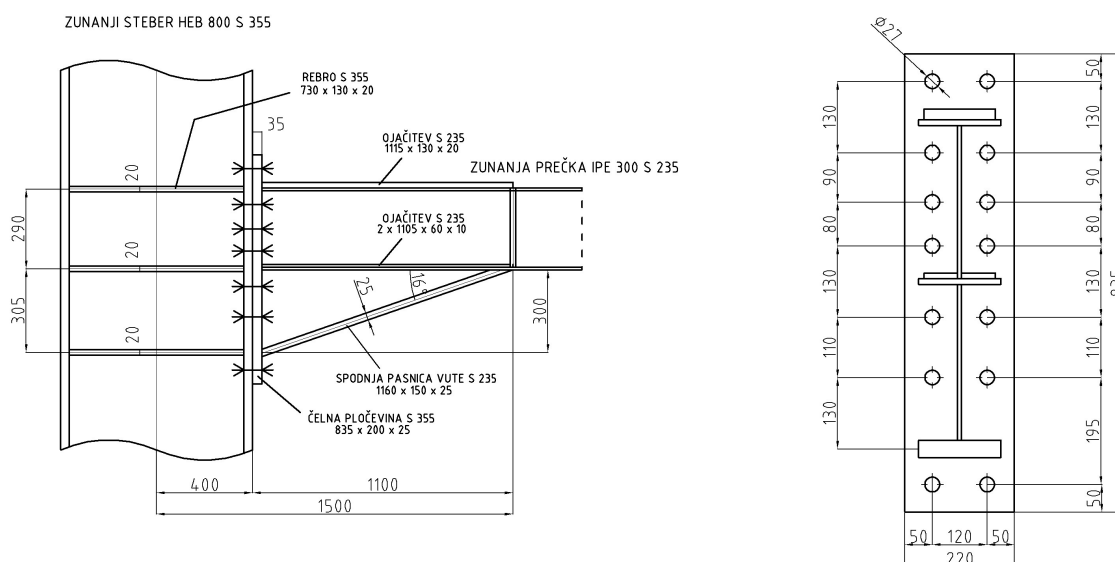
Vse zware med vezno ploščo in elementi nosilca ojačanega z vuto predpišem kot polnopenetrirane čelne V zware, zato ni potrebna kontrola nosilnosti zvarov (zvari morajo biti izdelani tako kvalitetno, da nosijo toliko kot osnovni material ali več – variti mora varilec z atestom, obvezna kontrola zvarov in kontrola čelne plošče na dvoplastnost).

KOMENTAR: Zagotovljena je polnonosilnost spoja, kar pomeni da spoj nosi več kot osnovni profili oziroma njegova vuta. Z uporabo polnonosilnih spojev zagotovimo, da ob izjemni obremenitvi, ki je večja od predvidene ne pride do porušitve v spoju, ampak v vuti ali osnovnem nosilcu, kar zagotavlja duktilni porušni mehanizem.

Polnonosilen spoj med prečkami in stebri okvirjev je obvezen, ker so cone disipacije potresne energije predvidene v prečkah (ob zaključku vute), stebri in spoji pa morajo ostati nepoškodovani, kar pomeni da morajo biti stebri in spoji močnejši od prečk ob upoštevanju dodatnih varnostnih faktorjev (capacity design).

### 10.1.2 Zunanji okvirji

#### Geometrija spoja



Slika 41: Priključek prečke na steber

#### Osnovni podatki

Konfiguracija: nosilec – pasnica stebra  
nosilec IPE 300 S 235  
steber HEB 800 S 355

Tip priključka: priključek s čelno pločevino s prednapetimi vijaki M24 10.9

Čelna pločevina: 835 x 220 x 35 S 355

Vijaki: M24, kvalitete 10.9

Zvari: polnopenetriran čelni V zvar

### **Steber HEB 800, S 355**

Višina	$h = 800 \text{ mm}$
Širina pasnice	$b = 300 \text{ mm}$
Debelina stojine	$t_{w,c} = 17,5 \text{ mm}$
Debelina pasnice	$t_{f,c} = 33 \text{ mm}$
Radij zaokrožitve	$r = 30 \text{ mm}$
Površina prečnega prereza	$A = 334,2 \text{ cm}^2$
Vztrajnostni moment	$I_y = 359100 \text{ cm}^4$
Meja plastičnosti	$f_{y,c} = 35,5 \text{ kN/cm}^2$
Natezna trdnost	$f_{u,c} = 51,0 \text{ kN/cm}^2$

### **Nosilec IPE 300, S 235**

Višina	$h = 300 \text{ mm}$
Širina pasnice	$b = 150 \text{ mm}$
Debelina stojine	$t_{w,b} = 7,1 \text{ mm}$
Debelina pasnice	$t_{f,b} = 10,7 \text{ mm}$
Radij zaokrožitve	$r = 15 \text{ mm}$
Površina prečnega prereza	$A = 53,8 \text{ cm}^2$
Vztrajnostni moment	$I_y = 8356 \text{ cm}^4$
Meja plastičnosti	$f_{y,b} = 23,5 \text{ kN/cm}^2$
Natezna trdnost	$f_{u,b} = 36,0 \text{ kN/cm}^2$

### **Čelna pločevina 835 x 220 x 35, S 355**

Višina	$h_p = 835 \text{ mm}$
Širina	$b_p = 200 \text{ mm}$
Debelina	$t_p = 30 \text{ mm}$
Meja plastičnosti	$f_y = 35,5 \text{ kN/cm}^2$
Natezna trdnost	$f_u = 51,0 \text{ kN/cm}^2$



### Vertikalna smer čelne pločevine

Število vrst vijakov	$n_1 = 7$
Razdalja med osjo luknje in robom čelne plošče	$e_1 = 50 \text{ mm}$
Razdalje med osmi vijakov	$p_{1a} = 195 \text{ mm}$ $p_{1b} = 110 \text{ mm}$ $p_{1c} = 130 \text{ mm}$ $p_{1d} = 80 \text{ mm}$ $p_{1e} = 90 \text{ mm}$ $p_{1f} = 130 \text{ mm}$

### Horizontalna smer čelne pločevine

Število vrst vijakov	$n_2 = 2$
Razdalja med osjo luknje in robom čelne plošče	$e_2 = 50 \text{ mm}$
Razdalje med osmi vijakov	$p_2 = 100 \text{ mm}$

### Vijaki M24, kvaliteta 10.9

Skupno število vijakov	$n = 14$
Strižna površina vijaka	$A_s = 3,53 \text{ cm}^2$
Premer vijaka	$d = 2,4 \text{ cm}$
Premer luknje	$d_0 = 2,7 \text{ cm}$
Meja plastičnosti vijaka	$f_{yb} = 90,0 \text{ kN/cm}^2$
Natezna trdnost vijaka	$f_{ub} = 100,0 \text{ kN/cm}^2$

### Parcialni varnostni faktorji

$\gamma_{M0} = 1,0$
$\gamma_{M2} = 1,25$
$\gamma_{M3} = 1,25$

## Kontrola nosilnosti za statično projektno stanje

Obremenitve pri statičnih obtežbnih kombinacijah

$$\max M_{Ed} = 315,8 \text{ kNm}$$

$$\max V_{Ed} = 186,8 \text{ kN}$$

### Strižna nosilnost spoja

Ker je geometrija spoja enaka kot pri notranjih okvirjih (enaka vezna plošča z enakim razporedom vijakov in enake kvalitete materiala S 355) je razvidno, da je za strižno nosilnost spoja merodajna strižna nosilnost vijakov. Pri upogibni nosionosti spoja privzamem enake porušne mehanizme pri posameznih vrstah vijakov.

### Nosilnost spoja na strižno nosilnost vijakov

$$V_{Rd,1} = 0,8 \cdot n \cdot F_{v,Rd} \dots \text{strižna nosilnost spoja}$$

$$F_{v,Rd} = \alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{M2} \dots \text{strižna nosilnost posameznega vijaka}$$

$$\alpha_v = 0,5 \text{ za vijake 10.9}$$

$$A_s = 3,53 \text{ cm}^2 \dots \text{strižna površina vijaka}$$

$$F_{v,Rd} = 0,5 \cdot 100,0 \text{ kN/cm}^2 \cdot 3,53 \text{ cm}^2 / 1,25 = 141,2 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,1} = 0,8 \cdot n \cdot F_{v,Rd} = 0,8 \cdot 14 \cdot 141,2 \text{ kN} = 1582,0 \text{ kN}$$

$$\max V_{Ed} = 186,8 \text{ kN} \leq V_{Rd,1} = 1582,0 \text{ kN}$$

## STRIŽNA NOSILNOST SPOJA

$$\max V_{Ed} = 186,8 \text{ kN} \leq V_{Rd} = 1582,0 \text{ kN}$$

$$n = \max V_{Ed} / V_{Rd} = 186,8 \text{ kN} / 1582,0 \text{ kN} = 0,118$$

### Prednapetje spoja (mejno stanje nosilnosti)

Projektna sila prenapetja:

$$F_{p,C} = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s = 0,7 \cdot 100 \text{ kN/cm}^2 \cdot 3,53 \text{ cm}^2 = 247,2 \text{ kN}$$

Ker se konstrukcija nahaja na seizmičnem področju, predpišem da morajo biti prednapeti spoji kategorije C, kar pomeni da morajo biti odporni proti zdrsru zaradi striga tudi v MSN.

Projektna torna nosilnost prednapetih vijakov:

$$F_{s,Rd} = k_s \cdot n_t \cdot \mu \cdot F_{p,C} / \gamma_{M3} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,5 \cdot 247,2 \text{ kN} / 1,25 = 98,8 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = n \cdot F_{s,Rd} = 14 \cdot 98,8 \text{ kN} = 1383,2 \text{ kN}$$

$$\max V_{Ed} = 186,8 \text{ kN} \leq V_{Rd} = 1383,2 \text{ kN}$$

$$n = \max V_{Ed} / V_{Rd} = 186,8 \text{ kN} / 1383,2 \text{ kN} = 0,135$$

### Upogibna nosilnost spoja

$$\max M_{Ed} = 315,8 \text{ kNm}$$

Razporeditev obtežbe med vijaki (elastična analiza)

$$r_1 = 13,0 \text{ cm}$$

$$r_2 = 24,0 \text{ cm}$$

$$r_3 = 37,0 \text{ cm}$$

$$r_4 = 45,0 \text{ cm}$$

$$r_5 = 54,0 \text{ cm}$$

$$r_6 = 67,0 \text{ cm}$$

$$F_{t,max} = \max M_{Ed} \cdot r_{max} / \sum r_i^2$$

$$\begin{aligned} \sum r_i^2 &= 2 \cdot (r_1^2 + r_2^2 + r_3^2 + r_4^2 + r_5^2 + r_6^2 + r_7^2) = \\ &= 2 \cdot ((13,0 \text{ cm})^2 + (24,0 \text{ cm})^2 + (37,0 \text{ cm})^2 + (45,0 \text{ cm})^2 + (54,0 \text{ cm})^2 + (67,0 \text{ cm})^2) = \\ &= 23088,0 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_{t,max} &= \max M_{Ed} \cdot r_{max} / \sum r_i^2 = \\ &= 315,8 \cdot 100 \text{ kNcm} \cdot 67,0 \text{ cm} / 23088,0 \text{ cm}^2 = 91,6 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kontrola natezne nosilnosti vijakov

$$F_{t,max} = 91,6 \text{ kN} \leq F_{t,Rd} (\text{M24 10.9}) = 254,2 \text{ kN}$$

Kontrola strižne nosilnosti vijakov

$$v_1 = \max V_{Ed} / 14 = 186,8 \text{ kN} / 14 = 13,3 \text{ kN}$$

$$v_1 = 13,3 \text{ kN} \leq F_{v,Rd} (\text{M24 10.9}) = 141,2 \text{ kN}$$

### Interakcija strižne in natezne obremenitve vijakov

Če je izpolnjen pogoj  $v_1 \leq 0,286 \cdot F_{v,Rd}$  ni interakcije strižne in natezne obremenitve.

$$v_1 = 13,3 \text{ kN} \leq 0,286 \cdot F_{v,Rd} = 0,286 \cdot 141,2 \text{ kN} = 40,3 \text{ kN}$$

Ni interakcije strižne in natezne obremenitve vijakov.

Prednapeti vijaki M24 10.9 zadoščajo vsem kriterijem nosilnosti.

## Vnos koncentrirane sile

Razporeditev nateznih sil po vijakih

$$F_{t1} = F_{t,max} \cdot r_1 / r_{max} = 91,6 \text{ kN} \cdot 13,0 \text{ cm} / 67,0 \text{ cm} = 17,8 \text{ kN}$$

$$F_{t2} = F_{t,max} \cdot r_2 / r_{max} = 91,6 \text{ kN} \cdot 24,0 \text{ cm} / 67,0 \text{ cm} = 32,8 \text{ kN}$$

$$F_{t3} = F_{t,max} \cdot r_3 / r_{max} = 91,6 \text{ kN} \cdot 37,0 \text{ cm} / 67,0 \text{ cm} = 50,6 \text{ kN}$$

$$F_{t4} = F_{t,max} \cdot r_4 / r_{max} = 91,6 \text{ kN} \cdot 45,0 \text{ cm} / 67,0 \text{ cm} = 61,5 \text{ kN}$$

$$F_{t5} = F_{t,max} \cdot r_5 / r_{max} = 91,6 \text{ kN} \cdot 54,0 \text{ cm} / 67,0 \text{ cm} = 73,8 \text{ kN}$$

$$F_{t6} = F_{t,max} \cdot r_6 / r_{max} = 91,6 \text{ kN} \cdot 67,0 \text{ cm} / 67,0 \text{ cm} = 91,6 \text{ kN}$$

Tlačna sila v spodnji pasnici vute (elastična analiza spoja)

$$F_c = 2 \cdot (F_{t1}; F_{t2}; F_{t3}; F_{t4}; F_{t5}; F_{t6}) =$$

$$= 2 \cdot (17,8 \text{ kN} + 32,8 \text{ kN} + 50,6 \text{ kN} + 61,5 \text{ kN} + 73,8 \text{ kN} + 91,6 \text{ kN}) = 656,2 \text{ kN}$$

Ker je spodnja pasnica v nagibu približno  $16^\circ$  upoštevam:

$$F_{c,dej} = F_c / \cos 16^\circ = 656,2 \text{ kN} / 0,962 = 682,2 \text{ kN}$$

## Kontrola vnosa koncentrirane sile v steber

Predpostavimo, da celotno silo  $F_c$  prevzamejo prečne ojačitve v stojini stebra na efektivni širini  $b_{eff}$ , upoštevamo da se sila  $F_c$  prenese iz pasnice prečke preko čelne plošče in pasnice stebra na prečno ojačitev (rebro) pod kotom  $45^\circ$  in dobimo:

$$b_{eff} = b_{prečke} + 2 \cdot t_{čel.plošče} + 2 \cdot t_{f,stebra} = 15,0 \text{ cm} + 2 \cdot 2,5 \text{ cm} + 2 \cdot 3,3 \text{ cm} = 26,6 \text{ cm}$$

Potrebno je preveriti dva možna porušna mehanizma zaradi vnosa koncentrirane sile:

a) Nosilnost tlačene pasnice vute (spodnja pasnica)

$$N_{f,pl,Rd} = A_f \cdot f_y / \gamma_{M0} = b \cdot t_f \cdot f_y / \gamma_{M0} = 15,0 \text{ cm} \cdot 2,5 \text{ cm} \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0 = 881,3 \text{ kN}$$

$$F_{c,dej} = 682,2 \text{ kN} \leq N_{f,pl,Rd} = 881,3 \text{ kN}$$

b) Nosilnost prečne ojačitve (rebra)

$$N_{eff,pl,Rd} = A_{eff} \cdot f_y / \gamma_{M0} = b \cdot t_f \cdot f_y / \gamma_{M0} = 26,6 \text{ cm} \cdot 2,0 \text{ cm} \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0 = 1888,6 \text{ kN}$$

$$F_c = 656,2 \text{ kN} \leq N_{f,pl,Rd} = 1888,6 \text{ kN}$$

Kontrola elastične nosilnosti nosilca ojačanega z vuto tik ob čelni plošči:

$$M_{el,Rd} = W_{el,y} \cdot f_y / \gamma_{M0} = 2532,8 \text{ cm}^3 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0 = 595,3 \text{ kNm}$$

$$\max M_{Ed} = 315,8 \text{ kNm} \leq M_{el,Rd} = 595,3 \text{ kNm}$$

### **Kontrola nosilnosti za seizmično projektno stanje**

Ker se konstrukcija nahaja na seizmičnem območju, morajo biti spoji projektirani v skladu s posebnimi pravili.

a.) vijaki M24 10.9 so prednapeti s tornimi površinami A ali B, vijaki imajo glede na strižno obremenitev točno naleganje.

b.) spoj mora biti glede polnosilen glede na plastično upogibno nosilnost prečke, ker so spoji izvedeni z vutami, je potrebno upoštevati tudi dodatni moment zaradi prečne sile, ki se pojavi ob nastanku plastičnih členkov ob zaključkih vut.

$$M_{pl,Rd,spoja} = 1,2 \cdot (M_{pl,Rd,prečke} + V_{Ed} \cdot L_{vute})$$

### **Kontrola nosilnosti polnosilnega spoja**

#### **Projektna upogibna nosilnost spoja**

$$r_1 = 13,0 \text{ cm}$$

$$r_2 = 24,0 \text{ cm}$$

$$r_3 = 37,0 \text{ cm}$$

$$r_4 = 45,0 \text{ cm}$$

$$r_5 = 54,0 \text{ cm}$$

$$r_6 = 67,0 \text{ cm}$$

$$M_{pl,Rd} = F_{t,Rd,1 \text{ vrsta}} \cdot r_1 + F_{t,Rd,2 \text{ vrsta}} \cdot r_2 + F_{t,Rd,3 \text{ vrsta}} \cdot r_3 + F_{t,Rd,4 \text{ vrsta}} \cdot r_4 + \\ + F_{t,Rd,5 \text{ vrsta}} \cdot r_5 + F_{t,Rd,6 \text{ vrsta}} \cdot r_6$$

$$M_{pl,Rd} = 508,4 \text{ kN} \cdot 13,0 \text{ cm} + 508,4 \text{ kN} \cdot 24,0 \text{ cm} + 508,4 \text{ kN} \cdot 37,0 \text{ cm} + \\ + 508,4 \text{ kN} \cdot 45,0 \text{ cm} + 508,4 \text{ kN} \cdot 54,0 \text{ cm} + 508,4 \text{ kN} \cdot 67,0 \text{ cm} = \\ = 122016 \text{ kNcm}$$

$$M_{pl,Rd,spoja} = 122016 \text{ kNcm} = 1220,0 \text{ kNm}$$

Ker je pasnica stebra debelejša od čelne pločevine ob enaki kvaliteti jekla (čelna plošča in steber sta kvalitete S 355), je merodajna čelna plošča in ni potrebna kontrola polnonosilnosti spoja ob upoštevanju pasnice stebra.

### **Kontrola polnonosilnosti spoja**

$$M_{pl,Rd,spoja} \geq 1,2 \cdot (M_{pl,Rd,prečke} + V_{Ed} \cdot L_{vute})$$

$$M_{pl,Rd,prečke} = W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M0} = 628 \text{ cm}^3 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0 = 147,6 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 103,6 \text{ kN}$$

$$M_{pl,Rd,spoja} = 1142,6 \text{ kNm} \geq 1,2 \cdot (147,6 \text{ kNm} + 103,6 \text{ kN} \cdot 1,1 \text{ m}) = 313,8 \text{ kNm}$$

Kontrola elastične nosilnosti nosilca ojačanega z vuto tik ob čelni plošči:

$$M_{el,Rd} = W_{el,y} \cdot f_y / \gamma_{M0} = 2532,8 \text{ cm}^3 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0 = 595,3 \text{ kNm}$$

$$\max M_{Ed} = 313,8 \text{ kNm} \leq M_{el,Rd} = 595,3 \text{ kNm}$$

### **Nosilnost zvara**

Vse zware med vezno ploščo in elementi nosilca ojačanega z vuto predpišem kot polnopenetrirane čelne V zware, zato ni potrebna kontrola nosilnosti zvarov (zvari morajo biti izdelani tako kvalitetno, da nosijo toliko kot osnovni material ali več – variti mora varilec z atestom, obvezna kontrola zvarov in kontrola čelne plošče na dvoplastnost).

KOMENTAR: Zagotovljena je polnonosilnost spoja, kar pomeni da spoj nosi več kot osnovni profili oziroma njegova vuta. Z uporabo polnonosilnih spojev zagotovimo, da ob izjemni obremenitvi, ki je večja od predvidene ne pride do porušitve v spoju, ampak v vuti ali osnovnem nosilcu, kar zagotavlja duktilni porušni mehanizem.

Polnonosilen spoj med prečkami in stebri okvirjev je obvezen, ker so cone disipacije potresne energije predvidene v prečkah (ob zaključku vute), stebri in spoji pa morajo ostati nepoškodovani, kar pomeni da morajo biti stebri in spoji močnejši od prečk ob upoštevanju dodatnih varnostnih faktorjev (capacity design).

## 10.2 Členkasti spoji nateznih diagonal

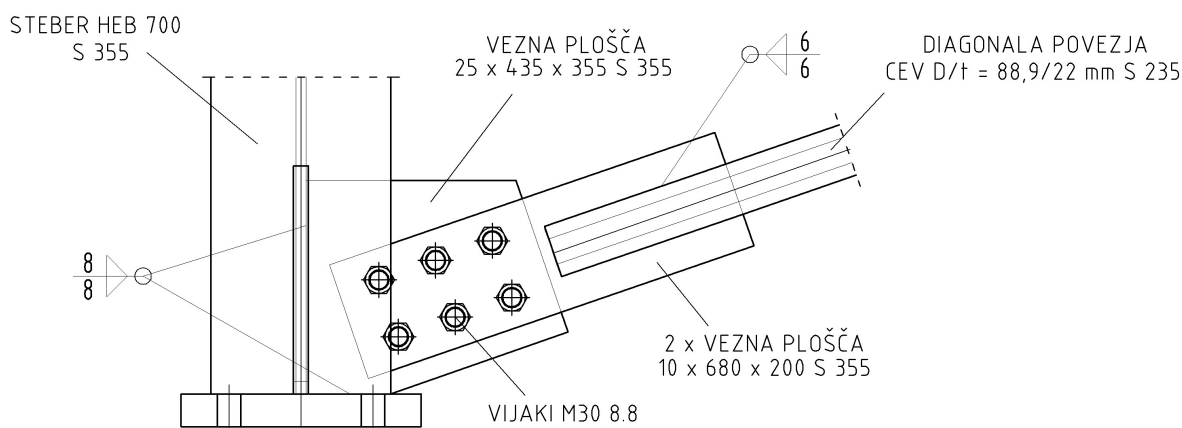
Diagonale služijo samo prenosu nateznih sil, tako da posledično tudi spoji diagonal in stebrov ter spoj stičišča diagonal obremenjeni samo z natezno osno silo. Diagonale so obremenjene z natezno osno silo zaradi statičnih obremenitev (veter, začetne geometrijske nepopolnosti) in zaradi potresne obremenitve. Merodajna je potresna obremenitev, na katero so tudi diagonale dimenzionirane, zato tudi spoje diagonal dimenzioniram na potresno obremenitev.

Spoje priključkov diagonal na stebre ter spoje njihovih medsebojnih presečišč dimenzioniram na polnplastično nosilnost diagonal, s tem zagotovim da pride do disipacije potresne energije v diagonalah in ne v spoju.

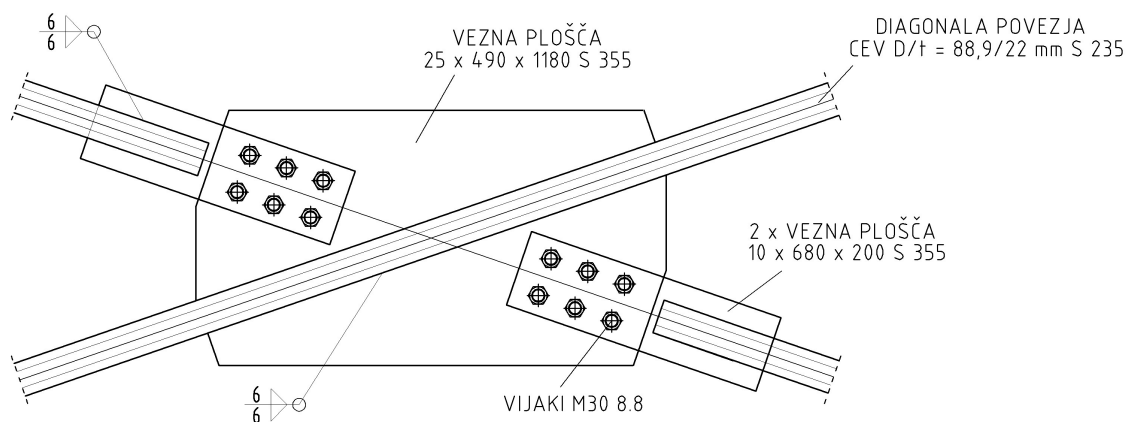
Zaradi poenostavitve izračuna razdelim vse spoje diagonal v dve skupini, v prvi so spoji diagonal etaž 1 – 3, v drugi pa diagonale etaž 4 – 6. Spoji posamezne skupine se dimenzionirajo na polnplastično nosilnost diagonal z največjo nosilnostjo.

### Skupina 1 (diagonale etaž 1 – 3)

#### Geometrija spoja



Slika 42: Priključek diagonal na steber



Slika 43: Stičišče diagonal

Diagonala z največjo nosilnostjo je diagonala etaže 1 cev  $D / t = 88,9 / 22,2$  mm

$A = 46,5 \text{ cm}^2$  ... prečni prerez diagonale

$f_y = 23,5 \text{ kN/cm}^2$  ... meja plastičnosti diagonale

$$F_{V,Ed} \geq 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot N_{pl,Rd}$$

$$N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0} = 46,5 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0 = 1092,8 \text{ kN}$$

$$F_{V,Ed} = 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1092,8 \text{ kN} = 1502,6 \text{ kN}$$

Kategorija spoja C (strižno obremenjen spoj, torna nosilnost za MSN)

$$\mu = 0,5$$

$k_s = 1,0$  ... normalna velikost luknje

$\gamma_{MS} = 1,1$  ... spoj kategorije C

$n = 2$  ... dve strižni ravnini

Vzamem vijake M30 8.8



### **Torna nosilnost spoja**

$$F_{v,Ed} = 1502,6 \text{ kN} \leq m \cdot F_{s,Rd}$$

$$F_{s,Rd} = k_s \cdot n \cdot \mu / \gamma_{MS} \cdot F_{p,Cd}$$

$$F_{p,Cd} = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s = 0,7 \cdot 80 \text{ kN/cm}^2 \cdot 5,61 \text{ cm}^2 = 314,2 \text{ kN}$$

$$F_{s,Rd} = 1,0 \cdot 2 \cdot 0,5 / 1,1 \cdot 314,2 \text{ kN} = 285,6 \text{ kN}$$

$$m \geq F_{v,Ed} / F_{s,Rd} = 1502,6 \text{ kN} / 285,6 \text{ kN} = 5,3$$

Vzamem  $m = 6$  vijakov M30, 8.8

### **Strižna nosilnosti vijakov**

$$v = F_{v,Ed} / 2m = 1502,6 \text{ kN} / (2 \cdot 6) = 125,3 \text{ kN}$$

$v = 125,3 \text{ kN}$  ... strižna sila na posamezen strižni prerez vijaka, upoštevam da se strižna sila prenaša preko dveh strižnih ploskev

$$v = 125,3 \text{ kN} \leq F_{v,Rd} (\text{M30, 8.8}) = 215,4 \text{ kN}$$

Strižna nosilnost vijkov zadošča

### **Kontrola nosilnosti vezne pločevine na bočni pritisk**

Vezna pločevina na stebru in vezna pločevina na stičišču diagonal so debeline 25 mm, vezne pločevini na diagonalah pa sta debeline 10 mm, tako da zadošča kontrola veznih pločevin diagonal na bočni pritisk. Potrebno je upoštevati, da je vsak posamezen spoj izveden z dvema veznima pločevinama na diagonalni in eno vezno ploščo na stebru ali na stičišču diagonal. Vse vezne plošče spojev diagonal so kvalitete jekla S 355.

geometrijske karakteristike vezne plošče na diagonalni

$$l = 340 \text{ mm}$$

$$b = 120 \text{ mm}$$

$$t = 10 \text{ mm}$$

$$e_1 = 70 \text{ mm} \geq 2 \cdot d_0 = 3 \cdot 33 \text{ mm} = 66 \text{ mm}$$

$$p_1 = 100 \text{ mm} \geq 3 \cdot d_0 = 3 \cdot 33 \text{ mm} = 99 \text{ mm}$$

$$e_1 / (3 \cdot d_0) = 70 \text{ mm} / (3 \cdot 33 \text{ mm}) = 0,70$$

$$p_1 / (3 \cdot d_0) - 0,25 = 100 \text{ mm} / (3 \cdot 33 \text{ mm}) - 0,25 = 0,76$$

$$f_{ub} / f_u = 80 \text{ kN/cm}^2 / 51,0 \text{ kN/cm}^2 = 1,56$$

$$\alpha = \min (0,70 ; 0,76 ; 1,56 ; 1,0) = 0,70$$

$$t = \min (2t_{vp1} ; t_{vp2}) = \min (2 \cdot 10 \text{ mm} ; 25 \text{ mm}) = 20 \text{ mm}$$

$$F_{b,Rd} = m \cdot 2,5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{Mb} = \\ = 6 \cdot 2,5 \cdot 0,70 \cdot 51,0 \text{ kN/cm}^2 \cdot 3,0 \text{ cm} \cdot 2,0 \text{ cm} / 1,25 = 2570,3 \text{ kN}$$

$$F_{v,Ed} = 1502,6 \text{ kN} \leq F_{b,Rd} = 2570,3 \text{ kN}$$

Nosilnost na bočni pritisk veznih pločevin zadošča

### **Kontrola neto prereza pločevine**

$$t = \min (2t_{vp1} ; t_{vp2}) = \min (2 \cdot 10 \text{ mm} ; 25 \text{ mm}) = 20 \text{ mm}$$

$$l = 2 \cdot p_1 = 2 \cdot 100 \text{ mm} = 200 \text{ mm}$$

$$x = \text{tg } 30^\circ \cdot l = \text{tg } 30^\circ \cdot 200 \text{ mm} = 115 \text{ mm}$$

$$b = 2 \cdot x = 2 \cdot 115 \text{ mm} = 230 \text{ mm}$$

$$t_{vp,potr} = (F_{v,Ed} \cdot \gamma_{M0}) / (f_y \cdot b - 2 \cdot d_0) = \\ = (1502,6 \text{ kN} \cdot 1,0) / (35,5 \text{ kN/cm}^2 \cdot 23,0 \text{ cm} - 2 \cdot 3,3 \text{ cm}) = 1,86 \text{ cm}$$

$$t_{vp,potr} = 1,86 \text{ cm} \leq t_{dej} = \min (2t_{vp1} ; t_{vp2}) = 2,0 \text{ cm}$$

Nosilnost neto prereza pločevine zadošča

### **Kontrola nosilnosti zvarov med nosilcem diagonale in vezno ploščo**

Vezne plošče so kvalitete S 355, nosilec diagonale pa je kvakitete S 235, zato se nosilnost kotnega zvara nanaša na kvaliteto jekla nosilca diagonale S 235.

$$l_{zv} = 32,0 \text{ cm}$$

$$a = 0,6 \text{ cm}$$

$$A_{zv} = 4 \cdot a \cdot l_{zv} = 4 \cdot 0,6 \text{ cm} \cdot 32,0 \text{ cm} = 76,8 \text{ cm}^2$$

Nosilnost kotnega zvara

$$f_{vw,d} = f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2} \cdot \sqrt{3}) = 36,0 \text{ kN/cm}^2 / (0,8 \cdot 1,25 \cdot \sqrt{3}) = 20,8 \text{ kN/cm}^2$$

### **Strižna nosilnost zvara**

$$\tau_{II} = F_{v,Ed} / A_{zv} = 1502,6 \text{ kN} / 76,8 \text{ cm}^2 = 19,6 \text{ kN/cm}^2 \leq f_{vw,d} = 20,8 \text{ kN/cm}^2$$

Nosilnost kotnih zvarov  $a = 6 \text{ mm}$  zadošča.

### **Kontrola nosilnosti zvarov med rebrom in stebrom oziroma sidrno ploščo**

Natezna diagonala je priključena na spoj pod kotom  $19^\circ$ , zato razdelim natezno silo na dve komponenti, horizontalno in vertikalno.

Vse komponente spoja (rebro, sidrna plošča ter steber) so iz jekla kvalitete S 355, tako da tudi nosilnost kotnega zvara računam na kvaliteto jekla S 355.

$$F_{v,Ed,x} = F_{v,Ed} \cdot \cos 19^\circ = 1502,6 \text{ kN} \cdot \cos 19^\circ = 1420,8 \text{ kN}$$

$$F_{v,Ed,y} = F_{v,Ed} \cdot \sin 19^\circ = 1502,6 \text{ kN} \cdot \sin 19^\circ = 489,2 \text{ kN}$$

### **Vertikalni zvar med rebrom in stebrom**

$$l_{zv} = 36,0 \text{ cm} + 13,0 \text{ cm} = 49,0 \text{ cm}$$

$$a = 0,8 \text{ cm}$$

$$A_{zv} = 2 \cdot a \cdot l_{zv} = 2 \cdot 0,8 \text{ cm} \cdot 49,0 \text{ cm} = 78,4 \text{ cm}^2$$

Nosilnost kotnega zvara

$$f_{vw,d} = f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2} \cdot \sqrt{3}) = 51,0 \text{ kN/cm}^2 / (0,9 \cdot 1,25 \cdot \sqrt{3}) = 26,2 \text{ kN/cm}^2$$

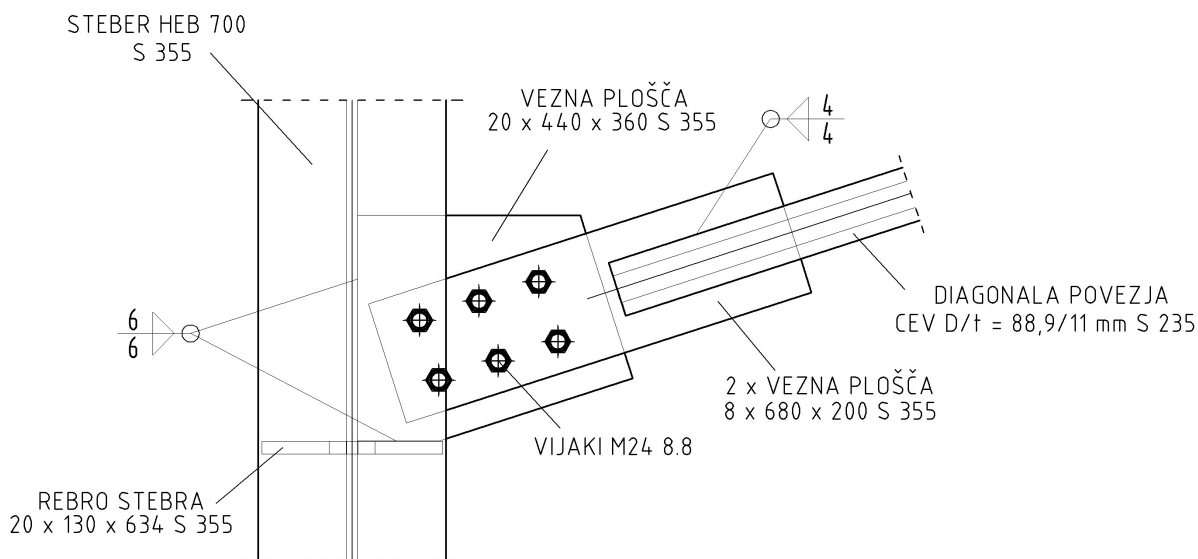
Strižna nosilnost zvara

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_v + \bar{\sigma}_n &= F_{v,Ed,y} / A_{zv} + F_{v,Ed,x} / A_{zv} = 489,2 \text{ kN} / 78,4 \text{ cm}^2 + 1420,8 \text{ kN} / 78,4 \text{ cm}^2 = \\ &= 6,3 \text{ kN/cm}^2 + 18,2 \text{ kN/cm}^2 = 24,5 \text{ kN/cm}^2 \leq f_{vw,d} = 26,2 \text{ kN/cm}^2 \end{aligned}$$

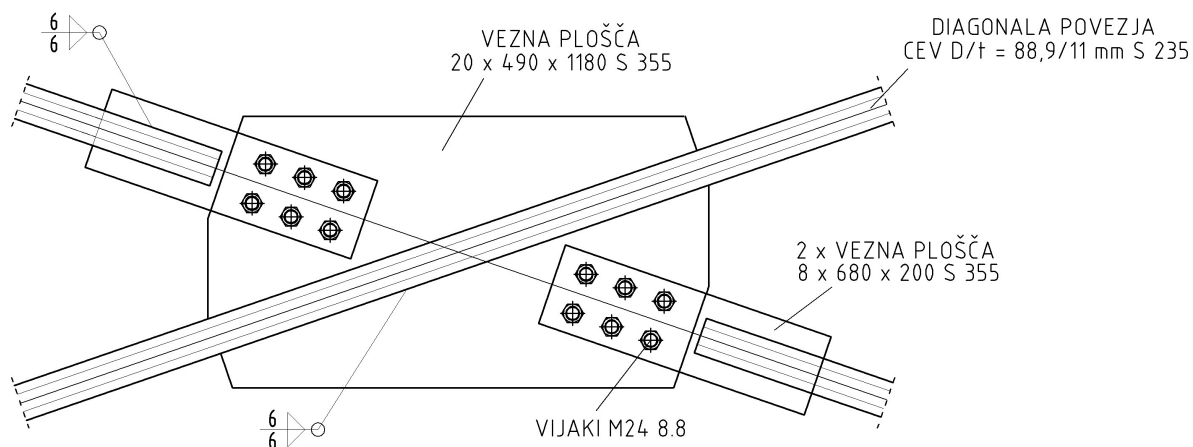
Nosilnost kotnih zvarov a = 8 mm zadošča.

**skupina 2 (diagonale etaž 4 - 6)**

**Geometrija spoja:**



Slika 44: Priključek diagonale na steber



Slika 45: Stičišče diagonal

Diagonala z največjo nosilnostjo je diagonala etaže 1 cev D / t = 88,9 / 11,0 mm

$A = 26,8 \text{ cm}^2$  ... prečni prerez diagonale

$f_y = 23,5 \text{ kN/cm}^2$  ... meja plastičnosti diagonale

$$F_{v,Ed} \geq 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot N_{pl,Rd}$$

$$N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0} = 26,8 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0 = 629,8 \text{ kN}$$

$$F_{v,Ed} = 1,1 \cdot 1,25 \cdot 629,8 \text{ kN} = 865,8 \text{ kN}$$

Kategorija spoja C (strižno obremenjen spoj, torna nosilnost za MSN)

$$\mu = 0,5$$

$k_s = 1,0$  ... normalna velikost luknje

$\gamma_{MS} = 1,1$  ... spoj kategorije C

$n = 2$  ... dve strižni ravnini

Vzamem vijake M24 8.8

### **Torna nosilnost spoja**

$$F_{v,Ed} = 865,8 \text{ kN} \leq m \cdot F_{s,Rd}$$

$$F_{s,Rd} = k_s \cdot n \cdot \mu / \gamma_{MS} \cdot F_{p,Cd}$$

$$F_{p,Cd} = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s = 0,7 \cdot 80 \text{ kN/cm}^2 \cdot 3,53 \text{ cm}^2 = 197,8 \text{ kN}$$

$$F_{s,Rd} = 1,0 \cdot 2 \cdot 0,5 / 1,1 \cdot 197,8 \text{ kN} = 180,0 \text{ kN}$$

$$m \geq F_{v,Ed} / F_{s,Rd} = 865,8 \text{ kN} / 180,0 \text{ kN} = 4,8$$

Vzamem  $m = 6$  vijakov M24, 8.8

### **Strižna nosilnosti vijakov**

$$v = F_{v,Ed} / 2m = 865,8 \text{ kN} / (2 \cdot 6) = 72,2 \text{ kN}$$

$v = 72,2 \text{ kN}$  ... strižna sila na posamezen strižni prerez vijaka, upoštevam da se strižna sila prenaša preko dveh strižnih ploskev

$$v = 72,2 \text{ kN} \leq F_{v,Rd} (\text{M24, 8.8}) = 135,5 \text{ kN}$$

Strižna nosilnost vijakov zadošča

### **Kontrola nosilnosti vezne pločevine na bočni pritisk**

Vezne pločevine na stebrih in vezne pločevine na stičiščih diagonal so debeline 20 mm, vezne pločevine na diagonalah pa so debeline 8 mm, tako da zadošča kontrola veznih pločevin diagonal na bočni pritisk. Potrebno je upoštevati, da je vsak posamezen spoj izveden z dvema veznima pločevinama na diagonalni in eno vezno ploščo na stebri ali na stičišču diagonal. Vse vezne plošče spojev diagonal so kvalitete jekla S 355.

$$e_1 = 70 \text{ mm} \geq 2 \cdot d_0 = 2 \cdot 27 \text{ mm} = 54 \text{ mm}$$

$$p_1 = 100 \text{ mm} \geq 3 \cdot d_0 = 3 \cdot 27 \text{ mm} = 81 \text{ mm}$$

$$e_1 / (3 \cdot d_0) = 70 \text{ mm} / (3 \cdot 27 \text{ mm}) = 0,86$$

$$p_1 / (3 \cdot d_0) - 0,25 = 100 \text{ mm} / (3 \cdot 27 \text{ mm}) - 0,25 = 0,98$$

$$f_{ub} / f_u = 80 \text{ kN/cm}^2 / 51,0 \text{ kN/cm}^2 = 1,56$$

$$\alpha = \min(0,86 ; 0,98 ; 1,56 ; 1,0) = 0,86$$

$$t = \min(2t_{vp1} ; t_{vp2}) = \min(2 \cdot 8 \text{ mm} ; 20 \text{ mm}) = 16 \text{ mm}$$

$$F_{b,Rd} = m \cdot 2,5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{Mb} =$$

$$= 6 \cdot 2,5 \cdot 0,86 \cdot 51,0 \text{ kN/cm}^2 \cdot 2,4 \text{ cm} \cdot 1,6 \text{ cm} / 1,25 = 2021,0 \text{ kN}$$

$$F_{v,Ed} = 865,8 \text{ kN} \leq F_{b,Rd} = 2021,0 \text{ kN}$$

Nosilnost na bočni pritisk veznih pločevin zadošča

### **Kontrola neto prereza pločevine**

$$t = \min(2t_{vp1} ; t_{vp2}) = \min(2 \cdot 8 \text{ mm} ; 20 \text{ mm}) = 16 \text{ mm}$$

$$l = 2 \cdot p_1 = 2 \cdot 100 \text{ mm} = 200 \text{ mm}$$

$$x = \text{tg } 30^\circ \cdot l = \text{tg } 30^\circ \cdot 200 \text{ mm} = 115 \text{ mm}$$

$$b = 2 \cdot x = 2 \cdot 115 \text{ mm} = 230 \text{ mm}$$

$$t_{vp,potr} = (F_{v,Ed} \cdot \gamma_{M0}) / (f_y \cdot b - 2 \cdot d_0) =$$

$$= (865,8 \text{ kN} \cdot 1,0) / (35,5 \text{ kN/cm}^2 \cdot 23,0 \text{ cm} - 2 \cdot 2,7 \text{ cm}) = 1,08 \text{ cm}$$

$$t_{vp,potr} = 1,08 \text{ cm} \leq t_{dej} = \min(2t_{vp1} ; t_{vp2}) = 1,6 \text{ cm}$$

Nosilnost neto prereza pločevine zadošča

### **Kontrola nosilnosti zvarov med nosilcem diagonale in vezno ploščo**

Vezne plošče so kvalitete S 355, nosilec diagonale pa je kvakitete S 235, zato se nosilnost kotnega zvara nanaša na kvaliteto jekla nosilca diagonale S 235.

Vezna pločevina je privarjena z  $a = 4$  mm na stojino prečke prečnega okvirja.

$$l_{zv} = 32,0 \text{ cm}$$

$$a = 0,4 \text{ cm}$$

$$A_{zv} = 4 \cdot a \cdot l_{zv} = 4 \cdot 0,4 \text{ cm} \cdot 32,0 \text{ cm} = 51,2 \text{ cm}^2$$

Nosilnost kotnega zvara

$$f_{vw,d} = f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2} \cdot \sqrt{3}) = 36,0 \text{ kN/cm}^2 / (0,8 \cdot 1,25 \cdot \sqrt{3}) = 20,8 \text{ kN/cm}^2$$

### **Strižna nosilnost zvara**

$$\tau_{II} = F_{v,Ed} / A_{zv} = 865,8 \text{ kN} / 51,2 \text{ cm}^2 = 16,8 \text{ kN/cm}^2 \leq f_{vw,d} = 20,8 \text{ kN/cm}^2$$

### **Kontrola nosilnosti zvarov med rebrom in stebrom oziroma sidrno ploščo**

Natezna diagonala je priključena na spoj pod kotom  $19^\circ$ , zato razdelim natezno silo na dve komponenti, horizontalno in vertikalno.

Vse kponente spoja (rebrom, sidrna plošča ter stebrom) so iz jekla kvalitete S 355, tako da tudi nosilnost kotnega zvara računam na kvaliteto jekla S 355.

$$F_{v,Ed,x} = F_{v,Ed} \cdot \cos 19^\circ = 865,8 \text{ kN} \cdot \cos 19^\circ = 818,6 \text{ kN}$$

$$F_{v,Ed,y} = F_{v,Ed} \cdot \sin 19^\circ = 865,8 \text{ kN} \cdot \sin 19^\circ = 282,0 \text{ kN}$$

### **Vertikalni zvar med rebrom in stebrom**

$$l_{zv} = 36,0 \text{ cm} + 13,0 \text{ cm} = 49,0 \text{ cm}$$

$$a = 0,6 \text{ cm}$$

$$A_{zv} = 2 \cdot a \cdot l_{zv} = 2 \cdot 0,6 \text{ cm} \cdot 49,0 \text{ cm} = 58,8 \text{ cm}^2$$

Nosilnost kotnega zvara

$$f_{vw,d} = f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2} \cdot \sqrt{3}) = 51,0 \text{ kN/cm}^2 / (0,9 \cdot 1,25 \cdot \sqrt{3}) = 26,2 \text{ kN/cm}^2$$



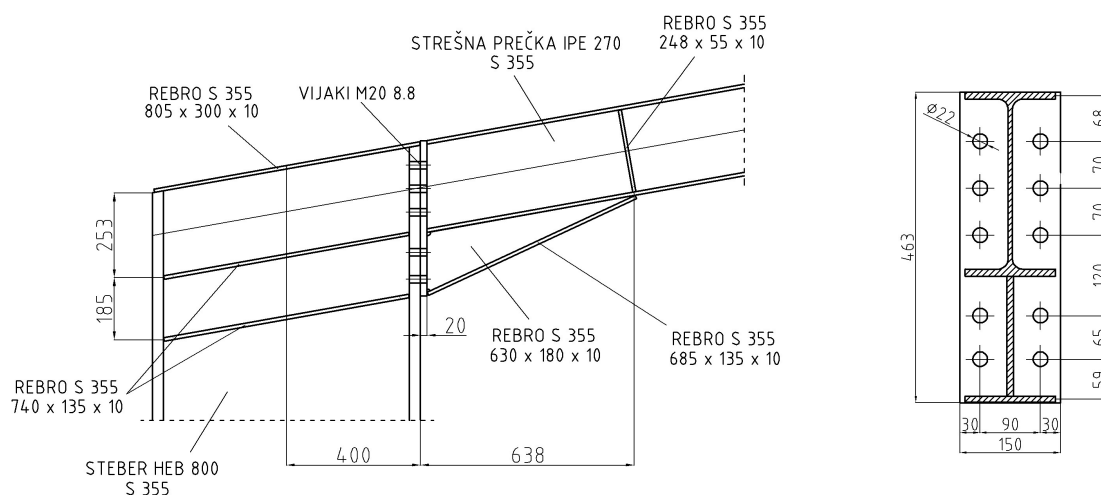
### Strižna nosilnost zvara

$$\begin{aligned}\sigma_v + \sigma_n &= F_{v,Ed,y} / A_{zv} + F_{v,Ed,x} / A_{zv} = 282,0 \text{ kN} / 58,8 \text{ cm}^2 + 818,6 \text{ kN} / 58,8 \text{ cm}^2 = \\ &= 4,8 \text{ kN/cm}^2 + 14,0 \text{ kN/cm}^2 = 18,8 \text{ kN/cm}^2 \leq f_{v,w,d} = 26,2 \text{ kN/cm}^2\end{aligned}$$

Nosilnost kotnih zvarov a = 6 mm zadošča.

## 10.3 Priključek strešne prečke na steber

### Geometrija spoja



Slika 46: Priključek strešne prečke na steber

### 10.3.1 Notranji okvirji

#### Upogibna nosilnost spoja

$$\max M_{Ed} = 126,5 \text{ kNm}$$

$$r_1 = 6,5 \text{ cm}$$

$$r_2 = 14,5 \text{ cm}$$

$$r_3 = 25,5 \text{ cm}$$

$$r_4 = 33,5 \text{ cm}$$

$$r_5 = 41,5 \text{ cm}$$

$$F_{t,max} = \max M_{Ed} \cdot r_{max} / \sum r_i^2$$

$$\begin{aligned} \sum r_i^2 &= 2 \cdot (r_1^2 + r_2^2 + r_3^2 + r_4^2 + r_5^2 + r_6^2 + r_7^2) = \\ &= 2 \cdot ((6,5 \text{ cm})^2 + (14,5 \text{ cm})^2 + (25,5 \text{ cm})^2 + (33,5 \text{ cm})^2 + (41,5 \text{ cm})^2) = \\ &= 7494,5 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_{t,max} &= \max M_{Ed} \cdot r_{max} / \sum r_i^2 = \\ &= 126,5 \cdot 100 \text{ kNcm} \cdot 41,5 \text{ cm} / 7494,5 \text{ cm}^2 = 70,0 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kontrola natezne nosilnosti vijakov

$$F_{t,max} = 70,0 \text{ kN} \leq F_{t,Rd} (\text{M20 8.8}) = 141,0 \text{ kN}$$

Kontrola strižne nosilnosti vijakov

$$v_1 = \max V_{Ed} / 10 = 79,5 \text{ kN} / 10 = 8,0 \text{ kN}$$

$$v_1 = 8,0 \text{ kN} \leq F_{v,Rd} (\text{M20 8.8}) = 94,0 \text{ kN}$$

### Interakcija strižne in natezne obremenitve vijakov

Če je izpolnjen pogoj  $v_1 \leq 0,286 \cdot F_{v,Rd}$  ni interakcije strižne in natezne obremenitve v vijakih.

$$v_1 = 8,0 \text{ kN} \leq 0,286 \cdot F_{v,Rd} = 0,286 \cdot 94,0 \text{ kN} = 26,8 \text{ kN}$$

Ni interakcije strižne in natezne obremenitve vijakov.

Vijaki M20 8.8 zadoščajo vsem kriterijem nosilnosti.

### Nosilnost spoja na bočni pritisk na luknje čelne pločevine

$$F_{b,Rd} = (k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_{u,p} \cdot d \cdot t) / \gamma_{M2}$$

$$\alpha_b = \min (e_1 / (3 \cdot d_0) ; p_{1,min} / (3 \cdot d_0) - 0,25 ; f_{ub} / f_{u,p} ; 1,0)$$

$$e_1 / (3 \cdot d_0) = 6,0 \text{ cm} / (3 \cdot 2,2 \text{ cm}) = 0,91$$

$$p_{1,min} / (3 \cdot d_0) - 0,25 = 8,0 \text{ cm} / (3 \cdot 2,2 \text{ cm}) - 0,25 = 0,96$$

$$f_{ub} / f_{u,p} = (80,0 \text{ kN/cm}^2) / (51,0 \text{ kN/cm}^2) = 1,57$$

$$\alpha_b = \min (0,91 ; 0,96 ; 1,57 ; 1,0) = 0,91$$

$$k_1 = \min (2,8 \cdot e_2 / d_0 - 1,7 ; 2,5)$$

$$2,8 \cdot e_2 / d_0 - 1,7 = 2,8 \cdot 4,0 \text{ cm} / 2,2 \text{ cm} - 1,7 = 3,39$$

$$k_1 = \min (3,39 ; 2,5) = 2,5$$

$$F_{b,Rd} = (k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_{u,p} \cdot d \cdot t) / \gamma_{M2} = (2,5 \cdot 0,91 \cdot 51,0 \text{ kN/cm}^2 \cdot 2,0 \text{ cm} \cdot 2,0 \text{ cm}) / 1,25 = 371,3 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = 10 \cdot F_{b,Rd} = 10 \cdot 371,3 \text{ kN} = 3713,0 \text{ kN}$$

$$\max V_{Ed} = 79,5 \text{ kN} \leq V_{Rd} = 3713,0 \text{ kN}$$

## Vnos koncentrirane sile

Razporeditev nateznih sil po vijakih

$$F_{t1} = F_{t,max} \cdot r_1 / r_{max} = 70,0 \text{ kN} \cdot 6,5 \text{ cm} / 41,5 \text{ cm} = 11,0 \text{ kN}$$

$$F_{t2} = F_{t,max} \cdot r_2 / r_{max} = 70,0 \text{ kN} \cdot 14,5 \text{ cm} / 41,5 \text{ cm} = 24,5 \text{ kN}$$

$$F_{t3} = F_{t,max} \cdot r_3 / r_{max} = 70,0 \text{ kN} \cdot 25,5 \text{ cm} / 41,5 \text{ cm} = 43,0 \text{ kN}$$

$$F_{t4} = F_{t,max} \cdot r_4 / r_{max} = 70,0 \text{ kN} \cdot 33,5 \text{ cm} / 41,5 \text{ cm} = 56,5 \text{ kN}$$

$$F_{t5} = F_{t,max} \cdot r_5 / r_{max} = 70,0 \text{ kN} \cdot 41,5 \text{ cm} / 41,5 \text{ cm} = 70,0 \text{ kN}$$

Tlačna sila v spodnji pasnici vute (elastična analiza spoja)

$$F_c = 2 \cdot (F_{t1}; F_{t2}; F_{t3}; F_{t4}; F_{t5}) = \\ = 2 \cdot (11,0 \text{ kN} + 24,5 \text{ kN} + 43,0 \text{ kN} + 56,5 \text{ kN} + 70,0 \text{ kN}) = 410,0 \text{ kN}$$

Ker se strešna prečka priključuje na steber pod kotom  $10^\circ$  upoštevam

$$F_{c,dej} = F_c / \cos 10^\circ = 410,0 \text{ kN} / 0,985 = 416,3 \text{ kN}$$

## Kontrola vnosa koncentrirane sile v steber

Predpostavimo, da celotno silo  $F_c$  prevzamejo prečne ojačitve v stojini stebra na efektivni širini  $b_{eff}$ , upoštevamo da se sila  $F_c$  prenese iz pasnice prečke preko čelne plošče in pasnice stebra na prečno ojačitev (rebra) pod kotom  $45^\circ$  in dobimo:

$$b_{eff} = b_{prečke} + 2 \cdot t_{čel.plošče} + 2 \cdot t_{f,stebra} = 13,5 \text{ cm} + 2 \cdot 2,0 \text{ cm} + 2 \cdot 3,2 \text{ cm} = 23,8 \text{ cm}$$

Potrebno je preveriti dva možna porušna mehanizma zaradi vnosa koncentrirane sile:

a) Nosilnost tlačene pasnice vute (spodnja pasnica)

$$N_{f,pl,Rd} = A_f \cdot f_y / \gamma_{M0} = b \cdot t_f \cdot f_y / \gamma_{M0} = 13,5 \text{ cm} \cdot 1,0 \text{ cm} \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0 = 479,3 \text{ kN}$$

$$F_{c,dej} = 416,3 \text{ kN} \leq N_{f,pl,Rd} = 479,3 \text{ kN}$$

b) Nosilnost prečne ojačitve (rebra)

$$N_{eff,pl,Rd} = A_{eff} \cdot f_y / \gamma_{M0} = b \cdot t_f \cdot f_y / \gamma_{M0} = 23,8 \text{ cm} \cdot 1,0 \text{ cm} \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0 = 845,0 \text{ kN}$$

$$F_c = 416,3 \text{ kN} \leq N_{f,pl,Rd} = 845,0 \text{ kN}$$

### Kontrola nosilnosti zvarov

Pasnice strešne prečke in dodatna pasnica vute so privarjeni na čelno ploščo z dvostranskim zvarom  $a = 0,5$  cm, stojina nosilca in stojina vute pa sta privarjeni na čelno ploščo z zvarom  $a = 0,3$  cm. Predpostavim, da celotno momentno obtežbo prevzamejo zvari pasnic, celotno strižno obtežbo pa zvari stojin. Strešna prečka z vuto, steber ter čelna plošča so iz jekla kvalitete S 355, zato se tudi nosilnost kotnih zvarov nanaša na to kvaliteto jekla.

Nosilnost kotnega zvara

$$f_{vw,d} = f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2} \cdot \sqrt{3}) = 51,0 \text{ kN/cm}^2 / (0,9 \cdot 1,25 \cdot \sqrt{3}) = 26,2 \text{ kN/cm}^2$$

Nosilnost zvarov pasnic

$$l_{zv} = 13,5 \text{ cm}$$

$$a = 0,5 \text{ cm}$$

$$A_{zv} = 2 \cdot a \cdot l_{zv} = 2 \cdot 0,5 \text{ cm} \cdot 13,5 \text{ cm} = 13,5 \text{ cm}^2$$

$$F_{E,d} = M_{E,d} / r = 126,5 \cdot 100 \text{ kNcm} / 45,0 \text{ cm} = 281,2 \text{ kN}$$

$$\sigma_n = F_{E,d} / A_{zv} = 281,2 \text{ kN} / 13,5 \text{ cm}^2 = 20,8 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_n = 20,8 \text{ kN/cm}^2 \leq f_{vw,d} = 26,2 \text{ kN/cm}^2$$

Nosilnost zvarov pasnice zadošča.

Nosilnost zvarov stojine

$$l_{zv} = 22,0 \text{ cm} + 18,0 \text{ cm} = 40,0 \text{ cm}$$

$$a = 0,3 \text{ cm}$$

$$A_{zv} = 2 \cdot l_{zv} \cdot a = 2 \cdot 40,0 \text{ cm} \cdot 0,3 \text{ cm} = 24,0 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{II} = V_{E,d} / A_{zv} = 79,5 \text{ kN} / 24,0 \text{ cm}^2 = 3,3 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_{II} = 3,3 \text{ kN/cm}^2 \leq f_{vw,d} = 26,2 \text{ kN/cm}^2$$

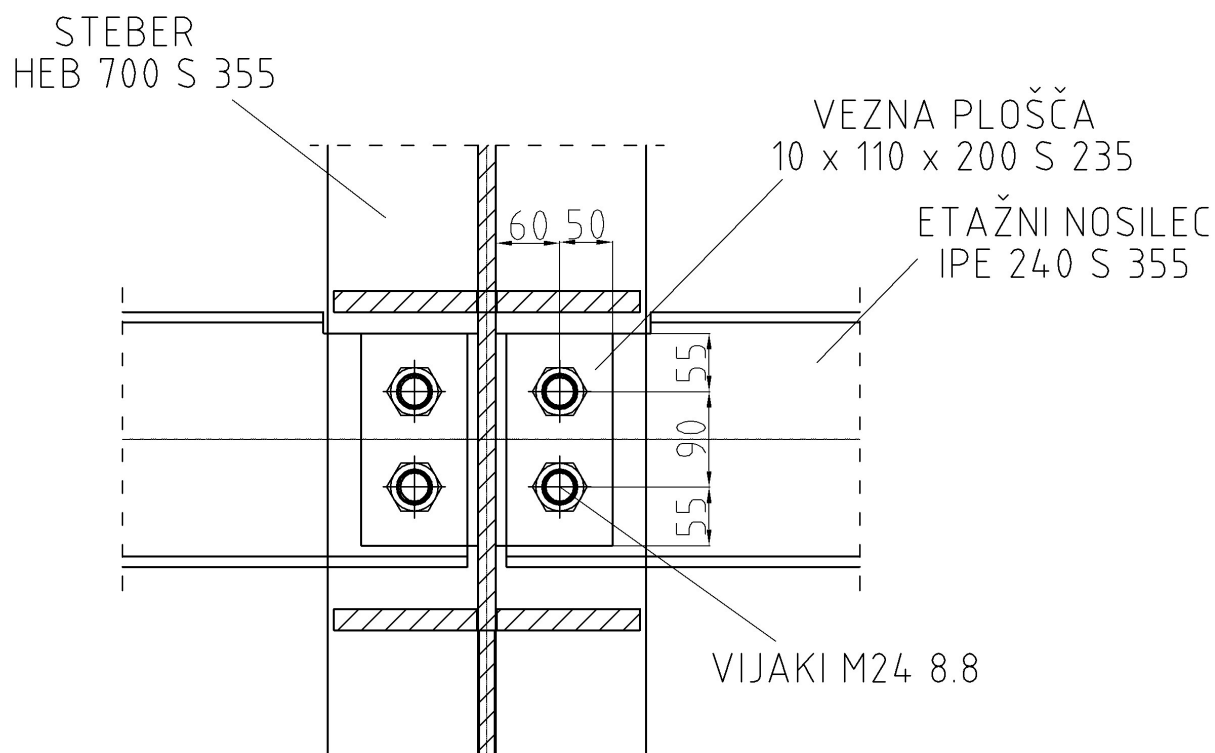
Nosilnost zvarov stojine zadošča.

### 10.3.2 Zunanji okvirji

Konfiguracija spojev (vijaki, čelna plošča in zvari) je enaka kot pri notranjih okvirjih, ker so obremenitve spojev strešnih prečk in stebrov manjše kot pri spojih notranjih okvirjev, ni potrebna računaska kontrola spojev zunanjih okvirjev

### 10.4 Členkasti spoj priključka sovprežnega nosilca na prečko prečnega okvirja

#### Geometrija spoja



Slika 47: Priključek etažnega nosilca

#### 10.4.1 Obremenitev spoja

$\max V_{Ed} = 120 \text{ kN}$  ... glej poglavje 5.0, točka 5.1.2.9

## 10.4.2 Geometrija spoja

### Osnovni podatki

Konfiguracija notrasnji sekundarni sovprežni nosilec – prečka notranjega prečnega okvirja

Jekleni nosilec sovprežnega spoja IPE 240 S 355

Prečka okvirja IPE 300 S 355

Tip priključka vijачeni priključek z ploščatim rebrom z vijaki brez prednapenjanja

Rebro 200 x 110 x 10 S 235

### Prečka notranjega prečnega okvirja IPE 300 S 355

Višina	$h_1 = 30,0 \text{ cm}$
Širina pasnice	$b_1 = 15,0 \text{ cm}$
Debelina stojine	$t_{w1} = 0,71 \text{ cm}$
Debelina pasnice	$t_{f1} = 1,07 \text{ cm}$
Radij zakrivitve	$r_1 = 1,5 \text{ cm}$
Površina prečnega prereza	$A_1 = 53,8 \text{ cm}^2$
Vztrajnostni moment	$I_{y1} = 8360 \text{ cm}^4$

### Jekleni nosilec sovprežnega nosilca IPE 240

Višina	$h_2 = 24,0 \text{ cm}$
Širina pasnice	$b_2 = 12,0 \text{ cm}$
Debelina stojine	$t_{w2} = 0,62 \text{ cm}$
Debelina pasnice	$t_{f2} = 0,98 \text{ cm}$
Radij zakrivitve	$r_2 = 1,5 \text{ cm}$
Površina prečnega prereza	$A_2 = 39,2 \text{ cm}^2$
Vztrajnostni moment	$I_{y2} = 3890 \text{ cm}^4$
Vezna plošča 200 x 110 x 10 S 235	

Vertikalna razdalja	$g_v = 2,0 \text{ cm}$
Horizontalna razdalja	$g_h = 1,0 \text{ cm}$
Višina plošče	$h_p = 20,0 \text{ cm}$
Širina plošče	$b_p = 11,0 \text{ cm}$
Debelina plošče	$t_p = 1,0 \text{ cm}$

### Vertikalna smer obremenitve

Število vrst vijakov	$n_1 = 2$
Razdalja med osjo luknje in robom plošče	$e_1 = 5,5 \text{ cm}$
Razdalja med osjo luknje in robom nosilca	$e_{1,b} = 7,5 \text{ cm}$
Razdalja med osmi vijakov	$p_1 = 9,0 \text{ cm}$

### Horizontalna smer obremenitve

Število stolpcev vijakov	$n_2 = 1$
Razdalja med osjo luknje in robom plošče	$e_2 = 5,0 \text{ cm}$
Razdalja med osjo luknje in robom nosilca	$e_{2,b} = 5,0 \text{ cm}$
Ročica notranjih sil	$z = 6,0 \text{ cm}$

### Vijaki M24, kvaliteta 8.8, brez prednapetja

Skupno število vijakov ( $n = n_1 \times n_2$ )	$n = 2$
Strižni prerez vijaka	$A_s = 3,53 \text{ cm}^2$
Premer vijaka	$d = 2,4 \text{ cm}$
Meja plastičnosti vijaka	$f_{yb} = 64,0 \text{ kN/cm}^2$
Natezna trdnost vijaka	$f_{ub} = 80,0 \text{ kN/cm}^2$

### Zvari

Debelina kotnega zvara	$a = 0,5 \text{ cm}$
------------------------	----------------------

### Parcijalni varnostni faktorji

$\gamma_{M0} = 1,0$
$\gamma_{M2} = 1,25$ ... strižna nosilnost v MSN
$\gamma_{M0} = 1,1$ ... vezna nosilnost v MSN

### 10.4.3 Kontrola nosilnosti spoja

#### Strižna nosilnost priključka

#### Strižno obremenjeni vijaki

Strižna nosilnost vseh vijakov v spoju je definirana z izrazom

$$V_{Rd,1} = (n \cdot F_{v,Rd}) / ((1 + \alpha \cdot n)^2 + (\beta \cdot n)^2)^{0,5}$$

Strižna nosilnost posameznega vijaka  $F_{v,Rd}$  je podana z enačbo:

$$F_{v,Rd} = \alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A / \gamma_{M2}$$

$\gamma_{M2} = 1,25$  ... strižna nosilnost vijaka

$\alpha_v = 0,6$  ... za vijak 8.8

$A = A_s = 3,53 \text{ cm}^2$

$$F_{v,Rd} = 0,6 \cdot 80 \text{ kN/cm}^2 \cdot 3,53 \text{ cm}^2 / 1,25 = 135,6 \text{ kN}$$

Ker imam samo en stolpec vijakov velja naslednje:

$$\alpha = 0$$

$$\beta = (6 \cdot z) / (n \cdot (n + 1) \cdot p_1) = (6 \cdot 6,0 \text{ cm}) / (2 \cdot (2 + 1) \cdot 9,0 \text{ cm}) = 0,67$$

$$V_{Rd,1} = (2 \cdot 135,6 \text{ kN}) / ((1 + 0 \cdot 2)^2 + (0,67 \cdot 2)^2)^{0,5} = 162,3 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 120 \text{ kN} \leq V_{Rd,1} = 162,3 \text{ kN}$$

Nosilnost vijakov na strig zadošča.

#### Nosilnost na bočni pritisk vezne pločevine

$$V_{Rd,2} = n / (((1 + \alpha \cdot n) / F_{b,Rd,ver})^2 + ((\beta \cdot n) / F_{b,Rd,hor})^2)^{0,5}$$



### Nosilnost v vertikalni smeri

$$F_{b,Rd,ver} = k_1 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$$

$$e_1 / (3 \cdot d_0) = 5,5 \text{ cm} / (3 \cdot 2,7 \text{ cm}) = 0,68$$

$$p_1 / (3 \cdot d_0) - 0,25 = 9,0 \text{ cm} / (3 \cdot 2,7 \text{ cm}) - 0,25 = 0,86$$

$$f_{ub} / f_{u,p} = 80 \text{ kN/cm}^2 / 36,0 \text{ kN/cm}^2 = 2,22$$

$$\alpha = \min (0,68 ; 0,86 ; 2,22 ; 1,0) = 0,68$$

$$k_1 = \min (2,8 \cdot e_2 / d_0 - 1,7 ; 2,5) = \min (2,8 \cdot 5,0 \text{ cm} / 2,7 \text{ cm} - 1,7 ; 2,5) = \\ = \min (3,48 ; 2,5) = 2,5$$

$$F_{b,Rd,ver} = 2,5 \cdot 0,68 \cdot 36,0 \text{ kN/cm}^2 \cdot 2,4 \text{ cm} \cdot 1,0 \text{ cm} / 1,25 = 117,5 \text{ kN}$$

### Nosilnost v horizontalni smeri

$$F_{b,Rd,hor} = k_1 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$$

$$e_2 / (3 \cdot d_0) = 5,0 \text{ cm} / (3 \cdot 2,7 \text{ cm}) = 0,62$$

$$f_{ub} / f_{u,p} = 80 \text{ kN/cm}^2 / 36,0 \text{ kN/cm}^2 = 2,22$$

$$\alpha = \min (0,62 ; 2,22 ; 1,0) = 0,62$$

$$k_1 = \min (2,8 \cdot e_1 / d_0 - 1,7 ; 2,5) = \min (2,8 \cdot 5,5 \text{ cm} / 2,7 \text{ cm} - 1,7 ; 2,5) = \\ = \min (4,0 ; 2,5) = 2,5$$

$$F_{b,Rd,hor} = 2,5 \cdot 0,62 \cdot 36,0 \text{ kN/cm}^2 \cdot 2,4 \text{ cm} \cdot 1,0 \text{ cm} / 1,25 = 107,2 \text{ kN}$$

### Skupna nosilnost

$\alpha = 0$  ... ena vrsta vijakov

$\beta = 0,67$  ... enako kot pri strižni nosilnost vijakov

$$V_{Rd,2} = 2 / (((1 + 0 \cdot 2) / 117,5 \text{ kN})^2 + ((0,67 \cdot 2) / 107,2 \text{ kN})^2)^{0,5} = 132,3 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 120 \text{ kN} \leq V_{Rd,2} = 132,3 \text{ kN}$$

### **Pogoj za duktilnost spoja**

Spoj je duktilen, če zadošča naslednjem pogoju

$$V_{Rd,2} = 132,3 \text{ kN} \leq V_{Rd,1} = 162,3 \text{ kN}$$

Duktilnost spoja je zagotovljena

### **Nosilnost na bočni pritisk stojine nosilca IPE 240 S 355**

$$V_{Rd,2} = n / (((1 + \alpha \cdot n) / F_{b,Rd,ver})^2 + ((\beta \cdot n) / F_{b,Rd,hor})^2)^{0,5}$$

### **Nosilnost v vertikalni smeri**

$$F_{b,Rd,ver} = k_1 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$$

$$p_1 / (3 \cdot d_0) - 0,25 = 9,0 \text{ cm} / (3 \cdot 2,7 \text{ cm}) - 0,25 = 0,86$$

$$f_{ub} / f_{u,p} = 80 \text{ kN/cm}^2 / 51,0 \text{ kN/cm}^2 = 1,56$$

$$\alpha = \min (0,86 ; 1,56 ; 1,0) = 0,86$$

$$k_1 = \min (2,8 \cdot e_2 / d_0 - 1,7 ; 2,5) = \min (2,8 \cdot 5,0 \text{ cm} / 2,7 \text{ cm} - 1,7 ; 2,5) = \\ = \min (3,48 ; 2,5) = 2,5$$

$$F_{b,Rd,ver} = 2,5 \cdot 0,86 \cdot 51,0 \text{ kN/cm}^2 \cdot 2,4 \text{ cm} \cdot 0,62 \text{ cm} / 1,25 = 130,5 \text{ kN}$$

### Nosilnost v horizontalni smeri

$$F_{b,Rd,hor} = k_1 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$$

$$e_2 / (3 \cdot d_0) = 5,0 \text{ cm} / (3 \cdot 2,7 \text{ cm}) = 0,62$$

$$f_{ub} / f_{u,p} = 80 \text{ kN/cm}^2 / 51 \text{ kN/cm}^2 = 1,56$$

$$\alpha = \min(0,62 ; 1,56 ; 1,0) = 0,62$$

$$k_1 = \min(1,4 \cdot p_1 / d_0 - 1,7 ; 2,5) = \min(1,4 \cdot 9,0 \text{ cm} / 2,7 \text{ cm} - 1,7 ; 2,5) = \\ = \min(2,96 ; 2,5) = 2,5$$

$$F_{b,Rd,hor} = 2,5 \cdot 0,62 \cdot 51,0 \text{ kN/cm}^2 \cdot 2,4 \text{ cm} \cdot 0,62 \text{ cm} / 1,25 = 94,0 \text{ kN}$$

### Skupna nosilnost

$\alpha = 0$  ... ena vrsta vijakov

$\beta = 0,67$  ... enako kot pri strižni nosilnosti vijakov

$$V_{Rd,2} = 2 / (((1 + 0 \cdot 2) / 130,5 \text{ kN})^2 + ((0,67 \cdot 2) / 94,0 \text{ kN})^2)^{0,5} = 123,5 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 120 \text{ kN} \leq V_{Rd,2} = 123,5 \text{ kN}$$

### Pogoj za duktilnost spoja

Spoj je duktilen, če zadošča naslednjemu pogoju:

$$V_{Rd,2} \leq V_{Rd,1}$$

$$V_{Rd,2} = 123,5 \text{ kN} \leq V_{Rd,1} = 162,3 \text{ kN}$$

Duktilnost spoja je zagotovljena.

KOMENTAR: Statični izračun pokaže, da imajo priključki spoja (vezna pločevina in stojina nosilca IPE 240) dovolj veliko nosilnost, da prenesejo predvideno obtežbo, zagotovljeno je tudi duktilno obnašanje spoja (strižna nosilnost vijakov je večja od nosilnosti pločevine na obodni pritisk), kar zagotavlja duktilno porušitev spoja v primeru izjemne prekoračitve predvidene obtežbe.

Potrebno je preveriti še nosilnost spoja na zagotavljanje povezave.

Nosilnost priključkov za zagotavljanje medsebojnega povezovanja prečnih okvirjev konstrukcije z sekundarnimi sovprežnimi nosilci

Da bi se prerprečila progresivna porušitev konstrukcije zaradi nepovezanosti glavnih elementov v konstrukciji, mora imeti konstrukcija minimalno robustnost za prevzem udarne obtežbe (potresna obremenitev).

Ena od metod za doseganje zahtevane robustnosti oziroma konstrukcijske integritete je medsebojno povezovanje glavnih elementov konstrukcije, kar pomeni da morajo biti členkasti spoji sovprežni nosilec – prečka okvirja sposobni prenesti horizontalno silo povezovanja.

Kontrola nosilnosti priključkov na sposobnost medsebojnega povezovanja se izvede za nezgodno obtežno kombinacijo.

Obtežbe za dimenzioniranje spoja

$g = 4,0 \text{ kN/m}^2$  ... lastna teža medetažne konstrukcije

$q = 3,0 \text{ kN/m}^2$  ... koristna obtežba

Razred posledic porušitve konstrukcije v skladu s SIST EN 1991-1-2, tabela A.1 in A.4 je konstrukcija v razredu 2b, zgornja rizična skupina.

Efektivne horizontalne vezi projektiram v skladu s SIST EN 1991-1-7 tabela A.5.1, efektivne vezi morajo biti izvedene tako, da se zanesljivo povežejo stebri z ostalimi elementi konstrukcije.

V skladu s SIST EN 1991-1-7 enačba A.1 morajo biti spoji efektivnih vezi sposobni prevzeti natezno obremenitev  $T_i$  za nezgodni obtežni primer.

$$T_i = 0,8 \cdot (g_k + \psi \cdot q_k) \cdot s \cdot L \geq 75 \text{ kN}$$

$s = 3,0 \text{ m}$  ... raster med sekundarnimi sovprežnimi nosilci

$L = 8,0 \text{ m}$  ... dolžina sovprežnega nosilca

$$\psi = \psi_1 = 0,5$$

$$T_i = 0,8 \cdot (4,0 \text{ kN/m}^2 + 0,5 \cdot 3,0 \text{ kN/m}^2) \cdot 3,0 \text{ m} \cdot 8,0 \text{ m} = 105,6 \text{ kN} \geq 75 \text{ kN}$$

$$T_i = 105,6 \text{ kN}$$

### **Dimenzioniranje spoja**

$$N_{Ed} = T_i = 105,6 \text{ kN}$$

### **Strižno obremenjeni vijaki**

$$N_{Rd,u,1} = n \cdot F_{v,Rd}$$

$$F_{v,Rd} = \alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A / \gamma_{M,u}$$

$\gamma_{M,u} = 1,1$  ... nosilnost strižne povezave v MSN

$\alpha_v = 0,6$  ... za vijak 8.8

$$A = A_s = 3,53 \text{ cm}^2$$

$$F_{v,Rd} = 0,6 \cdot 80 \text{ kN/cm}^2 \cdot 3,53 \text{ cm}^2 / 1,1 = 154,0 \text{ kN}$$

$$N_{Rd,u,1} = 2 \cdot 154,0 \text{ kN} = 308,0 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 105,6 \text{ kN} \leq N_{Rd,u,1} = 308,0 \text{ kN}$$

## Nosilnost na bočni pritisk vezne pločevine

### Nosilnost v horizontalni smeri

$$F_{b,Rd,hor} = k_1 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M,u}$$

$$e_2 / (3 \cdot d_0) = 5,0 \text{ cm} / (3 \cdot 2,7 \text{ cm}) = 0,62$$

$$f_{ub} / f_{u,p} = 80 \text{ kN/cm}^2 / 36,0 \text{ kN/cm}^2 = 2,22$$

$$\alpha = \min(0,62 ; 2,22 ; 1,0) = 0,62$$

$$k_1 = \min(2,8 \cdot e_1 / d_0 - 1,7 ; 2,5) = \min(2,8 \cdot 5,5 \text{ cm} / 2,7 \text{ cm} - 1,7 ; 2,5) = \\ = \min(4,0 ; 2,5) = 2,5$$

$$F_{b,Rd,hor} = 2,5 \cdot 0,62 \cdot 36,0 \text{ kN/cm}^2 \cdot 2,4 \text{ cm} \cdot 1,0 \text{ cm} / 1,1 = 121,8 \text{ kN}$$

$$N_{Rd,u,2} = 2 \cdot 121,8 \text{ kN} = 243,6 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 105,6 \text{ kN} \leq N_{Rd,u,2} = 243,6 \text{ kN}$$

## Nosilnost na bočni pritisk stojine nosilca IPE 240 S 355

### Nosilnost v horizontalni smeri

$$F_{b,Rd,hor} = k_1 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M,u}$$

$$e_2 / (3 \cdot d_0) = 5,0 \text{ cm} / (3 \cdot 2,7 \text{ cm}) = 0,62$$

$$f_{ub} / f_{u,p} = 80 \text{ kN/cm}^2 / 51 \text{ kN/cm}^2 = 1,56$$

$$\alpha = \min(0,62 ; 1,56 ; 1,0) = 0,62$$

$$k_1 = \min(1,4 \cdot p_1 / d_0 - 1,7 ; 2,5) = \min(1,4 \cdot 9,0 \text{ cm} / 2,7 \text{ cm} - 1,7 ; 2,5) = \\ = \min(2,96 ; 2,5) = 2,5$$

$$F_{b,Rd,hor} = 2,5 \cdot 0,62 \cdot 51,0 \text{ kN/cm}^2 \cdot 2,4 \text{ cm} \cdot 0,62 \text{ cm} / 1,1 = 106,8 \text{ kN}$$

$$N_{Rd,u,3} = 2 \cdot 106,8 \text{ kN} = 213,6 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 105,6 \text{ kN} \leq N_{Rd,u,3} = 213,6 \text{ kN}$$

#### KOMENTAR:

Statični izračun pokaže, da imajo priključki spoja (vezna pločevina in stojina nosilca IPE 240) dovolj veliko nosilnost, da zagotovijo robustnost konstrukcije oziroma konstrukcijsko integriteto konstrukcije, zagotovljeno je tudi duktilno obnašanje spoja (strižna nosilnost vijakov je večja od nosilnosti pločevine na obodni pritisk), kar zagotavlja duktilno porušitev spoja v primeru izjemne prekoračitve predvidene obtežbe.

Z zagotavljanjem robustnosti konstrukcije oziroma konstrukcijske integritete je zagotovljeno, da ne pride do porušitve celotne konstrukcije oziroma večjega dela konstrukcije, če pride do lokalne porušitve določenega elementa (ali več njih) kot posledica požara, eksplozije, potresa in ostalih nezgodnih obremenitev. Robustnost konstrukcije oziroma konstrukcijska integriteta zagotavlja globalno nosilnost in stabilnost konstrukcije kljub lokalni porušitvi elementa (ali več elementov) kot posledice nezgodne obtežbe (požar, eksplozija, potres...).

Ker so prečke prečnih okvirjev (samo v območju pozitivnih momentov – srednjih 5,0 m prečke) in sekundarni nosilci med prečnimi okvirji sovprežne izvedbe in so kot taki do določene mere preko moznikov in AB plošče že robustno povezani med seboj, bi morda lahko že na osnovi tega definirali, da ima konstrukcija zagotovljeno zahtevano robustnost. Kljub temu smatram, da je vseeno zaželeno, da imajo tudi spoji priključkov sekundarnih sovprežnih nosilcev dovolj veliko nosilnost, da lahko konstrukcijo definiramo kot robustno oziroma integrabilno brez upoštevanja vpliva sovprežja.

#### Nosilnost zvara

Vezna pločevina je privarjena z  $a = 5 \text{ mm}$  na stojino prečke prečnega okvirja.

$$l_{zv} = 20,0 \text{ cm}$$

$$a = 0,5 \text{ cm}$$

$$A_{zv} = 2 \cdot a \cdot l_{zv} = 2 \cdot 0,5 \text{ cm} \cdot 20,0 \text{ cm} = 20,0 \text{ cm}^2$$

$$W_{zv} = 2 \cdot a \cdot l_{zv}^2 / 6 = 2 \cdot 0,5 \text{ cm} \cdot (20,0 \text{ cm})^2 / 6 = 66,6 \text{ cm}^3$$

Nosilnost kotnega zvara

$$f_{vw,d} = f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2} \cdot \sqrt{3}) = 36,0 \text{ kN/cm}^2 / (0,8 \cdot 1,25 \cdot \sqrt{3}) = 20,8 \text{ kN/cm}^2$$

**Strižna nosilnost zvara**

$$\tau_{II} = V_{E,d} / A_{zv} = 120 \text{ kN} / 20,0 \text{ cm}^2 = 6,0 \text{ kN/cm}^2 \leq f_{vw,d} = 20,8 \text{ kN/cm}^2$$

**Upogibna nosilnost zvara**

$$M_{E,d} = V_{E,d} \cdot e = 120 \text{ kN} \cdot 6,0 \text{ cm} = 720 \text{ kNcm}$$

$$\bar{\sigma}_w = M_{E,d} / W_{zv} = 720 \text{ kNcm} / 66,6 \text{ cm}^3 = 10,8 \text{ kN/cm}^2 \leq f_{vw,d} = 20,8 \text{ kN/cm}^2$$

**Natezna nosilnost zvara (zagotavljanje integritete konstrukcije)**

$$\bar{\sigma}_n = N_{E,d} / A_{zv} = 105,6 \text{ kN} / 20,0 \text{ cm}^2 = 5,3 \text{ kN/cm}^2 \leq f_{vw,d} = 20,8 \text{ kN/cm}^2$$

Skupna nosilnost zvara

$$(\bar{\sigma}_w^2 + \bar{\sigma}_n^2 + \tau_{II}^2)^{0,5} = ((10,8 \text{ kN/cm}^2)^2 + (5,3 \text{ kN/cm}^2)^2 + (6,0 \text{ kN/cm}^2)^2)^{0,5} = 13,5 \text{ kN/cm}^2$$

$$(\bar{\sigma}_w^2 + \bar{\sigma}_n^2 + \tau_{II}^2)^{0,5} = 13,5 \text{ kN/cm}^2 \leq f_{vw,d} = 20,8 \text{ kN/cm}^2$$

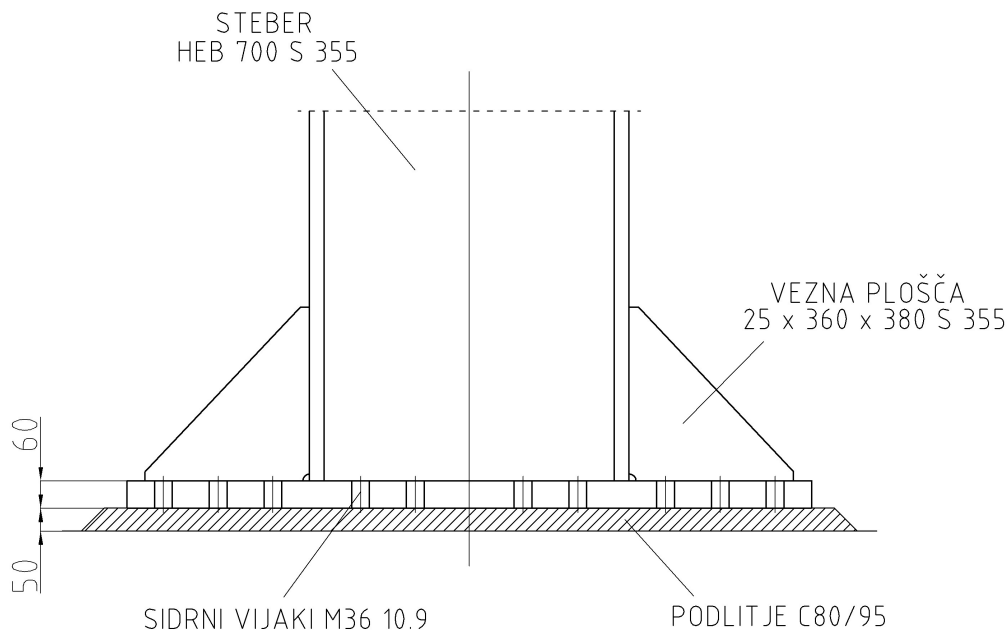
## 10.5 Togi momentni priključek stebra na temelj

Momentni priključek stebra na temelj dimenzioniram na polnoplastično nosilnost stebra, ker so sidrne plošče vseh stebrov enake (tudi za notranje in zunanje okvirje) naredim enotni statični izračun za vse priključke stebrov na temelje. Momentni spoj priključka stebra na temelj mora biti izveden kot polnoplastičen.

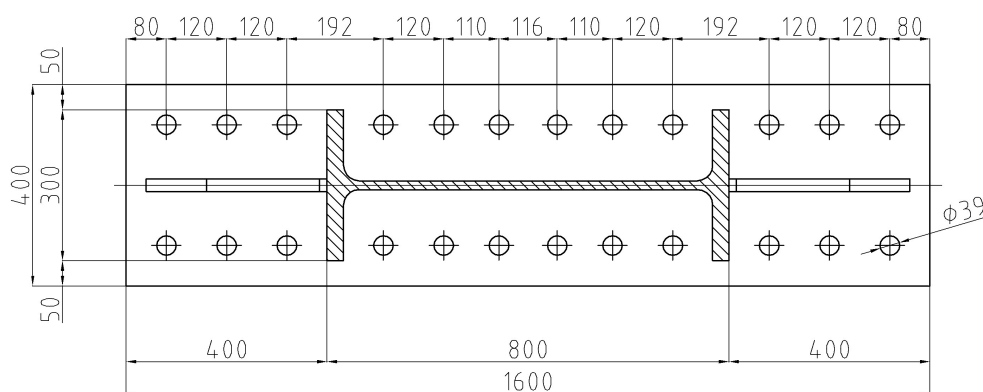


## 10.5.1 Notranji okvirji

### Geometrija spoja



Slika 48: Priključek stebra na temelj



Slika 49: Priključek stebra na temelj

### Dimenzioniranje sidrnih vijakov

Sidrne vijake je potrebno dimenzionirati na pogoj, da je potrebno zagotoviti polnonosilnost spoja priključka stebra na temelj, potrebno je upoštevati tudi vpliv osne sile zaradi potresne obremenitve.

## Obremenitve

Potrebno je analizirati dva obtežna primera:

1. Na steber deluje max natezna osna sila zaradi potresne obremenitve
2. Na steber deluje max tlačna osna sila zaradi potresne obremenitve

V obeh primerih je potrebno upoštevati polnonosilni moment stebra.

Za dimenzioniranje sidrnih vijakov je merodajna maksimalna natezna osna sila, za kontrolo konatčnih tlakov pa je merodajna maksimalna tlačna osna sila.

1. Na steber deluje maksimalna natezna osna sila zaradi potresne obremenitve:

$$M_{Ed} = 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot M_{pl,Rd,stebra} = 1,1 \cdot 1,25 \cdot 2953,6 \text{ kNm} = 4061,2 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} N_{ED,nateg} &= N_{Ed,G,1-1} + 0,3 \cdot (1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{prečka} \cdot k_{\theta} \cdot N_{Ed,E,x,1-1}) + \\ &+ 1,0 \cdot (1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{diagonala} \cdot N_{Ed,E,y,1-1}) = \\ &= -923,2 \text{ kN} + 0,3 \cdot (1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,57 \cdot 1,25 \cdot 76,0 \text{ kN}) + \\ &+ 1,0 \cdot (1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,20 \cdot 701,0 \text{ kN}) = 282,6 \text{ kN} \end{aligned}$$

## Nosilnost sidne plošče na upogib

Dimenzije sidrne plošče

$b_{pl} = 40,0 \text{ cm}$       širina sidrne plošče  
 $l_{pl} = 150,0 \text{ cm}$       dolžina sidrne plošče  
 $t_{pl} = 6,0 \text{ cm}$       debelina sidrne plošče  
 $f_{y,pl} = 33,5 \text{ kN/cm}^2$       kvaliteta jekla sidrne plošče (plošča je debelejša od 40 mm)  
Dimenzije ojačitvenega rebra

$l_r = 38,0 \text{ cm}$       dolžina ojačitvenega rebra  
 $h_r = 36,0 \text{ cm}$       višina ojačitvenega rebra  
 $t_r = 2,5 \text{ cm}$       debelina ojačitvenega rebra  
 $f_{y,r} = 35,5 \text{ kN/cm}^2$       kvaliteta jekla ojačitvenega rebra

### Kontrola upogibne nosilnosti sidrne plošče

$$\begin{aligned}M_{pl,Rd} &= W_{el,sid,pl} \cdot f_{y,pl} + W_{el,oj.reb.} \cdot f_{y,r} = \\&= b_{pl} \cdot t_{pl}^2 / 6 \cdot f_{y,pl} + t_r \cdot h_r^2 / 6 \cdot f_y = \\&= 40,0 \text{ cm} \cdot (6,0 \text{ cm})^2 / 6 \cdot 33,5 \text{ kN/cm}^2 + 2,5 \text{ cm} \cdot (36,0 \text{ cm})^2 / 6 \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2 = \\&= 27220 \text{ kNcm} = 272,2 \text{ kNm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}F_{p,M} &= 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot M_{pl,Rd,stebra} / h_p = \\&= 1,1 \cdot 1,25 \cdot 2953,6 \cdot 100 \text{ kNcm} / 66,8 \text{ cm} = \\&= 6079,6 \text{ kN}\end{aligned}$$

$F_{p,M} = 6079,6 \text{ kN}$  ... dvojica sil v pasnicah stebra kot posledica zagotovitve polnoplastične nosilnosti spoja

$$h_p = (h_s - t_f) = (70,0 \text{ cm} - 3,2 \text{ cm}) = 66,8 \text{ cm}$$

$h_p = 66,8 \text{ cm}$  ... razdalja med težišči pasnic stebra

$$A_p = b_f \cdot t_f = 30,0 \text{ cm} \cdot 3,2 \text{ cm} = 96,0 \text{ cm}^2 \text{ ... prerez pasnice}$$

$A = 306,0 \text{ cm}^2$  ... prečni prerez stebra notranjega okvirja (HEB 700)

$$F_{p,N} = \max N_{Ed} \cdot A_p / A = 2616,0 \text{ kN} \cdot 96,0 \text{ cm}^2 / 306,0 \text{ cm}^2 = 820,8 \text{ kN}$$

$$F_p = F_{p,M} + F_{p,N} = 6079,6 \text{ kN} + 820,8 \text{ kN} = 6900,4 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = F_p \cdot r = 6900,4 \text{ kN} \cdot 3,0 \text{ cm} = 20700,0 \text{ kNcm} = 207,0 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = F_p \cdot r = 6900,4 \text{ kN} \cdot 3,0 \text{ cm} = 20700,0 \text{ kNcm} = 207,0 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = 207,0 \text{ kNm} \leq M_{pl,Rd} = 272,2 \text{ kNm}$$

### Projektna upogibna nosilnost spoja

$$r_1 = 9,6 \text{ cm}$$

$$r_2 = 21,6 \text{ cm}$$

$$r_3 = 32,6 \text{ cm}$$

$$r_4 = 44,2 \text{ cm}$$

$$r_5 = 55,2 \text{ cm}$$

$$r_6 = 67,2 \text{ cm}$$

$$r_7 = 86,4 \text{ cm}$$

$$r_8 = 98,4 \text{ cm}$$

$$r_9 = 110,4 \text{ cm}$$

$$F_{t,max} = \max M_{Ed} \cdot r_{max} / \sum r_i^2 = 4061,2 \text{ kNcm} \cdot 110,4 \text{ cm} / 95380 \text{ cm}^2 = 463,0 \text{ kN}$$

Kontrola natezne nosilnosti vijakov

$$F_{t,max} = 463,0 \text{ kN} \leq F_{t,Rd} (M36 8.8) = 470,6 \text{ kN}$$

### **Kontrola nosilnosti zvarov**

Zvar priključka stebra na sidrno ploščo predpišem kot polnopenetriran čelni V zvar, katerega nosilnost je vsaj tolikšna, kolikor je nosilnost osnovnega materiala in ni potrebna računsko kontrola zvara. Zvar med ojačitvenim rebrom in sidrno ploščo oziroma stebrom predpišem dvostranski kotni  $a = 6 \text{ mm}$ , ta zvar ni nosilen (direktno ne prenaša obremenitve), zato ni potrebna kontrola nosilnosti tega zvara.

### **Kontrola lokalnih tlačnih napetosti v betonskem temelju**

Pri kontroli lokalnih tlačnih napetosti v betonskem temelju je potrebno upoštevati tudi tlačne zaradi potresne obremenitve, ki se preko stebrov prenašajo v betonski temelj.

$\max N_{Ed} = 2616,0 \text{ kN}$  (tlačna sila) ... glej točko 6.4.9, dimenzioniranje stebrov notranjih okvirjev – desni steber (str. 149)

Dimenzije sidrne plošče

$b_{pl} = 40,0 \text{ cm}$       širina sidrne plošče  
 $l_{pl} = 150,0 \text{ cm}$       dolžina sidrne plošče  
 $t_{pl} = 6,0 \text{ cm}$       debelina sidrne plošče  
 $f_{y,pl} = 33,5 \text{ kN/cm}^2$       kvaliteta jekla sidrne plošče (plošča je debelejša od 40 mm)

Potrebne dimenzije in karakteristike betonskega temelja

C 30/37      tlačna trdnost betona temelja  
C 80/95      tlačna trdnost betona temelja pod sidrno ploščo  
 $h_t = 1,5 \text{ m}$       globina betonskega temelja

OPOMBA: zaradi velikih lokalnih tlačnih napetosti pod sidrnimi ploščami stebrov (zaradi zagotavljanja polnonosilnosti priključka stebra na temelj) mora biti kvaliteta betona pod sidrnimi ploščami do globine 0,5 m kvalitete C 80/90, na preostalih delih temeljev je lahko kvaliteta betona C 30/37.

Efektivni prečni prerez betonskega temelja pod sidrno ploščo stebra

$$\begin{aligned} a_1 &= \min(5 \cdot l_{pl}, l_{pl} + h_t) = \\ &= \min(5 \cdot 150,0 \text{ cm}; 150,0 \text{ cm} + 150,0 \text{ cm}) = \\ &= \min(750,0 \text{ cm}; 300,0 \text{ cm}) = \\ &= 300,0 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} b_1 &= \min(5 \cdot b_{pl}, b_{pl} + h_t) = \\ &= \min(5 \cdot 40,0 \text{ cm}; 40,0 \text{ cm} + 150,0 \text{ cm}) = \\ &= \min(200,0 \text{ cm}; 190,0 \text{ cm}) = \\ &= 190,0 \text{ cm} \end{aligned}$$

Dodatna pogoja

$$\begin{aligned} a_1 = 300,0 \text{ cm} &\leq 5 \cdot b_1 = 5 \cdot 190,0 \text{ cm} = 950,0 \text{ cm} \\ b_1 = 190,0 \text{ cm} &\leq 5 \cdot a_1 = 5 \cdot 300,0 \text{ cm} = 1500,0 \text{ cm} \end{aligned}$$

Faktor koncentracije napetosti

$$\begin{aligned} k &= ((a_1 \cdot b_1) / (l_{pl} \cdot b_{pl}))^{0,5} = \\ &= ((300,0 \text{ cm} \cdot 190,0 \text{ cm}) / (150 \text{ cm} \cdot 40,0 \text{ cm}))^{0,5} = \\ &= 3,08 \end{aligned}$$

Nosilnost betona na lokalne tlačne napetosti pod sidrno ploščo stebra

$$\begin{aligned} f_j &= 0,67 \cdot k \cdot f_{ck} / \gamma_c = \\ &= 0,67 \cdot 3,08 \cdot 8,0 \text{ kN/cm}^2 / 1,5 = \\ &= 11,0 \text{ kN/cm}^2 \end{aligned}$$

Koeficient priključka je 2/3, če sta izpolnjena pogoja:

-karakteristična trdnost podlivnega betona je vsaj 20% karakteristične trdnosti betona temelja

Ker je beton temelja kvalitete C 80/95 je njegova karaketistična tlačna trdnost  $8,0 \text{ kN/cm}^2$ , zato mora biti podlivni beton trdnosti vsaj  $0,20 \cdot 8,0 \text{ kN/cm}^2 = 1,6 \text{ kN/cm}^2$ , zato za podlivni beton predpišem beton kvalitete C 20/25.

-debelina podlivnega betona je manjša od  $0,20 \cdot \min (l_{pl}, b_{pl})$

$$\max h_{pb} = 0,20 \cdot \min (150,0 \text{ cm} ; 40,0 \text{ cm}) = 0,20 \cdot 40,0 \text{ cm} = 8,0 \text{ cm}$$

Predpišem debelino podlivnega betona 5,0 cm.

Faktor raznosa lokalnih napetosti v betonski temelj

$$\begin{aligned} c &= t_{pl} \cdot (f_y / (3 \cdot f_j \cdot \gamma_{M0}))^{0,5} = \\ &= 6,0 \text{ cm} \cdot (33,5 \text{ kN/cm}^2 / (3 \cdot 11,0 \text{ kN/cm}^2 \cdot 1,0))^{0,5} = \\ &= 6,0 \text{ cm} \end{aligned}$$

Efektivno območje betona okoli pasnice stabra

$$\begin{aligned} A_{\text{eff}} &= (b_f + 2 \cdot c) \cdot (t_f + 2 \cdot c) = \\ &= (30,0 \text{ cm} + 2 \cdot 6,0 \text{ cm}) \cdot (3,2 \text{ cm} + 2 \cdot 6,0 \text{ cm}) = \\ &= 638,4 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Lokalne napetosti v betonu pod sidrno ploščo

Ker mora biti spoj polnonosilen, mora biti tudi beton pod temeljem sposoben prenesti lokalne napetosti pod sidrno ploščo kot posledico polnoplastičnega momenta, ki se lahko pojavijo v stebrih ob vpetju.

$$\begin{aligned}F_{p,M} &= 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot M_{pl,Rd,stebra} / h_p = \\ &= 1,1 \cdot 1,25 \cdot 2953,6 \cdot 100 \text{ kNcm} / 66,8 \text{ cm} = \\ &= 6079,6 \text{ kN}\end{aligned}$$

$F_{p,M} = 6079,6 \text{ kN}$  ... dvojica sil v pasnicah stebra kot posledica zagotovitve polnoplastične nosilnosti spoja

$$h_p = (h_s - t_f) = (70,0 \text{ cm} - 3,2 \text{ cm}) = 66,8 \text{ cm}$$

$h_p = 66,8 \text{ cm}$  ... razdalja med težišči pasnic stebra

$$A_p = b_f \cdot t_f = 30,0 \text{ cm} \cdot 3,2 \text{ cm} = 96,0 \text{ cm}^2 \text{ ... prerez pasnice}$$

$A = 306,0 \text{ cm}^2$  ... prečni prerez stebra notranjega okvirja (HEB 700)

$$F_{p,N} = \max N_{Ed} \cdot A_p / A = 2616,0 \text{ kN} \cdot 96,0 \text{ cm}^2 / 306,0 \text{ cm}^2 = 820,8 \text{ kN}$$

$$F_p = F_{p,M} + F_{p,N} = 6079,6 \text{ kN} + 820,8 \text{ kN} = 6900,4 \text{ kN}$$

$$f_{\max} = F_p / A_{\text{eff}} = 6900,4 \text{ kN} / 638,4 \text{ cm}^2 = 10,8 \text{ kN/cm}^2$$

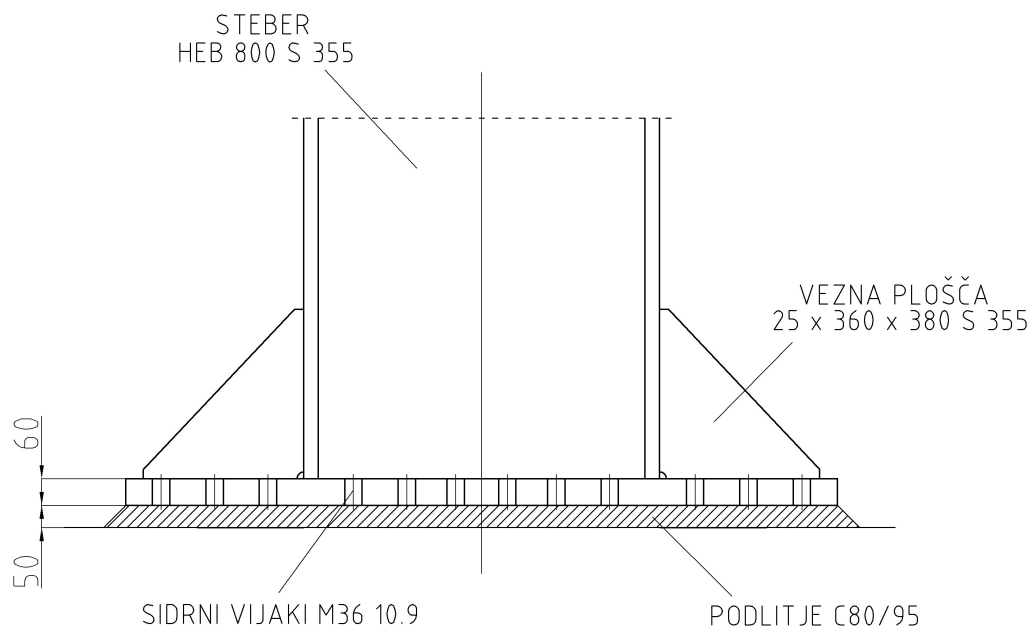
$$f_{\max} = 10,8 \text{ kN/cm}^2 \leq f_j = 11,0 \text{ kN/cm}^2$$

#### KOMENTAR:

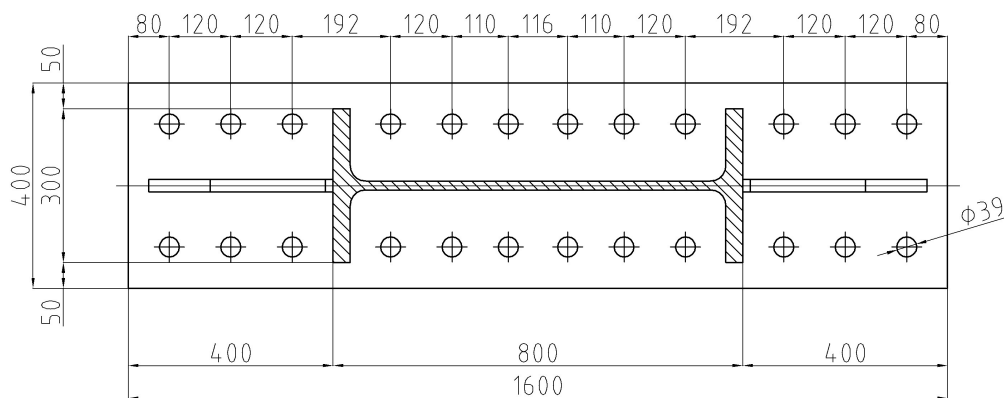
Pri statični kontroli priključka stebrov na temelj je potrebno zagotoviti polnonosilni spoj ob upoštevanju osnih sil iz seizmičnega projektne stanja. Potrebno je izvesti ločeno kontroli za natezno nosilnost vijakov, kjer se upošteva minimalna tlačna oziroma maksimalna natezna osna sila, pri kontroli lokalnih tlačnih napetosti v betonu pa je potrebno upoštevati maksimalno tlačno silo. Pri notranjih okvirjih se pojavi natezna osna sila v stebri zaradi osnih sil iz seizmičnega projektne stanja, tako da se ne more upoštevati ugoden vpliv osne sile pri dimenzioniranju sidrnih vijakov, pri kontroli lokalnih napetosti pa se upošteva neugoden vpliv maksimalne tlačne osne sile, ki se pojavi kot posledica osnih sil iz seizmičnega projektne stanja. Posledica zgoraj navedenih dejstev so sorazmerno velike dimenzije sidrnih plošč in veliko število sidrnih vijakov ter potreba po podlivnem betonu visoke tlečne trdnosti C 80/95.

## 10.5.2 Zunanji okvirji

### Geometrija spoja



Slika 50: Priključek stebra na temelj



Slika 51: Priključek stebra na temelj

### Dimenzioniranje sidrnih vijakov

Sidrne vijake je potrebno dimenzionirati na pogoj, da je potrebno zagotoviti polnonosilnost spoja priključka stebra na temelj, pri določanju nosilnost komponent spoja je potrebno upoštevati upogibno nosilnost sidrne plošče, ojačane z ojačitvenim rebrom.



## Obremenitve

Potrebno je analizirati dva obtežna primera:

1. Na steber deluje max natezna osna sila zaradi potresne obremenitve
2. Na steber deluje max tlačna osna sila zaradi potresne obremenitve

V obeh primerih je potrebno upoštevati polnonosilni moment stebra.

Za dimenzioniranje sidrnih vijakov je merodajna maksimalna natezna osna sila, za kontrolo konatknih tlakov pa je merodajna maksimalna tlačna osna sila.

$$\begin{aligned}M_{Ed,1-1} &= M_{Ed,G,1-1} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E,1-1} = \\ &= 37,8 \text{ kNm} + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,68 \cdot -468,6 \text{ kNm} = -1044,6 \text{ kNm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}N_{Ed,1-1} &= N_{Ed,G,1-1} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E,1-1} = \\ &= -504,8 \text{ kN} + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,68 \cdot 88,9 \text{ kN} = -299,5 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V_{Ed,1-1} &= V_{Ed,G,1-1} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E,1-1} = \\ &= -33,2 \text{ kN} + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,68 \cdot 77,8 = 146,5 \text{ kN}\end{aligned}$$

## Kontrola polnonosilnosti spoja

Potrebno je preveriti, katera porušitev komponent spoja je merodajna, namesto analize spoja po komponentni metodi, naredim primerjavo natezne nosilnosti sidrnih vijakov in upogibne nosilnosti sidrne plošče in definiram porušni mehanizem posamezne komponente spoja.

Pri kontroli upogibne nosilnosti plošče upoštevam tudi prispevek upogibne nosilnosti ojačitvenega rebra.

## Nosilnost sidne plošče na upogib

Dimenzije sidrne plošče

$b_{pl} = 40,0 \text{ cm}$	širina sidrne plošče
$l_{pl} = 160,0 \text{ cm}$	dolžina sidrne plošče
$t_{pl} = 6,0 \text{ cm}$	debelina sidrne plošče
$f_{y,pl} = 33,5 \text{ kN/cm}^2$	kvaliteta jekla sidrne plošče (plošča je debelejša od 40 mm)

### Dimenzije ojačitvenega rebra

$l_r = 38,0 \text{ cm}$       dolžina ojačitvenega rebra  
 $h_r = 36,0 \text{ cm}$       višina ojačitvenega rebra  
 $t_r = 2,5 \text{ cm}$       debelina ojačitvenega rebra  
 $f_{y,r} = 35,5 \text{ kN/cm}^2$       kvaliteta jekla sidrne plošče

### Kontrola upogibne nosilnosti sidrne plošče

$$\begin{aligned} M_{pl,Rd} &= W_{el,sid,pl} \cdot f_{y,pl} + W_{el,oj,reb} \cdot f_{y,r} = \\ &= b_{pl} \cdot t_{pl}^2 / 6 \cdot f_{y,pl} + t_r \cdot h_r^2 / 6 \cdot f_y = \\ &= 40,0 \text{ cm} \cdot (6,0 \text{ cm})^2 / 6 \cdot 33,5 \text{ kN/cm}^2 + 2,5 \text{ cm} \cdot (36,0 \text{ cm})^2 / 6 \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2 = \\ &= 27220 \text{ kNcm} = 272,2 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_{p,M} &= 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot M_{pl,Rd,stebra} / h_p = \\ &= 1,1 \cdot 1,25 \cdot 3628,2 \text{ kNm} \cdot 100 \text{ kNcm} / 76,7 \text{ cm} = \\ &= 6504,3 \text{ kN} \end{aligned}$$

$F_{p,M} = 6504,3 \text{ kN}$  ... dvojica sil v pasnicah stebra kot posledica zagotovitve polnoplastične nosilnosti spoja

$$h_p = (h_s - t_f) = (80,0 \text{ cm} - 3,3 \text{ cm}) = 76,7 \text{ cm}$$

$h_p = 76,7 \text{ cm}$  ... razdalja med težišči pasnic stebra

$$F_{p,N} = \max N_{Ed} \cdot A_p / A = 897,5 \text{ kN} \cdot 99,0 \text{ cm}^2 / 334,0 \text{ cm}^2 = 266,0 \text{ kN}$$

$$A_p = b_f \cdot t_f = 30,0 \text{ cm} \cdot 3,3 \text{ cm} = 99,0 \text{ cm}^2 \text{ ... prerez pasnice}$$

$$A = 334,0 \text{ cm}^2 \text{ ... prečni prerez stebra notranjega okvirja (HEB 800)}$$

$$F_p = F_{p,M} + F_{p,N} = 6504,3 \text{ kN} + 266,0 \text{ kN} = 6770,3 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = F_p \cdot r = 6770,3 \text{ kN} \cdot 3,0 \text{ cm} = 20320,3 \text{ kNcm} = 203,2 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = 203,2 \text{ kNm} \leq M_{pl,Rd} = 272,2 \text{ kNm}$$

### Projektna upogibna nosilnost spoja

$$r_1 = 12,8 \text{ cm}$$

$$r_2 = 24,8 \text{ cm}$$

$$r_3 = 35,8 \text{ cm}$$

$$r_4 = 47,4 \text{ cm}$$

$$r_5 = 58,4 \text{ cm}$$

$$r_6 = 70,4 \text{ cm}$$

$$r_7 = 89,6 \text{ cm}$$

$$r_8 = 101,6 \text{ cm}$$

$$r_9 = 113,6 \text{ cm}$$

$$F_{t,\max} = \max M_{Ed} \cdot r_{\max} / \sum r_i^2 = 4988,8 \cdot 100 \text{ kNcm} \cdot 113,6 \text{ cm} / 122830,8 \text{ cm}^2 = 461,3 \text{ kN}$$

Kontrola natezne nosilnosti vijakov

$$F_{t,\max} = 461,3 \text{ kN} \leq F_{t,Rd} (\text{M36 8.8}) = 470,6 \text{ kN}$$

### Kontrola nosilnosti zvarov

Zvar priključka stebra na sidrno ploščo predpišem kot polnopenetriran čelni V zvar, katerega nosilnost je vsaj tolikšna, kolikor je nosilnost osnovnega materiala in ni potrebna računsko kontrola zvara. Zvar med ojačitvenim rebrom in sidrno ploščo oziroma stebrom predpišem dvostranski kotni  $a = 6 \text{ mm}$ , ta zvar ni nosilen (direktno ne prenaša obremenitve), zato ni potrebna kontrola nosilnosti tega zvara.

### Kontrola lokalnih tlačnih napetosti v betonskem temelju

Pri kontroli lokalnih tlačnih napetosti v betonskem temelju je potrebno upoštevati tudi tlačne zaradi potresne obremenitve, ki se preko stebrov prenašajo v betonski temelj.

$$\max N_{Ed} = 897,5 \text{ kN (tlačna sila)} \dots \text{glej točko 6.4.9, dimenzioniranje stebrov zunanjih okvirjev – notranji steber (str. 157)}$$

### Dimenzije sidrne plošče

$b_{pl} = 40,0 \text{ cm}$	širina sidrne plošče
$l_{pl} = 160,0 \text{ cm}$	dolžina sidrne plošče
$t_{pl} = 6,0 \text{ cm}$	debelina sidrne plošče
$f_{y,pl} = 33,5 \text{ kN/cm}^2$	kvaliteta jekla sidrne plošče (plošča je debelejša od 40 mm)

### Potrebne dimenzije in karakteristike betonskega temelja

C 30/37 tlačna trdnost betona temelja

C 80/95 tlačna trdnost betona temelja pod sidrno ploščo

$h_t = 1,5 \text{ m}$  globina betonskega temelja

OPOMBA: zaradi velikih lokalnih tlačnih napetosti pod sidrnimi ploščami stebrov (zaradi zagotavljanja polnonosilnosti priključka stebra na temelj) mora biti kvaliteta betona pod sidrnimi ploščami do globine 0,5 m kvalitete C 80/95, na preostalih delih temeljev je lahko kvaliteta betona C 30/37.

### Efektivni prečni prerez betonskega temelja pod sidrno ploščo stebra

$$\begin{aligned} a_1 &= \min(5 \cdot l_{pl}, l_{pl} + h_t) = \\ &= \min(5 \cdot 160,0 \text{ cm}; 160,0 \text{ cm} + 150,0 \text{ cm}) = \\ &= \min(800,0 \text{ cm}; 310,0 \text{ cm}) = \\ &= 310,0 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} b_1 &= \min(5 \cdot b_{pl}, b_{pl} + h_t) = \\ &= \min(5 \cdot 40,0 \text{ cm}; 40,0 \text{ cm} + 150,0 \text{ cm}) = \\ &= \min(200,0 \text{ cm}; 190,0 \text{ cm}) = \\ &= 190,0 \text{ cm} \end{aligned}$$

### Dodatna pogoja

$$\begin{aligned} a_1 &= 310,0 \text{ cm} \leq 5 \cdot b_1 = 5 \cdot 190,0 \text{ cm} = 950,0 \text{ cm} \\ b_1 &= 190,0 \text{ cm} \leq 5 \cdot a_1 = 5 \cdot 310,0 \text{ cm} = 1550,0 \text{ cm} \end{aligned}$$

Faktor koncentracije napetosti

$$\begin{aligned}k &= ((a_1 \cdot b_1) / (l_{pl} \cdot b_{pl}))^{0,5} = \\ &= ((310,0 \text{ cm} \cdot 190,0 \text{ cm}) / (160,0 \text{ cm} \cdot 40,0 \text{ cm}))^{0,5} = \\ &= 3,04\end{aligned}$$

Nosilnost betona na lokalne tlačne napetosti pod sidrno ploščo stebra

$$\begin{aligned}f_j &= 0,67 \cdot k \cdot f_{ck} / \gamma_c = \\ &= 0,67 \cdot 3,04 \cdot 8,0 \text{ kN/cm}^2 / 1,5 = \\ &= 10,8 \text{ kN/cm}^2\end{aligned}$$

Koeficient priključka je 2/3, če sta izpolnjena pogoja:

-karakteristična trdnost podlivnega betona je vsaj 20% karakteristične trdnosti betona temelja

Ker je beton temelja kvalitete C 80/95 je njegova karakteristična tlačna trdnost 8,0 kN/cm<sup>2</sup>, zato mora biti podlivni beton trdnosti vsaj 0,20 · 8,0 kN/cm<sup>2</sup> = 1,6 kN/cm<sup>2</sup>, zato za podlivni beton predpišem beton kvalitete C 20/25.

-debelina podlivnega betona je manjša od 0,20 · min (l<sub>pl</sub>, b<sub>pl</sub>)

$$\max h_{pb} = 0,20 \cdot \min (150,0 \text{ cm} ; 40,0 \text{ cm}) = 0,20 \cdot 40,0 \text{ cm} = 8,0 \text{ cm}$$

Predpišem debelino podlivnega betona 5,0 cm.

Faktor raznosa lokalnih napetosti v betonski temelj

$$\begin{aligned}c &= t_{pl} \cdot (f_y / (3 \cdot f_j \cdot \gamma_{M0}))^{0,5} = \\ &= 6,0 \text{ cm} \cdot (33,5 \text{ kN/cm}^2 / (3 \cdot 10,8 \text{ kN/cm}^2 \cdot 1,0))^{0,5} = \\ &= 6,0 \text{ cm}\end{aligned}$$

Efektivno območje betona okoli pasnice stebra

$$\begin{aligned}A_{\text{eff}} &= (b_f + 2 \cdot c) \cdot (t_f + 2 \cdot c) = \\ &= (30,0 \text{ cm} + 2 \cdot 6,0 \text{ cm}) \cdot (3,3 \text{ cm} + 2 \cdot 6,0 \text{ cm}) = \\ &= 642,6 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

### Lokalne napetosti v betonu pod sidrno ploščo

Ker mora biti spoj polnonosilen, mora biti tudi beton pod temeljem sposoben prenesti lokalne napetosti pod sidrno ploščo kot posledico polnoplastičnega momenta, ki se lahko pojavijo v stebrih ob vpetju.

$$\begin{aligned}F_{p,M} &= 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot M_{pl,Rd,stebra} / h_p = \\ &= 1,1 \cdot 1,25 \cdot 3628,2 \text{ kNm} \cdot 100 \text{ kNcm} / 76,7 \text{ cm} = \\ &= 6504,3 \text{ kN}\end{aligned}$$

$F_{p,M} = 6504,3 \text{ kN}$  ... dvojica sil v pasnicah stebra kot posledica zagotovitve polnoplastične nosilnosti spoja

$$h_p = (h_s - t_f) = (80,0 \text{ cm} - 3,3 \text{ cm}) = 76,7 \text{ cm}$$

$h_p = 76,7 \text{ cm}$  ... razdalja med težišči pasnic stebra

$$F_{p,N} = \max N_{Ed} \cdot A_p / A = 897,5 \text{ kN} \cdot 99,0 \text{ cm}^2 / 334,0 \text{ cm}^2 = 266,0 \text{ kN}$$

$$A_p = b_f \cdot t_f = 30,0 \text{ cm} \cdot 3,3 \text{ cm} = 99,0 \text{ cm}^2 \dots \text{ prerez pasnice}$$

$A = 334,0 \text{ cm}^2$  ... prečni prerez stebra notranjega okvirja (HEB 800)

$$F_p = F_{p,M} + F_{p,N} = 6504,3 \text{ kN} + 266,0 \text{ kN} = 6770,3 \text{ kN}$$

$$f_{\max} = F_p / A_{\text{eff}} = 6770,3 \text{ kN} / 642,6 \text{ cm}^2 = 10,5 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{\max} = 10,5 \text{ kN/cm}^2 \leq f_j = 11,0 \text{ kN/cm}^2$$

Pri statični kontroli priključka stebrov na temelj je potrebno zagotoviti polnonosilni spoj ob upoštevanju osnih sil iz seizmičnega projektne stanja. Potrebno je izvesti ločeno kontroli za natezno nosilnost vijakov, kjer se upošteva minimalna tlačna oziroma maksimalna natezna osna sila, pri kontroli lokalnih tlačnih napetosti v betonu pa je potrebno upoštevati maksimalno tlačno silo. Pri zunanjih okvirjih ne pride do nateznih osnih sil v stebrih zaradi osnih sil iz seizmičnega projektne stanja, vendar je najmanjši ugoden vpliv osne sile zanemarljiv v primerjavi u polnonosilnim upogibnim momentom stebra in se lahko zanemari pri dimenzioniranju sidrnih vijakov, pri kontroli lokalnih napetosti pa se upošteva neugoden vpliv maksimalne tlačne osne sile, ki se pojavi kot posledica osnih sil iz seizmičnega projektne stanja. Posledica zgoraj navedenih dejstev so sorazmerno velike dimenzije sidrnih plošč in veliko število sidrnih vijakov ter potreba po podlivnem betonu visoke tlačne trdnosti C 80/95.

## 11 DIMENZIONIRANJE TEMELJEV

Objekt se bo nahajal v Ljubljani v industrijski coni Litostroj, znani so geomehanske karakteristike tal. Podtalnica se nahaja 30m pod površjem in nima nobenega vpliva na nosilnost temeljnih tal in pričakovanih posedkov, lahko predpostavimo drenirano stanje.

### 11.1 Geomehanske karakteristike temeljnih tal

$\gamma_z = 20 \text{ kN/m}^3$  ... prostorninska teža zemljine

$\rho = 37^\circ$  ... strižni kot zemljine

$c = 0$  ... kohezija (drenirani pogoji)

### 11.2 Geometrija

Predpostavim pasovne temelje dolžine 22,0 m v ravnini okvirjev, predpostavim enake pasovne temelje za notranje in zunanje okvirje, pasovni temelji v ravninah okvirjev so medsebojno povezani z veznimi gredami dimenzij 50/50 cm. Vezne grede služijo za preprečevanje medsebojnega razmikanja pasovnih temeljev in za zmanjšanje diferenčnih posedkov sosednjih pasovnih temeljev.

$B = 1,2 \text{ m}$  ... širina temelja

$L = 22,0 \text{ m}$  ... dolžina temelja

$H = 1,5 \text{ m}$  ... globina temelja

### 11.3 Obremenitve na temelje

Za dimenzioniranje temeljev je merodajna potresna obremenitev, potrebno je upoštevati dva mejna obtežna primera:

- 1.) max M in max tlačna osna sila N na temelj
- 2.) max M in min tlačna osna sila N oziroma max natezna sila na temelj

V skladu s SIST ENV 1998-1; točka 4.4.2.6 (4) je potrebno kombinirati vpliv potresa v dveh medsebojno pravokotnih smereh tudi za temelje.

### 11.3.1 Določanje faktorja dodatne nosilnosti

V skladu s SIST ENV 1998 se za pasovne temelje lahko upošteva faktor dodatne nosilnosti  $\Omega$  vrednost 1, vendar je potrebno upoštevati  $\gamma_{Rd} = 1,4$ .

$$\Omega = 1,0$$

$$\gamma_{Rd} = 1,4$$

### 11.3.2 Obtežbe na temelje

Za dimenzioniranje temeljev so merodajne obremenitve iz seizmičnega projektnega stanja, zato se temelji dimenzionirajo na te obremenitve.

$$N_{Fd} = N_{Fd,G} + \gamma_{Rd} \cdot \Omega_x \cdot N_{Fd,Ex}$$

$$M_{Fd} = M_{Fd,G} + \gamma_{Rd} \cdot \Omega_x \cdot M_{Fd,Ex}$$

$$V_{Fd} = V_{Fd,G} + \gamma_{Rd} \cdot \Omega_x \cdot V_{Fd,Ex}$$

Pri dimenzioniranju temeljev v skladu s SIST EN 1997-1, nacionalni dodatek 9(P) se upošteva proektni pristop 2 z naslednjo kombinacijo naborov delnih faktorjev:

Kombinacija: A1 + M1 + R2

Upošteva se, da je potres nezgodni obtežni primer, zato upoštevam varnostne faktorje za nezgodno projektno stanje.

Pri kontroli nosilnosti temeljnih tal (kontrola ustreznosti izbranih dimenzij pasovnega temelja) predpostavim potresni sunek iz leve strani proti desni, pri kontroli pasovnih temeljev notranjih okvirjev je potrebno upoštevati vpliv osne sile na temelje zaradi potresne obremenitve v vzdolžni smeri konstrukcije, ta osna sila je lahko tlačna ali natezna.

### Notranji okvirji

#### Notranji steber

$$N_{Fd} = -1645,8 \text{ kN} + 1,4 \cdot 1,0 \cdot -5,0 \text{ kN} = -1652,8 \text{ kN}$$

$$M_{Fd} = -3,3 \text{ kNm} + 1,4 \cdot 1,0 \cdot -362,8 \text{ kNm} = -511,3 \text{ kNm}$$

$$V_{Fd} = 0,2 \text{ kN} + 1,4 \cdot 1,0 \cdot 70,6 \text{ kN} = 99,0 \text{ kN}$$



### Zunanji levi steber

Upoštevam tlačno in natezno osno silo zaradi potresne obremenitve v vzdolžni smeri.

$$M_{Fd} = 69,2 \text{ kNm} + 1,4 \cdot 1,0 \cdot -356,2 \text{ kNm} = -429,5 \text{ kNm}$$

$$V_{Fd} = -61,0 \text{ kN} + 1,4 \cdot 1,0 \cdot 62,6 \text{ kN} = 26,6 \text{ kN}$$

$$N_{Fd} = N_{Fd,G} + \gamma_{Rd} \cdot \Omega_y \cdot N_{Fd,Ex}$$

$$\Omega_y = 1,0$$

$$\gamma_{Rd} = 1,4$$

Osne sile na temelj zaradi potresne obremenitve v vzdolžni smeri

$$N_{1,tlak} = -979,4 \text{ kN} \dots \text{točka 6.5.2}$$

$$N_{1,nateg} = 701,3 \text{ kN} \dots \text{točka 6.5.2}$$

a.) maksimalne projektne tlačne osne sile na pasovni temelj

$$N_{Fd,1} = -923,2 \text{ kN} + 1,0 \cdot (1,4 \cdot 1,0 \cdot 76,0 \text{ kN}) + \\ + 0,3 \cdot (1,4 \cdot 1,0 \cdot -979,4 \text{ kN}) = -1228,2 \text{ kN}$$

$$N_{Fd,2} = -923,2 \text{ kN} + 0,3 \cdot (1,4 \cdot 1,0 \cdot 76,0 \text{ kN}) + \\ + 1,0 \cdot (1,4 \cdot 1,0 \cdot -979,4 \text{ kN}) = -2262,4 \text{ kN}$$

-Natezna osna sila zaradi potresne obremenitve v vzdolžni smeri

$$N_{Fd,1} = -923,2 \text{ kN} + 1,0 \cdot (1,4 \cdot 1,0 \cdot 76,0 \text{ kN}) + \\ + 0,3 \cdot (1,4 \cdot 1,0 \cdot 701,3 \text{ kN}) = -522,3 \text{ kN}$$

$$N_{Fd} = -923,2 \text{ kN} + 0,3 \cdot (1,4 \cdot 1,0 \cdot 76,0 \text{ kN}) + \\ + 1,0 \cdot (1,4 \cdot 1,0 \cdot 701,3 \text{ kN}) = 90,5 \text{ kN}$$

### Zunanji desni steber

$$M_{Fd} = -75,5 \text{ kNm} + 1,4 \cdot 1,0 \cdot -348,8 \text{ kNm} = -563,8 \text{ kNm}$$

$$V_{Fd} = 60,8 \text{ kN} + 1,4 \cdot 1,0 \cdot 60,3 \text{ kN} = 145,2 \text{ kN}$$

Pri kombiniranju vplivov zaradi potrsne obremenitve v vzdolžni smeri upoštevam ločeno tlačno in natezno osno silo.

$$N_{Fd} = N_{Fd,G} + \gamma_{Rd} \cdot \Omega_y \cdot N_{Fd,Ex}$$

$$\Omega_y = 1,0$$

$$\gamma_{Rd} = 1,4$$

Osne sile na temelj zaradi potresne obremenitve v vzdolžni smeri

$$N_{1,tlak} = -979,4 \text{ kN} \dots \text{točka 6.5.2}$$

$$N_{1,nateg} = 701,3 \text{ kN} \dots \text{točka 6.5.2}$$

-tlačna osna sila zaradi potresne obremenitve v vzdolžni smeri

$$N_{Fd,1} = -942,6 \text{ kN} + 1,0 \cdot (1,4 \cdot 1,0 \cdot -71,0 \text{ kN}) + \\ + 0,3 \cdot (1,4 \cdot 1,0 \cdot -979,4 \text{ kN}) = -1453,3 \text{ kN}$$

$$N_{Fd,2} = -942,6 \text{ kN} + 0,3 \cdot (1,4 \cdot 1,0 \cdot -71,0 \text{ kN}) + \\ + 1,0 \cdot (1,4 \cdot 1,0 \cdot -979,4 \text{ kN}) = -2343,5 \text{ kN}$$

-natezna osna sila zaradi potresne obremenitve v vzdolžni smeri

$$N_{Fd,1} = -942,6 \text{ kN} + 1,0 \cdot (1,4 \cdot 1,0 \cdot -71,0 \text{ kN}) + \\ + 0,3 \cdot (1,4 \cdot 1,0 \cdot 701,3 \text{ kN}) = -747,5 \text{ kN}$$

$$N_{Fd,2} = -942,6 \text{ kN} + 0,3 \cdot (1,4 \cdot 1,0 \cdot -71,0 \text{ kN}) + \\ + 1,0 \cdot (1,4 \cdot 1,0 \cdot 701,3 \text{ kN}) = 9,4 \text{ kN}$$

### Zunanji okvirji

#### Notranji steber

$$M_{Fd} = -2,3 \text{ kNm} + 1,4 \cdot 1,0 \cdot -474,4 \text{ kNm} = -666,5 \text{ kNm}$$

$$N_{Fd} = -883,2 \text{ kN} + 1,4 \cdot 1,0 \cdot -6,2 \text{ kN} = -892,0 \text{ kN}$$

$$V_{Fd} = 0,2 \text{ kN} + 1,4 \cdot 1,0 \cdot 86,3 \text{ kN} = 121,0 \text{ kN}$$

### **Zunanji levi steber**

$$M_{Fd} = 37,8 \text{ kNm} + 1,4 \cdot 1,0 \cdot -468,6 \text{ kNm} = -618,3 \text{ kNm}$$

$$N_{Fd} = -504,8 \text{ kN} + 1,4 \cdot 1,0 \cdot 88,9 \text{ kN} = -380,3 \text{ kN}$$

$$V_{Fd} = -33,2 \text{ kN} + 1,4 \cdot 1,0 \cdot 77,8 \text{ kN} = 75,8 \text{ kN}$$

### **Zunanji desni steber**

$$M_{Fd} = -42,2 \text{ kNm} + 1,4 \cdot 1,0 \cdot -457,0 \text{ kNm} = -682,0 \text{ kNm}$$

$$N_{Fd} = -519,0 \text{ kN} + 1,4 \cdot 1,0 \cdot -82,8 \text{ kN} = -635,0 \text{ kN}$$

$$V_{Fd} = 33,2 \text{ kN} + 1,4 \cdot 1,0 \cdot 74,0 \text{ kN} = 136,8 \text{ kN}$$

### **11.3.3 Kontrola nosilnosti temeljnih tal**

Kontaktne tlake pod temeljnimi ploskvami in notranje sile v temeljnem nosilcu izračunamo z upoštevanjem elastične podlage. Z upoštevanjem geomehanskih karakteristik temeljnih tal ocenim modul reakcije tal in potem z računalniškim programom določim kontaktne tlake in notranje sile v temeljnem nosilcu.

Pasovni temelj je potrebno razdeliti na več enakih delov, upoštevam priporočilo

$$B / 2 \leq \Delta L \leq 2B$$

B ... širina pasovnega temelja

$\Delta L$  ... izbrana dolžina dela pasovnega temelja

Pasovni temelj razdelim na 10 enakih delov, tako da je dolžina vsakega posameznega dela enaka 2,2 m.

$$B = 1,2 \text{ m}$$

$$B / 2 = 0,6 \text{ m} \leq \Delta L = 2,2 \text{ m} \leq 2,4 \text{ m}$$

H = 1,5 m ... globina temelja

## Določitev modula reakcije tal

Elastične vzmeti so definirane z modulom reakcije tal, ki predstavlja razmerje med dejanskimi napetostmi v temeljnih tleh in istočasnimi posedki temeljnih tal.

Modul reakcije tal ni karakteristika posamezne zemljine, ampak je karakteristika več slojev zemljine skupaj.

Glede na geomehničmo poročilo so tla srednje goste peščene zemljine, ni vpliva talne vode, tako da lahko iz tabel iz literature (skripta za fundiranje, podatki od Terzaghija) odčitem ocenjeno vrednost modula reakcije tal, to odčitano vrednost potem korigiram glede na dimenzije pasovnega temelja.

Vrednost modula reakcije tal odčitane iz tabele za bremensko ploskev 30 x 30 cm je

$$k = 42000 \text{ kN/m}^3$$

Za pravokotne temelje dimenzij A x B se določi modul reakcije tal za pasovni temelj

$$k_1 = k \cdot ((A + B) / (2 \cdot B))^2 \quad A \geq B$$

A = 22,0 m ... dolžina pasovnega temelja

B = 1,2 m ... širina pasovnega temelja

$$k_1 = 42000 \text{ kN/m}^3 \cdot ((22,0 \text{ m} + 1,2 \text{ m}) / (2 \cdot 1,2 \text{ m}))^2 = 3924660 \text{ kN/m}^3$$

$k_1 = 3924660 \text{ kN/m}^3$  ... ocenjeni modul reakcije tal za pasovni temelj.

Ker so predvideni enaki pasovni temelji za notranje in zunanje okvirje velja ocenjeni modul reakcije tal za vse pasovne temelje.

Določim še koeficient elastičnih vzmeti

$$k_{el, vzm} = k_1 \cdot A_{el, vzm}$$

$$A_{el, vzm} = \Delta L \cdot B = 2,2 \text{ m} \cdot 1,2 \text{ m} = 2,64 \text{ m}^2$$

$A_{el, vzm} = 2,64 \text{ m}^2$  ... površina temeljnih tal ki odpadejo na eno elastično vzmet

$$k_{el,vzm} = 3924660 \text{ kN/m}^3 \cdot 2,64 \text{ m}^2 = 10361100 \text{ kN/m}$$

$k_{el,vzm} = 10361100 \text{ kN/m}$  ... koeficienti elastičnih vzmeti (na robovih pasovnega temelja upoštevam polovične vrednosti)

### **Določitev kontaktnih tlakov med zemljino in pasovnim temeljem**

Kontaktne tlake dobimo iz reakcij elastičnih vzmeti, reakcijo elastične vzmeti delimo s površino temelja, ki jo prevzame ena elastična vzmet, kontroliramo nosilnost temeljnih tal pod najbolj obremenjenim delom pasovnega temelja (največja reakcija elastične vzmeti).

#### **Notranji temelji**

-Obremenitve zaradi maksimalnih tlačnih sil na temelje zaradi obtežbe v vzdolžni smeri

$$P_{k,el,vzm,not} = 1572,8 \text{ kN} \dots \text{notranje elastične vzmeti}$$

$$P_{k,el,vzm,zun} = 637,2 \text{ kN} \dots \text{zunanje elastične vzmeti}$$

-Obremenitve zaradi maksimalnih nateznih sil na temelje zaradi obtežbe v vzdolžni smeri

$$P_{k,el,vzm,not} = 1055,3 \text{ kN} \dots \text{notranje elastične vzmeti}$$

$$P_{k,el,vzm,zun} = 174,3 \text{ kN} \dots \text{zunanje elastične vzmeti}$$

-Kontaktne tlake pod temeljno ploskvijo

Merodajni so kontaktni tlaki zaradi maksimalnih tlačnih sil zaradi obtežbe v vzdolžni smeri, kontaktne tlake določim ločeno za reakcije notranjih in zunanjih elastičnih vzmeti.

-Notarjne elastične vzmeti

vplivna ploskev posamezne elastične vzmeti

$$A_{el,vzm,not} = \Delta L \cdot B = 2,2 \text{ m} \cdot 1,2 \text{ m} = 2,64 \text{ m}^2$$

$$p_{max} = 1572,8 \text{ kN} / 2,64 \text{ m}^2 = 595,8 \text{ kN/m}^2$$

-Zunanje elastične vzmeti

Vplivna ploskev posamezne elastične vzmeti

$$A_{el.vzm,zun} = A_{el.vzm,not} / 2 = 2,64 \text{ m}^2 / 2 = 1,32 \text{ m}^2$$

$$p_{max} = 637,2 \text{ kN} / 1,32 \text{ m}^2 = 482,8 \text{ kN/m}^2$$

Za kontrolo nosilnosti temeljnih tal pod pasovnimi temelji notranjih okvirjev so merodajne napetosti v temeljnih tleh pod zunanjim stebrom.

### **Zunanji temelji**

-Obremenitve zaradi maksimalnih tlačnih sil

$P_{k,el.vzm, not} = 610,8 \text{ kN}$  ... notranje elastične vzmeti

$P_{k,el.vzm, zun} = 326,8 \text{ kN}$  ... zunanje elastične vzmeti

-Kontaktne tlake pod temeljno ploščvijo

-Notarjne elastične vzmeti

Vplivna ploskev posamezne elastične vzmeti

$$A_{el.vzm,not} = \Delta L \cdot B = 2,2 \text{ m} \cdot 1,2 \text{ m} = 2,64 \text{ m}^2$$

$$p_{max} = 610,8 \text{ kN} / 2,64 \text{ m}^2 = 231,3 \text{ kN/m}^2$$

-Zunanje elastične vzmeti

Vplivna ploskev posamezne elastične vzmeti

$$A_{el.vzm,zun} = A_{el.vzm,not} / 2 = 2,64 \text{ m}^2 / 2 = 1,32 \text{ m}^2$$

$$p_{max} = 326,8 \text{ kN} / 1,32 \text{ m}^2 = 247,6 \text{ kN/m}^2$$

Za kontrolo nosilnosti temeljnih tal pod pasovnimi temelji notranjih okvirjev so merodajne napetosti v temeljnih tleh na zunanjem robu temelja.

## Določitev projektne nosilnosti temeljnih tal

Projektno nosilnost temeljnih tal določim v skladu s SIST ENV 1997-1, dodatek B, točka D.4, upoštevam enačbo za drenirane pogoje.

Projektna nosilnost temeljnih tal za drenirane pogoje:

$$R/A = c \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + q \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma$$

Ker so tla nekoherentna, zanemarim del nosilnosti tal, ki se nanaša na prispevek kohezije

-Nosilnost tal

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi} \cdot \tan^2 (45 + \varphi/2) = e^{3,14 \cdot \tan 37^\circ} \cdot \tan^2 (45^\circ + 37^\circ/2) = 42,8$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \varphi = 2 \cdot (42,8 - 1) \cdot \tan 37^\circ = 63,0$$

-Nagib temeljne ploskve

$b_q = b_\gamma = 1,0$  ... ni nagiba temeljne ploskve

## Notranji okvirji

-Oblika temelja (sodelujoči del temelja je pravokotne oblike)

$$s_q = 1 + (B / L) \cdot \sin \varphi = 1 + (1,2 \text{ m} / 2,2 \text{ m}) \cdot \sin 37^\circ = 1,33$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3 \cdot (B / L) = 1 - 0,3 \cdot (1,2 \text{ m} / 2,2 \text{ m}) = 0,84$$

-Nagib obtežbe, ki ga povzroča vodoravna sila

$$i_q = (1 - H / V)^m = (1 - 145,2 \text{ kN} / 1572,8 \text{ kN})^{1,65} = 0,85$$

$$i_\gamma = (1 - H / V)^{m+1} = (1 - 145,2 \text{ kN} / 1572,8 \text{ kN})^{(1,65+1)} = 0,77$$

$$m = m_B = (2 + (B / L)) / (1 + (B / L)) = (2 + (1,2 \text{ m} / 2,2 \text{ m})) / (1 + (1,2 \text{ m} / 2,2 \text{ m})) = 1,65$$

$$q = \gamma \cdot D = 20 \text{ kN/m}^3 \cdot 1,5 \text{ m} = 30 \text{ kN/m}^2$$

-Projektna karakteristična nosilnost temeljnih tal

$$R/A = 30 \text{ kN/m}^2 \cdot 42,8 \cdot 1,0 \cdot 1,33 \cdot 0,85 + 0,5 \cdot 20 \text{ kN/m}^3 \cdot 1,2 \text{ m} \cdot 63,0 \cdot 1,0 \cdot 0,84 \cdot 0,77 = \\ = 1940,5 \text{ kN/m}^2$$

-Dopustna projektna nosilnost temeljnih tal

$$q_{\text{dop}} = 1940,5 \text{ kN/m}^2 / 1,4 = 1386,0 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\text{dop}} = 1386,0 \text{ kN/m}^2$$

$$p_{\text{max}} = 595,8 \text{ kN/m}^2 \leq q_{\text{dop}} = 1386,0 \text{ kN/m}^2$$

Nosilnost temeljnih tal pod pasovnimi temelji notranjih okvirjev zadošča

### **Zunanji okvirji**

-Oblika temelja (sodelujoči del temelja je pravokotne oblike)

$$s_q = 1 + (B / L) \cdot \sin \varphi = 1 + (1,2 \text{ m} / 2,2 \text{ m}) \cdot \sin 37^\circ = 1,33$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3 \cdot (B / L) = 1 - 0,3 \cdot (1,2 \text{ m} / 2,2 \text{ m}) = 0,84$$

-Nagib obtežbe, ki ga povzroča vodoravna sila

$$i_q = (1 - H / V)^m = (1 - 257,8 \text{ kN} / 610,8 \text{ kN})^{1,65} = 0,40$$

$$i_\gamma = (1 - H / V)^{m+1} = (1 - 257,8 \text{ kN} / 610,8 \text{ kN})^{(1,65 + 1)} = 0,23$$

$$m = m_B = (2 + (B / L)) / (1 + (B / L)) = (2 + (1,2 \text{ m} / 2,2 \text{ m})) / (1 + (1,2 \text{ m} / 2,2 \text{ m})) = 1,65$$

$$q = \gamma \cdot D = 20 \text{ kN/m}^3 \cdot 1,5 \text{ m} = 30 \text{ kN/m}^2$$

-Projektna karakteristična nosilnost temeljnih tal

$$R/A = 30 \text{ kN/m}^2 \cdot 42,8 \cdot 1,0 \cdot 1,33 \cdot 0,40 + 0,5 \cdot 20 \text{ kN/m}^3 \cdot 1,2 \text{ m} \cdot 63,0 \cdot 1,0 \cdot 0,84 \cdot 0,23 = \\ = 829,2 \text{ kN/m}^2$$



-Dopustna projektna nosilnost temeljnih tal

$$q_{\text{dop}} = 829,2 \text{ kN/m}^2 / 1,4 = 592,3 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\text{dop}} = 592,3 \text{ kN/m}^2$$

$$p_{\text{max}} = 247,6 \text{ kN/m}^2 \leq q_{\text{dop}} = 592,3 \text{ kN/m}^2$$

Nosilnost temeljnih tal pod pasovnimi temelji notranjih okvirjev zadošča

## 12 POŽARNA ANALIZA

### 12.1 Globalna požarna analiza konstrukcije

Globalna požarna analiza notranjih in zunanjih okvirjev je izvedena s programom RSTAB, predvidena je zahtevana požarna odpornost R60. Globalna požarna analiza prečnih okvirjev je bila izvedena z upoštevanjem standardnih požarnih ISO krivulj.

Kratek opis postopka v skladu s EN 1993-1-2, poglavje 4, v skladu s katerim program RSTAB izvrši kontrolo nosilnosti jeklenih elementov.

Pri elementih, kjer ni potrebna kontrola stabilnosti (uklon, bočna zvnitev) se lahko kontrola nosilnosti izvrši na nivoju temperature. Prvi pogoj, ki mora biti zadoščen je kriterij kritične temperature. Iz krivulje temperatura – čas se odčita pričakovana temperatura jeklenega elementa v zahtevanem času  $\theta_{a,max,60}$  in se v odvisnosti od faktorja izkoriščenosti prereza  $\mu_0$  določi kritična temperatura jeklenega nosilca  $\theta_{a,cr}$ . V kolikor je temperatura v jeklenem elementu  $\theta_{a,max,60}$  nižja od kritične temperature  $\theta_{a,cr}$  ni potrebna dodatna zaščita jeklenega nosilca. Nosilnost elementa se preveri na nivoju kontrole prečnega prereza z upoštevanjem redukcije nosilnosti z redukcijskim faktorjem  $k_\theta$ . V kolikor nosilnost zadošča, ni potrebna dodatna zaščita, v nasprotnem primeru se določi požarna izolacija in se ponovi izračun.

Pri elementih, kjer je potrebna kontrola nosilnosti ne zadošča kontrola na nivoju temperature. V odvisnosti od faktorjev prereza ( $A_m/V$  za nezaščitene prereze in  $A_p/V$  za zaščitene prereze) se določi kritična temperatura jeklenega nosilca  $\theta_{a,max,60}$ . Ob upoštevanju dobljene kritične temperature se določijo redukcijski faktorji  $k_{y,\theta}$  in  $k_{E,\theta}$  s katerimi se določijo brezdimenzijske vitkosti  $\lambda_{y,\theta}$ ,  $\lambda_{z,\theta}$  in  $\lambda_{LT,\theta}$  v požarnih pogojih. Ob upoštevanju teh vitkosti v požarnih pogojih se izvrši nadaljnja kontrola nosilnosti in stabilnosti elementov. V kolikor posamezen element na zadošča kriterijem nosilnosti in stabilnosti je potrebna požarna zaščita. Izračun se ponovi ob upoštevanju požarne zaščite.

Program sam določi pri katerih elementih zadošča samo kontrola nosilnosti prečnega prereza in pri katerih je potrebna kontrola nosilnosti in stabilnosti. Pri večini elementov je potrebna kontrola nosilnosti in stabilnosti.

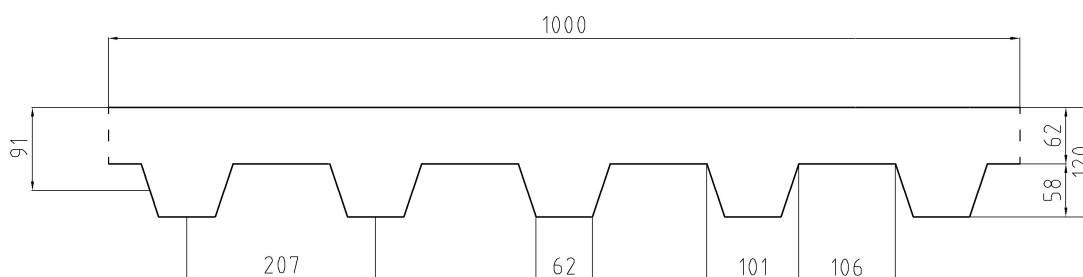
Izračun pokaže, da je potrebno za zahtevano požarno odpornost R 60 ustrezno zaščititi vse elemente prečnih okvirjev. Požarna zaščita je izvedena z ploščami iz gipsa debelin 3 – 12 mm, precizna specifikacija požarne zaščite je razvidna v statičnih izpisih.

## 12.2 Lokalna analiza elementov

Izvede se lokalna analiza sovprežne plošče in sekundarnega sovprežnega nosilca, zahtevana požarna odpornost je enaka kot pri globalni analizi konstrukcije R 60.

### 12.2.1 Požarna analiza sovprežne plošče

Sovprežna plošča je sicer kontinuirana preko več polj velikosti 3,0 m, vendar je bila plošča v normalnem projektnejem stanju dimenzionirana kot niz prostoležečih plošč v skladu s SIST EN 1994-1-1, točka 9.4.2 (5), zato je tudi požarna analiza sovprežne plošče izvršena za prostoležečo ploščo razpona 3,0 m (razdalja med sekundarni sovprežnimi nosilci, na katere je sovprežna plošča oprta).



Slika 52: Sovprežna plošča

Kontrola nosilnosti sovprežne plošče po tej metodi se sestoji iz dveh korakov.

V prvem koraku se preveri, ali betonska plošča dovolj dolgo služi kot toplotna izolacija profilirani pločevini glede na zahtevano požarno odpornost. Postopek temelji na upoštevanju koeficientov  $a_i$  iz tabel, upošteva se faktor geometrije rebra  $A / L_r$  in oblikovni faktor  $\Phi$ .

V drugem koraku se z upoštevanjem koeficientov iz tabel bi za posamezne dele profilirane pločevine določi pričakovana največja temperatura posameznih delov profilirane pločevine. Tudi v tem delu se upoštevata faktor geometrije rebra  $A / L_r$  in oblikovni faktor  $\Phi$ . Ko je določena največja pričakovana temperatura posameznih delov profilirane pločevine se s pomočjo redukcijskih faktorjev  $k_{y,i}$  določijo sodelujoče širine posameznih delov profilirane pločevine. Iz ravnotežja se določi plastična nevtralna os in z upoštevanjem plastične nosilnosti posameznih delov profilirane pločevine in betona določi nosilnost enega rebra. Če nosilnost ne zadošča, se lahko vgradi dodatna armatura in se postopek ponovi.

## Geometrijske karakteristike

Profilirana pločevina:

Debelina pločevine  $t = 1,0 \text{ mm}$   
Efektivni prečni prerez  $A_p = 14,2 \text{ cm}^2$

Betonska plošča:

Višina plošče  $h = 12 \text{ cm}$   
Višina plošče nad profilirano pločevino  $h_c = 6,2 \text{ cm}$   
Višina reber profilirane pločevine  $h_p = 5,8 \text{ cm}$

## Materijalne karakteristike

Profilirana pločevina:

Meja plastičnosti  $f_{yp} = 32,0 \text{ kN/cm}^2$

Beton:

marka betona C25/30  $f_{ck} = 2,5 \text{ kN/cm}^2$

## Obremenitve

- lastna teža medetaže:

$$g_{me}' = g_{me} \cdot 1,0 \text{ m} = 3,4 \text{ kN/m}$$

- nadomestna obtežba lahkih predelnih sten:

$$g_{ps}' = g_{ps} \cdot 1,0 \text{ m} = 0,5 \text{ kN/m}$$

- koristna obremenitev:

$$q' = q \cdot 1,0 \text{ m} = 3,0 \text{ kN/m}$$

Projektni upogibni moment pri sobni temperaturi:

$$M_{E,d} = q_{E,d} \cdot L^2 / 8 = 9,8 \text{ kNm} \cdot (3,0 \text{ m})^2 / 8 = 11,0 \text{ kNm}$$

$$q_{E,d} = 1,35 \cdot g_{me'} + 1,5 \cdot (g_{ps'} + q') = \\ = 1,35 \cdot 3,4 \text{ kN/m} + 1,5 \cdot (0,5 \text{ kN/m} + 3,0 \text{ kN/m}) = 9,8 \text{ kN/m}$$

### Požarna odpornost sovprežne plošče

Sovprežna plošča se preveri v skladu z odstavkom 4.3 in dodatkom D.

### Geometrijski parametri in območje uporabe

$$h_1 = 6,2 \text{ cm}$$

$$h_2 = 5,8 \text{ cm}$$

$$l_1 = 10,1 \text{ cm}$$

$$l_2 = 6,2 \text{ cm}$$

$$l_3 = 10,6 \text{ cm}$$

### Mehanski vplivi med požarom

Obtežbe se kombinirajo za nezgodno projektno stanje v skladu s SIST EN 1991-1-2, točka 4.3

$$E_{d,A} = \Sigma G_k + A_d + \Sigma \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

V skladu z določili SIST EN 1994-1-2 se projektna obremenitev  $E_d$  reducira z faktorjem  $\eta_{f,i}$

$$\eta_{f,i} = (G_k + \psi_{2,1} \cdot Q_{k,1}) / (\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}) = \\ = (3,4 \text{ kN/m} + 0,3 \cdot 3,5 \text{ kN/m}) / (1,35 \cdot 3,4 \text{ kN/m} + 1,5 \cdot 3,5 \text{ kN/m}) = 0,45$$

Projektni upogibni moment

$$M_{fi,d} = \eta_{f,i} \cdot M_{E,d} = 0,45 \cdot 11,0 \text{ kNm} = 5,0 \text{ kNm}$$

### Toplotna izolacija

Toplotna izolacija mora zagotoviti omejitev temperature v elementu, temperatura na vrhu plošče ne sme preseči povprečno 140 °C in maksimalno 180 °C v poljubni točki.

Čas, v katerem sovprežna plošča izpolnjuje kriterij dovoljene temperature je:

$$t_i = a_0 + a_1 \cdot h_1 + a_2 \cdot \Phi + a_3 \cdot A / L_r + a_4 \cdot 1 / l_3 + a_5 \cdot A / L_r \cdot 1 / l_3$$

Faktor geometrije rebra:

$$\begin{aligned} A / L_r &= (h_2 \cdot (l_1 + l_2) / 2) / (l_2 + 2 \cdot ((h_2^2 + (l_1 - l_2) / 2)^2)^{0,5}) = \\ &= (6,2 \cdot (10,1 + 6,2) / 2) / (6,2 + 2 \cdot ((5,8^2 + (10,1 - 6,2) / 2)^2)^{0,5}) = \\ &= 2,73 \text{ cm} = 27,3 \text{ mm} \end{aligned}$$

Oblikovni faktor  $\Phi$ :

$$\begin{aligned} \Phi &= ((h_2^2 + (l_3 + ((l_1 - l_2) / 2)^2)^{0,5} - (h_2^2 + ((l_1 - l_2) / 2)^2)^{0,5}) / l_3 = \\ &= ((5,8^2 + (10,6 + (10,1 - 6,2) / 2)^2)^{0,5} - (5,8^2 + ((10,1 - 6,2) / 2)^2)^{0,5}) / 10,6 = \\ &= 0,727 \end{aligned}$$

Koeficienti za določitev požarne odpornosti z upoštevanjem požarne izolacije (SIST EN 1994-1-2, dodatek D, tabela D.1), upoštevam koeficiente za normalno težki beton:

$$a_0 = -28,8$$

$$a_1 = 1,55$$

$$a_2 = -12,6$$

$$a_3 = 0,33$$

$$a_4 = -73,5$$

$$a_5 = 48,0$$

Čas, v katerem sovprežna plošča izpolnjuje kriterij toplotne izolacije:

$$t_i = a_0 + a_1 \cdot h_1 + a_2 \cdot \Phi + a_3 \cdot A / L_r + a_4 \cdot 1 / l_3 + a_5 \cdot A / L_r \cdot 1 / l_3$$

$$\begin{aligned} t_i &= -28,8 + 1,55 \cdot 62 - 12,6 \cdot 0,727 + 0,33 \cdot 27,3 - 73,5 \cdot 1 / 106 + 48,0 \cdot 27,3 \cdot 1 / 106 = \\ &= 78,8 \text{ min} \end{aligned}$$

$$t_i = 78,8 \text{ min} \geq 60 \text{ min}$$

Čas, v katerem betonska plošča izpolnjuje kriterij toplotne izolacija je 78,8 min, kar zadošča za zahtevano požarno odpornost R60.

## Kontrola nosilnosti

Upogibna plastična nosilnost je določena z izrazom:

$$M_{fi,t,Rd} = \sum A_i \cdot z_i \cdot k_{y,\theta,i} \cdot (f_{y,i} / \gamma_{M,fi}) + \alpha_{slab} \cdot \sum A_j \cdot z_j \cdot k_{c,\theta,j} \cdot (f_{c,j} / \gamma_{M,fi,c})$$

Za določitev redukcijskih faktorjev  $k_{y,\theta}$  za zgornjo pasnico, spodnjo pasnico in stojino jeklene profilirane pločevine moram poznati temperature, ki jih določim u naslednjim izrazom

$$\theta_a = b_0 + b_1 \cdot l / l_3 + b_2 \cdot A / L_r + b_3 \cdot \Phi + b_4 \cdot \Phi^2$$

Koeficienti  $b_i$  za določitev temperatur v delih jeklene profilirane pločevine, upoštevam zahtevano požarno odpornost R 60 za normalno težke betone (ENV 1994-1-2, dodatek D, preglednica D.2):

-Spodnja pasnica:

$$b_0 = 951$$

$$b_1 = -1197$$

$$b_2 = -2,32$$

$$b_3 = 86,4$$

$$b_4 = -150,7$$

-Stojina:

$$b_0 = 661$$

$$b_1 = -833$$

$$b_2 = -2,96$$

$$b_3 = 537,7$$

$$b_4 = -351,9$$

-Zgornja pasnica:

$$b_0 = 340$$

$$b_1 = -3269$$

$$b_2 = -2,62$$

$$b_3 = 1148,4$$

$$b_4 = -679,8$$

Temperature v delih jeklene profilirane pločevine so:

$$\theta_a = b_0 + b_1 \cdot l / l_3 + b_2 \cdot A / L_r + b_3 \cdot \Phi + b_4 \cdot \Phi^2$$

-Spodnja pasnica:

$$\theta_{a,l} = 951 - 1197 \cdot l / 106 - 2,32 \cdot 27,3 + 86,4 \cdot 0,727 - 150,7 \cdot 0,727^2 = 859,5 \text{ } ^\circ\text{C}$$

-Stojina:

$$\theta_{a,w} = 661 - 833 \cdot l / 106 - 2,96 \cdot 27,3 + 537,7 \cdot 0,727 - 351,9 \cdot 0,727^2 = 777,3 \text{ } ^\circ\text{C}$$

-Zgornja pasnica:

$$\theta_{a,l} = 340 - 3269 \cdot l / 106 - 2,62 \cdot 27,3 + 1148,4 \cdot 0,727 - 679,8 \cdot 0,727^2 = 713,3 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Vpliv armature mreže Q 385 v prvem koraku zanemarim, v kolikor nosilnost sovprežne brez upoštevanja nosilnosti armature ne bi zadostovala, se statični izračun ponovi z upoštevanjem prispevka nosilnosti armature.

Tabela 7: Redukcijski faktorji za nosilnost

	Temperatura $\theta_i$ ( $^\circ\text{C}$ )	Reduk. koif. $k_{y,i}$	Delna površ. $A_i$ ( $\text{cm}^2$ )	$f_{y,i}$ ( $\text{kN}/\text{cm}^2$ )	$Z_i$ ( $\text{kN}$ )
Sp. pasnica	8595	80	62	320	158
Stojina	7773	137	122	320	534
Zg. pasnica	7133	214	106	320	726

Plastično nevtralno os izračunamo iz ravnotežja horizontalnih sil, ravnotežje velja za eno rebro profilirane pločevine ( $b = l_1 + l_2$ ):

$$z_{pl} = \Sigma Z_i / (a_{slab} \cdot (l_1 + l_2) \cdot f_c) = (1,58 + 5,34 + 7,26) / (0,85 \cdot (101 + 62) \cdot 25 \cdot 10^{-3}) = 4,0 \text{ mm}$$



Tabela 8: Izračun plastičnega upogibnega momenta za eno rebro

	$Z_i$ (kN)	$z_i$ (cm)	$M_i$ (kNcm)
Sp. Pasnica	158	120	190
Stojina	534	90	480
Zg. Pasnica	726	62	450
Beton	-138	2	-28

$\Sigma 109,2$  kNcm

Iz plastičnega upogibnega momenta rebra  $M_{pl,rib} = 1,09$  kNm in širine rebra  $w_{rib} = 0,207$  m dobim plastični upogibni moment sovprežne plošče:

$$M_{fi,Rd} = M_{pl,rib} / w_{rib} = 1,09 \text{ kNm} / 0,207 \text{ m} = 5,3 \text{ kNm}$$

$$M_{fi,d} = 5,0 \text{ kNm} \leq M_{fi,Rd} = 5,3 \text{ kNm}$$

Nosilnost sovprežne plošče zadošča zahtevam za požarno odpornost R60.

### 12.2.2 Kontrola nosilnosti sekundarnega sovprežnega nosilca

Sovprežni sekundarni nosilec je sovprežne izvedbe po celi dolžini, razpon nosilca je 8,0 m, statični model sekundarnega sovprežnega nosilca je prostoležeči nosilec. Rebra profilirane pločevine potekajo pravokotno na jekleni nosilec IPE 240 S 355.

Prečni prerez razdelimo na posamezne dele, katerim reduciramo mejo plastičnosti ali dimenzije prečnega prereza. Segrevanje zgornje pasnice se upošteva z zmanjšanjem prečnega prereza, segrevanje spodnje pasnice pa z zmanjšanjem meje plastičnosti. Vpliv segrevanja stojine se upošteva z linearnim prehodom od polne meje plastičnosti na zgornjem robu do reducirane meje plastičnosti na spodnjem robu. Segrevanje betonske plošče upoštevam z reduciranjem prečnega prereza, za takšno obliko profilirane pločevine pomeni pomeni redukcija  $h_{c,fi}$  redukcija betona nad profilirano pločevino.

Upogibna nosilnost sovprežne prečke se določi z upoštevanjem osne nosilnosti vseh delov prereza ob upoštevanju razdalj težišč do nevtralne plastične osi. Pri izračunu upogibne nosilnosti sovprežne prečke se upoštevajo osne sile vseh delov prereza.

## Geometrijske karakteristike

Nosilec:

Profil:	IPE 240
Kvalteta jekla:	S 355
Višina prereza:	$h_j = 24,0 \text{ cm}$
Širina nosilca:	$b = 12,0 \text{ cm}$
Debelina stojine:	$t_w = 0,62 \text{ cm}$
Debelina pasnice:	$t_f = 0,98 \text{ cm}$
Radij zaokrožitve:	$r = 1,5 \text{ cm}$
Površina prereza:	$A_j = 39,2 \text{ cm}^2$

Trapezna profilirana pločevina

Debelina trapezne pločevine:	$t = 0,1 \text{ cm}$
Debelina sovprežne plošče:	$h = 12,0 \text{ cm}$
Višina profilirane pločevine:	$h_p = 5,8 \text{ cm}$
	$h_c = 6,2 \text{ cm}$
	$b_1 = 6,2 \text{ cm}$
	$b_2 = 10,2 \text{ cm}$
	$e = 20,7 \text{ cm}$

## Materijalne karakteristike

Karakteristike jekla S 355

$f_y = 35,5 \text{ kN/cm}^2$  – meja plastičnosti

$f_u = 51,0 \text{ kN/cm}^2$  – natezna trdnost

Karakteristike betona C 25/30

$f_{ck} = 2,5 \text{ kN/cm}^2$  – karakteristična tlačna trdnost 28 dni starega betona

## Obtežbe

Sovprežni nosilci so razporejeni na rasterju 3,0 m.

-lastna teža jeklenega nosilca (IPE 240):

$$g_j = 0,30 \text{ kN/m}$$

-lastna teža medetažne konstrukcije:

$$g_{me}' = g_{me} \cdot 3,0 \text{ m} = 3,4 \text{ kN/m}^2 \cdot 3,0 \text{ m} = 10,2 \text{ kN/m}$$

-obtežba lahkih predelnih sten:

$$q_{ps}' = q_{ps} \cdot 3,0 \text{ m} = 0,5 \text{ kN/m}^2 \cdot 3,0 \text{ m} = 1,5 \text{ kN/m}$$

-koristna obtežba etaže:

$$q' = q \cdot 3,0 \text{ m} = 3,0 \text{ kN/m}^2 \cdot 3,0 \text{ m} = 9,0 \text{ kN/m}$$

## Mehanski vplivi med požarom

Mehanske vplive kombiniramo za nezgodno projektno stanje v skladu s SIST EN 1991-1-2, točka 4.3:

$$E_{d,A} = \Sigma G_k + A_d + \Sigma \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Računski upogibni moment v primeru požara je:

$$M_{fi,d} = q_{E,d} \cdot L^2 / 8 = 4,5 \text{ kNm} \cdot (8,0 \text{ m})^2 / 8 = 36,0 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} q_{fi,d} &= 1,0 \cdot g_{me}' + 0,3 \cdot (g_{ps}' + q') = \\ &= 1,0 \cdot 3,4 \text{ kN/m} + 0,3 \cdot (0,5 \text{ kN/m} + 3,0 \text{ kN/m}) = 4,5 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

## Kontrola nosilnosti

Sovprežni sekundarni nosilec preverim z poenostavljenim računskim modelom, v skladu s standardom EN 1994-1-2, točka 4.3.4.3, dodatek F.

Pri uporabi tega modela mora imeti plošča minimalno debelino 80 mm za zahtevano požarno odpornost R60, dodatno mora imeti sovprežni nosilec minimalno višino  $h_c = 100$  mm.

Za zahtevano požarno odpornost R 60 je zahtevana redukcija debeline betonske plošče  $h_{c,fi} = 20$  mm, kar pomeni da pri kontroli nosilnosti sovprežnega nosilca upoštevam samo zgornjih 42 mm betonske plošče.

$$h_{c,h} = h - h_p - h_{c,fi} = 12,0 \text{ cm} - 5,8 \text{ cm} - 2,0 \text{ cm} = 4,2 \text{ cm}$$

-Zgornja pasnica:

Za zahtevani razred požarne odpornosti se zmanjšanje širine zgornje pasnice upošteva z naslednjim izrazom:

$$b_{fi} = (t_f / 2) + 10 = (9,8 / 2) + 10 = 14,9 \text{ mm}$$

Efektivna širina zgornje pasnice je:

$$b_{fi,u} = b - 2 \cdot b_{fi} = 120 \text{ mm} - 2 \cdot 14,9 \text{ mm} = 90,2 \text{ mm} = 9,0 \text{ cm}$$

-Stojina:

Stojino jeklene prečke razdelimo na dva dela, pri zgornjem delu upoštevamo polno mejo plastičnosti, potek meje plastičnosti je pri spodnjem delu linearen, od meje plastičnosti zgornjega dela stojine do reducirane meje plastičnosti na spodnji pasnici.

Višina spodnjega dela stojine  $h_l$  se določi z naslednjim izrazom:

$$h_l = a_1 / b_c + (a_2 \cdot e_w) / (b_c \cdot h) > h_{l,min}$$

Upoštevam  $h_l = h_{l,min} = 30$  mm

-Spodnja pasnica:

Spodnjo pasnico reduciram z zmanjšanjem prečnega prereza

$$a_0 = 0,018 \cdot t_f + 0,7 = 0,018 \cdot 9,8 + 0,7 = 0,876$$

$$k_a = 0,21 \cdot a_0 = 0,21 \cdot 0,876 = 0,18$$

Za določitev plastične upogibne nosilnosti moram izračunati osne nosilnosti vseh delov prereza:

-Sodelujoči betonski prerez sovprežne plošče

$$C_c = b_{\text{eff}} \cdot h_{c,h} \cdot \alpha_c \cdot f_c = 200 \text{ cm} \cdot 4,2 \text{ cm} \cdot 0,85 \cdot 2,5 \text{ kN/cm}^2 = 1785,0 \text{ kN}$$

-Zgornja pasnica:

$$T_{f,u} = b_{f_i,u} \cdot t_f \cdot f_y = 9,0 \text{ cm} \cdot 0,98 \text{ cm} \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2 = 313,2 \text{ kN}$$

-Zgornji del stojine:

$$T_{w,u} = t_w \cdot h_h \cdot f_y = 0,62 \text{ cm} \cdot 19,0 \text{ cm} \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2 = 418,2 \text{ kN}$$

$$h_h = h - 2 \cdot t_f - h_l = 24,0 \text{ cm} - 2 \cdot 0,98 \text{ cm} - 3,0 \text{ cm} = 19,0 \text{ cm}$$

-Spodnji del stojine:

$$T_{w,l} = t_w \cdot h_h \cdot (1 + k_a) / 2 \cdot f_y = 0,62 \text{ cm} \cdot 19,0 \text{ cm} \cdot (1 + 0,18) / 2 \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2 = 246,8 \text{ kN}$$

$$z_{w,l} = h_l \cdot (2 \cdot k_a + 1) / (3 \cdot (k_a + 1)) = 3,0 \text{ cm} \cdot (2 \cdot 0,18 + 1) / (3 \cdot (0,18 + 1)) = 1,15 \text{ cm}$$

-Spodnja pasnica:

$$T_{f,l} = b \cdot t_f \cdot k_a \cdot f_{y,a} = 12,0 \text{ cm} \cdot 0,98 \text{ cm} \cdot 0,18 \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2 = 75,2 \text{ kN}$$

Določim plastično nevtralno os:

$$z_{pl} = \Sigma T_i / (\alpha_c \cdot f_c \cdot b_{eff}) = 2838,4 \text{ kN} / (0,85 \cdot 2,5 \text{ kN/cm}^2 \cdot 200 \text{ cm}) = 6,7 \text{ cm}$$

$$\Sigma T_i = 1785,0 \text{ kN} + 313,2 \text{ kN} + 418,2 \text{ kN} + 246,8 \text{ kN} + 75,2 \text{ kN} = 2838,4 \text{ kN}$$

$$z_{pl} = 6,7 \text{ cm}$$

Plastična nevtralna os se nahaja med rebri profilirane pločevine

Za določitev upogibne nosilnosti je potrebno določiti ročice notranjih sil:

-Betonska plošča:

$$z_c = z_{pl} / 2 = 6,7 \text{ cm} / 2 = 3,35 \text{ cm}$$

-Zgornja pasnica:

$$z_{f,u} = h_c + t_f / 2 - z_c = 12,0 \text{ cm} + 0,98 \text{ cm} / 2 - 3,35 \text{ cm} = 9,1 \text{ cm}$$

-Zgornji del stojine:

$$z_{w,u} = h_c + t_f + h_h / 2 - z_c = 12,0 \text{ cm} + 0,98 \text{ cm} + 19,0 \text{ cm} / 2 - 3,35 \text{ cm} = 19,1 \text{ cm}$$

-Spodnji del stojine:

$$z_{w,l} = h_c + t_f + h_h + z_{w,l} - z_c = 12,0 \text{ cm} + 0,98 \text{ cm} + 19,0 \text{ cm} + 1,15 \text{ cm} - 3,35 \text{ cm} = 29,8 \text{ cm}$$

-Spodnja pasnica:

$$z_{f,l} = h_c + h - t_f / 2 - z_c = 12,0 \text{ cm} + 24,0 \text{ cm} - 0,98 \text{ cm} / 2 - 3,35 \text{ cm} = 32,2 \text{ cm}$$

Upogibni plastično nosilnost sovprežnega nosilca dobim:

$$\begin{aligned} M_{fi,Rd} &= T_{f,u} \cdot z_{f,u} + T_{w,u} \cdot z_{w,u} + T_{w,l} \cdot z_{w,l} + T_{f,l} \cdot z_{f,l} = \\ &= 313,2 \text{ kN} \cdot 9,1 \text{ cm} + 418,2 \text{ kN} \cdot 19,1 \text{ cm} + 246,8 \text{ kN} \cdot 29,8 \text{ cm} + 75,2 \text{ kN} \cdot 32,2 \text{ cm} = \\ &= 20614 \text{ kNcm} = 206,1 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$M_{fi,d} = 36,0 \text{ kNm} \leq M_{fi,Rd} = 206,1 \text{ kNm}$$

Nosilnost sovprežnega nosilca zadošča za zahtevano požarno odpornost R 60.

## 13 ZAKLJUČEK

Izdelal sem statične izračune nosilne jeklene konstrukcije za projekt za pridobitev gradbenega dovoljenja ter pripadajoče dispozicijske načrte z pozicioniranjem vseh elementov konstrukcije, vključno z veznimi elementi. Objekt bo imel 6 etaž, nahajal se bo v Ljubljani v industrijski coni Litostroj, namenjen bo predvsem pisarniški dejavnosti. Tlorisna površina objekta bo 18,0 m x 40,0 m, streha bo enokapnica v nagibu 10, zato je tudi višina objekta spremenljiva. Na nižji strani bo objekt visok 19,2 m, na višji strani pa 22,4 m. Statična zasnova konstrukcije je 5 prečnih okvirjev na razdalji 8,0 m, ki so v vzdolžni smeri stabilizirani z vzdolžnimi centričnimi povezji. Sistemske razdalje med stebri prečnih okvirjev so 9,0 m.

Pri izbiri statične zasnove konstrukcije sem kot osnovno vodilo predpostavil željo arhitekta po čim manjšem številu stebrov v notranjosti hale zaradi boljše izkoriščenosti prostora. Posledica te zahteve so nekoliko večje dimenzije stebrov.

Prečke okvirjev sem predvidel v deloma sovprežni izvedbi (srednjih 5,0 m prečk v območju pozitivnih momentov), na ta način sem dobil sorazmerno majhne dimenzije prečk (IPE 300) glede na zahtevan razpon. Brez sovprežne izvedbe prečk bi bile potrebne večje dimenzije prečk (IPE 360), kar bi imelo za posledico manjšo svetlo etažno višino in večjo končno težo in posledično ceno konstrukcije. Poleg tega večja togost prečk tudi zmanjšuje horizontalne medetažne pomike, ki so bili merodajni pri določanju dimenzij stebrov, tako da je tudi s te strani opravičljiva izbira sovprežnih prečk okvirjev. Prečke okvirjev sem na robovih ojačal z vutami zaradi velikih konic negativnih momentov, vute so tudi zelo ugodna rešitev z vidika zagotavljanja potrebne višine za razporeditev potrebnega števila vijakov. V območju vut ni sovprežne povezave med jeklenim nosilcem in betonsko ploščo, betonska plošča bo izvedena z profilirano pločevino, rebra profilirane pločevine potekajo v smeri prečnih okvirjev.

Pri določevanju dimenzij stebrov je bil glavni kriterij medetažni pomiki konstrukcije zaradi omejitve poškodb pri potresu. Ker konstrukcija nima togega betonskega jedra, morajo celotno potresno obremenitev v prečni smeri konstrukcije prevzeti prečni okvirji s svojo upogibno togostjo, posledica tega so velike dimenzije stebrov (stebri notranjih okvirjev HEB 700, stebri zunanjih okvirjev HEB 800), stebri zunanjih okvirjev so večji zaradi upoštevanja slučajne torzije. Konstrukcija je v vzdolžni smeri stabilizirana s centričnimi povezji.

Manjše dimenzije stebrov bi bile možne ob drugačni zasnovi konstrukcije, npr. za togim betonskim jedrom, ki bi prevzelo večino horizontalnih sil zaradi potresne obremenitve. Druga možna rešitev bi bila izvedba stebrov v sovprežni izvedbi.

Čprav so možne tudi druge statične zasnove (konstrukcija z betonskim jedrom) oziroma tehnične rešitve (sovprežni stebri), vseeno smatram, da je izbrana statična zasnova optimalna z vidika omejitve stroškov zaradi teže konstrukcije in časa trajanja montaže oziroma izgradnje. Gradnja betonskega jedra občutno podaljša čas gradnje konstrukcije, izdelava sovprežnih stebrov pa tudi občutno podaljša čas montaže in poveča s tem povezane stroške. Konstrukcija v jekleni izvedbi je precej bolj ugodna z vidika časa izdelave in potrebnega časa montaže.

Temelji konstrukcije bodo pasovni, zaradi velikih horizontalnih potresnih obremenitev ni možna izvedba z točkovnimi temelji, pri kontroli kontaktnih tlakov je bil upoštevan nosilec na elastični podlagi. Pasovni temelji so predvideni tlorisnih dimenzij 22,0 m x 1,2 m, globina temelja je predvidena 1,5 m.

Priključki stebrov na temelje morajo biti polnonosilni, kar ima za posledico velike dimenzije sidrnih plošč.



## VIRI

- [1] Beg D., Projektiranje jeklenih konstrukcij v skladu z Evrokodom 3, študijsko gradivo
- [2] Androić, Dujmović, Džeba. Čelične konstrukcije 1, 2010
- [3] Evrokod: Osnove projektiranja konstrukcij. SIST EN 1990
- [4] Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-1. del: Splošni vplivi – Prostorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb. SIST EN 1991-1-1
- [5] Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-3. del: Splošni vplivi – Obtežba snega. SIST EN 1991-1-1
- [6] Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-4. del: Splošni vplivi – Vplivi vetra. SIST EN 1991-1-1
- [7] Evrokod 3: Projektiranje jeklenih konstrukcij – 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe. SIST EN 1993-1-1
- [8] Evrokod 3: Projektiranje jeklenih konstrukcij 1-2.del: Splošna pravila – Požarnoodporno projektiranje. SIST EN 1993-1-2
- [9] Evrokod 4: Projektiranje sovprežnih konstrukcij iz jekla in betona – 1.1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe. SIST EN 1994-1-1
- [10] Evrokod 4: Projektiranje sovprežnih konstrukcij iz jekla in betona – 1.2. del: Splošna pravila – Požarnoodporno projektiranje. SIST EN 1994-1-1
- [11] Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 1.del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe. SIST EN 1998- 1
- [12] S.M.R. Behfar, Helmut Fisher; Knut Gabriel, Stahl im Hochbau, priročnik za projektiranje jeklenih konstrukcij

## **PRILOGA A: IZPISI STATIČNIH IZRAČUNOV**

## **PRILOGA B: DISPOZICIJSKI NAČRTI**

### LOAD CASES

LC No.	LC Description	LC Factor	Property of load case	Self-weight	Method of Analysis
1	LASTNA TEZA	1.0000	Permanent	1.00	Linear
2	LASTNA TEZA MEDETAZNE KONSTRUKCIJE	1.0000	Permanent	-	Linear
3	KORISTNA OBTEZBA	1.0000	Variable	-	Linear
5	SNEG	1.0000	Variable	-	Linear
6	VETER	1.0000	Variable	-	Linear
8	LASTNA TEZA STRES. KRITINE IN FASADE	1.0000	Permanent	-	Linear

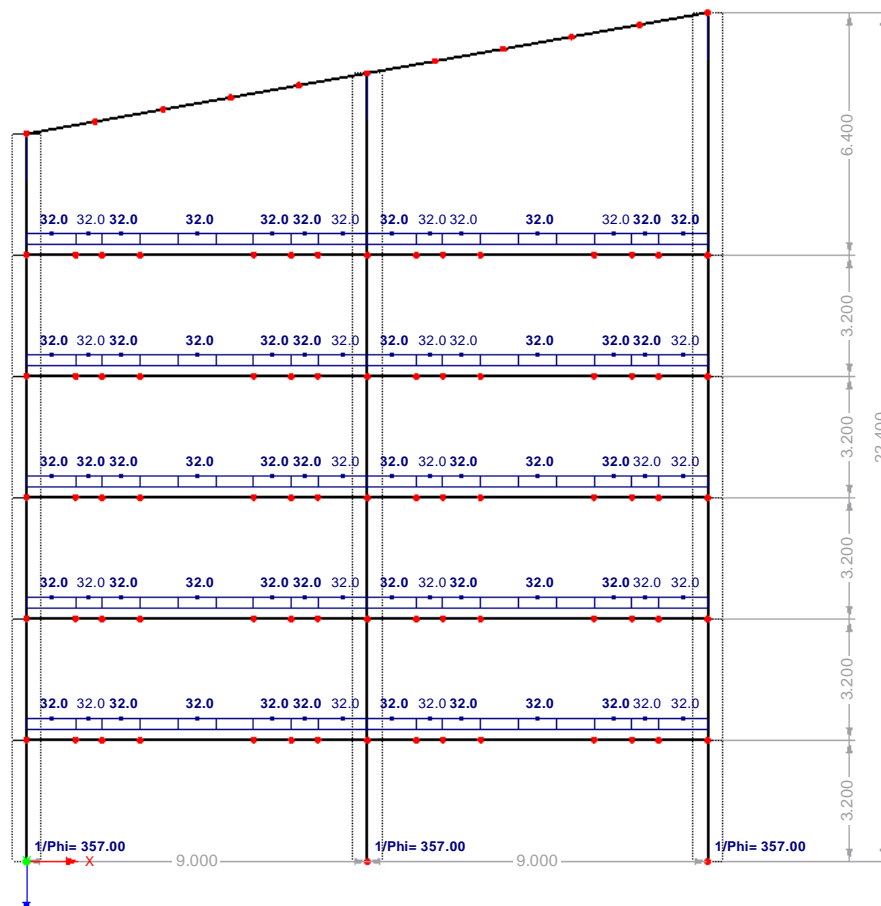
### LOAD GROUPS

LG No.	LG-Description	Factor	Load Cases in LG	Method of Analysis
1	MSN 1	1.0000	1.35*LC1 + 1.35*LC2 + 1.35*LC8 + 1.5*LC3 + 0.9*LC5 + 0.9*LC6	Linear
2	MSN 2	1.0000	1.35*LC1 + 1.35*LC2 + 1.35*LC8 + 1.5*LC5 + 1.05*LC3 + 0.9*LC6	Linear
3	MSN 3	1.0000	1.35*LC1 + 1.35*LC2 + 1.35*LC8 + 1.5*LC6 + 1.05*LC3 + 0.9*LC5	Linear
4	MSN 4	1.0000	LC1 + LC2 + LC8 + 1.5*LC6	Linear
5	MSU 1	1.0000	LC1 + LC2 + LC8 + LC6 + 0.3*LC3	Linear
6	MSU 2	1.0000	LC1 + LC2 + LC8 + LC3	Linear
7	MSU 3	1.0000	LC1 + LC2 + LC8 + LC5 + 0.3*LC3	Linear

### LC2: LASTNA TEZA MEDETAZNE KONSTRUKCIJE

LC2: LASTNA TEZA MEDETAZNE KONSTRUKCIJE

Against Y-direction



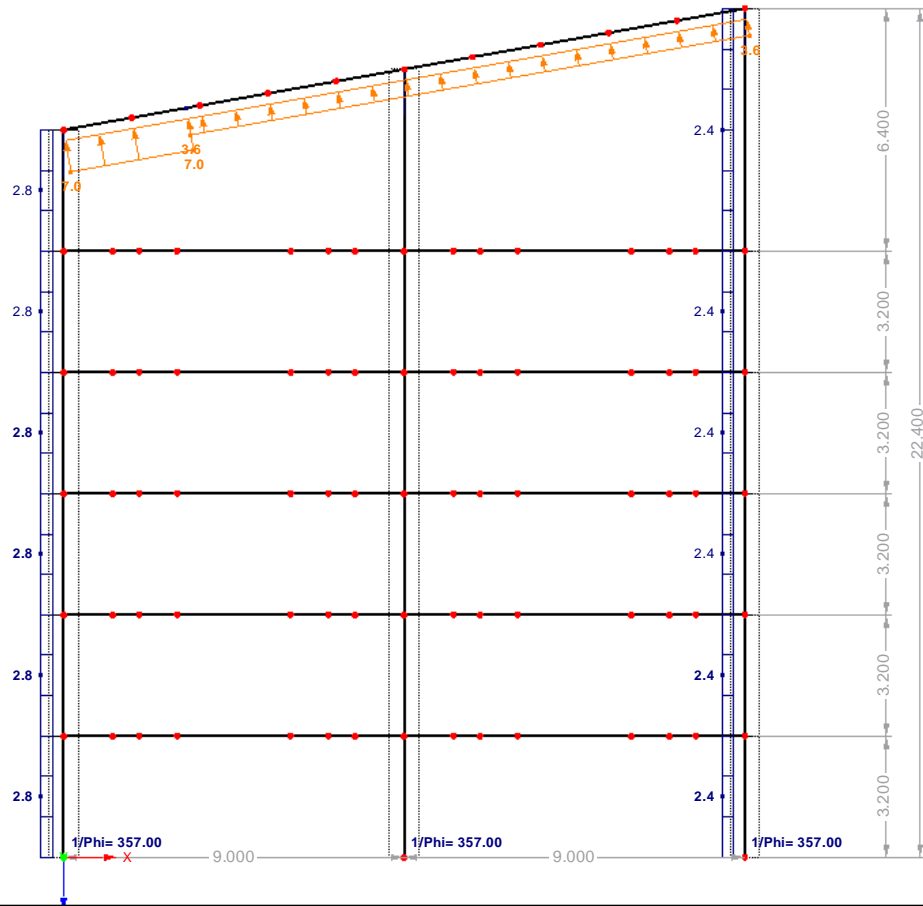
1.999 [m]



■ LC6: VETER

LC6: VETER

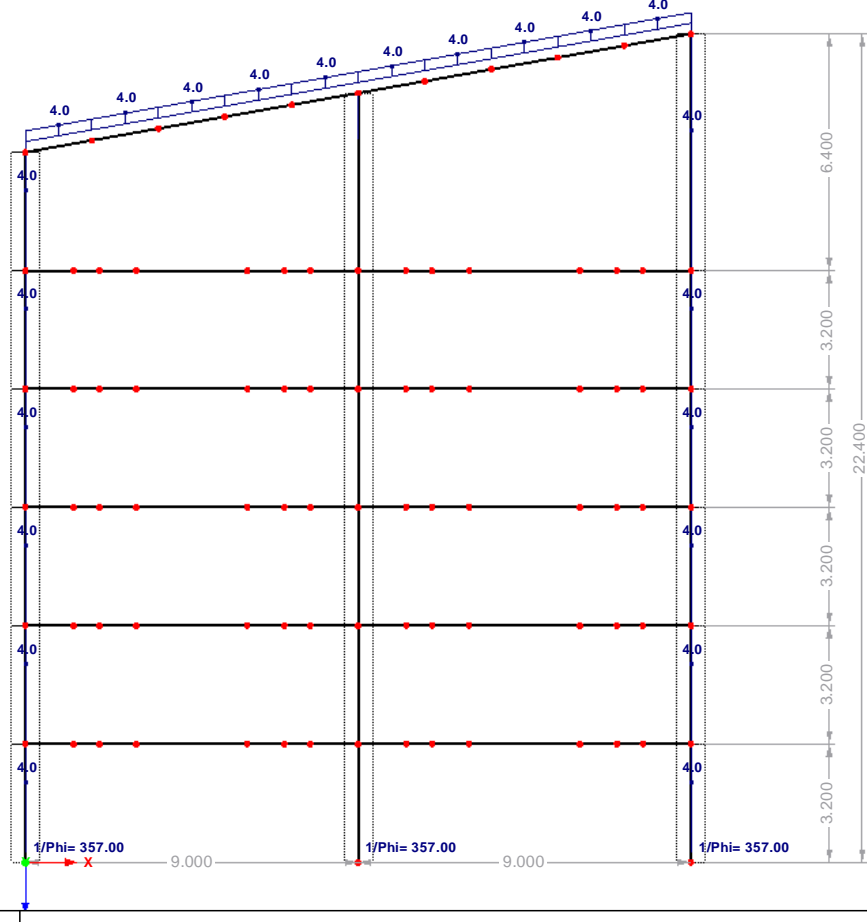
Against Y-direction



■ LC8: LASTNA TEZA STRES. KRITINE IN FASADE

LC8: LASTNA TEZA STRES. KRITINE IN FASADE

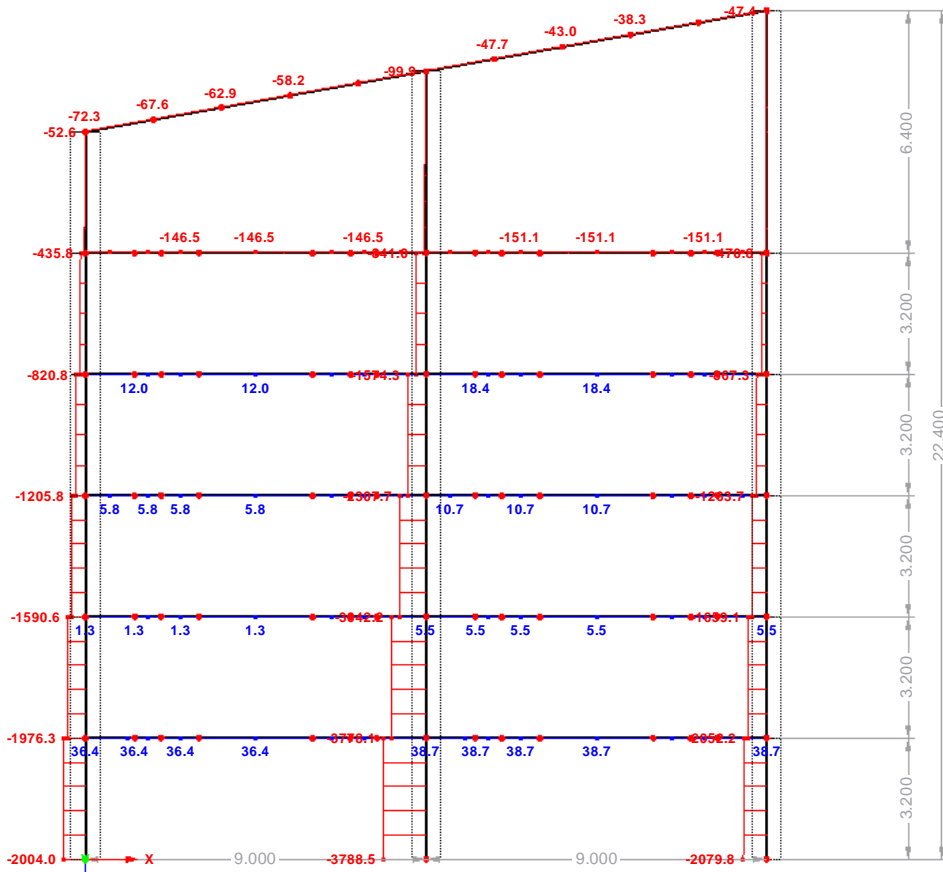
Against Y-direction



MEMBERS N, LG1: MSN 1

LG1: MSN 1  
N

Against Y-direction



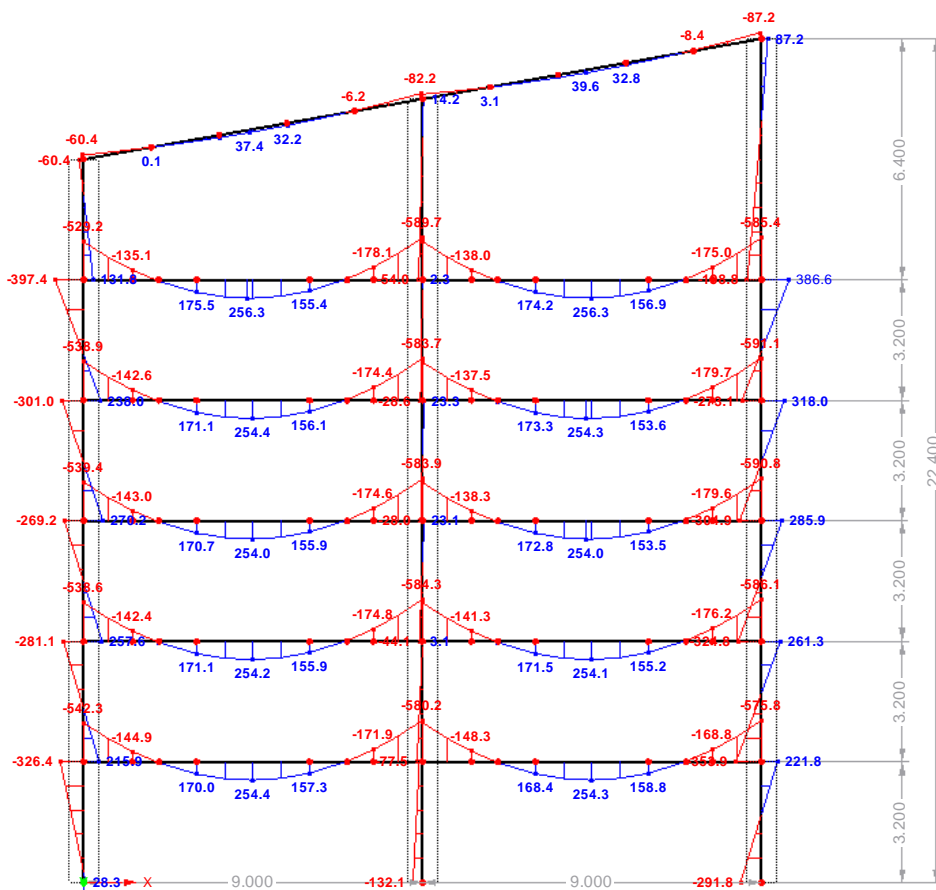
Max N: 38.7, Min N: -3788.5 [kN]

1.999 [m]

MEMBERS M-Y, LG1: MSN 1

LG1: MSN 1  
M-y

Against Y-direction



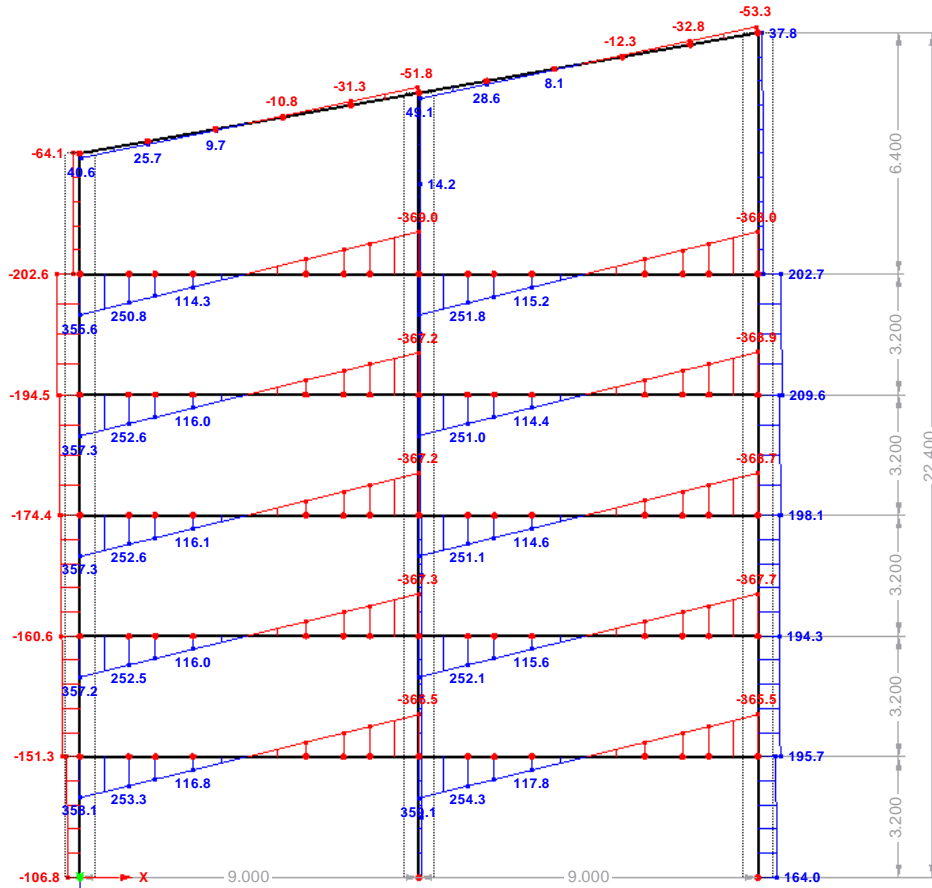
Max M-y: 386.6, Min M-y: -591.1 [kNm]

2.009 [m]

MEMBERS V-Z, LG1: MSN 1

LG1: MSN 1  
V-z

Against Y-direction



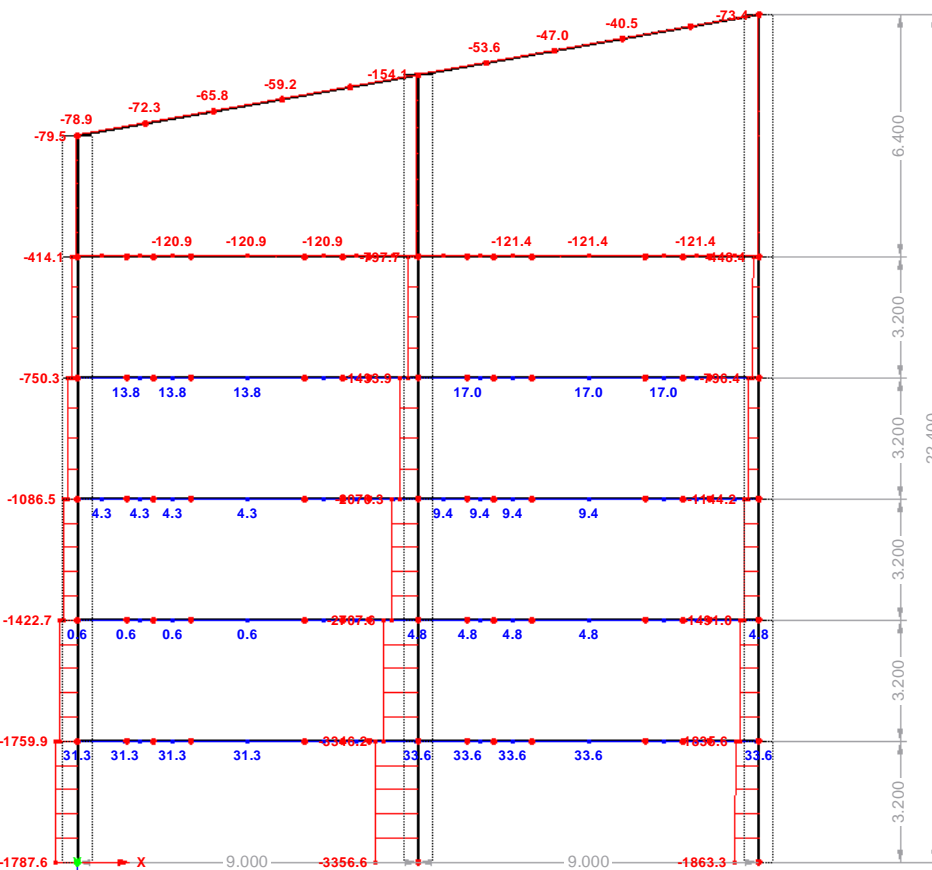
Max V-z: 359.1, Min V-z: -369.0 [kN]

2.009 [m]

MEMBERS N, LG2: MSN 2

LG2: MSN 2  
N

Against Y-direction



Max N: 33.6, Min N: -3356.6 [kN]

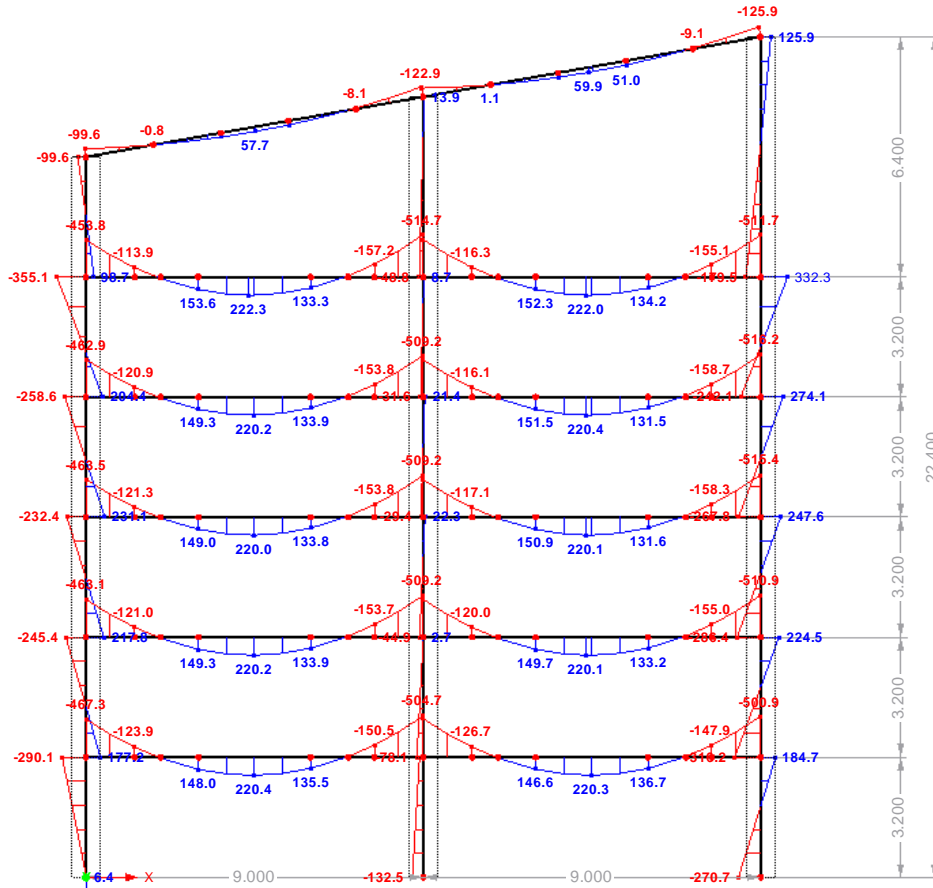
1.999 [m]



MEMBERS M-Y, LG2: MSN 2

LG2: MSN 2  
M-y

Against Y-direction



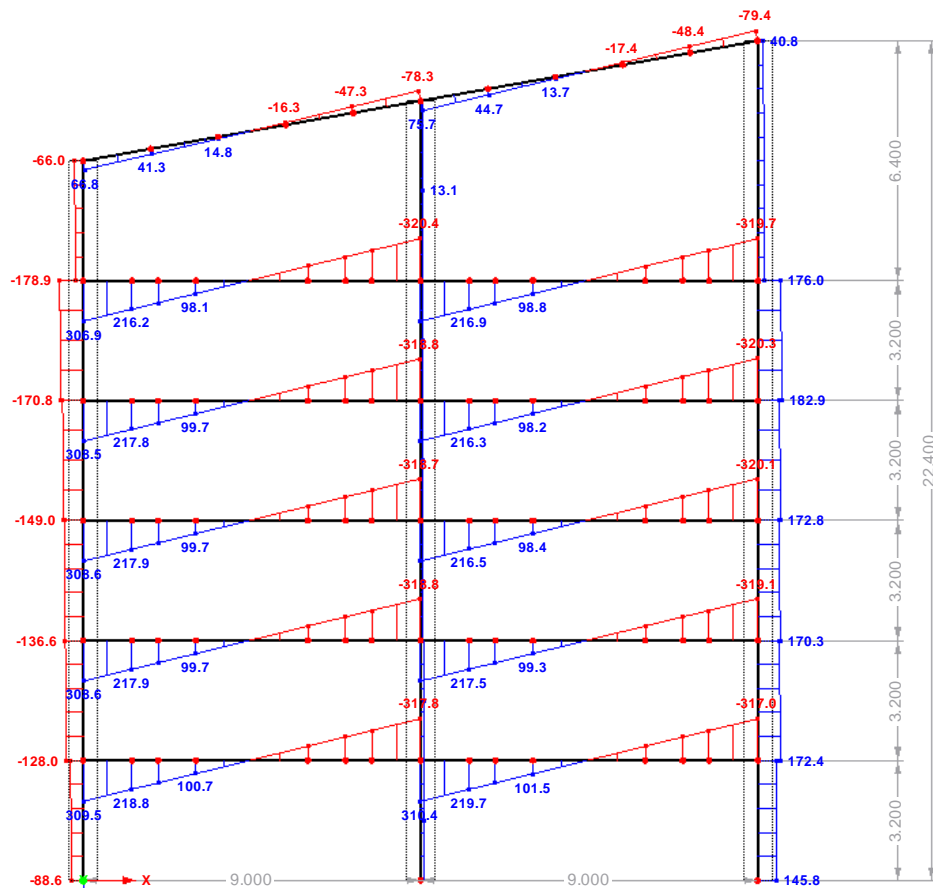
Max M-y: 332.3, Min M-y: -516.2 [kNm]

2.018 [m]

MEMBERS V-Z, LG2: MSN 2

LG2: MSN 2  
V-z

Against Y-direction



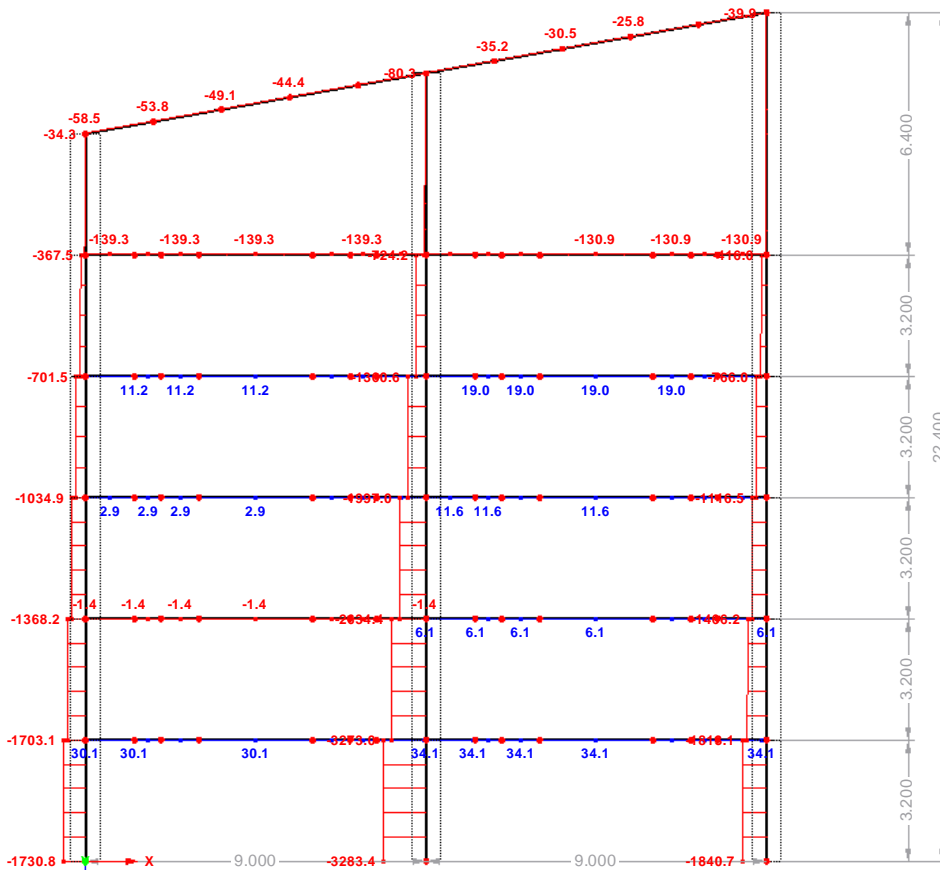
Max V-z: 310.4, Min V-z: -320.4 [kN]

2.019 [m]

MEMBERS N, LG3: MSN 3

LG3: MSN 3  
N

Against Y-direction



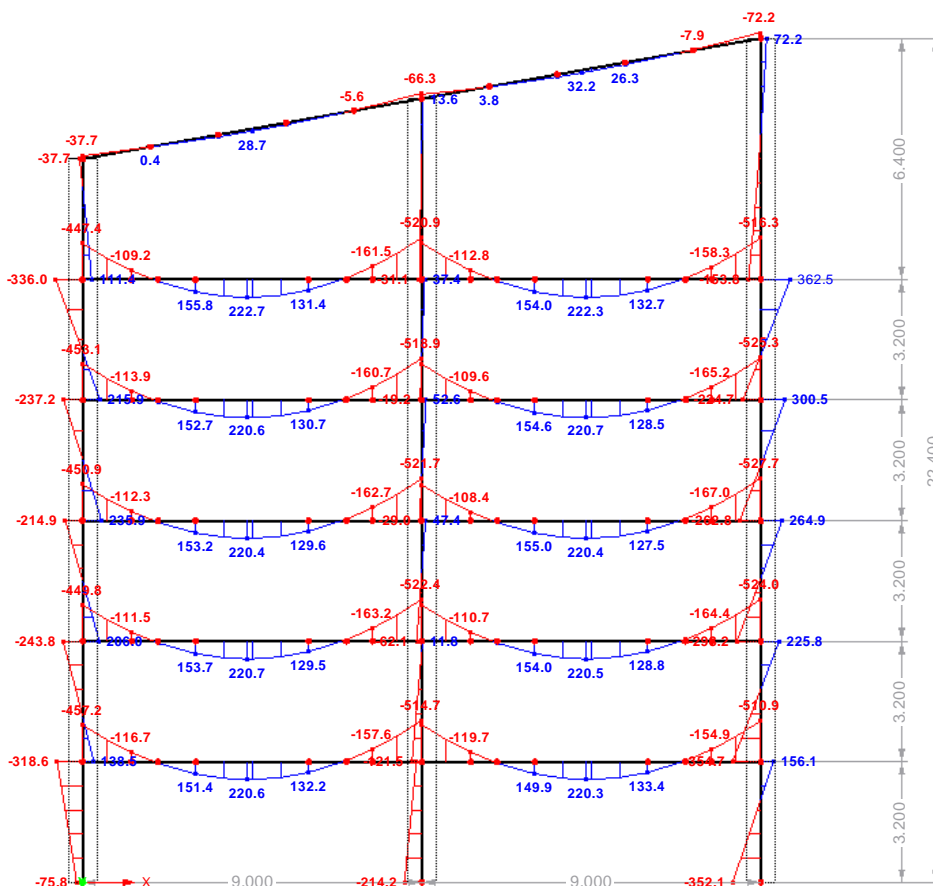
Max N: 34.1, Min N: -3283.4 [kN]

1.999 [m]

MEMBERS M-Y, LG3: MSN 3

LG3: MSN 3  
M-y

Against Y-direction



Max M-y: 362.5, Min M-y: -527.7 [kNm]

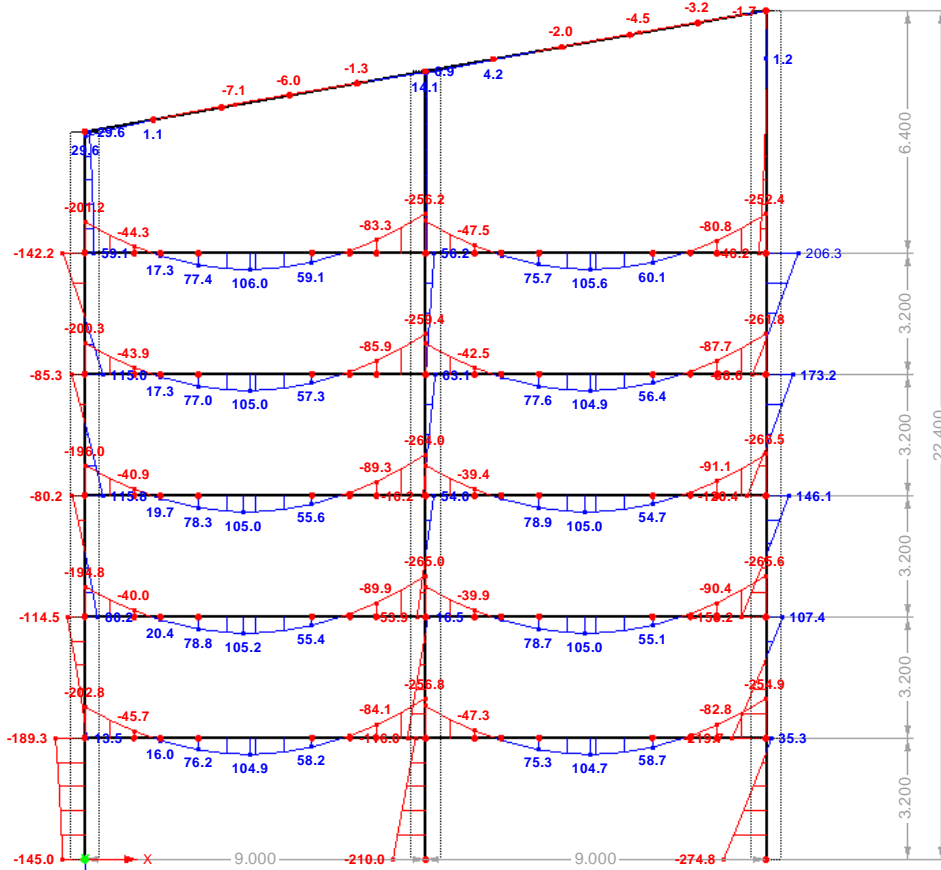
2.008 [m]



MEMBERS M-Y, LG4: MSN 4

LG4: MSN 4  
M-y

Against Y-direction



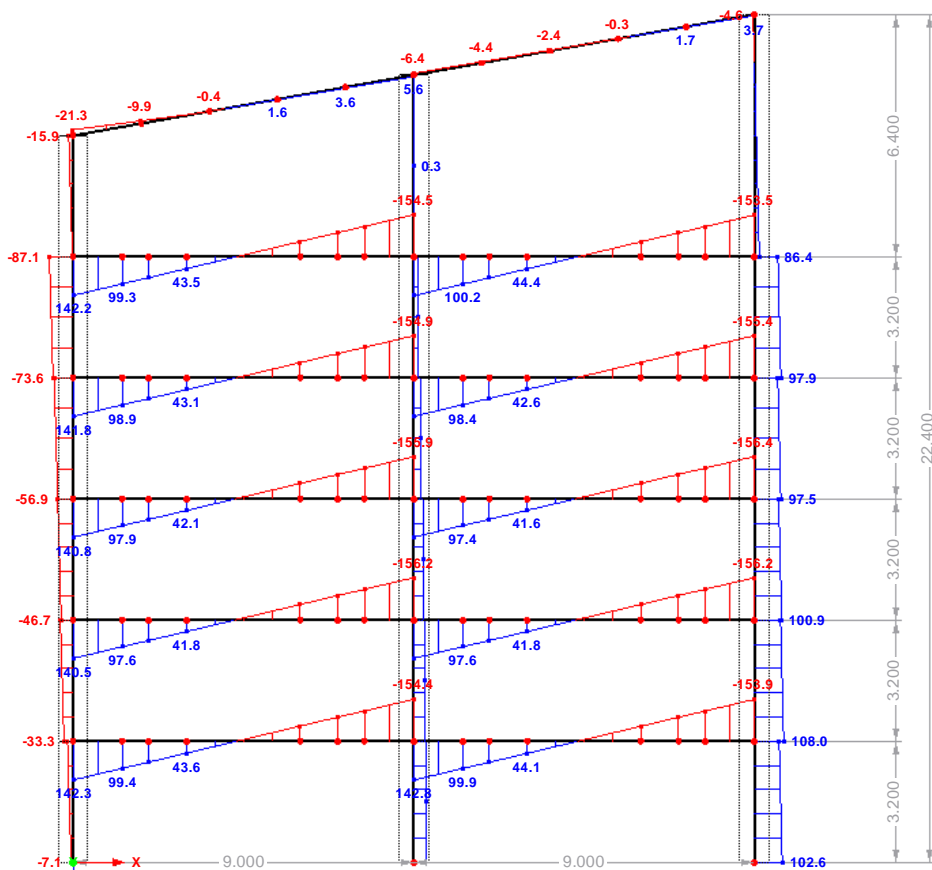
Max M-y: 206.3, Min M-y: -274.8 [kNm]

1.999 [m]

MEMBERS V-Z, LG4: MSN 4

LG4: MSN 4  
V-z

Against Y-direction



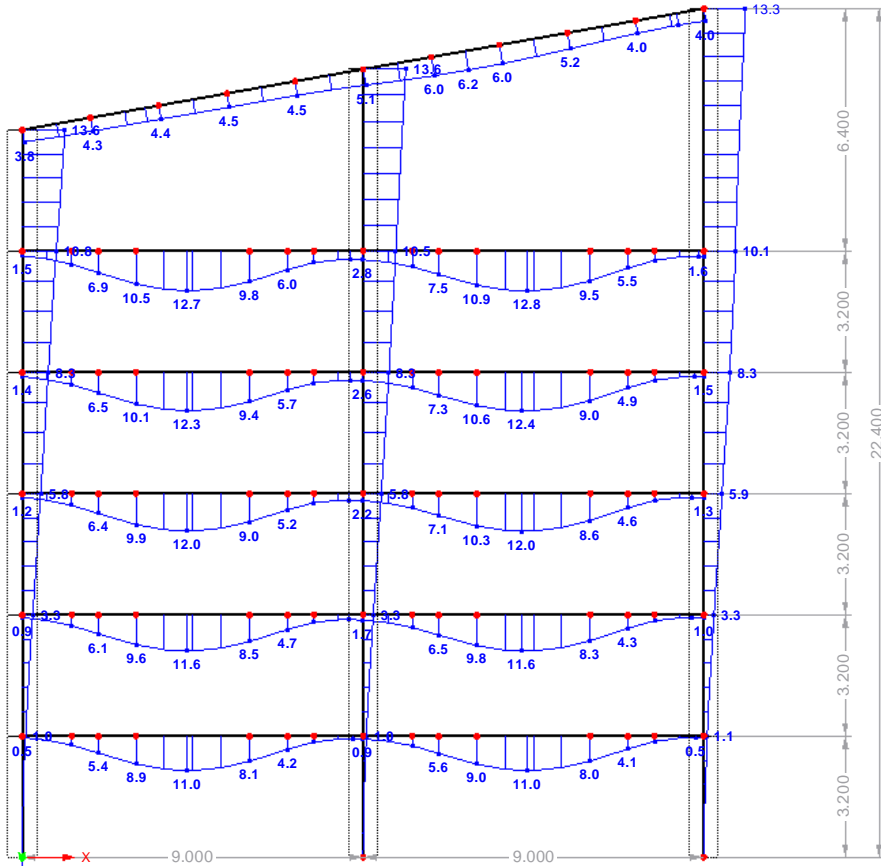
Max V-z: 143.1, Min V-z: -156.4 [kN]

1.999 [m]

MEMBERS U-Z, LG5: MSU 1

LG5: MSU 1  
u-z

Against Y-direction



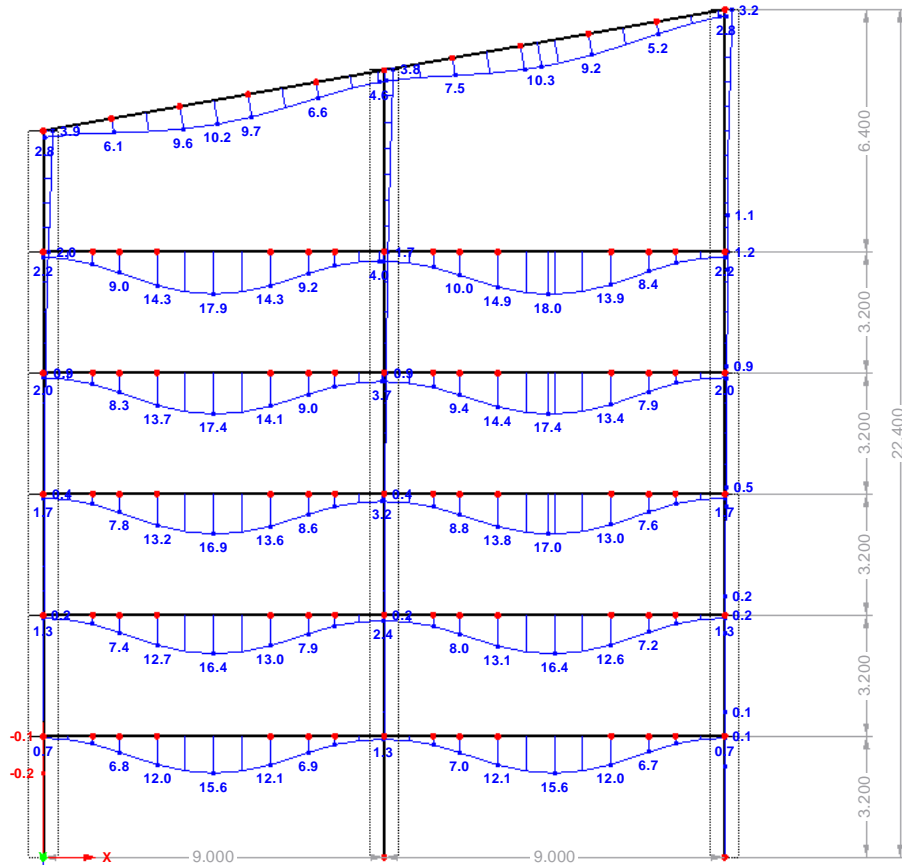
Max u-z: 13.6, Min u-z: 0.0 [mm]

1.999 [m]

MEMBERS U-Z, LG6: MSU 2

LG6: MSU 2  
u-z

Against Y-direction



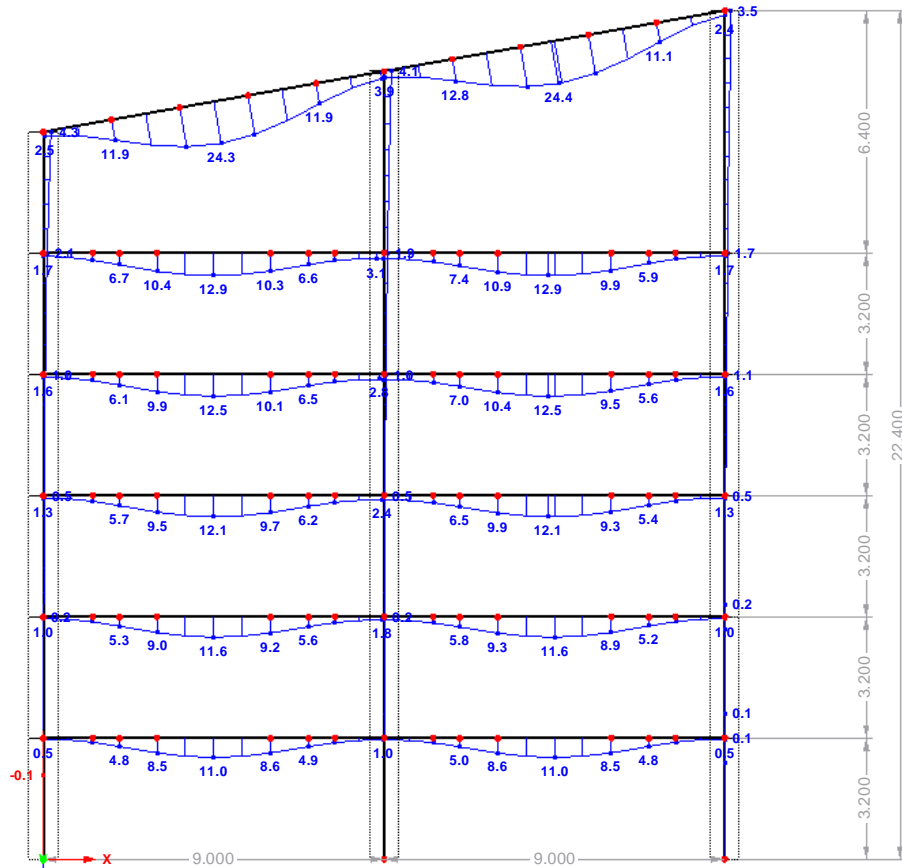
Max u-z: 18.0, Min u-z: -0.2 [mm]

1.999 [m]

MEMBERS U-Z, LG7: MSU 3

LG7: MSU 3  
u-z

Against Y-direction



Max u-z: 24.4, Min u-z: -0.1 [mm]

1.999 [m]

**STEEL EC3**  
CA1  
Steel Design

### ■ GENERAL DATA

Members to Design:	All	
Sets of Members to Design:	All	
Ultimate Limit State Design		
Load Groups to Design:	LG1	MSN 1
	LG2	MSN 2
	LG3	MSN 3
	LG4	MSN 4

### ■ MATERIALS

Material No	Material Description	Comment
1	Steel S 355	

### ■ CROSS-SECTIONS

Cross-s. No	Material No	Cross-section Description [mm]	Comment
1	1	HE-B 700	ZUNANJI STEBRI
2	1	HE-B 700	NOTRANJI STEBER
3	1	SHAPE-THIN SOVPREŽNI NOSIL	SOVPREŽNI PREREZ
		Type General - only Class 3 possible	
4	1	IPE 270	STRESNA PRECKA
5	1	SHAPE-THIN IPE 300-ZACETEK	ZACETEK VUTE
		Type General - only Class 3 possible	
6	1	SHAPE-THIN IPE 300-KONEC VU	KONEC VUTE
		Type General - only Class 3 possible	
7	1	IPE 300	PRECKA

DESIGN BY LOAD CASE with Selection

LC/LG/CO	Load Case or LG/CO Description	Member No	Location x x [m]	Design	Acc. to Formula	
<b>Ultimate Limit State Design</b>						
LG1	MSN 1	37	1.500	0.82	≤ 1	183)   ULS
Cross-section Check - Bending, Shear and Axial Force acc. to 6.2.9.1(5) - Class 3 - General Cross-section						
<b>Material Values - Steel S 355</b>						
E	21000.00 kN/cm <sup>2</sup>	f <sub>y</sub>	35.50 kN/cm <sup>2</sup>			
G	8100.00 kN/cm <sup>2</sup>	f <sub>u</sub>	49.00 kN/cm <sup>2</sup>			
<b>Cross-section Values - SHAPE-THIN SOVPREŽNI NOSILEC IPE 300</b>						
General						
A	139.73 cm <sup>2</sup>	z <sub>S</sub>	-139.4 mm	z <sub>M</sub>		-48.2 mm
A <sub>v,y</sub>	88.97 cm <sup>2</sup>	i <sub>y</sub>	135.3 mm	I <sub>w</sub>		385697.00 cm <sup>6</sup>
A <sub>v,z</sub>	27.95 cm <sup>2</sup>	i <sub>z</sub>	48.4 mm	r <sub>y</sub>		159.4 mm
I <sub>y</sub>	25573.20 cm <sup>4</sup>	S <sub>el,y</sub>	2312.43 cm <sup>3</sup>	r <sub>z</sub>		0.0 mm
I <sub>z</sub>	3270.86 cm <sup>4</sup>	S <sub>el,z</sub>	327.09 cm <sup>3</sup>	Q <sub>y</sub>		757.39 cm <sup>3</sup>
I <sub>t</sub>	390.69 cm <sup>4</sup>	W <sub>pl,y</sub>	1304.69 cm <sup>3</sup>	Q <sub>z</sub>		200.00 cm <sup>3</sup>
y <sub>S</sub>	0.0 mm	W <sub>pl,z</sub>	526.79 cm <sup>3</sup>	BC <sub>y</sub>		c
		y <sub>M</sub>	0.0 mm	BC <sub>z</sub>		c
<b>Design Internal Forces</b>						
N <sub>Ed</sub>	38.7 kN	V <sub>z,Ed</sub>	-3.2 kN	M <sub>y,Ed</sub>		254.3 kNm
V <sub>y,Ed</sub>	0.0 kN	T <sub>Ed</sub>	0.0 kNm	M <sub>z,Ed</sub>		0.0 kNm
<b>Design Ratio</b>						
SP-No.	13	σ <sub>x,My,Ed</sub>	28.78 kN/cm <sup>2</sup>	γ <sub>M0</sub>		1.000
N <sub>Ed</sub>	38.7 kN	σ <sub>x,Ed</sub>	29.06 kN/cm <sup>2</sup>	V <sub>pl,z,Rd</sub>		572.9 kN
A	139.73 cm <sup>2</sup>	V <sub>z,Ed</sub>	3.2 kN	v <sub>z</sub>		0.006
σ <sub>x,N,Ed</sub>	0.28 kN/cm <sup>2</sup>	Q <sub>y</sub>	230.87 cm <sup>3</sup>	σ <sub>x,Rd</sub>		35.50 kN/cm <sup>2</sup>
M <sub>y,Ed</sub>	254.3 kNm	t	10.7 mm	η		0.82
I <sub>y</sub>	25573.20 cm <sup>4</sup>	τ <sub>V,z,Ed</sub>	0.03 kN/cm <sup>2</sup>			
z <sub>SP</sub>	289.4 mm	f <sub>y</sub>	35.50 kN/cm <sup>2</sup>			
LG2	MSN 2	78	1.828	0.73	≤ 1	181)   ULS
Cross-section Check - Bending, Shear and Axial Force acc. to 6.2.9.1(4)						
<b>Material Values - Steel S 355</b>						
E	21000.00 kN/cm <sup>2</sup>	f <sub>y</sub>	35.50 kN/cm <sup>2</sup>			
G	8100.00 kN/cm <sup>2</sup>	f <sub>u</sub>	49.00 kN/cm <sup>2</sup>			
<b>Cross-section Values - IPE 270</b>						
I-shape rolled						
A <sub>v,z</sub>	22.09 cm <sup>2</sup>	W <sub>pl,y</sub>				484.00 cm <sup>3</sup>
h	270.0 mm	I <sub>y</sub>	5790.00 cm <sup>4</sup>	W <sub>pl,z</sub>		96.95 cm <sup>3</sup>
b	135.0 mm	I <sub>z</sub>	420.00 cm <sup>4</sup>	I <sub>w</sub>		70580.00 cm <sup>6</sup>
t <sub>w</sub>	6.6 mm	I <sub>t</sub>	16.00 cm <sup>4</sup>	Q <sub>y</sub>		242.00 cm <sup>3</sup>
t <sub>f</sub>	10.2 mm	i <sub>y</sub>	112.0 mm	Q <sub>z</sub>		23.24 cm <sup>3</sup>
r	15.0 mm	i <sub>z</sub>	30.2 mm	BC <sub>y</sub>		a
A	45.90 cm <sup>2</sup>	S <sub>el,y</sub>	429.00 cm <sup>3</sup>	BC <sub>z</sub>		b
A <sub>v,y</sub>	28.97 cm <sup>2</sup>	S <sub>el,z</sub>	62.20 cm <sup>3</sup>			
<b>Design Internal Forces</b>						
N <sub>Ed</sub>	-27.3 kN	V <sub>z,Ed</sub>	-79.4 kN	M <sub>y,Ed</sub>		-125.9 kNm
V <sub>y,Ed</sub>	0.0 kN	T <sub>Ed</sub>	0.0 kNm	M <sub>z,Ed</sub>		0.0 kNm
<b>Cross-section Classification - Class 1</b>						
c <sub>f</sub>	49.2 mm	σ <sub>w,A</sub>	23.29 kN/cm <sup>2</sup>	σ <sub>f-yd,2</sub>		-33.77 kN/cm <sup>2</sup>
t <sub>f</sub>	10.2 mm	σ <sub>w,B</sub>	-24.48 kN/cm <sup>2</sup>	ψ <sub>w</sub>		-0.951
ε <sub>f</sub>	0.814	c <sub>w</sub>	219.6 mm	ε <sub>w</sub>		0.814
λ <sub>f,1</sub>	7.323	t <sub>w</sub>	6.6 mm	λ <sub>w,1</sub>		55.121
λ <sub>f,2</sub>	8.136	f <sub>yd,w</sub>	35.50 kN/cm <sup>2</sup>	λ <sub>w,2</sub>		63.472
λ <sub>f,3</sub>	11.391	N <sub>Ed</sub>	-27.3 kN	λ <sub>w,3</sub>		95.974
(c/t) <sub>f</sub>	4.824	α <sub>w</sub>	0.527	(c/t) <sub>w</sub>		33.273
Class <sub>f</sub>	1	σ <sub>f-yd,1</sub>	35.50 kN/cm <sup>2</sup>	Class <sub>w</sub>		1
<b>Design Ratio</b>						
M <sub>y,Ed</sub>	125.9 kNm	V <sub>pl,z,Rd</sub>	452.8 kN	t <sub>w</sub>		6.6 mm
f <sub>y</sub>	35.50 kN/cm <sup>2</sup>	v <sub>z</sub>	0.175	n		0.017
γ <sub>M0</sub>	1.000	N <sub>Ed</sub>	-27.3 kN	n <sub>w</sub>		0.047
M <sub>pl,y,Rd</sub>	171.8 kNm	A	45.90 cm <sup>2</sup>	M <sub>pl,y,Rd</sub>		171.8 kNm
V <sub>z,Ed</sub>	79.4 kN	N <sub>pl,Rd</sub>	1629.5 kN	η		0.73
A <sub>v,z</sub>	22.09 cm <sup>2</sup>	h <sub>w</sub>	249.6 mm			
LG3	MSN 3	111	0.700	0.75	≤ 1	181)   ULS
Cross-section Check - Bending, Shear and Axial Force acc. to 6.2.9.1(4)						
<b>Material Values - Steel S 355</b>						
E	21000.00 kN/cm <sup>2</sup>	f <sub>y</sub>	35.50 kN/cm <sup>2</sup>			
G	8100.00 kN/cm <sup>2</sup>	f <sub>u</sub>	49.00 kN/cm <sup>2</sup>			
<b>Cross-section Values - IPE 300</b>						
I-shape rolled						
A <sub>v,z</sub>	25.67 cm <sup>2</sup>	W <sub>pl,y</sub>				628.00 cm <sup>3</sup>
h	300.0 mm	I <sub>y</sub>	8360.00 cm <sup>4</sup>	W <sub>pl,z</sub>		125.22 cm <sup>3</sup>
b	150.0 mm	I <sub>z</sub>	604.00 cm <sup>4</sup>	I <sub>w</sub>		125900.00 cm <sup>6</sup>
t <sub>w</sub>	7.1 mm	I <sub>t</sub>	20.20 cm <sup>4</sup>	Q <sub>y</sub>		314.00 cm <sup>3</sup>
t <sub>f</sub>	10.7 mm	i <sub>y</sub>	125.0 mm	Q <sub>z</sub>		30.09 cm <sup>3</sup>
r	15.0 mm	i <sub>z</sub>	33.5 mm	BC <sub>y</sub>		a
A	53.80 cm <sup>2</sup>	S <sub>el,y</sub>	557.00 cm <sup>3</sup>	BC <sub>z</sub>		b
A <sub>v,y</sub>	33.67 cm <sup>2</sup>	S <sub>el,z</sub>	80.50 cm <sup>3</sup>			
<b>Design Internal Forces</b>						
N <sub>Ed</sub>	11.6 kN	V <sub>z,Ed</sub>	-232.1 kN	M <sub>y,Ed</sub>		-167.0 kNm
V <sub>y,Ed</sub>	0.0 kN	T <sub>Ed</sub>	0.0 kNm	M <sub>z,Ed</sub>		0.0 kNm



STEEL EC3  
CA1  
Steel Design

DESIGN BY LOAD CASE with Selection

LC/LG/CO	Load Case or LG/CO Description		Member No	Location x x [m]	Design	Acc. to Formula	
LG4	<b>Cross-section Classification - Class 1</b>						
	$C_f$	56.5 mm	$\sigma_{w,A}$	25.05 kN/cm <sup>2</sup>	$\sigma_{f-yd,2}$	-36.12 kN/cm <sup>2</sup>	
	$t_f$	10.7 mm	$\sigma_{w,B}$	-24.62 kN/cm <sup>2</sup>	$\psi_w$	-1.017	
	$\epsilon_f$	0.814	$c_w$	248.6 mm	$\epsilon_w$	0.814	
	$\lambda_{f,1}$	7.323	$t_w$	7.1 mm	$\lambda_{w,1}$	59.684	
	$\lambda_{f,2}$	8.136	$f_{y,d,w}$	35.50 kN/cm <sup>2</sup>	$\lambda_{w,2}$	68.802	
	$\lambda_{f,3}$	11.391	$N_{Ed}$	11.6 kN	$\lambda_{w,3}$	102.657	
	$(c/t)_f$	5.276	$\alpha_w$	0.491	$(c/t)_w$	35.014	
	$Class_f$	1	$\sigma_{f-yd,1}$	35.50 kN/cm <sup>2</sup>	$Class_w$	1	
	<b>Design Ratio</b>						
	$M_{y,Ed}$	167.0 kNm	$V_{pl,z,Rd}$	526.1 kN	$t_w$	7.1 mm	
	$f_y$	35.50 kN/cm <sup>2</sup>	$v_z$	0.441	$n$	0.006	
	$\gamma_{M0}$	1.000	$N_{Ed}$	11.6 kN	$n_w$	0.016	
	$M_{pl,y,Rd}$	222.9 kNm	$A$	53.80 cm <sup>2</sup>	$M_{pl,y,Rd}$	222.9 kNm	
	$V_{z,Ed}$	232.1 kN	$N_{pl,Rd}$	1909.9 kN	$\eta$	0.75	
	$A_{v,z}$	25.67 cm <sup>2</sup>	$h_w$	278.6 mm			
	MSN 4		111	0.700	0.41	≤ 1	181)   ULS
	Cross-section Check - Bending, Shear and Axial Force acc. to 6.2.9.1(4)						
	<b>Material Values - Steel S 355</b>						
	E	21000.00 kN/cm <sup>2</sup>	$f_y$	35.50 kN/cm <sup>2</sup>			
	G	8100.00 kN/cm <sup>2</sup>	$f_u$	49.00 kN/cm <sup>2</sup>			
	<b>Cross-section Values - IPE 300</b>						
	I-shape rolled						
	$h$	300.0 mm	$A_{v,z}$	25.67 cm <sup>2</sup>	$W_{pl,y}$	628.00 cm <sup>3</sup>	
	$b$	150.0 mm	$I_y$	8360.00 cm <sup>4</sup>	$W_{pl,z}$	125.22 cm <sup>3</sup>	
	$t_w$	7.1 mm	$I_z$	604.00 cm <sup>4</sup>	$I_w$	125900.00 cm <sup>6</sup>	
	$t_f$	10.7 mm	$I_t$	20.20 cm <sup>4</sup>	$Q_y$	314.00 cm <sup>3</sup>	
	$r$	15.0 mm	$i_y$	125.0 mm	$Q_z$	30.09 cm <sup>3</sup>	
	$A$	53.80 cm <sup>2</sup>	$i_z$	33.5 mm	$BC_y$	a	
	$A_{v,y}$	33.67 cm <sup>2</sup>	$S_{el,y}$	557.00 cm <sup>3</sup>	$BC_z$	b	
		$S_{el,z}$	80.50 cm <sup>3</sup>				
<b>Design Internal Forces</b>							
$N_{Ed}$	8.2 kN	$V_{z,Ed}$	-113.5 kN	$M_{y,Ed}$	-91.1 kNm		
$V_{y,Ed}$	0.0 kN	$T_{Ed}$	0.0 kNm	$M_{z,Ed}$	0.0 kNm		
<b>Cross-section Classification - Class 1</b>							
$C_f$	56.5 mm	$\sigma_{w,A}$	13.70 kN/cm <sup>2</sup>	$\sigma_{f-yd,2}$	-36.31 kN/cm <sup>2</sup>		
$t_f$	10.7 mm	$\sigma_{w,B}$	-13.39 kN/cm <sup>2</sup>	$\psi_w$	-1.023		
$\epsilon_f$	0.814	$c_w$	248.6 mm	$\epsilon_w$	0.814		
$\lambda_{f,1}$	7.323	$t_w$	7.1 mm	$\lambda_{w,1}$	59.355		
$\lambda_{f,2}$	8.136	$f_{y,d,w}$	35.50 kN/cm <sup>2</sup>	$\lambda_{w,2}$	68.423		
$\lambda_{f,3}$	11.391	$N_{Ed}$	8.2 kN	$\lambda_{w,3}$	103.185		
$(c/t)_f$	5.276	$\alpha_w$	0.493	$(c/t)_w$	35.014		
$Class_f$	1	$\sigma_{f-yd,1}$	35.50 kN/cm <sup>2</sup>	$Class_w$	1		
<b>Design Ratio</b>							
$M_{y,Ed}$	91.1 kNm	$V_{pl,z,Rd}$	526.1 kN	$t_w$	7.1 mm		
$f_y$	35.50 kN/cm <sup>2</sup>	$v_z$	0.216	$n$	0.004		
$\gamma_{M0}$	1.000	$N_{Ed}$	8.2 kN	$n_w$	0.012		
$M_{pl,y,Rd}$	222.9 kNm	$A$	53.80 cm <sup>2</sup>	$M_{pl,y,Rd}$	222.9 kNm		
$V_{z,Ed}$	113.5 kN	$N_{pl,Rd}$	1909.9 kN	$\eta$	0.41		
$A_{v,z}$	25.67 cm <sup>2</sup>	$h_w$	278.6 mm				

### LOAD CASES

LC No.	LC Description	LC Factor	Property of load case	Self-weight	Method of Analysis
1	LASTNA TEZA	1.0000	Permanent	1.00	Linear
2	LASTNA TEZA MEDETAZNE KONSTRUKCIJE	1.0000	Permanent	-	Linear
3	KORISTNA OBTEZBA	1.0000	Variable	-	Linear
5	SNEG	1.0000	Variable	-	Linear
6	VETER	1.0000	Variable	-	Linear
8	LASTNA TEZA STRES. KRITINE IN FASADE	1.0000	Permanent	-	Linear

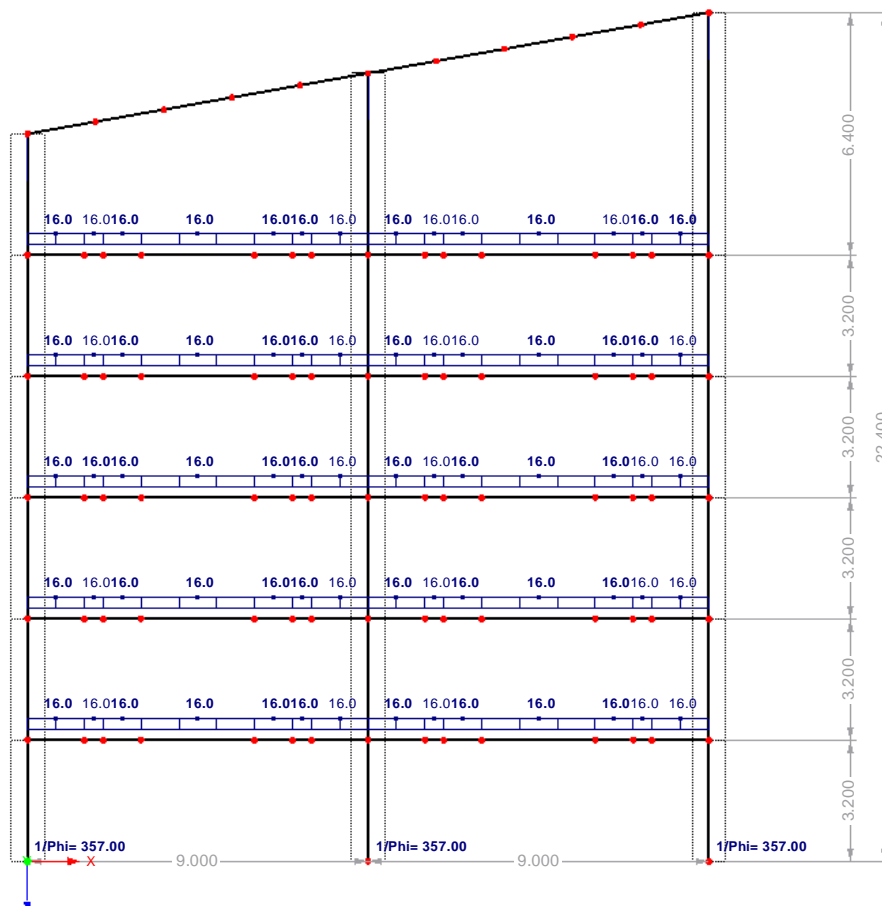
### LOAD GROUPS

LG No.	LG-Description	Factor	Load Cases in LG	Method of Analysis
1	MSN 1	1.0000	1.35*LC1 + 1.35*LC2 + 1.35*LC8 + 1.5*LC3 + 0.9*LC5 + 0.9*LC6	Linear
2	MSN 2	1.0000	1.35*LC1 + 1.35*LC2 + 1.35*LC8 + 1.5*LC5 + 1.05*LC3 + 0.9*LC6	Linear
3	MSN 3	1.0000	1.35*LC1 + 1.35*LC2 + 1.35*LC8 + 1.5*LC6 + 1.05*LC3 + 0.9*LC5	Linear
4	MSN 4	1.0000	LC1 + LC2 + LC8 + 1.5*LC6	Linear
5	MSU 1	1.0000	LC1 + LC2 + LC8 + LC6 + 0.3*LC3	Linear
6	MSU 2	1.0000	LC1 + LC2 + LC8 + LC3	Linear
7	MSU 3	1.0000	LC1 + LC2 + LC8 + LC5 + 0.3*LC3	Linear

### LC2: LASTNA TEZA MEDETAZNE KONSTRUKCIJE

LC2: LASTNA TEZA MEDETAZNE KONSTRUKCIJE

Against Y-direction

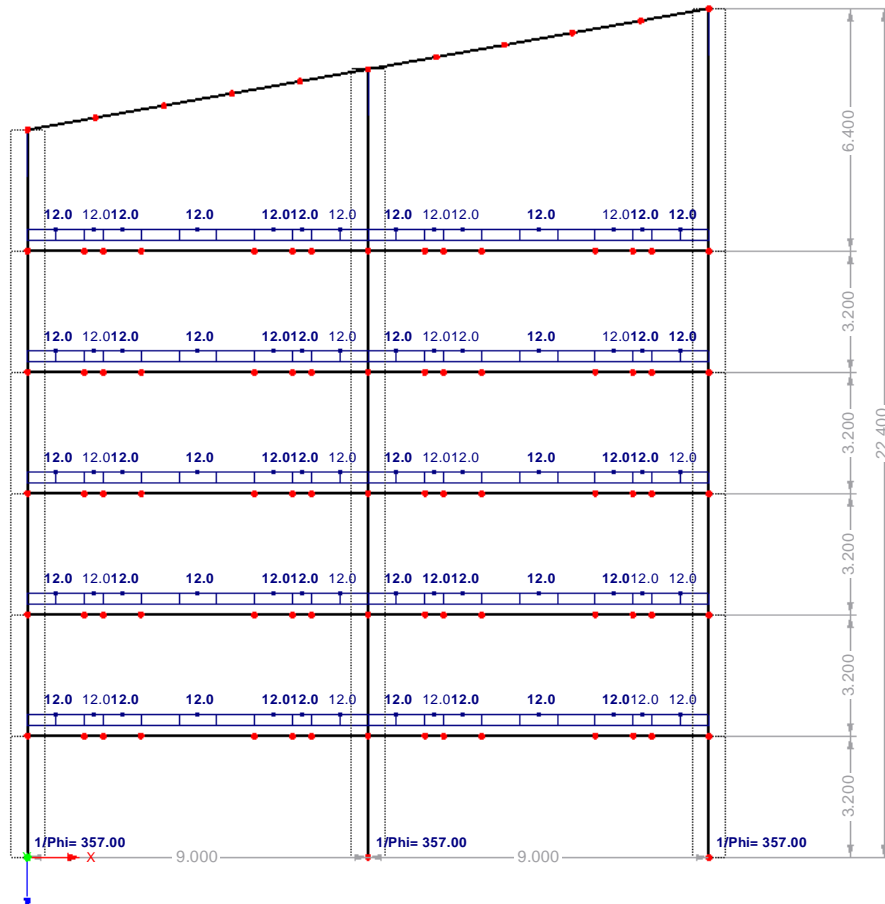


1.999 [m]

### LC3: KORISTNA OBTEZBA

LC3: KORISTNA OBTEZBA

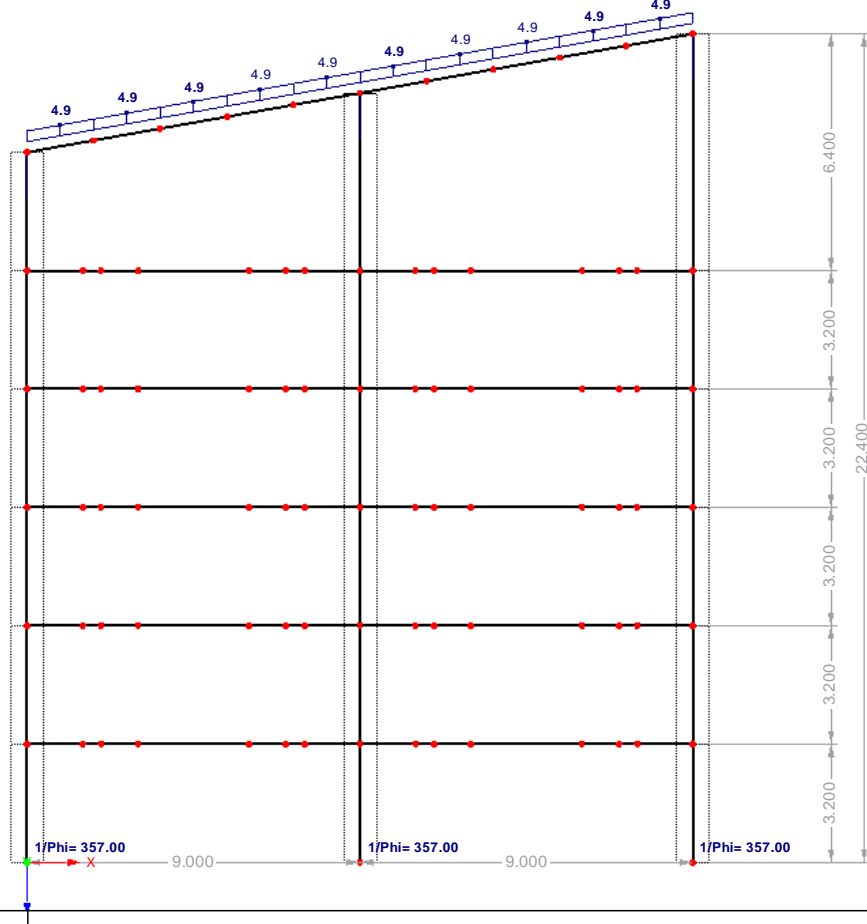
Against Y-direction



### LC5: SNEG

LC5: SNEG

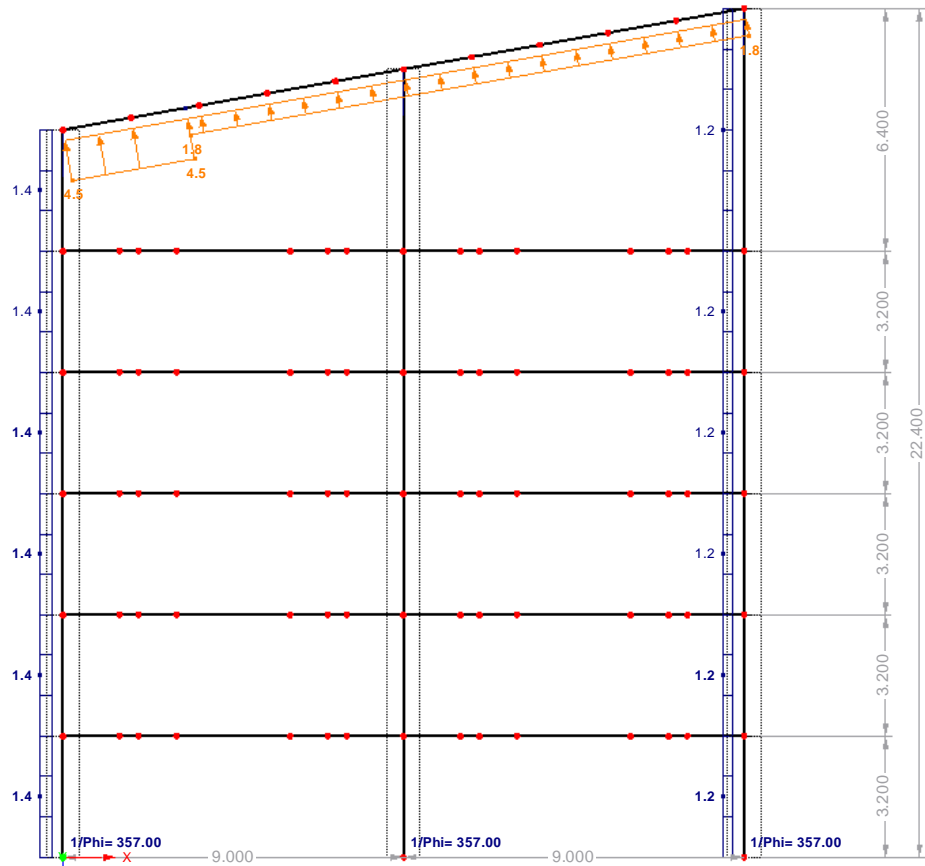
Against Y-direction



LC6: VETER

LC6: VETER

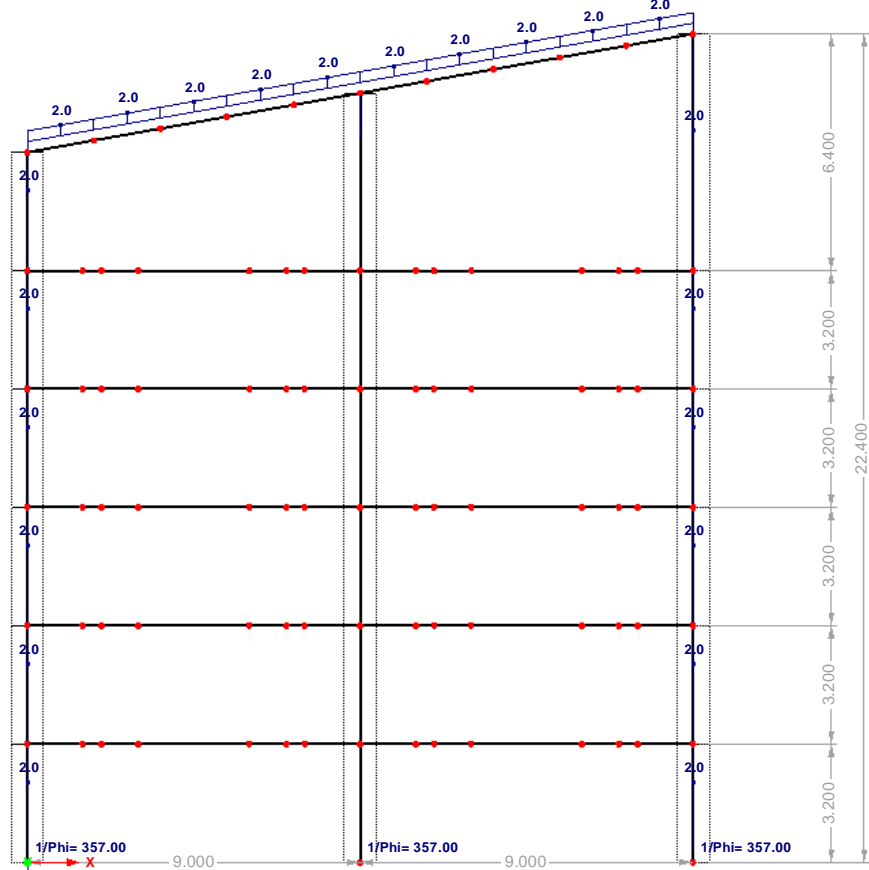
Against Y-direction



LC8: LASTNA TEZA STRES. KRITINE IN FASADE

LC8: LASTNA TEZA STRES. KRITINE IN FASADE

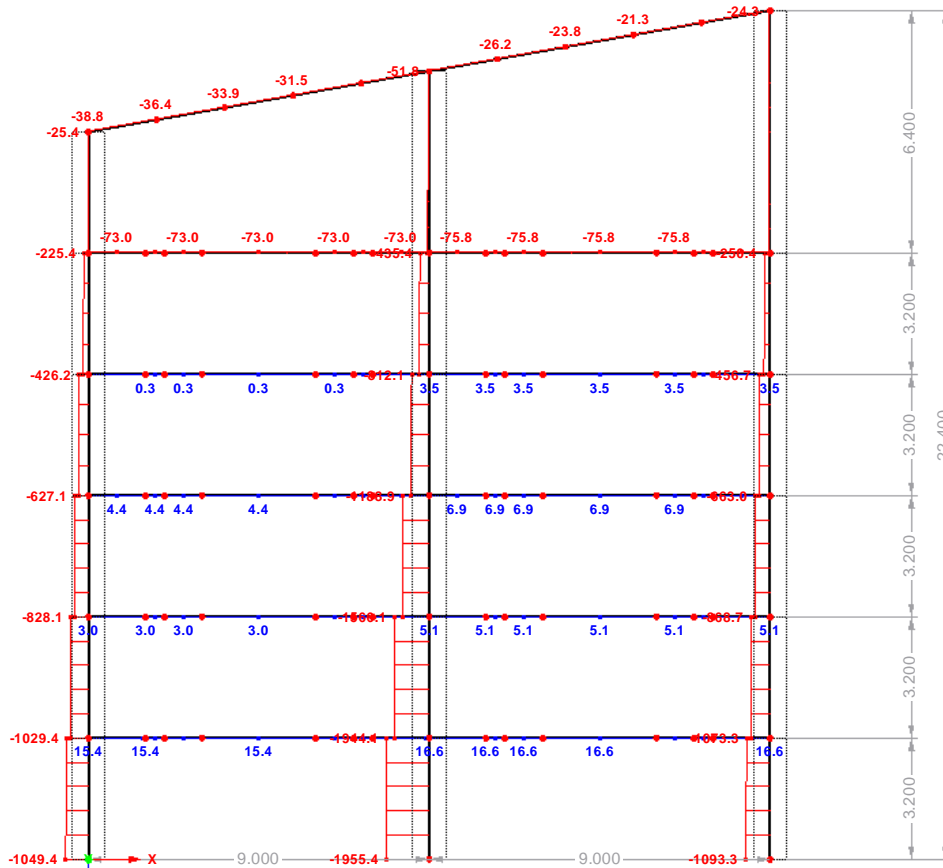
Against Y-direction



MEMBERS N, LG1: MSN 1

LG1: MSN 1  
N

Against Y-direction



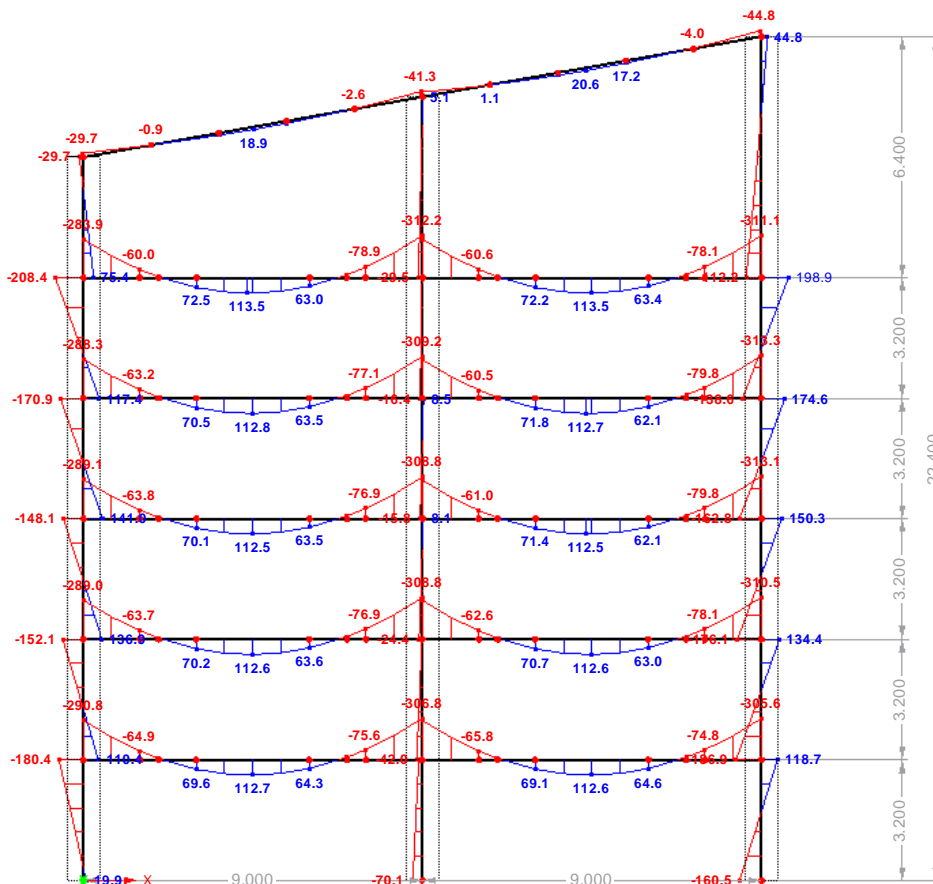
Max N: 16.6, Min N: -1955.4 [kN]

1.999 [m]

MEMBERS M-Y, LG1: MSN 1

LG1: MSN 1  
M-y

Against Y-direction



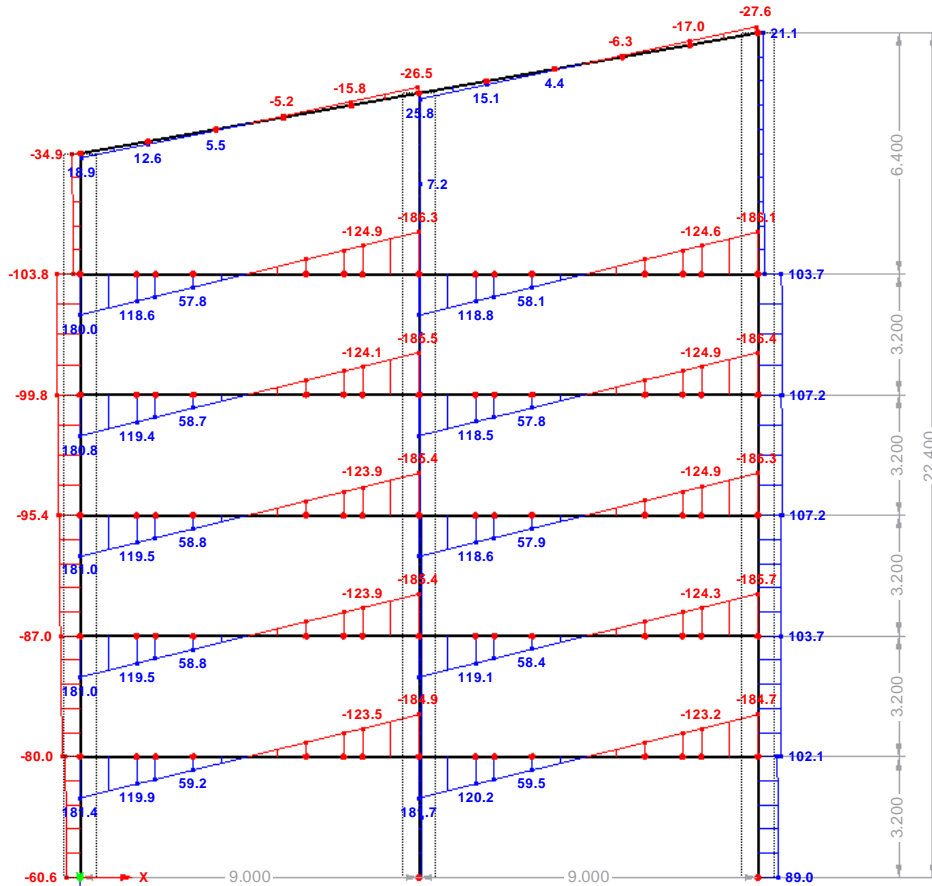
Max M-y: 198.9, Min M-y: -313.3 [kNm]

2.009 [m]

MEMBERS V-Z, LG1: MSN 1

LG1: MSN 1  
V-z

Against Y-direction



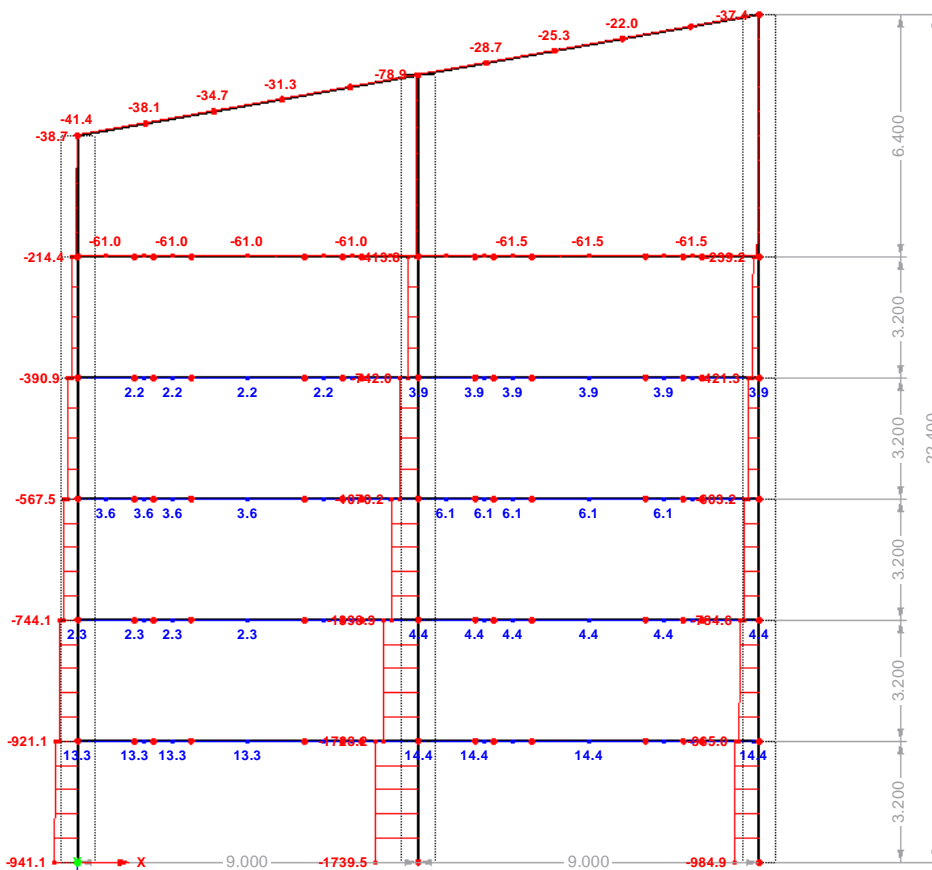
Max V-z: 181.7, Min V-z: -186.4 [kN]

2.009 [m]

MEMBERS N, LG2: MSN 2

LG2: MSN 2  
N

Against Y-direction



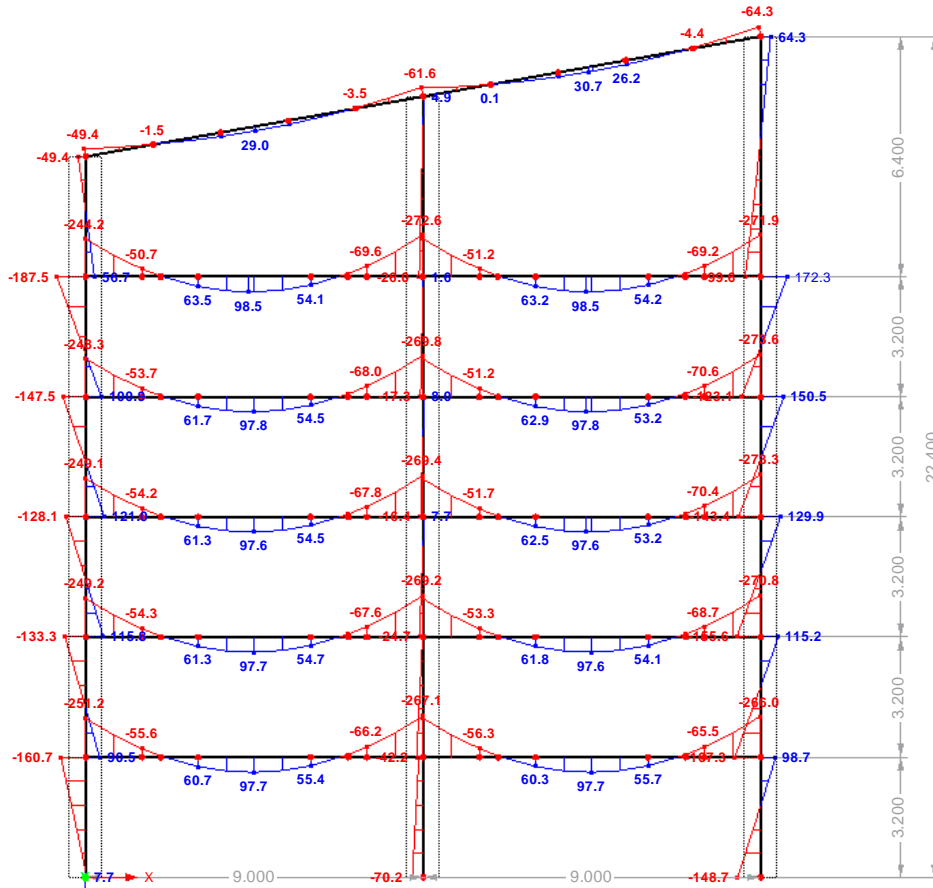
Max N: 14.4, Min N: -1739.5 [kN]

1.999 [m]

MEMBERS M-Y, LG2: MSN 2

LG2: MSN 2  
M-y

Against Y-direction



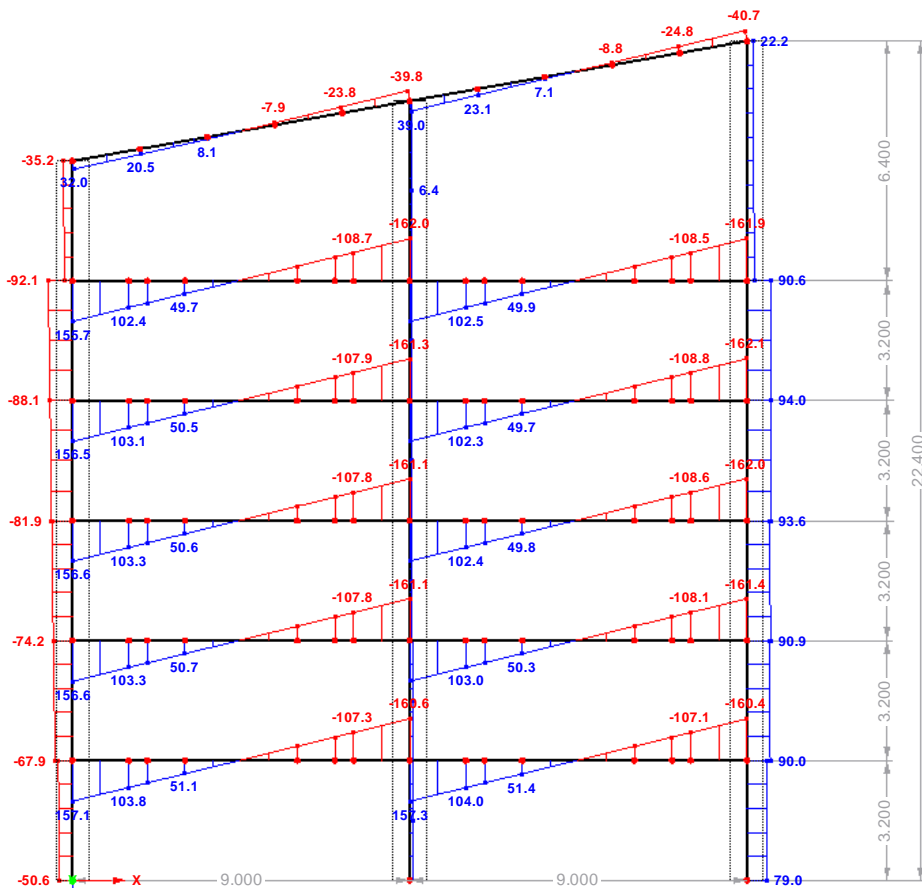
Max M-y: 172.3, Min M-y: -273.6 [kNm]

2.018 [m]

MEMBERS V-Z, LG2: MSN 2

LG2: MSN 2  
V-z

Against Y-direction



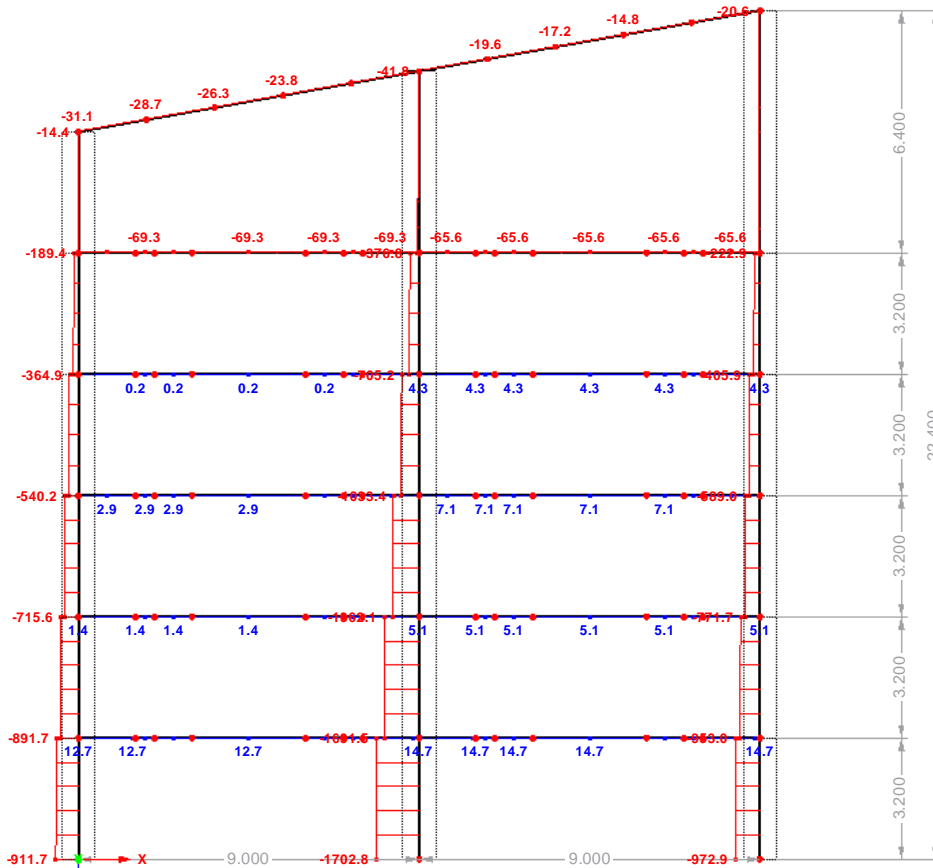
Max V-z: 157.3, Min V-z: -162.1 [kN]

2.019 [m]

MEMBERS N, LG3: MSN 3

LG3: MSN 3  
N

Against Y-direction



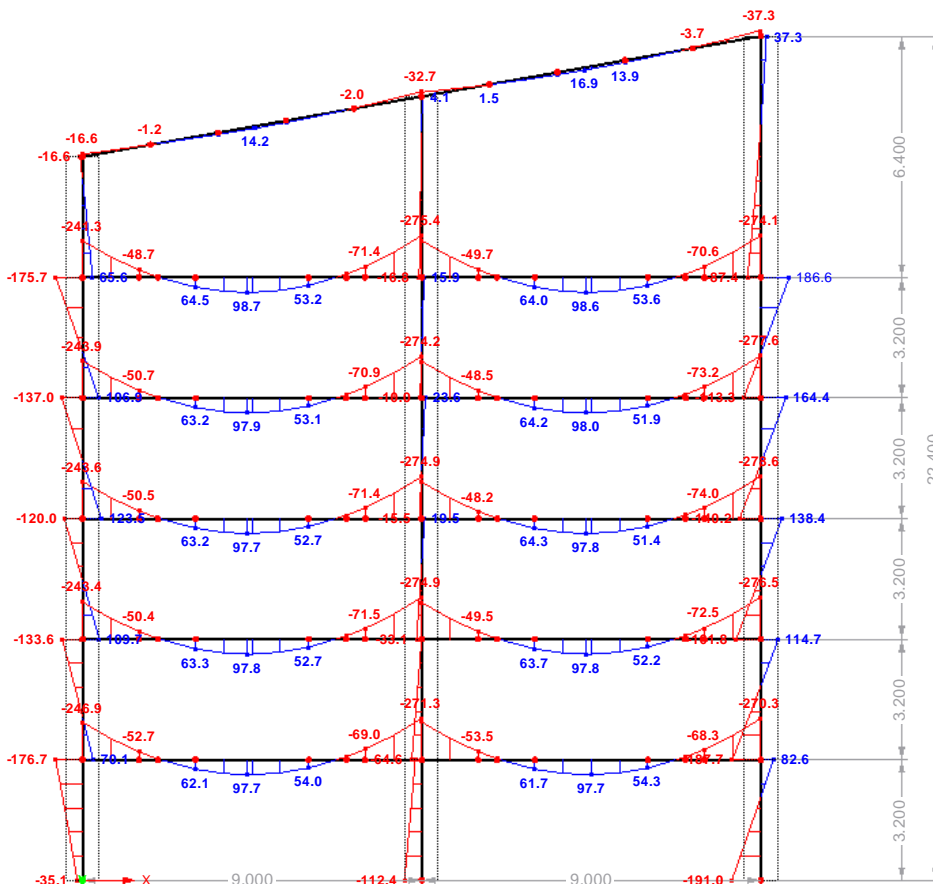
Max N: 14.7, Min N: -1702.8 [kN]

1.999 [m]

MEMBERS M-Y, LG3: MSN 3

LG3: MSN 3  
M-y

Against Y-direction



Max M-y: 186.6, Min M-y: -278.6 [kNm]

2.008 [m]

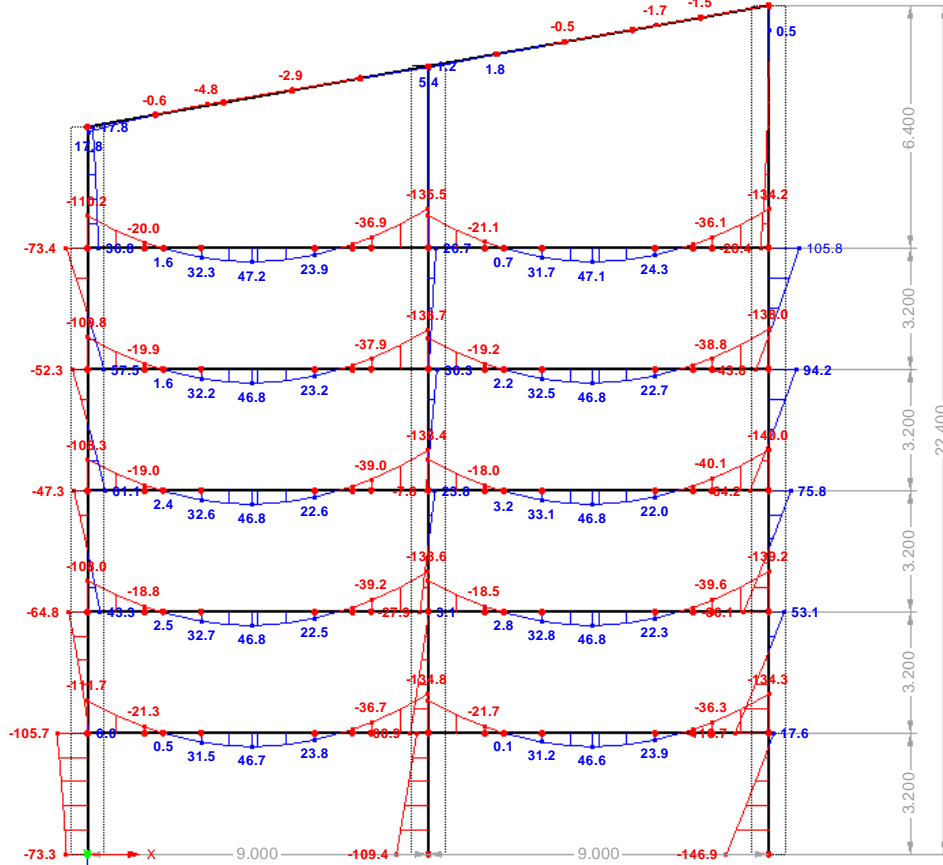




MEMBERS M-Y, LG4: MSN 4

LG4: MSN 4  
M-y

Against Y-direction



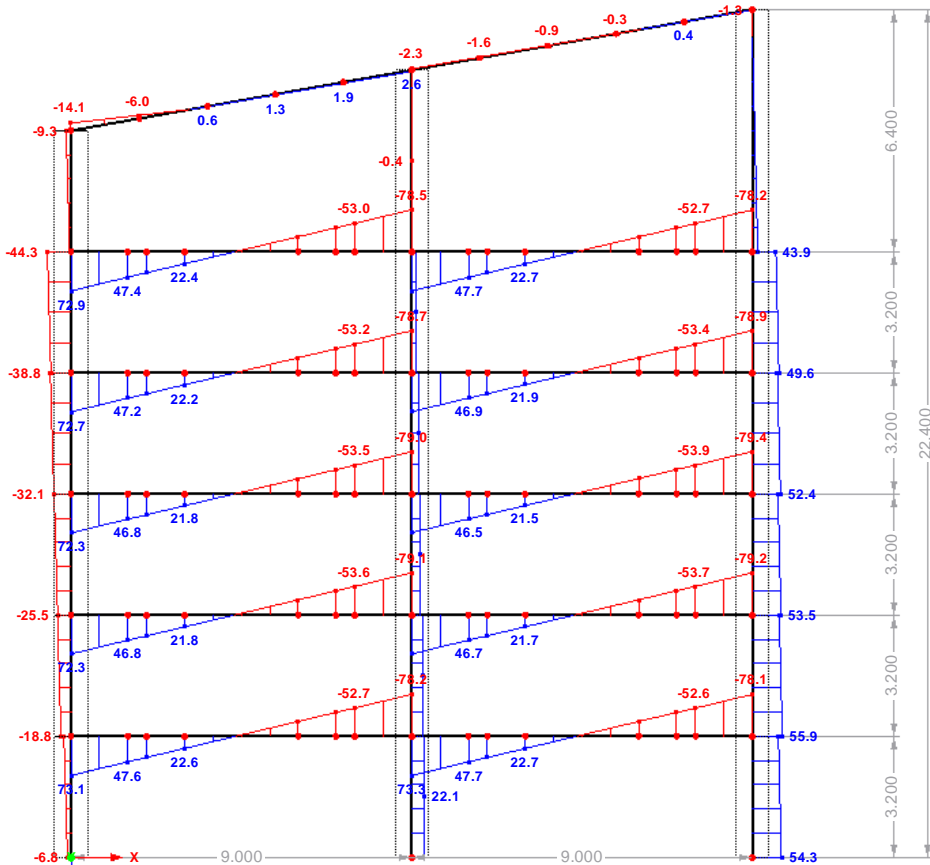
Max M-y: 105.8, Min M-y: -146.9 [kNm]

1.999 [m]

MEMBERS V-Z, LG4: MSN 4

LG4: MSN 4  
V-z

Against Y-direction



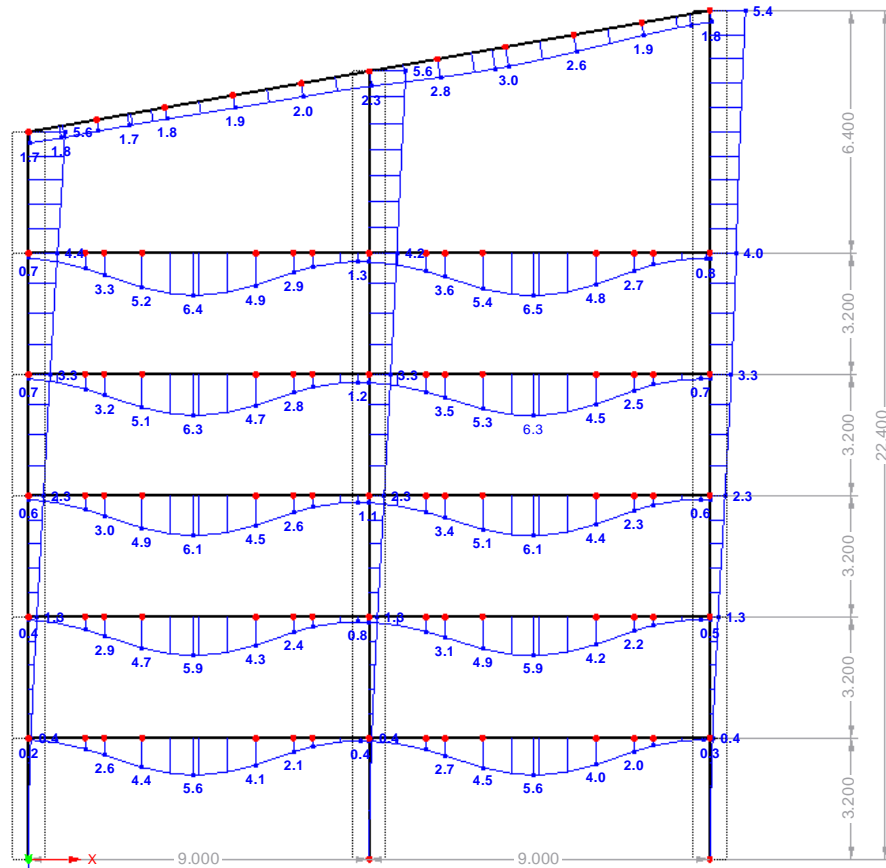
Max V-z: 73.3, Min V-z: -79.4 [kN]

1.999 [m]

MEMBERS U-Z, LG5: MSU 1

LG5: MSU 1  
u-z

Against Y-direction

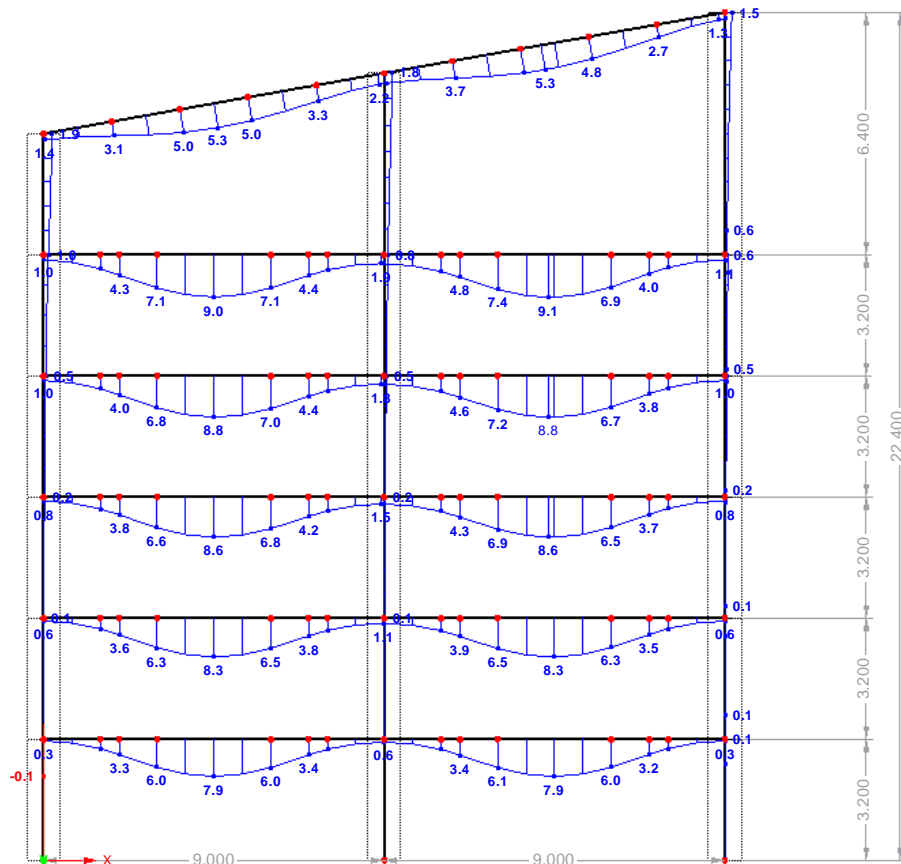


1.999 [m]

MEMBERS U-Z, LG6: MSU 2

LG6: MSU 2  
u-z

Against Y-direction

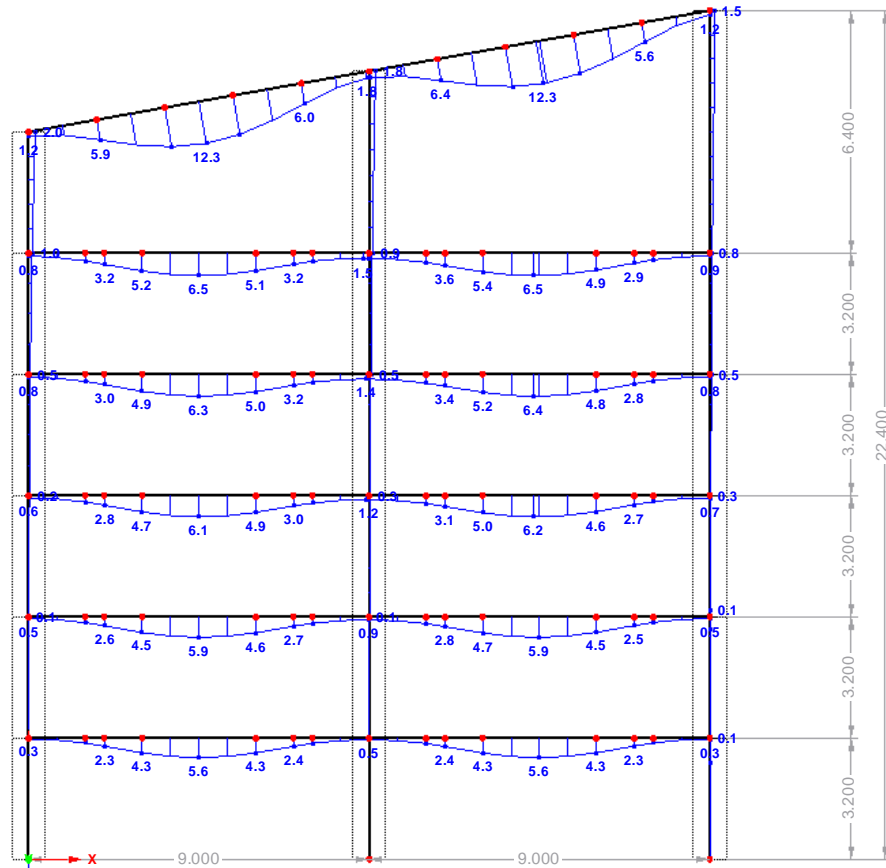


1.999 [m]

MEMBERS U-Z, LG7: MSU 3

LG7: MSU 3  
u-z

Against Y-direction



Max u-z: 12.3, Min u-z: 0.0 [mm]

1.999 [m]

## GENERAL DATA

Members to Design:	All	
Sets of Members to Design:	All	
Ultimate Limit State Design		
Load Groups to Design:	LG1	MSN 1
	LG2	MSN 2
	LG3	MSN 3
	LG4	MSN 4

## DETAILS

Stability Analysis	
Stability Check	<input checked="" type="checkbox"/>
Bending around Major y-Axis	
Equivalent Member Method acc. to 6.3	<input checked="" type="checkbox"/>
Include Effects from 2nd Order Theory acc. to 5.2.2(4) by Increasing Bending Moment	<input type="checkbox"/>
Bending around Minor z-Axis	
Equivalent Member Method acc. to 6.3	<input checked="" type="checkbox"/>
Include Effects from 2nd Order Theory acc. to 5.2.2(4) by Increasing Bending Moment	<input type="checkbox"/>
Determination of Elastic Critical Moment for Lateral-torsional Buckling	
For Members:	Automatically by Eigenvalue Method
Load Application of Positive Transverse Loads:	In Shear Center
Limit Load for Special Cases	
Unsymmetric Cross-sections with Compression and Bending	
$M_{y,Ed} / M_{pl,y,Rd} \leq$	1.00
$M_{z,Ed} / M_{pl,z,Rd} \leq$	1.00
$N_{c,Ed} / N_{pl} \leq$	1.00
Non-symmetrical Cross-sections, Tapered Members or Sets of Members	
$M_{z,Ed} / M_{pl,z,Rd} \leq$	1.00
Cross-sections with Torsion	
$\tau_{t,Ed} / \tau_{t,Rd} \leq$	1.00
Options	
Elastic Design (also for Cross-sections of Class 1 or 2)	<input type="checkbox"/>
Member Slendernesses	
Members with Tension only:	$\lambda_{limit}$ 300
Compression / Flexure:	200
Fire Design Settings	
$t_{fi, requ}$ [min]	15.00
Unprotected Members $\Delta t$ [s]	5.00
Protected Members $\Delta t$ [s]	30.00
Temperature Curve for Determination of Temperature of Gases	
Nominal Temperature Curves	Standard Temperature Curve
$\alpha c$ [W/m <sup>2</sup> K]	25.00
Thermal Actions for Temperature Analysis	
$\Phi$	1.00
$\epsilon_m$	0.70
$\epsilon_f$	1.00
Fire Properties	
$\gamma_{M,fi}$	1.00

## MATERIALS

Material No	Material Description	Comment
1	Steel S 355	
2	Steel S 235	

## CROSS-SECTIONS

Cross-s. No	Material No	Cross-section Description [mm]	Comment
1	1	HE-B 800	ZUNANJI STEBRI
2	1	HE-B 800	NOTRANJI STEBER
3	2	SHAPE-THIN SOVPREŽNI NOSIL	SOVPREŽNI PREREZ
		Type General - only Class 3 possible	
4	1	IPE 270	STRESNA PRECKA
5	2	SHAPE-THIN IPE 300-ZACETEK	ZACETEK VUTE
		Type General - only Class 3 possible	
6	2	SHAPE-THIN IPE 300-KONEC VU	KONEC VUTE
		Type General - only Class 3 possible	
7	2	IPE 300	PRECKA

DESIGN BY LOAD CASE with Selection

LC/LG/CO	Load Case or LG/CO Description	Member No	Location x x [m]	Design	Acc. to Formula	
<b>Ultimate Limit State Design</b>						
LG1	MSN 1	47	1.500	0.74 ≤ 1	332)	ULS
Stability Analysis - Lateral Torsional Buckling acc. to 6.3.2.1 and 6.3.2.2(4) - General Section						
<b>Material Values - Steel S 235</b>						
E	21000.00 kN/cm <sup>2</sup>	f <sub>y</sub>	23.50 kN/cm <sup>2</sup>			
G	8100.00 kN/cm <sup>2</sup>	f <sub>u</sub>	36.00 kN/cm <sup>2</sup>			
<b>Cross-section Values - SHAPE-THIN SOVPREŽNI NOSILEC IPE 300-ZUNANJ</b>						
General						
A	99.73 cm <sup>2</sup>	i <sub>y</sub>	144.8 mm	I <sub>w</sub>	239417.00 cm <sup>6</sup>	
A <sub>v,y</sub>	51.94 cm <sup>2</sup>	i <sub>z</sub>	30.7 mm	r <sub>y</sub>	108.4 mm	
A <sub>v,z</sub>	27.59 cm <sup>2</sup>	S <sub>el,y</sub>	1423.92 cm <sup>3</sup>	r <sub>z</sub>	0.0 mm	
I <sub>y</sub>	20920.70 cm <sup>4</sup>	S <sub>el,z</sub>	125.00 cm <sup>3</sup>	Q <sub>y</sub>	628.27 cm <sup>3</sup>	
I <sub>z</sub>	937.53 cm <sup>4</sup>	W <sub>pl,y</sub>	1145.35 cm <sup>3</sup>	Q <sub>z</sub>	50.00 cm <sup>3</sup>	
I <sub>t</sub>	179.07 cm <sup>4</sup>	W <sub>pl,z</sub>	226.79 cm <sup>3</sup>	BC <sub>y</sub>	c	
y <sub>S</sub>	0.0 mm	y <sub>M</sub>	0.0 mm	BC <sub>z</sub>	c	
<b>Design Internal Forces</b>						
N <sub>Ed</sub>	0.3 kN	V <sub>z,Ed</sub>	-2.3 kN	M <sub>y,Ed</sub>	112.8 kNm	
V <sub>y,Ed</sub>	0.0 kN	T <sub>Ed</sub>	0.0 kNm	M <sub>z,Ed</sub>	0.0 kNm	
<b>Design Ratio</b>						
BC <sub>LT</sub>	d	I <sub>z</sub>	937.53 cm <sup>4</sup>	M <sub>cr</sub>	758.0 kNm	
α <sub>LT</sub>	0.760	I <sub>w</sub>	239417.00 cm <sup>6</sup>	M <sub>cr,x</sub>	112.8 kNm	
E	21000.00 kN/cm <sup>2</sup>	I <sub>t</sub>	179.07 cm <sup>4</sup>	M <sub>y,Ed</sub>	112.8 kNm	
G	8100.00 kN/cm <sup>2</sup>	M <sub>cr,0</sub>	657.4 kNm	λ <sub>LT,0</sub>	0.400	
k <sub>z</sub>	1.000	C <sub>1</sub>	1.054	γ <sub>M1</sub>	1.000	
k <sub>w</sub>	1.000	C <sub>3</sub>	0.826	η <sub>Mcr</sub>	0.149	
L	3.000 m	z <sub>j</sub>	54.2 mm			
LG2	MSN 2	49	1.350	0.64 ≤ 1	332)	ULS
Stability Analysis - Lateral Torsional Buckling acc. to 6.3.2.1 and 6.3.2.2(4) - General Section						
<b>Material Values - Steel S 235</b>						
E	21000.00 kN/cm <sup>2</sup>	f <sub>y</sub>	23.50 kN/cm <sup>2</sup>			
G	8100.00 kN/cm <sup>2</sup>	f <sub>u</sub>	36.00 kN/cm <sup>2</sup>			
<b>Cross-section Values - SHAPE-THIN SOVPREŽNI NOSILEC IPE 300-ZUNANJ</b>						
General						
A	99.73 cm <sup>2</sup>	i <sub>y</sub>	144.8 mm	I <sub>w</sub>	239417.00 cm <sup>6</sup>	
A <sub>v,y</sub>	51.94 cm <sup>2</sup>	i <sub>z</sub>	30.7 mm	r <sub>y</sub>	108.4 mm	
A <sub>v,z</sub>	27.59 cm <sup>2</sup>	S <sub>el,y</sub>	1423.92 cm <sup>3</sup>	r <sub>z</sub>	0.0 mm	
I <sub>y</sub>	20920.70 cm <sup>4</sup>	S <sub>el,z</sub>	125.00 cm <sup>3</sup>	Q <sub>y</sub>	628.27 cm <sup>3</sup>	
I <sub>z</sub>	937.53 cm <sup>4</sup>	W <sub>pl,y</sub>	1145.35 cm <sup>3</sup>	Q <sub>z</sub>	50.00 cm <sup>3</sup>	
I <sub>t</sub>	179.07 cm <sup>4</sup>	W <sub>pl,z</sub>	226.79 cm <sup>3</sup>	BC <sub>y</sub>	c	
y <sub>S</sub>	0.0 mm	y <sub>M</sub>	0.0 mm	BC <sub>z</sub>	c	
<b>Design Internal Forces</b>						
N <sub>Ed</sub>	3.9 kN	V <sub>z,Ed</sub>	2.1 kN	M <sub>y,Ed</sub>	97.8 kNm	
V <sub>y,Ed</sub>	0.0 kN	T <sub>Ed</sub>	0.0 kNm	M <sub>z,Ed</sub>	0.0 kNm	
<b>Design Ratio</b>						
BC <sub>LT</sub>	d	I <sub>z</sub>	937.53 cm <sup>4</sup>	M <sub>cr</sub>	758.5 kNm	
α <sub>LT</sub>	0.760	I <sub>w</sub>	239417.00 cm <sup>6</sup>	M <sub>cr,x</sub>	758.1 kNm	
E	21000.00 kN/cm <sup>2</sup>	I <sub>t</sub>	179.07 cm <sup>4</sup>	M <sub>y,Ed</sub>	97.8 kNm	
G	8100.00 kN/cm <sup>2</sup>	M <sub>cr,0</sub>	657.4 kNm	λ <sub>LT,0</sub>	0.400	
k <sub>z</sub>	1.000	C <sub>1</sub>	1.055	γ <sub>M1</sub>	1.000	
k <sub>w</sub>	1.000	C <sub>3</sub>	0.826	η <sub>Mcr</sub>	0.129	
L	3.000 m	z <sub>j</sub>	54.2 mm			
LG3	MSN 3	49	1.350	0.64 ≤ 1	332)	ULS
Stability Analysis - Lateral Torsional Buckling acc. to 6.3.2.1 and 6.3.2.2(4) - General Section						
<b>Material Values - Steel S 235</b>						
E	21000.00 kN/cm <sup>2</sup>	f <sub>y</sub>	23.50 kN/cm <sup>2</sup>			
G	8100.00 kN/cm <sup>2</sup>	f <sub>u</sub>	36.00 kN/cm <sup>2</sup>			
<b>Cross-section Values - SHAPE-THIN SOVPREŽNI NOSILEC IPE 300-ZUNANJ</b>						
General						
A	99.73 cm <sup>2</sup>	i <sub>y</sub>	144.8 mm	I <sub>w</sub>	239417.00 cm <sup>6</sup>	
A <sub>v,y</sub>	51.94 cm <sup>2</sup>	i <sub>z</sub>	30.7 mm	r <sub>y</sub>	108.4 mm	
A <sub>v,z</sub>	27.59 cm <sup>2</sup>	S <sub>el,y</sub>	1423.92 cm <sup>3</sup>	r <sub>z</sub>	0.0 mm	
I <sub>y</sub>	20920.70 cm <sup>4</sup>	S <sub>el,z</sub>	125.00 cm <sup>3</sup>	Q <sub>y</sub>	628.27 cm <sup>3</sup>	
I <sub>z</sub>	937.53 cm <sup>4</sup>	W <sub>pl,y</sub>	1145.35 cm <sup>3</sup>	Q <sub>z</sub>	50.00 cm <sup>3</sup>	
I <sub>t</sub>	179.07 cm <sup>4</sup>	W <sub>pl,z</sub>	226.79 cm <sup>3</sup>	BC <sub>y</sub>	c	
y <sub>S</sub>	0.0 mm	y <sub>M</sub>	0.0 mm	BC <sub>z</sub>	c	
<b>Design Internal Forces</b>						
N <sub>Ed</sub>	4.3 kN	V <sub>z,Ed</sub>	1.2 kN	M <sub>y,Ed</sub>	98.0 kNm	
V <sub>y,Ed</sub>	0.0 kN	T <sub>Ed</sub>	0.0 kNm	M <sub>z,Ed</sub>	0.0 kNm	
<b>Design Ratio</b>						
BC <sub>LT</sub>	d	I <sub>z</sub>	937.53 cm <sup>4</sup>	M <sub>cr</sub>	759.1 kNm	
α <sub>LT</sub>	0.760	I <sub>w</sub>	239417.00 cm <sup>6</sup>	M <sub>cr,x</sub>	759.0 kNm	
E	21000.00 kN/cm <sup>2</sup>	I <sub>t</sub>	179.07 cm <sup>4</sup>	M <sub>y,Ed</sub>	98.0 kNm	
G	8100.00 kN/cm <sup>2</sup>	M <sub>cr,0</sub>	657.4 kNm	λ <sub>LT,0</sub>	0.400	
k <sub>z</sub>	1.000	C <sub>1</sub>	1.056	γ <sub>M1</sub>	1.000	
k <sub>w</sub>	1.000	C <sub>3</sub>	0.827	η <sub>Mcr</sub>	0.129	
L	3.000 m	z <sub>j</sub>	54.2 mm			
LG4	MSN 4	47	1.350	0.31 ≤ 1	332)	ULS
Stability Analysis - Lateral Torsional Buckling acc. to 6.3.2.1 and 6.3.2.2(4) - General Section						
<b>Material Values - Steel S 235</b>						

STEEL EC3  
CA1  
Steel Design

DESIGN BY LOAD CASE with Selection

LC/LG/CO	Load Case or LG/CO Description	Member No	Location x x [m]	Design	Acc. to Formula
E	21000.00 kN/cm <sup>2</sup>	$f_y$	23.50 kN/cm <sup>2</sup>		
G	8100.00 kN/cm <sup>2</sup>	$f_u$	36.00 kN/cm <sup>2</sup>		
<b>Cross-section Values - SHAPE-THIN SOVPREŽNI NOSILEC IPE 300-ZUNANJI</b>					
General					
A	99.73 cm <sup>2</sup>	$i_y$	144.8 mm	$z_M$	21.0 mm
$A_{v,y}$	51.94 cm <sup>2</sup>	$i_z$	30.7 mm	$I_w$	239417.00 cm <sup>6</sup>
$A_{v,z}$	27.59 cm <sup>2</sup>	$S_{el,y}$	1423.92 cm <sup>3</sup>	$r_y$	108.4 mm
$I_y$	20920.70 cm <sup>4</sup>	$S_{el,z}$	125.00 cm <sup>3</sup>	$r_z$	0.0 mm
$I_z$	937.53 cm <sup>4</sup>	$W_{pl,y}$	1145.35 cm <sup>3</sup>	$Q_y$	628.27 cm <sup>3</sup>
$I_t$	179.07 cm <sup>4</sup>	$W_{pl,z}$	226.79 cm <sup>3</sup>	$Q_z$	50.00 cm <sup>3</sup>
$y_s$	0.0 mm	$y_M$	0.0 mm	$BC_y$	c
				$BC_z$	c
<b>Design Internal Forces</b>					
$N_{Ed}$	-1.2 kN	$V_{z,Ed}$	-0.5 kN	$M_{y,Ed}$	46.8 kNm
$V_{y,Ed}$	0.0 kN	$T_{Ed}$	0.0 kNm	$M_{z,Ed}$	0.0 kNm
<b>Design Ratio</b>					
$BC_{LT}$	d	$I_z$	937.53 cm <sup>4</sup>	$M_{cr}$	761.2 kNm
$\alpha_{LT}$	0.760	$I_w$	239417.00 cm <sup>6</sup>	$M_{cr,x}$	761.1 kNm
E	21000.00 kN/cm <sup>2</sup>	$I_t$	179.07 cm <sup>4</sup>	$M_{y,Ed}$	46.8 kNm
G	8100.00 kN/cm <sup>2</sup>	$M_{cr,0}$	657.4 kNm	$\lambda_{_LT,0}$	0.400
$k_z$	1.000	$C_1$	1.058	$\gamma_{M1}$	1.000
$k_w$	1.000	$C_3$	0.827	$\eta_{Mcr}$	0.062
L	3.000 m	$z_j$	54.2 mm		

### LOAD CASES

LC No.	LC Description	LC Factor	Property of load case	Self-weight	Method of Analysis
1	LASTNA TEZA	1.0000	Permanent	1.00	Linear
2	LASTNA TEZA BETONSKE PLOSCE	1.0000	Permanent	-	Linear
3	OBTEZBA BETONIRANJA	1.0000	Variable	-	Linear

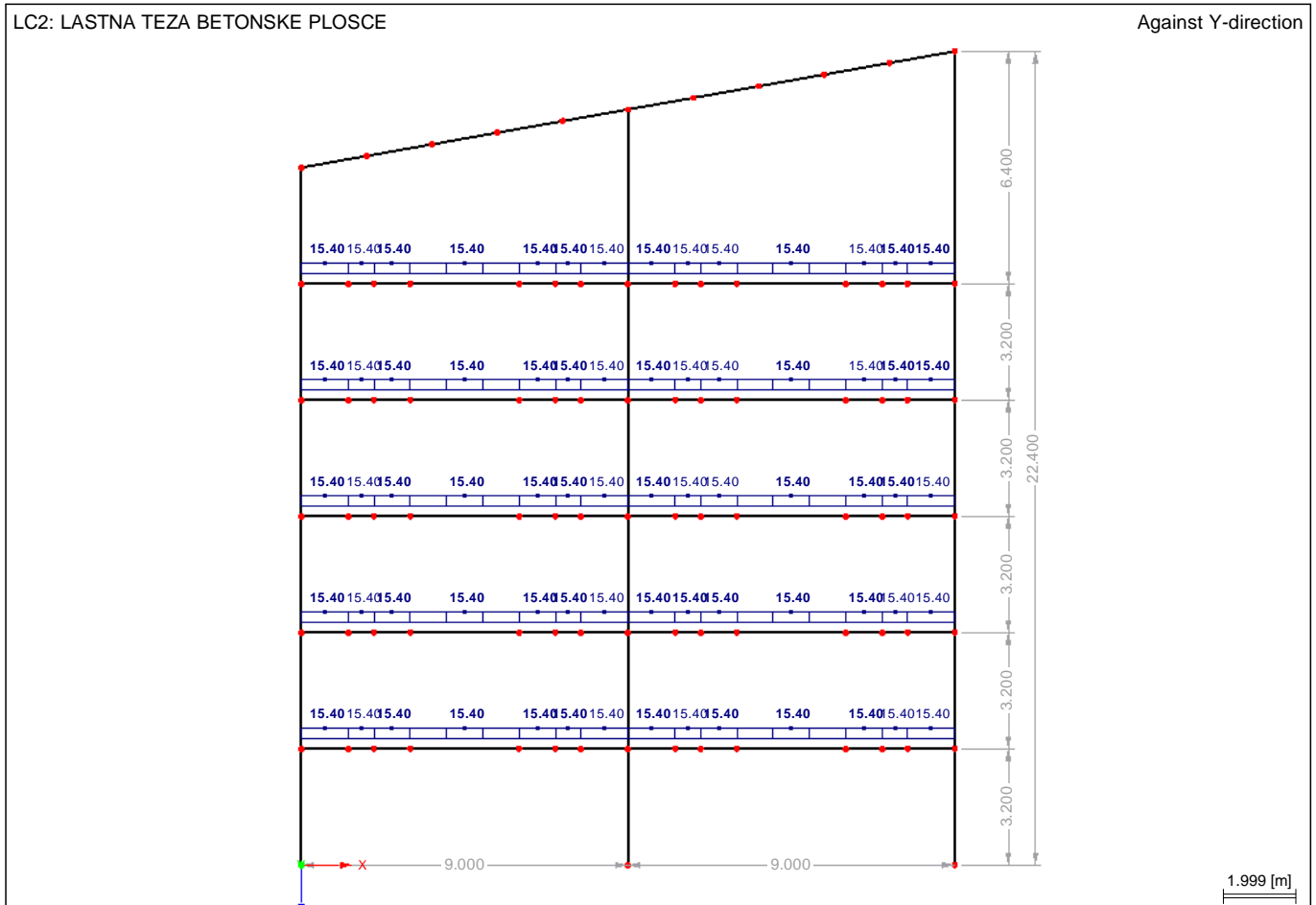
### LOAD GROUPS

LG No.	LG-Description	Factor	Load Cases in LG	Method of Analysis
1	MSN	1.0000	1.35*LC1 + 1.35*LC2 + 1.5*LC3	Linear
2	MSU	1.0000	LC1 + LC2 + LC3	Linear

### LC2: LASTNA TEZA BETONSKE PLOSCE

LC2: LASTNA TEZA BETONSKE PLOSCE

Against Y-direction

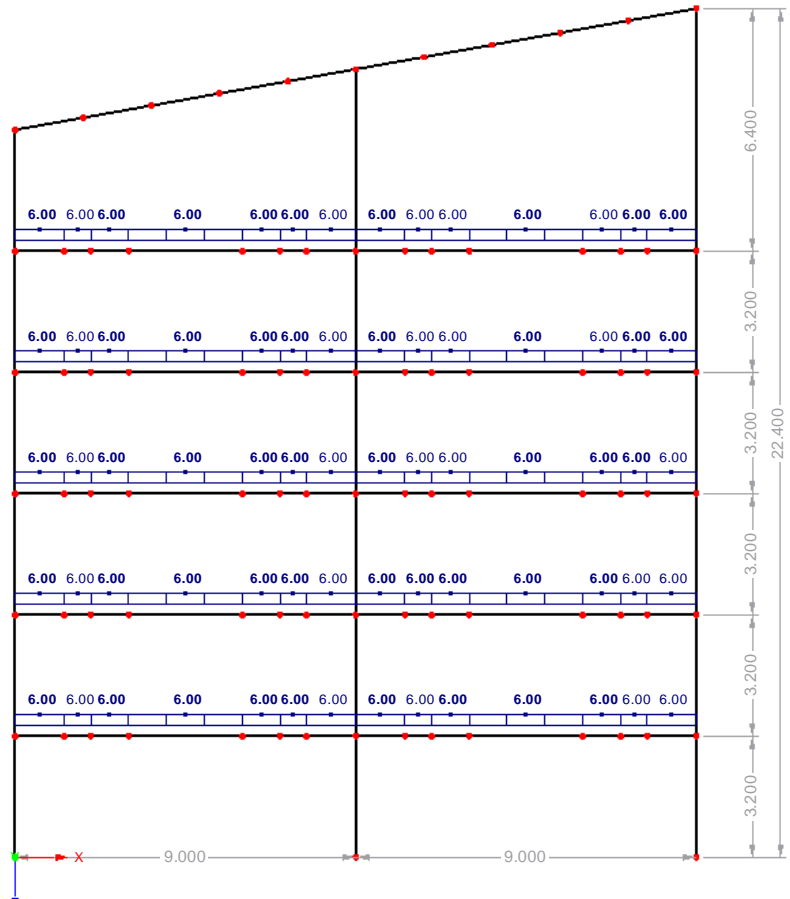




■ LC3: OBTEZBA BETONIRANJA

LC3: OBTEZBA BETONIRANJA

Against Y-direction

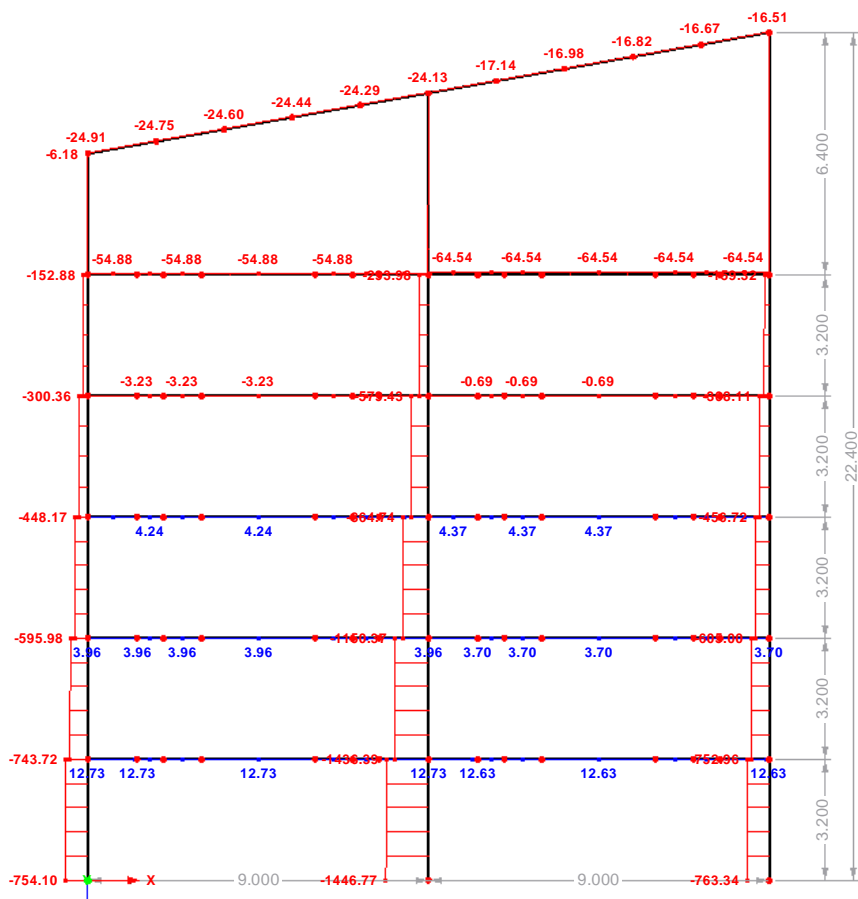


1.999 [m]

■ MEMBERS N, LG1: MSN

LG1: MSN  
N

Against Y-direction



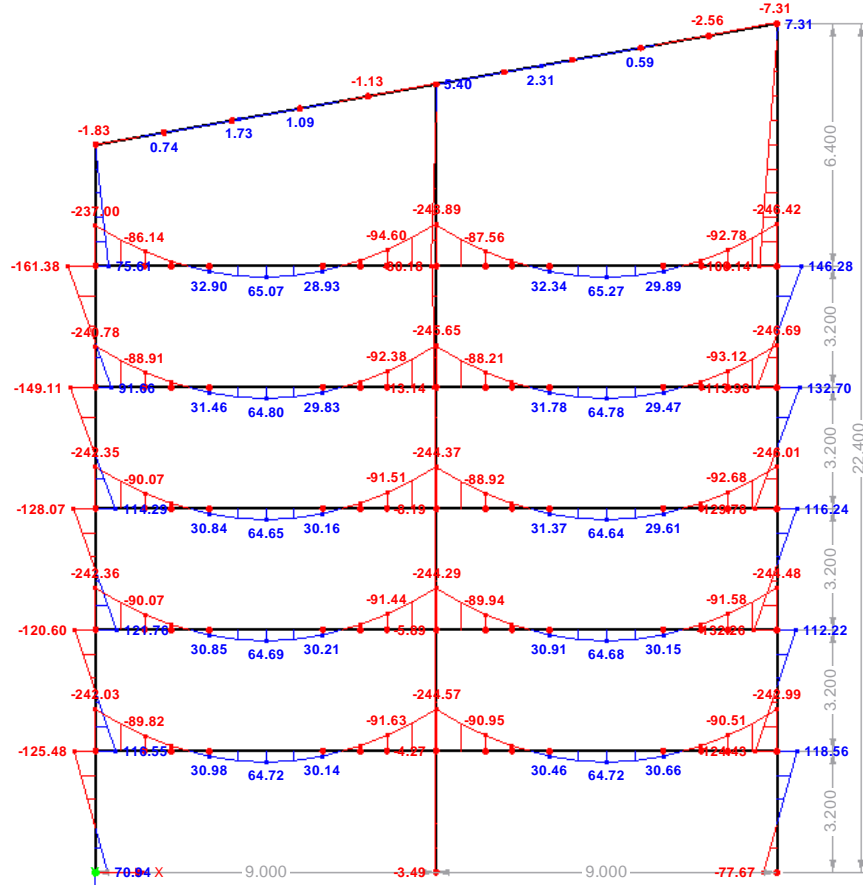
Max N: 12.73, Min N: -1446.77 [kN]

1.999 [m]

MEMBERS M-Y, LG1: MSN

LG1: MSN  
M-y

Against Y-direction



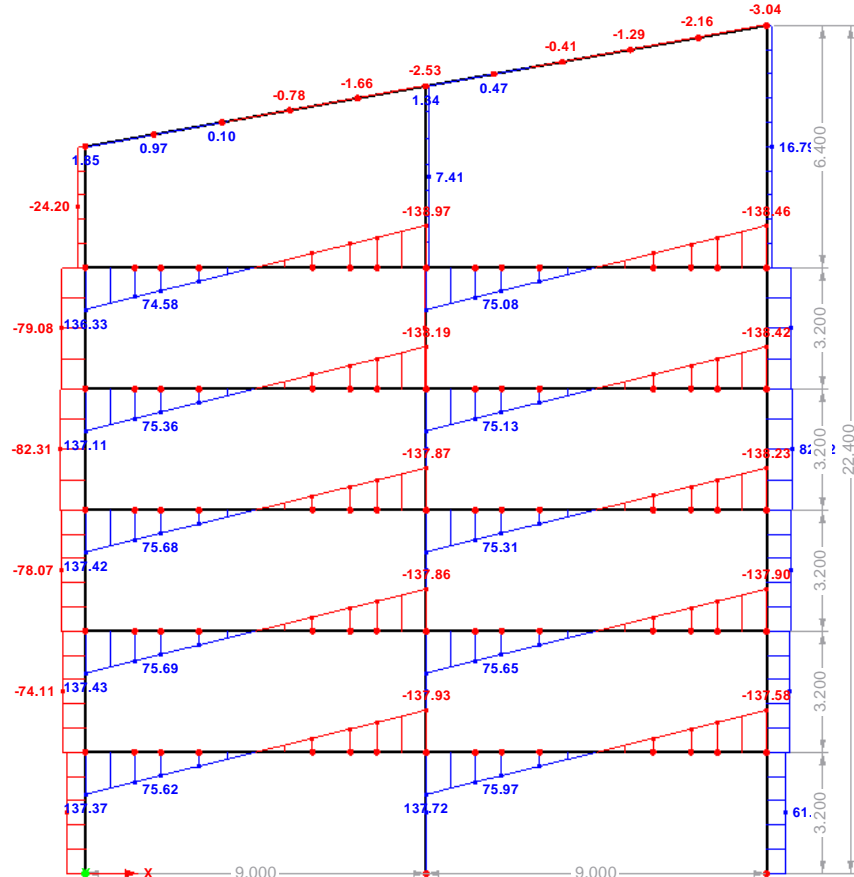
Max M-y: 146.28, Min M-y: -248.89 [kNm]

1.999 [m]

MEMBERS V-Z, LG1: MSN

LG1: MSN  
V-z

Against Y-direction



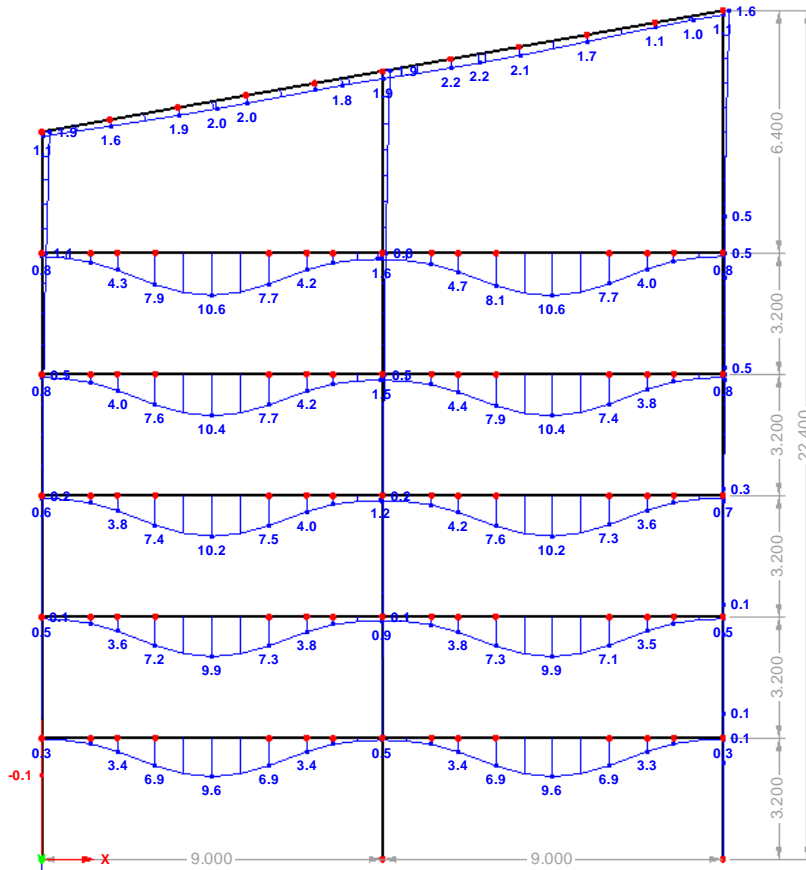
Max V-z: 137.72, Min V-z: -138.97 [kN]

1.999 [m]

MEMBERS U-Z, LG2: MSU

LG2: MSU  
u-z

Against Y-direction



Max u-z: 10.6, Min u-z: -0.1 [mm]

1.999 [m]

**STEEL EC3**  
CA1  
Steel Design

■ **GENERAL DATA**

Members to Design:	All
Sets of Members to Design:	All
Ultimate Limit State Design	
Load Groups to Design:	LG1      MSN

■ **MATERIALS**

Material No	Material Description	Comment
1	Steel S 355	

■ **CROSS-SECTIONS**

Cross-s. No	Material No	Cross-section Description [mm]	Comment
1	1	HE-B 700	ZUNANJI STEBER
2	1	HE-B 700	NOTRANJI STEBER
3	1	IPE 300	PRECKA
4	1	IPE 270	STRESNA PRECKA
5	1	SHAPE-THIN IPE 300-ZACETEK	ZACETEK VUTE
		Type General - only Class 3 possible	
6	1	SHAPE-THIN IPE 300-KONEC VU	KONEC VUTE
		Type General - only Class 3 possible	

DESIGN BY LOAD CASE with Selection

LC/LG/CO	Load Case or LG/CO Description	Member No	Location x x [m]	Design	Acc. to Formula
<b>Ultimate Limit State Design</b>					
LG1	MSN	65	0.700	0.42 ≤ 1	181) ULS
Cross-section Check - Bending, Shear and Axial Force acc. to 6.2.9.1(4)					
<b>Material Values - Steel S 355</b>					
E	21000.00 kN/cm <sup>2</sup>	f <sub>y</sub>	35.50 kN/cm <sup>2</sup>		
G	8100.00 kN/cm <sup>2</sup>	f <sub>u</sub>	49.00 kN/cm <sup>2</sup>		
<b>Cross-section Values - IPE 300</b>					
	I-shape rolled	A <sub>v,z</sub>	25.67 cm <sup>2</sup>	W <sub>pl,y</sub>	628.00 cm <sup>3</sup>
h	300.0 mm	I <sub>y</sub>	8360.00 cm <sup>4</sup>	W <sub>pl,z</sub>	125.22 cm <sup>3</sup>
b	150.0 mm	I <sub>z</sub>	604.00 cm <sup>4</sup>	I <sub>w</sub>	125900.00 cm <sup>6</sup>
t <sub>w</sub>	7.1 mm	I <sub>t</sub>	20.20 cm <sup>4</sup>	Q <sub>y</sub>	314.00 cm <sup>3</sup>
t <sub>f</sub>	10.7 mm	i <sub>y</sub>	125.0 mm	Q <sub>z</sub>	30.09 cm <sup>3</sup>
r	15.0 mm	i <sub>z</sub>	33.5 mm	BC <sub>y</sub>	a
A	53.80 cm <sup>2</sup>	S <sub>el,y</sub>	557.00 cm <sup>3</sup>	BC <sub>z</sub>	b
A <sub>v,y</sub>	33.67 cm <sup>2</sup>	S <sub>el,z</sub>	80.50 cm <sup>3</sup>		
<b>Design Internal Forces</b>					
N <sub>Ed</sub>	-54.88 kN	V <sub>z,Ed</sub>	-98.47 kN	M <sub>y,Ed</sub>	-94.60 kNm
V <sub>y,Ed</sub>	0.00 kN	T <sub>Ed</sub>	0.00 kNm	M <sub>z,Ed</sub>	0.00 kNm
<b>Cross-section Classification - Class 1</b>					
c <sub>f</sub>	56.5 mm	σ <sub>w,A</sub>	13.05 kN/cm <sup>2</sup>	σ <sub>f-yd,2</sub>	-33.46 kN/cm <sup>2</sup>
t <sub>f</sub>	10.7 mm	σ <sub>w,B</sub>	-15.09 kN/cm <sup>2</sup>	ψ <sub>w</sub>	-0.943
ε <sub>f</sub>	0.814	c <sub>w</sub>	248.6 mm	ε <sub>w</sub>	0.814
λ <sub>f,1</sub>	7.323	t <sub>w</sub>	7.1 mm	λ <sub>w,1</sub>	53.086
λ <sub>f,2</sub>	8.136	f <sub>yd,w</sub>	35.50 kN/cm <sup>2</sup>	λ <sub>w,2</sub>	61.129
λ <sub>f,3</sub>	11.391	N <sub>Ed</sub>	-54.88 kN	λ <sub>w,3</sub>	95.196
(c/t) <sub>f</sub>	5.276	α <sub>w</sub>	0.544	(c/t) <sub>w</sub>	35.014
Class <sub>f</sub>	1	σ <sub>f-yd,1</sub>	35.50 kN/cm <sup>2</sup>	Class <sub>w</sub>	1
<b>Design Ratio</b>					
M <sub>y,Ed</sub>	94.60 kNm	V <sub>pl,z,Rd</sub>	526.12 kN	t <sub>w</sub>	7.1 mm
f <sub>y</sub>	35.50 kN/cm <sup>2</sup>	V <sub>z</sub>	0.187	n	0.029
γ <sub>M0</sub>	1.000	N <sub>Ed</sub>	-54.88 kN	n <sub>w</sub>	0.078
M <sub>pl,y,Rd</sub>	222.94 kNm	A	53.80 cm <sup>2</sup>	M <sub>pl,y,Rd</sub>	222.94 kNm
V <sub>z,Ed</sub>	98.47 kN	N <sub>pl,Rd</sub>	1909.90 kN	η	0.42
A <sub>v,z</sub>	25.67 cm <sup>2</sup>	h <sub>w</sub>	278.6 mm		

■ **LOAD CASES**

LC No.	LC Description	LC Factor	Property of load case	Self-weight	Method of Analysis
1	LASTNA TEZA	1.0000	Permanent	1.00	Linear
2	LASTNA TEZA BETONSKE PLOSCE	1.0000	Permanent	-	Linear
3	OBTEZBA BETONIRANJA	1.0000	Variable	-	Linear

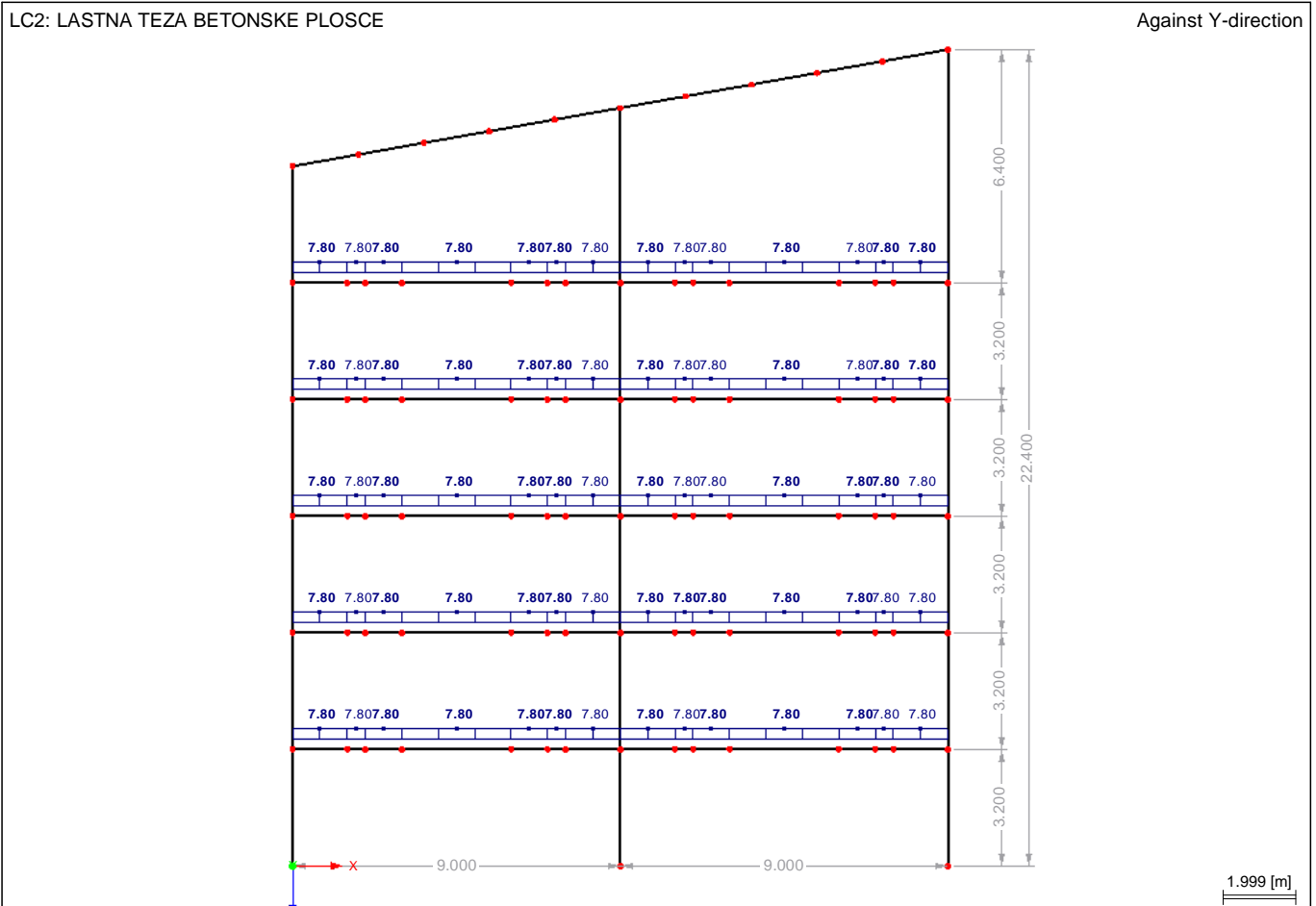
■ **LOAD GROUPS**

LG No.	LG-Description	Factor	Load Cases in LG	Method of Analysis
1	MSN	1.0000	1.35*LC1 + 1.35*LC2 + 1.5*LC3	Linear
2	MSU	1.0000	LC1 + LC2 + LC3	Linear

■ **LC2: LASTNA TEZA BETONSKE PLOSCE**

LC2: LASTNA TEZA BETONSKE PLOSCE

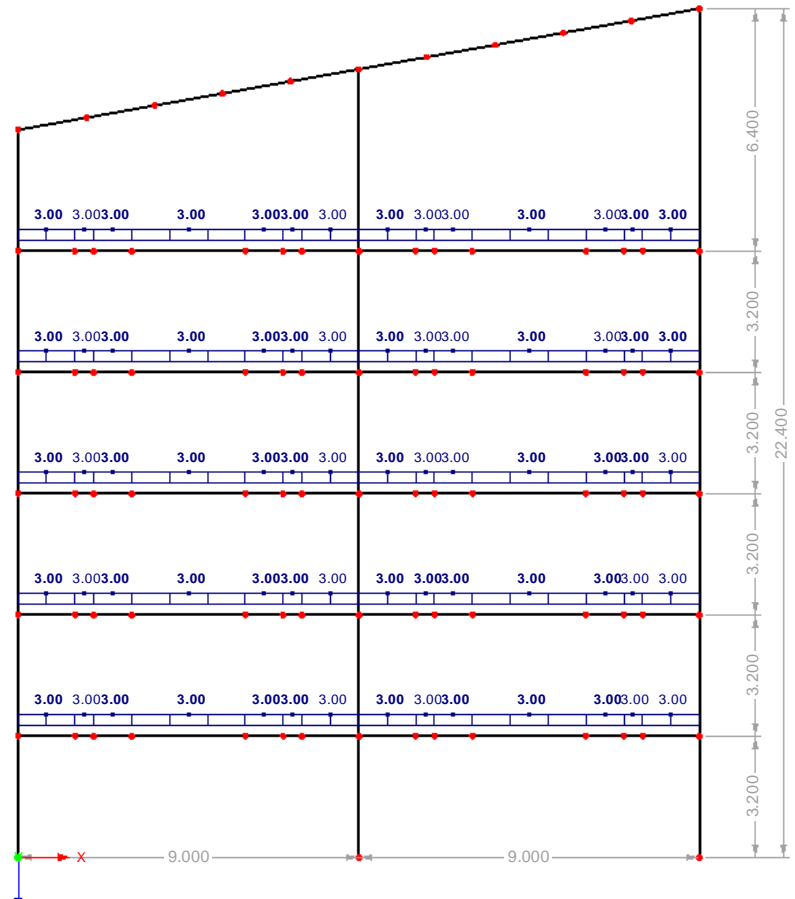
Against Y-direction



■ LC3: OBTEZBA BETONIRANJA

LC3: OBTEZBA BETONIRANJA

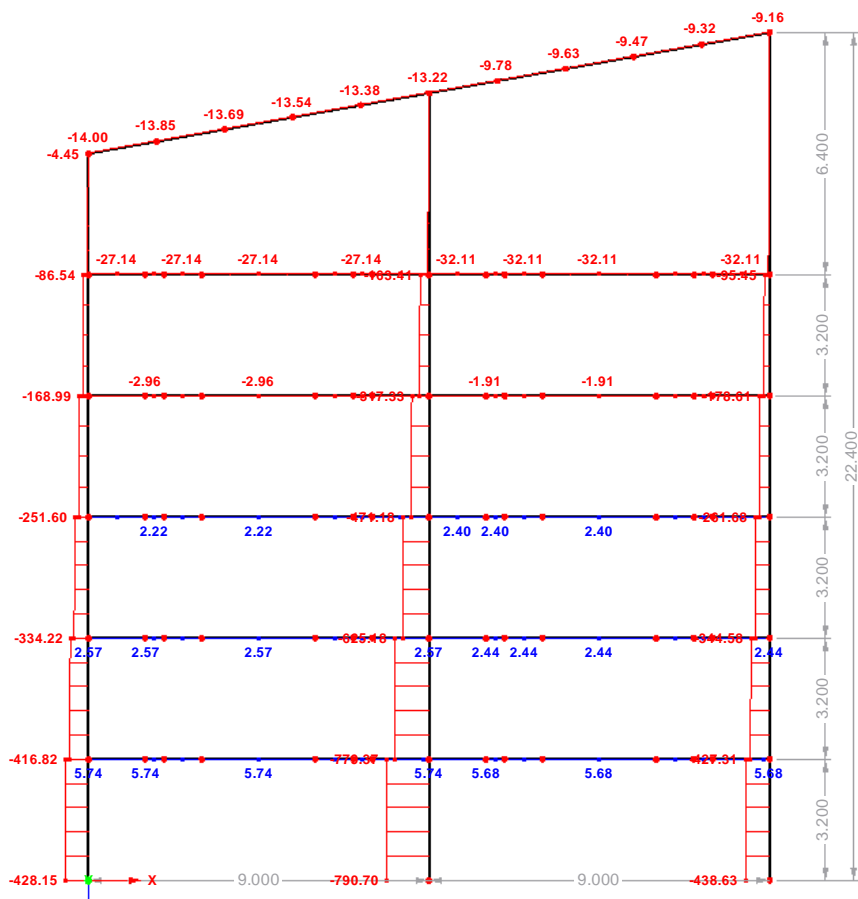
Against Y-direction



■ MEMBERS N, LG1: MSN

LG1: MSN  
N

Against Y-direction



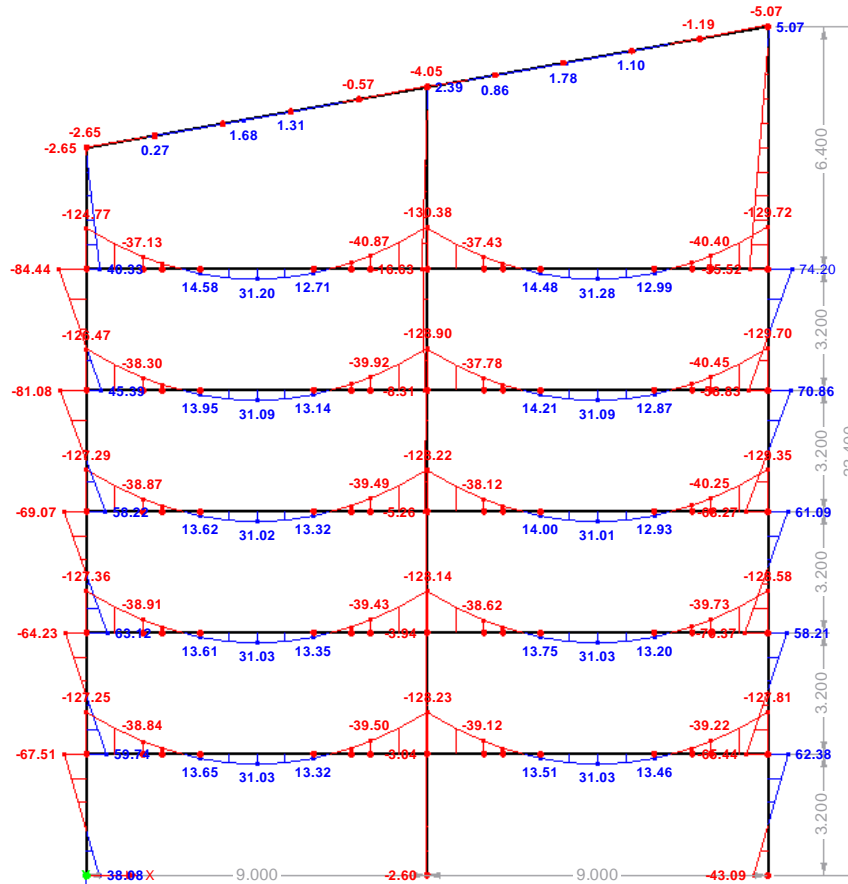
Max N: 5.74, Min N: -790.70 [kN]

1.999 [m]

MEMBERS M-Y, LG1: MSN

LG1: MSN  
M-y

Against Y-direction



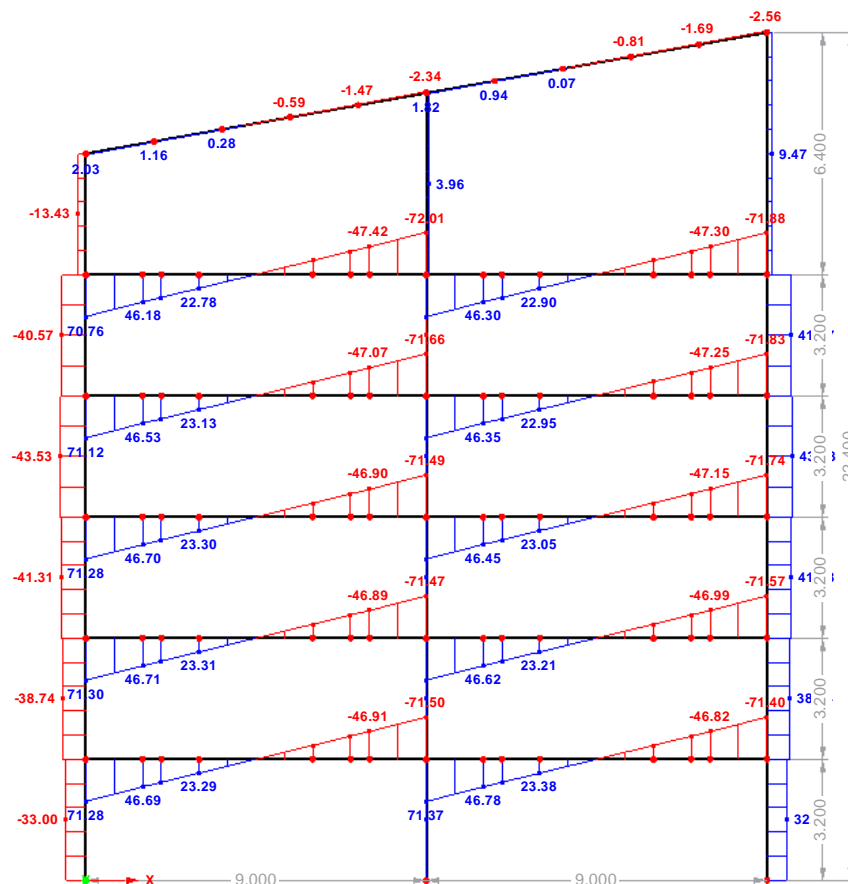
Max M-y: 74.20, Min M-y: -130.38 [kNm]

1.999 [m]

MEMBERS V-Z, LG1: MSN

LG1: MSN  
V-z

Against Y-direction



Max V-z: 71.37, Min V-z: -72.01 [kN]

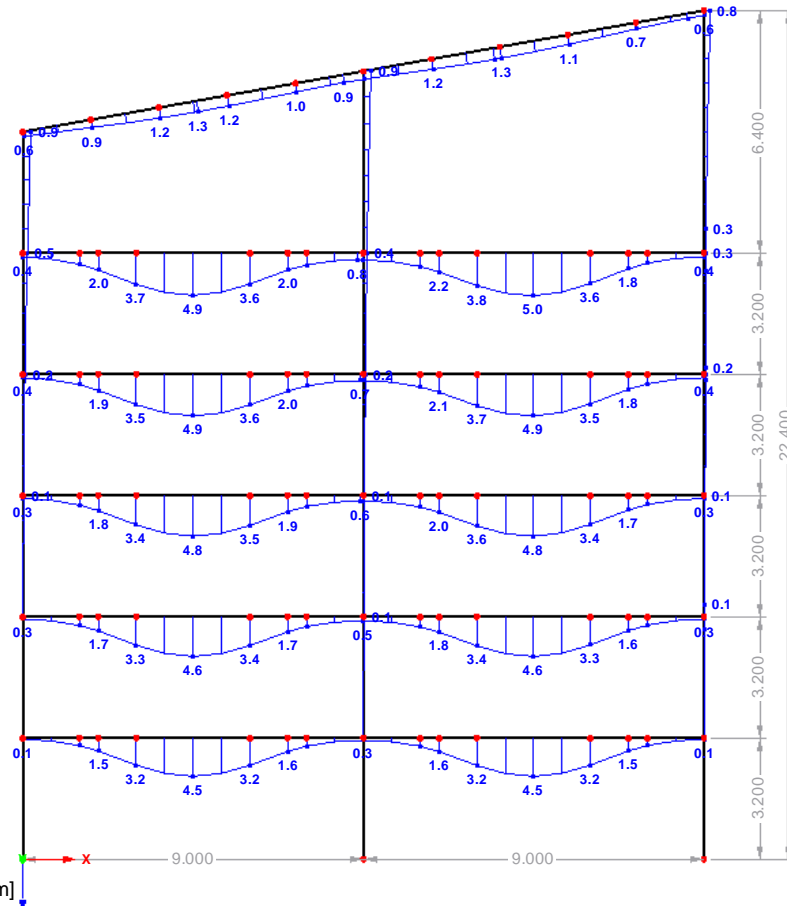
1.999 [m]



MEMBERS U-Z, LG2: MSU

LG2: MSU  
u-z

Against Y-direction



Max u-z: 5.0, Min u-z: 0.0 [mm]

1,999 [m]

**STEEL EC3**  
 CA1  
 Steel Design

■ **MATERIALS**

Material No	Material Description	Comment
1	Steel S 355	
2	Steel S 235	

■ **CROSS-SECTIONS**

Cross-s. No	Material No	Cross-section Description [mm]	Comment
1	1	HE-B 800	ZUNANJI STEBER
2	1	HE-B 800	NOTRANJI STEBER
3	2	IPE 300	PRECKA
4	1	IPE 270	STRESNA PRECKA
5	2	SHAPE-THIN IPE 300-ZACETEK	ZACETEK VUTE
		Type General - only Class 3 possible	
6	2	SHAPE-THIN IPE 300-KONEC VU	KONEC VUTE
		Type General - only Class 3 possible	

DESIGN BY LOAD CASE with Selection

LC/LG/CO	Load Case or LG/CO Description	Member No	Location x x [m]	Design	Acc. to Formula
<b>Ultimate Limit State Design</b>					
LG1	MSN	65	0.500	0.28	≤ 1   181)   ULS
Cross-section Check - Bending, Shear and Axial Force acc. to 6.2.9.1(4)					
<b>Material Values - Steel S 235</b>					
E	21000.00 kN/cm <sup>2</sup>	f <sub>y</sub>	23.50 kN/cm <sup>2</sup>		
G	8100.00 kN/cm <sup>2</sup>	f <sub>u</sub>	36.00 kN/cm <sup>2</sup>		
<b>Cross-section Values - IPE 300</b>					
	I-shape rolled	A <sub>v,z</sub>	25.67 cm <sup>2</sup>	W <sub>pl,y</sub>	628.00 cm <sup>3</sup>
h	300.0 mm	I <sub>y</sub>	8360.00 cm <sup>4</sup>	W <sub>pl,z</sub>	125.22 cm <sup>3</sup>
b	150.0 mm	I <sub>z</sub>	604.00 cm <sup>4</sup>	I <sub>w</sub>	125900.00 cm <sup>6</sup>
t <sub>w</sub>	7.1 mm	I <sub>t</sub>	20.20 cm <sup>4</sup>	Q <sub>y</sub>	314.00 cm <sup>3</sup>
t <sub>f</sub>	10.7 mm	i <sub>y</sub>	125.0 mm	Q <sub>z</sub>	30.09 cm <sup>3</sup>
r	15.0 mm	i <sub>z</sub>	33.5 mm	BC <sub>y</sub>	a
A	53.80 cm <sup>2</sup>	S <sub>el,y</sub>	557.00 cm <sup>3</sup>	BC <sub>z</sub>	b
A <sub>v,y</sub>	33.67 cm <sup>2</sup>	S <sub>el,z</sub>	80.50 cm <sup>3</sup>		
<b>Design Internal Forces</b>					
N <sub>Ed</sub>	-27.14 kN	V <sub>z,Ed</sub>	-47.42 kN	M <sub>y,Ed</sub>	-40.87 kNm
V <sub>y,Ed</sub>	0.00 kN	T <sub>Ed</sub>	0.00 kNm	M <sub>z,Ed</sub>	0.00 kNm
<b>Cross-section Classification - Class 1</b>					
c <sub>f</sub>	56.5 mm	σ <sub>w,A</sub>	5.57 kN/cm <sup>2</sup>	σ <sub>f-yd,2</sub>	-22.49 kN/cm <sup>2</sup>
t <sub>f</sub>	10.7 mm	σ <sub>w,B</sub>	-6.58 kN/cm <sup>2</sup>	ψ <sub>w</sub>	-0.957
ε <sub>f</sub>	1.000	c <sub>w</sub>	248.6 mm	ε <sub>w</sub>	1.000
λ <sub>f,1</sub>	9.000	t <sub>w</sub>	7.1 mm	λ <sub>w,1</sub>	66.831
λ <sub>f,2</sub>	10.000	f <sub>yd,w</sub>	23.50 kN/cm <sup>2</sup>	λ <sub>w,2</sub>	76.957
λ <sub>f,3</sub>	14.000	N <sub>Ed</sub>	-27.14 kN	λ <sub>w,3</sub>	118.587
(c/t) <sub>f</sub>	5.276	α <sub>w</sub>	0.533	(c/t) <sub>w</sub>	35.014
Class <sub>f</sub>	1	σ <sub>f-yd,1</sub>	23.50 kN/cm <sup>2</sup>	Class <sub>w</sub>	1
<b>Design Ratio</b>					
M <sub>y,Ed</sub>	40.87 kNm	V <sub>pl,z,Rd</sub>	348.28 kN	t <sub>w</sub>	7.1 mm
f <sub>y</sub>	23.50 kN/cm <sup>2</sup>	V <sub>z</sub>	0.136	n	0.021
γ <sub>M0</sub>	1.000	N <sub>Ed</sub>	-27.14 kN	n <sub>w</sub>	0.058
M <sub>pl,y,Rd</sub>	147.58 kNm	A	53.80 cm <sup>2</sup>	M <sub>pl,y,Rd</sub>	147.58 kNm
V <sub>z,Ed</sub>	47.42 kN	N <sub>pl,Rd</sub>	1264.30 kN	η	0.28
A <sub>v,z</sub>	25.67 cm <sup>2</sup>	h <sub>w</sub>	278.6 mm		

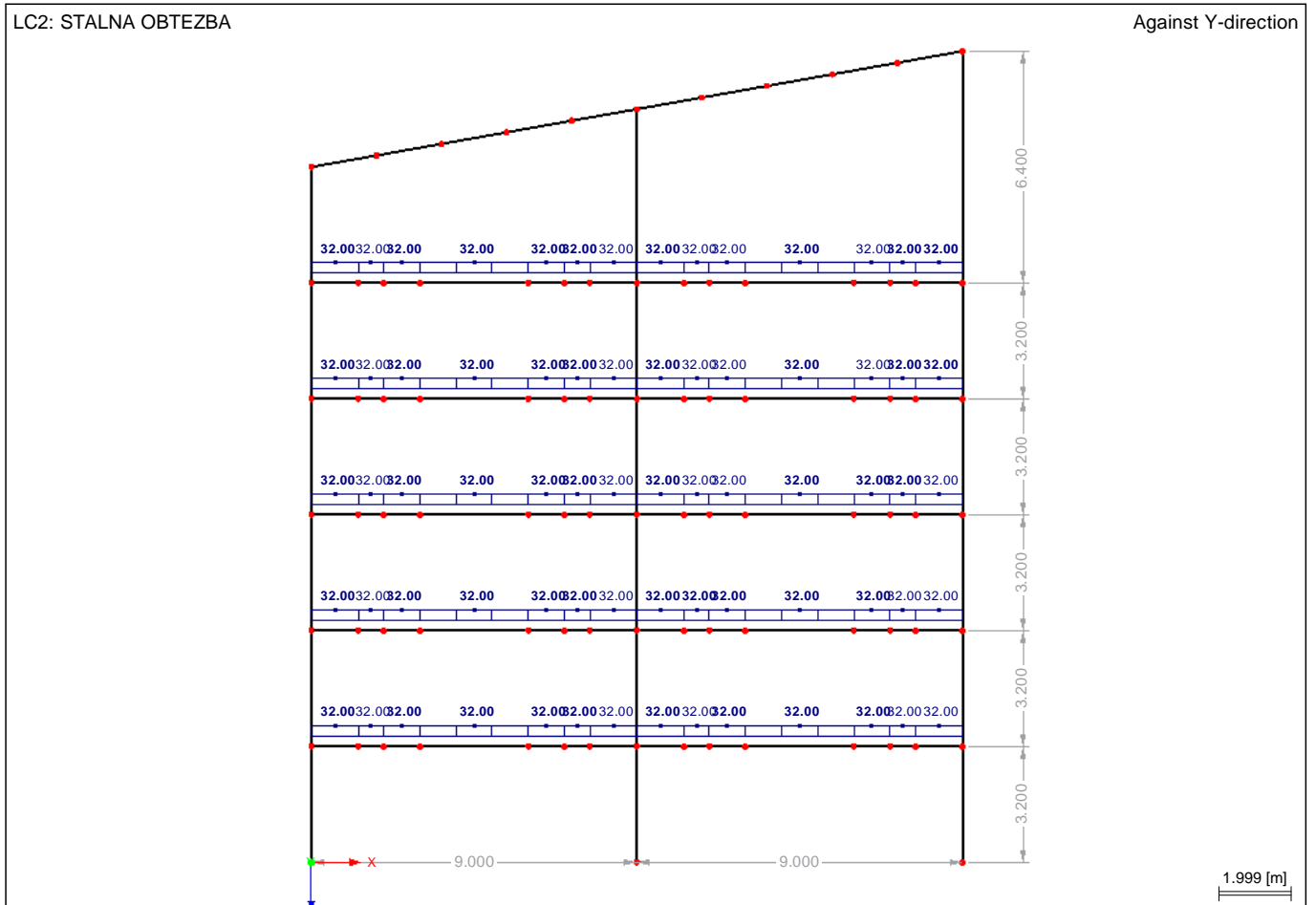
■ **LOAD CASES**

LC No.	LC Description	LC Factor	Property of load case	Self-weight	Method of Analysis
1	LASTNA TEZA	1.0000	Permanent	1.00	Linear
2	STALNA OBTEZBA	1.0000	Permanent	-	Linear
3	KORISTNA OBTEZBA	1.0000	Variable	-	Linear
4	POTRESNA OBTEZBA	1.0000	Variable	-	Linear

■ **LOAD GROUPS**

LG No.	LG-Description	Factor	Load Cases in LG	Method of Analysis
2	MSN	1.0000	LC1 + LC2 + 0.3*LC3	Linear

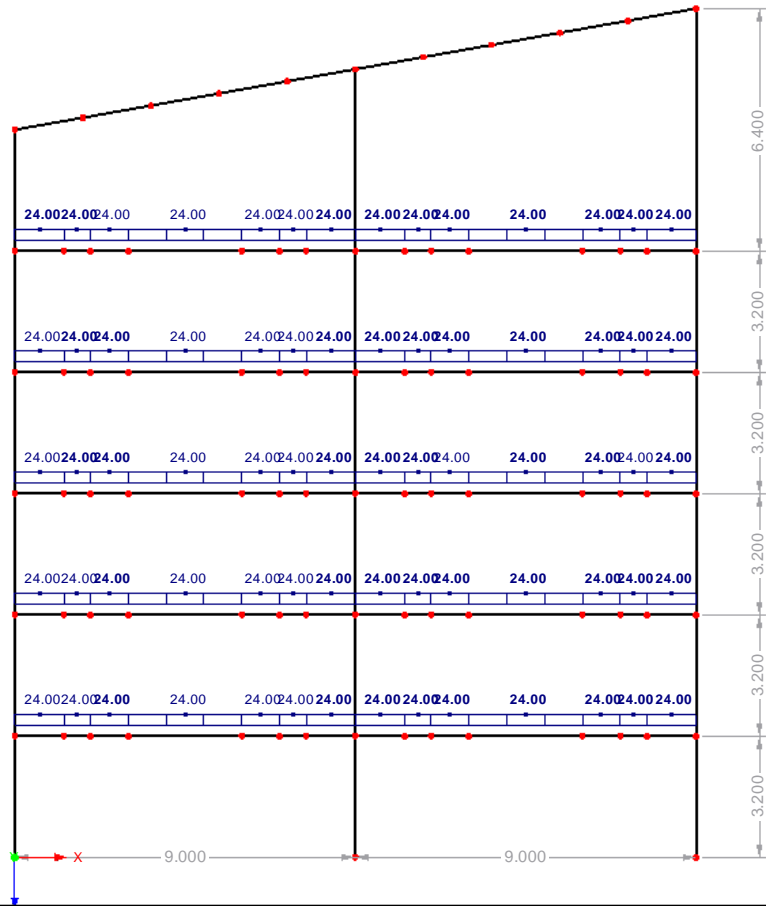
■ **LC2: STALNA OBTEZBA**



LC3: KORISTNA OBTEZBA

LC3: KORISTNA OBTEZBA

Against Y-direction

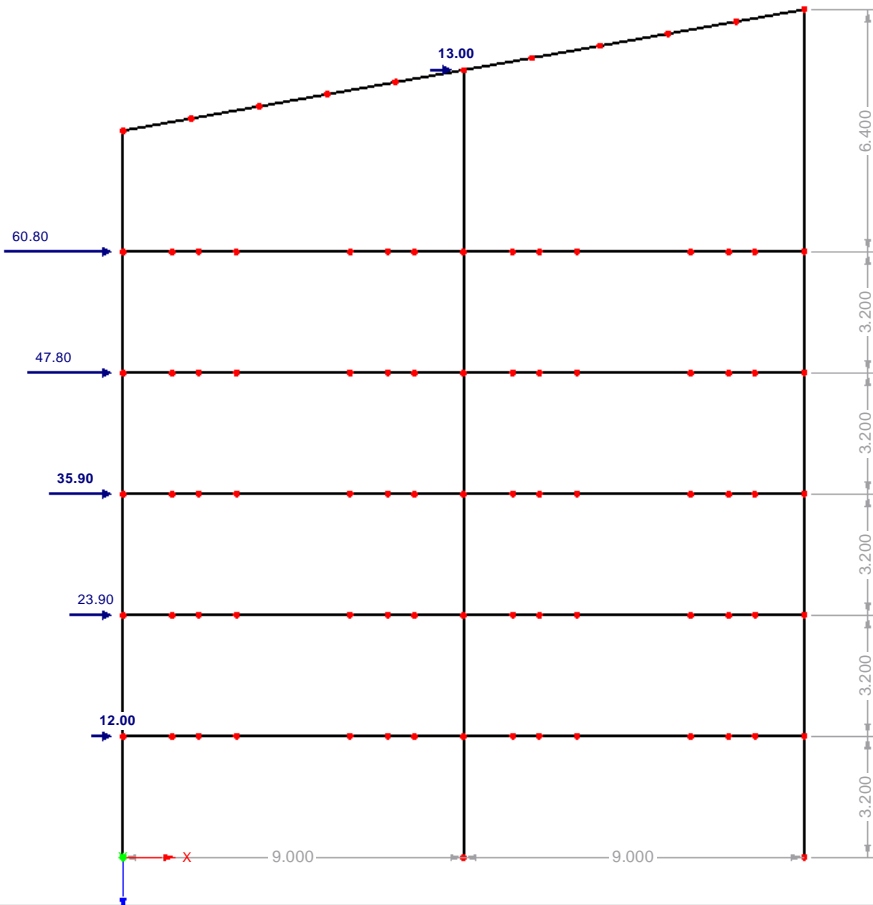


1.999 [m]

LC4: POTRESNA OBTEZBA

LC4: POTRESNA OBTEZBA

Against Y-direction

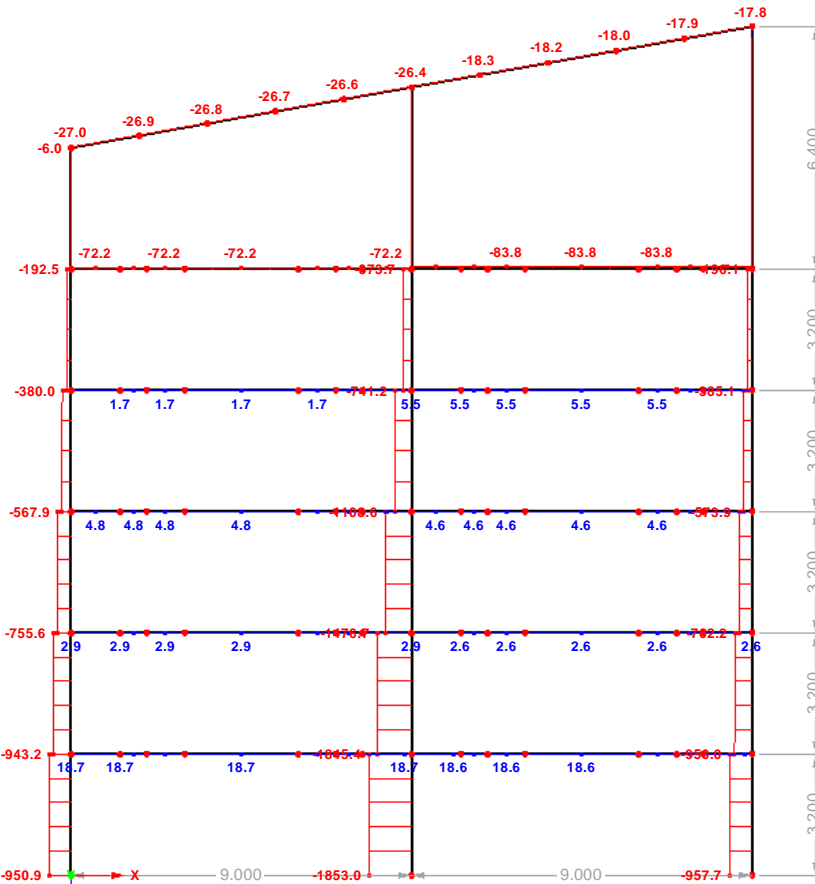


1.999 [m]

MEMBERS N, LG2: MSN

LG2: MSN  
N

Against Y-direction



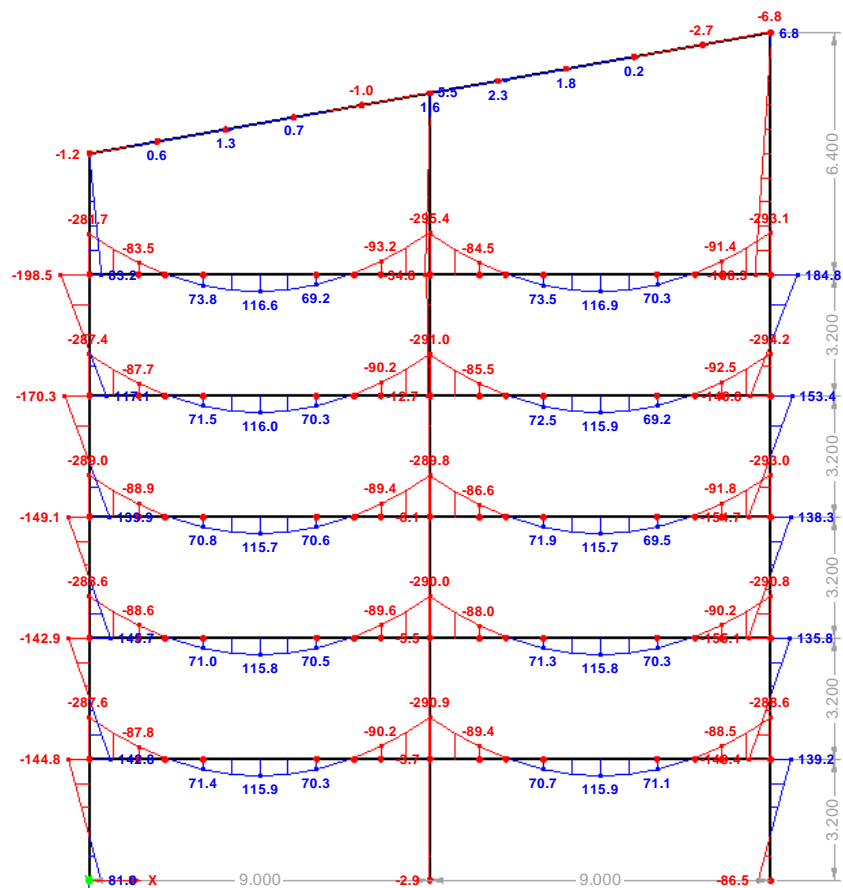
Max N: 18.7, Min N: -1853.0 [kN]

1.999 [m]

MEMBERS M-Y/M-U, LG2: MSN

LG2: MSN  
M-y/M-u

Against Y-direction



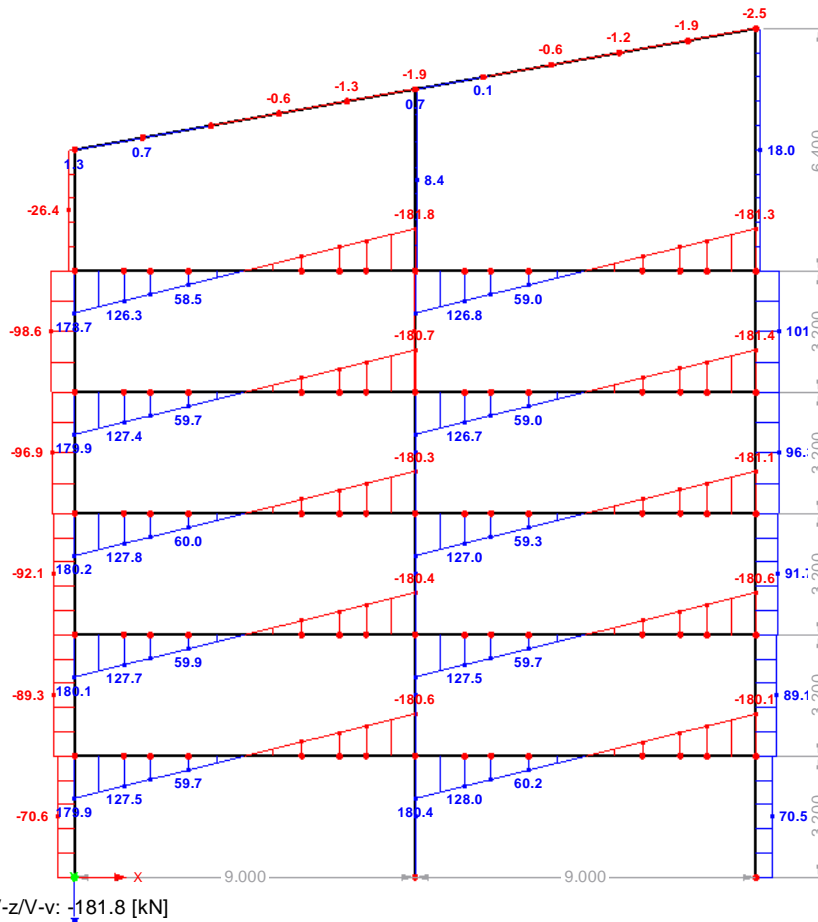
Max M-y/M-u: 184.8, Min M-y/M-u: -295.4 [kNm]

1.999 [m]

MEMBERS V-Z/V-V, LG2: MSN

LG2: MSN  
V-z/V-v

Against Y-direction



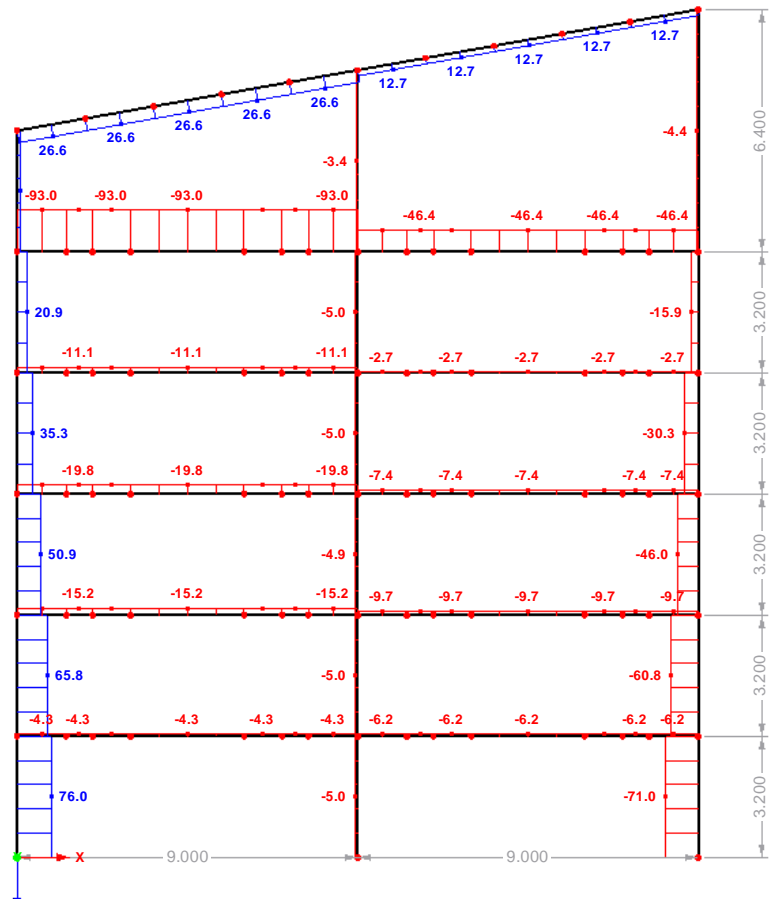
Max V-z/V-v: 180.4, Min V-z/V-v: -181.8 [kN]

1.999 [m]

MEMBERS N, LC4: POTRESNA OBTEŽBA

LC4: POTRESNA OBTEŽBA  
N

Against Y-direction



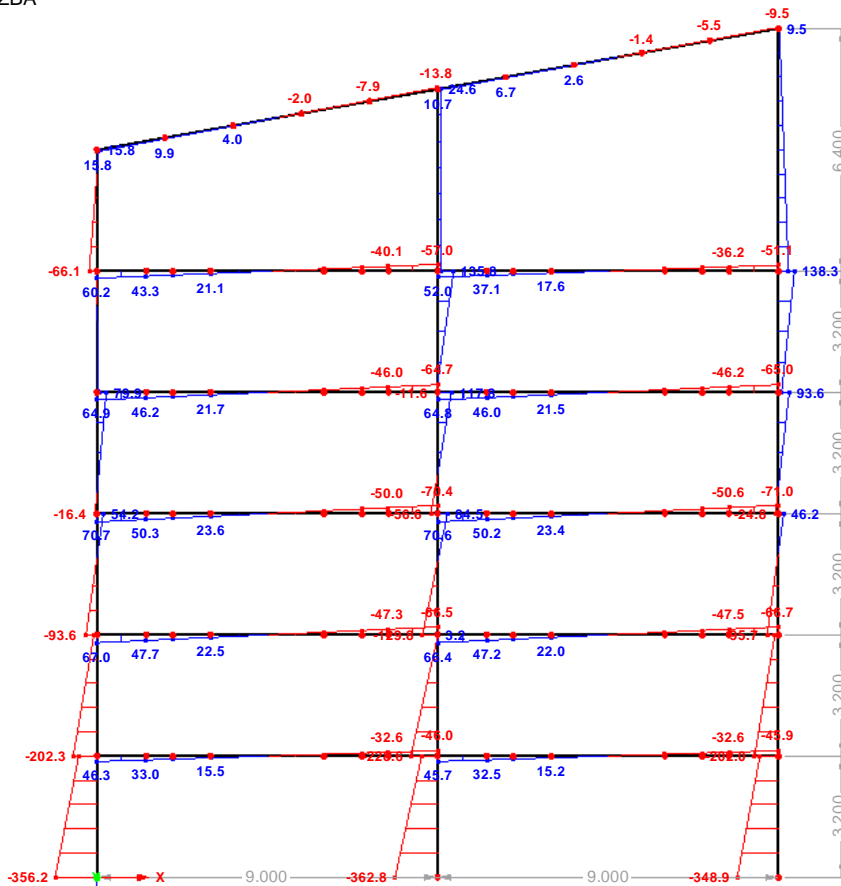
Max N: 76.0, Min N: -93.0 [kN]

1.999 [m]

**MEMBERS M-Y/M-U, LC4: POTRESNA OBTEZBA**

LC4: POTRESNA OBTEZBA  
M-y/M-u

Against Y-direction



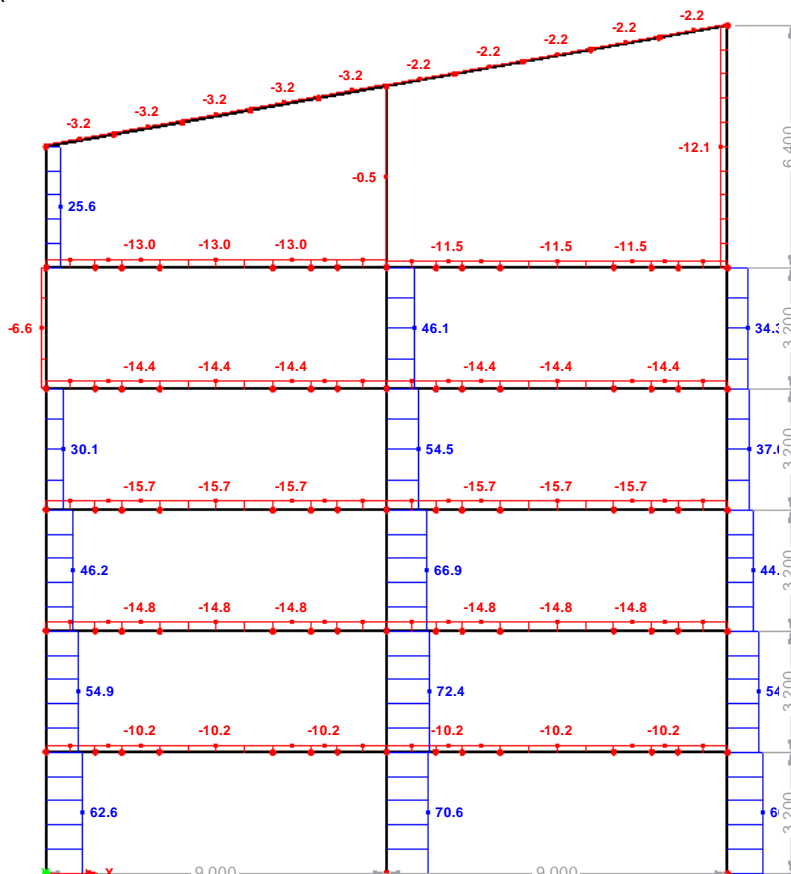
Max M-y/M-u: 138.3, Min M-y/M-u: -362.8 [kNm]

1.999 [m]

**MEMBERS V-Z/V-V, LC4: POTRESNA OBTEZBA**

LC4: POTRESNA OBTEZBA  
V-z/V-v

Against Y-direction



Max V-z/V-v: 72.4, Min V-z/V-v: -17.7 [kN]

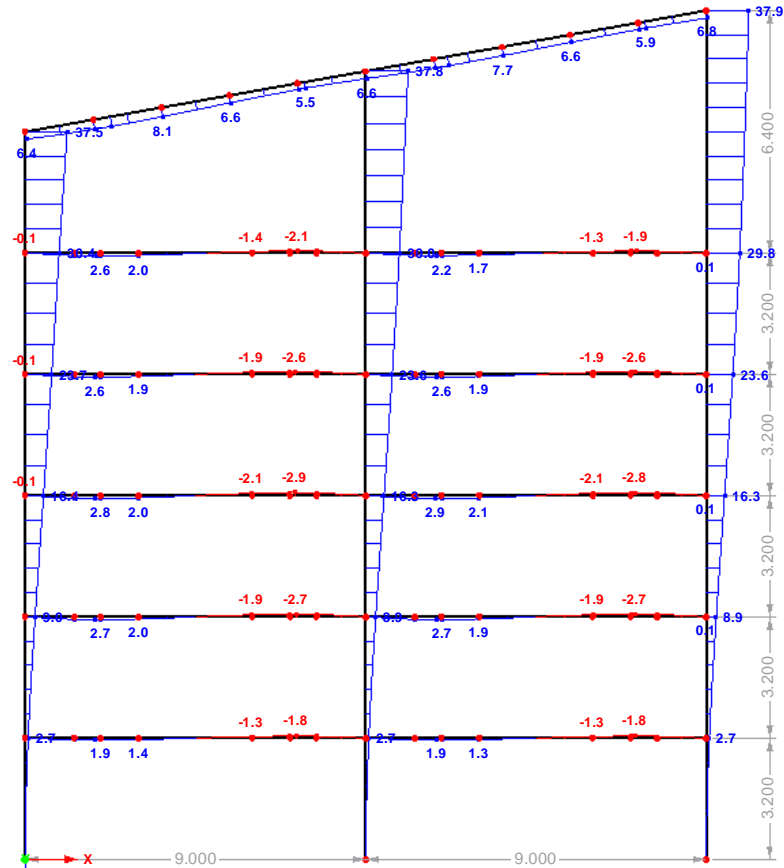
1.999 [m]



MEMBERS U-Z/U-V, LC4: POTRESNA OBTEŽBA

LC4: POTRESNA OBTEŽBA  
u-z/u-v

Against Y-direction



Max u-z/u-v: 37.9, Min u-z/u-v: -2.9 [mm]

1.999 [m]

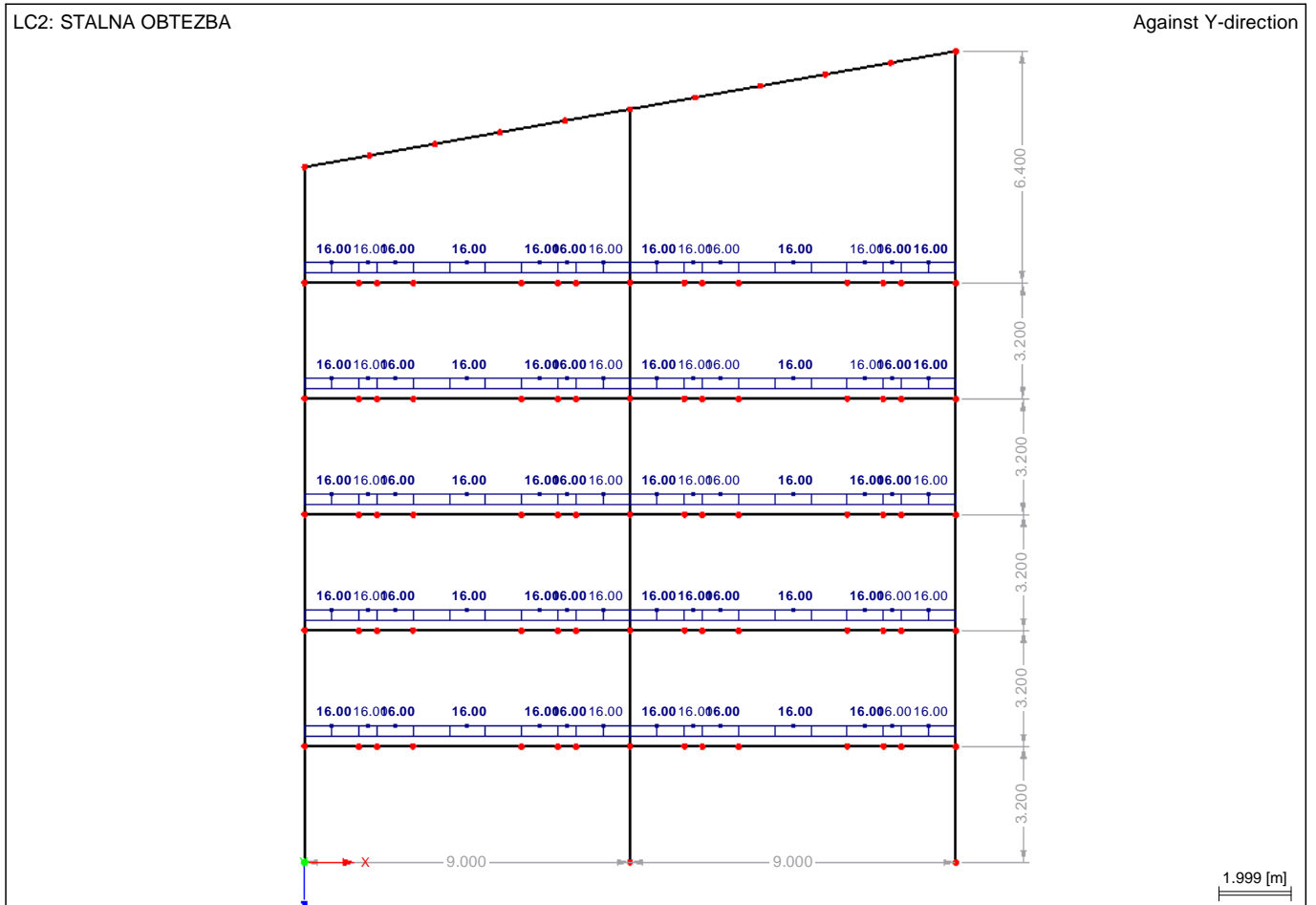
### LOAD CASES

LC No.	LC Description	LC Factor	Property of load case	Self-weight	Method of Analysis
1	LASTNA TEZA	1.0000	Permanent	1.00	Linear
2	STALNA OBTEZBA	1.0000	Permanent	-	Linear
3	KORISTNA OBTEZBA	1.0000	Variable	-	Linear
4	POTRESNA OBTEZBA	1.0000	Variable	-	Linear

### LOAD GROUPS

LG No.	LG-Description	Factor	Load Cases in LG	Method of Analysis
2	MSN	1.0000	LC1 + LC2 + 0.3*LC3	Linear

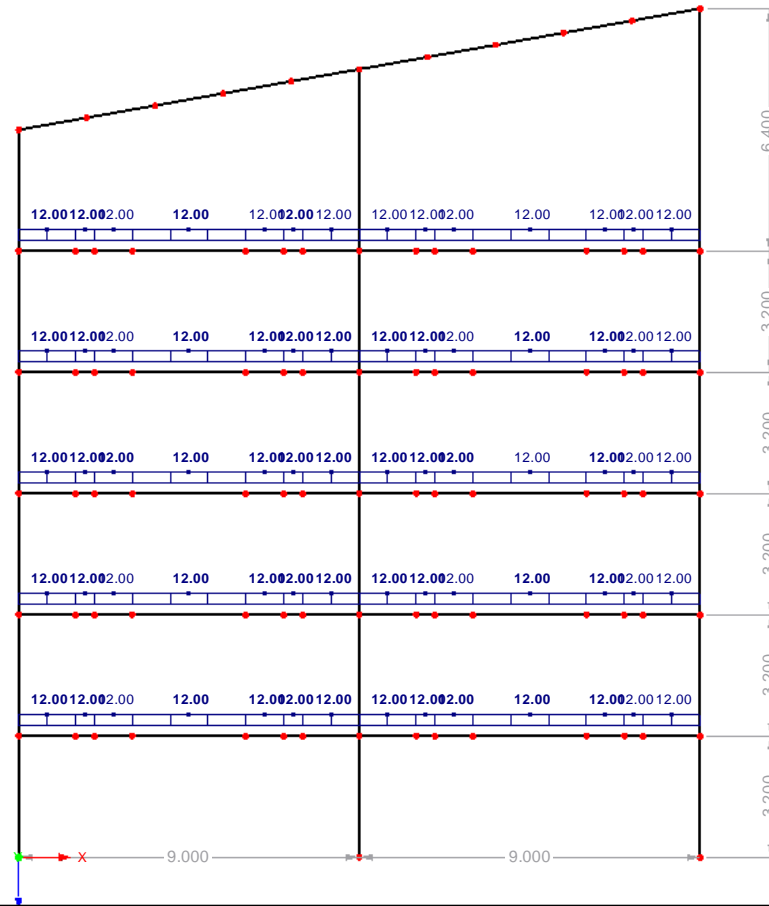
### LC2: STALNA OBTEZBA



### LC3: KORISTNA OBTEZBA

LC3: KORISTNA OBTEZBA

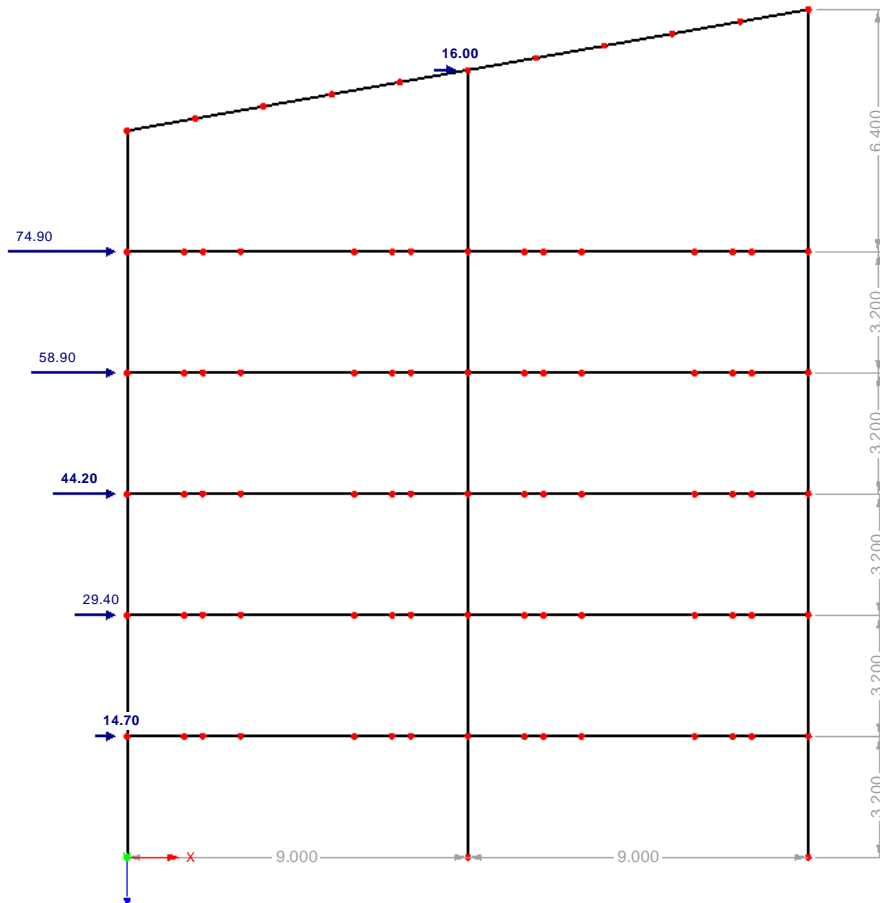
Against Y-direction



### LC4: POTRESNA OBTEŽBA

LC4: POTRESNA OBTEŽBA

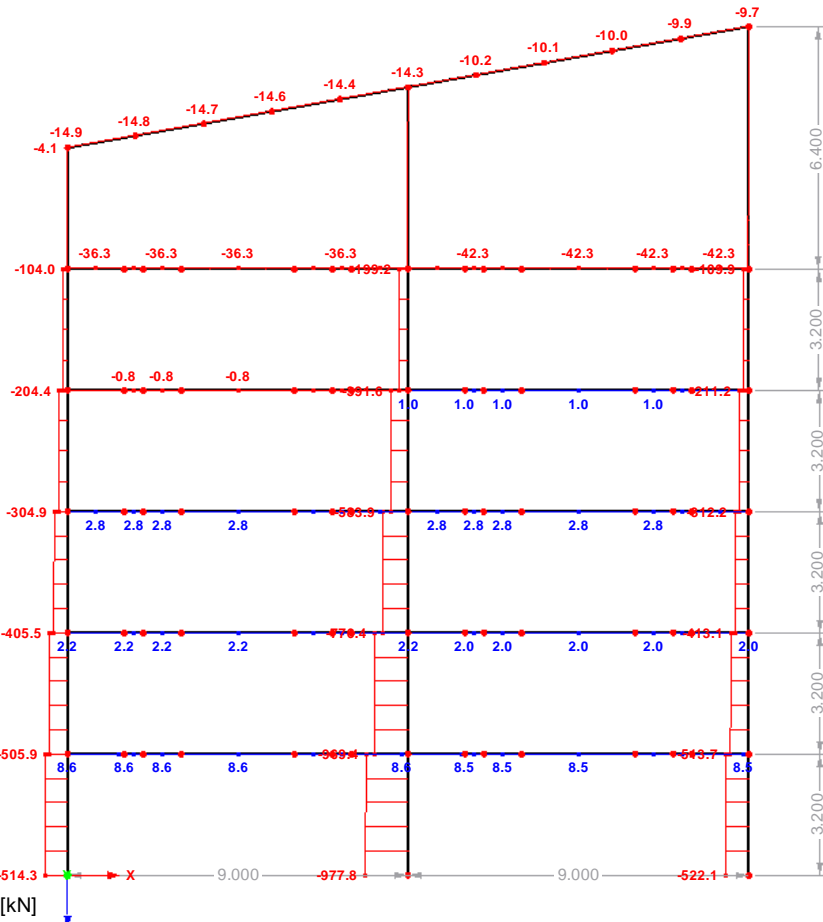
Against Y-direction



MEMBERS N, LG2: MSN

LG2: MSN  
N

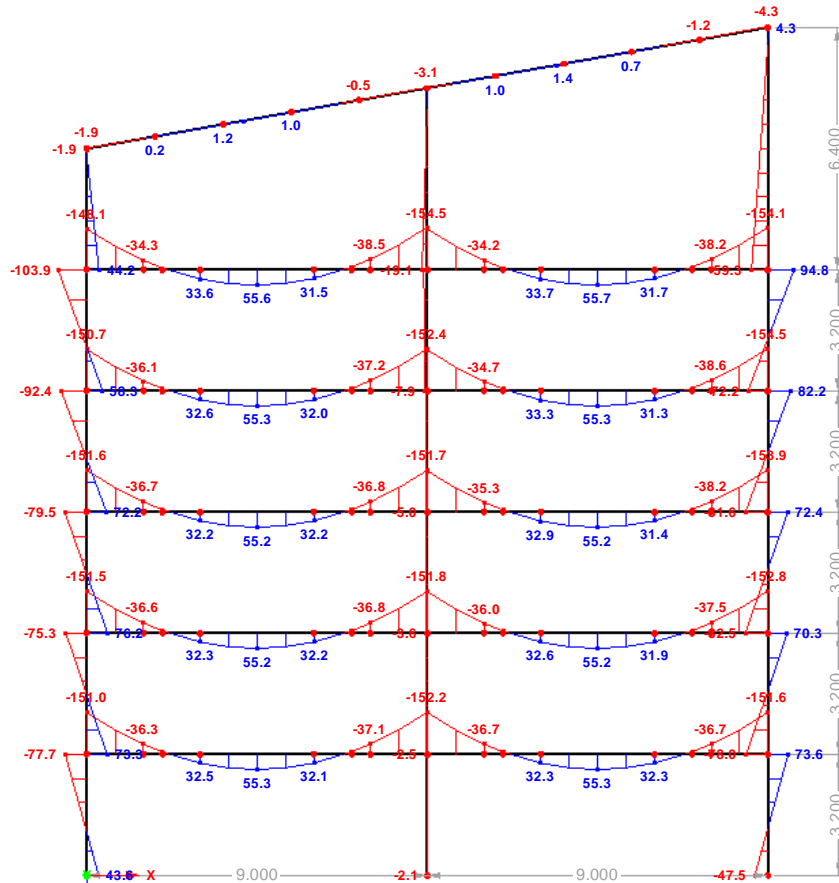
Against Y-direction



MEMBERS M-Y/M-U, LG2: MSN

LG2: MSN  
M-y/M-u

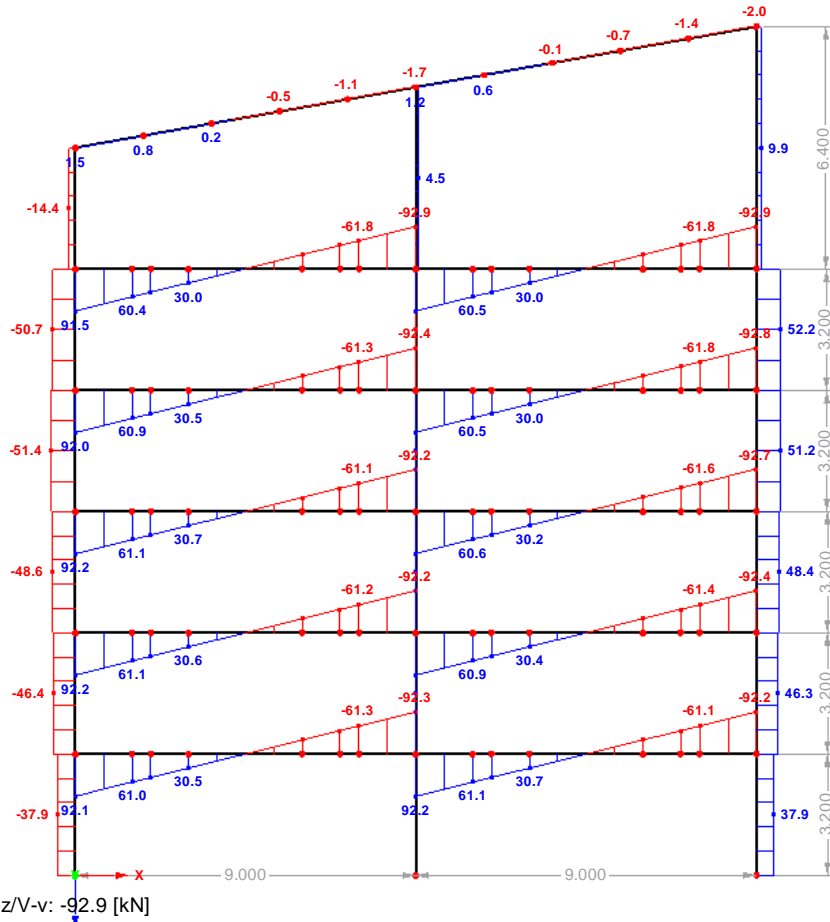
Against Y-direction



MEMBERS V-Z/V-V, LG2: MSN

LG2: MSN  
V-z/V-v

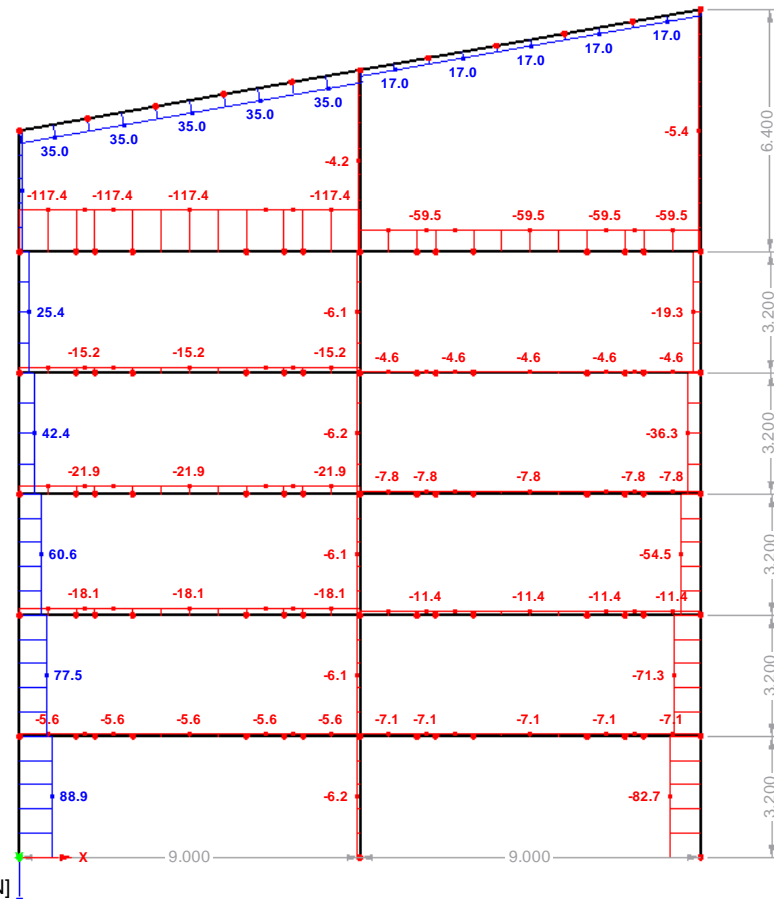
Against Y-direction



MEMBERS N, LC4: POTRESNA OBTEŽBA

LC4: POTRESNA OBTEŽBA  
N

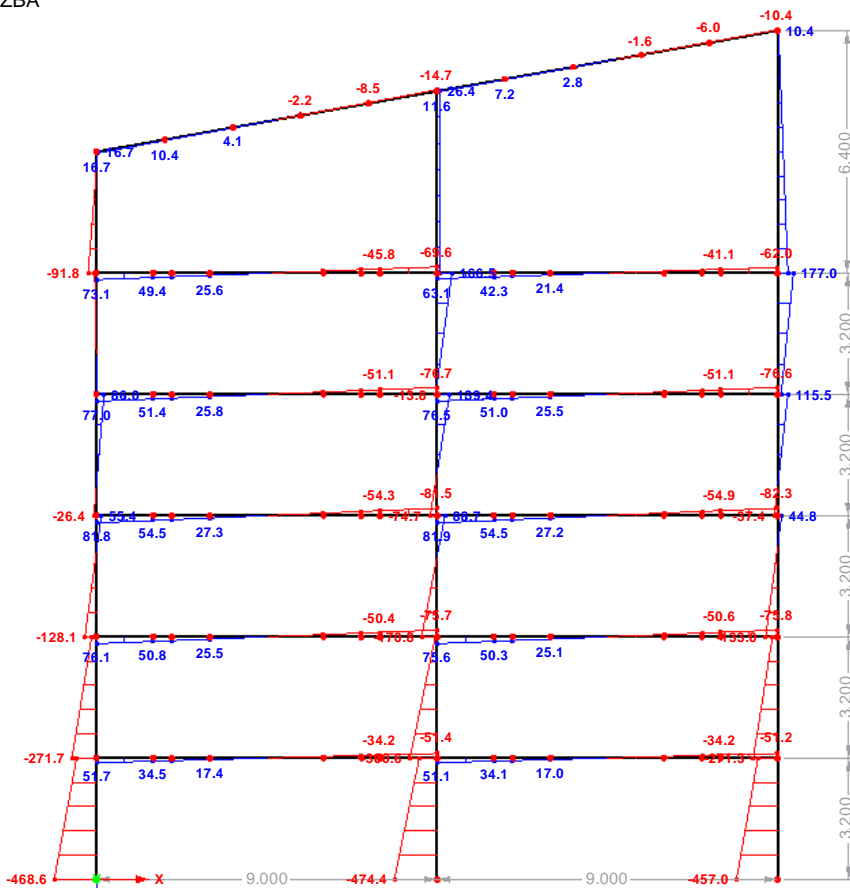
Against Y-direction



**MEMBERS M-Y/M-U, LC4: POTRESNA OBTEŽBA**

LC4: POTRESNA OBTEŽBA  
M-y/M-u

Against Y-direction



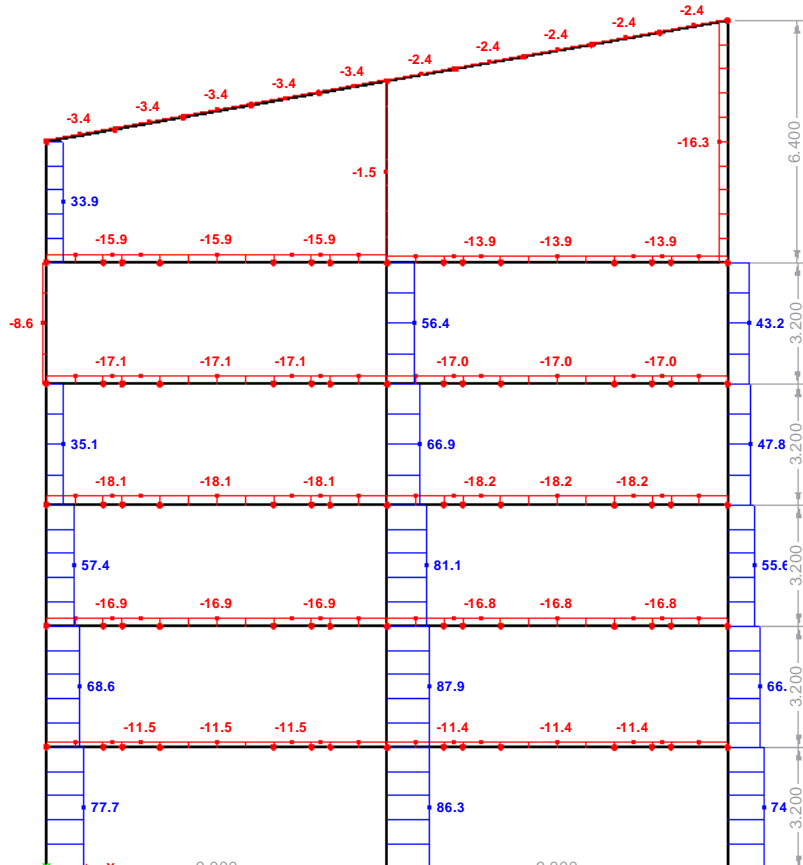
Max M-y/M-u: 177.0, Min M-y/M-u: -474.4 [kNm]

1.999 [m]

**MEMBERS V-Z/V-V, LC4: POTRESNA OBTEŽBA**

LC4: POTRESNA OBTEŽBA  
V-z/V-v

Against Y-direction



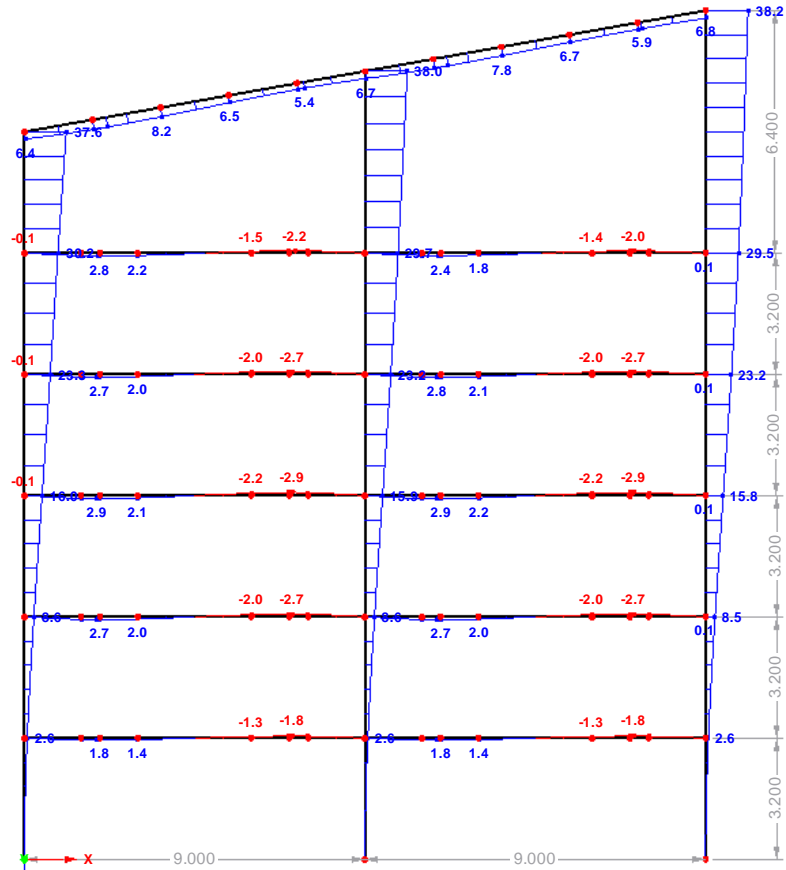
Max V-z/V-v: 87.9, Min V-z/V-v: -18.2 [kN]

1.999 [m]

MEMBERS U-Z/U-V, LC4: POTRESNA OBTEŽBA

LC4: POTRESNA OBTEŽBA  
u-z/u-v

Against Y-direction



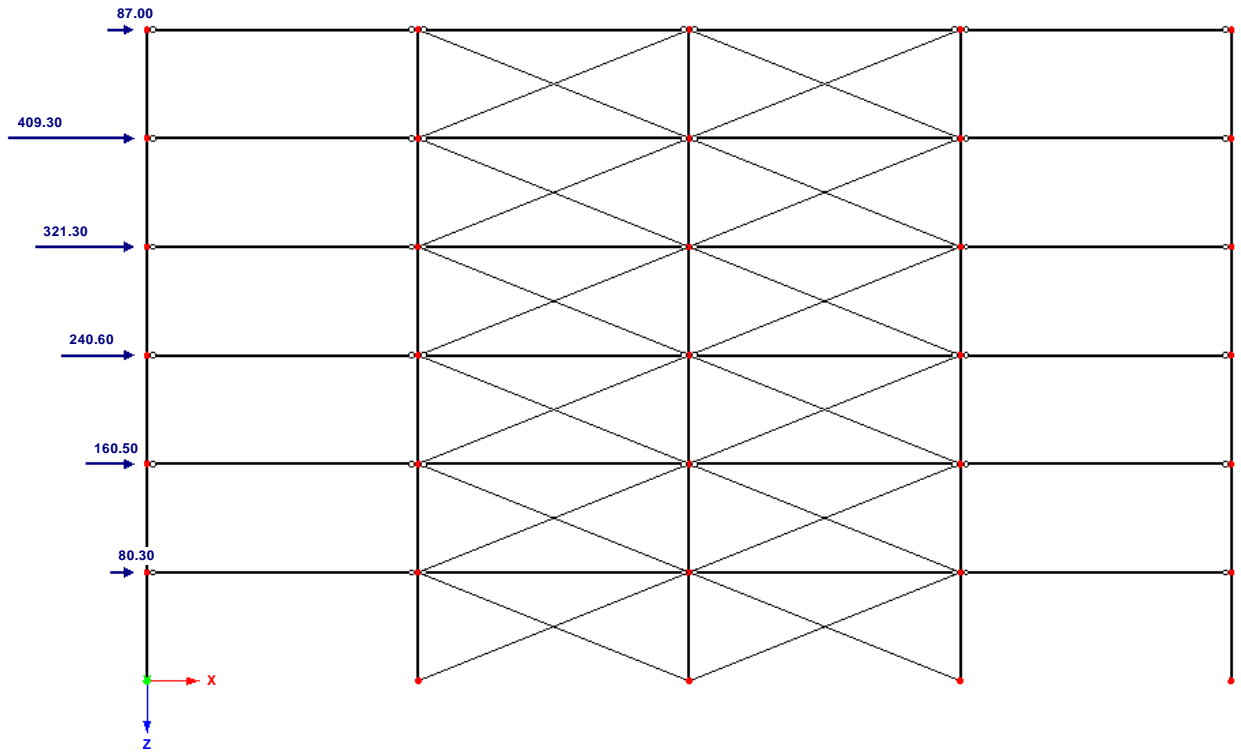
Max u-z/u-v: 38.2, Min u-z/u-v: -2.9 [mm]

1.999 [m]

### LC4: POTRESNA OBTEŽBA

LC4: POTRESNA OBTEŽBA

Against Y-direction



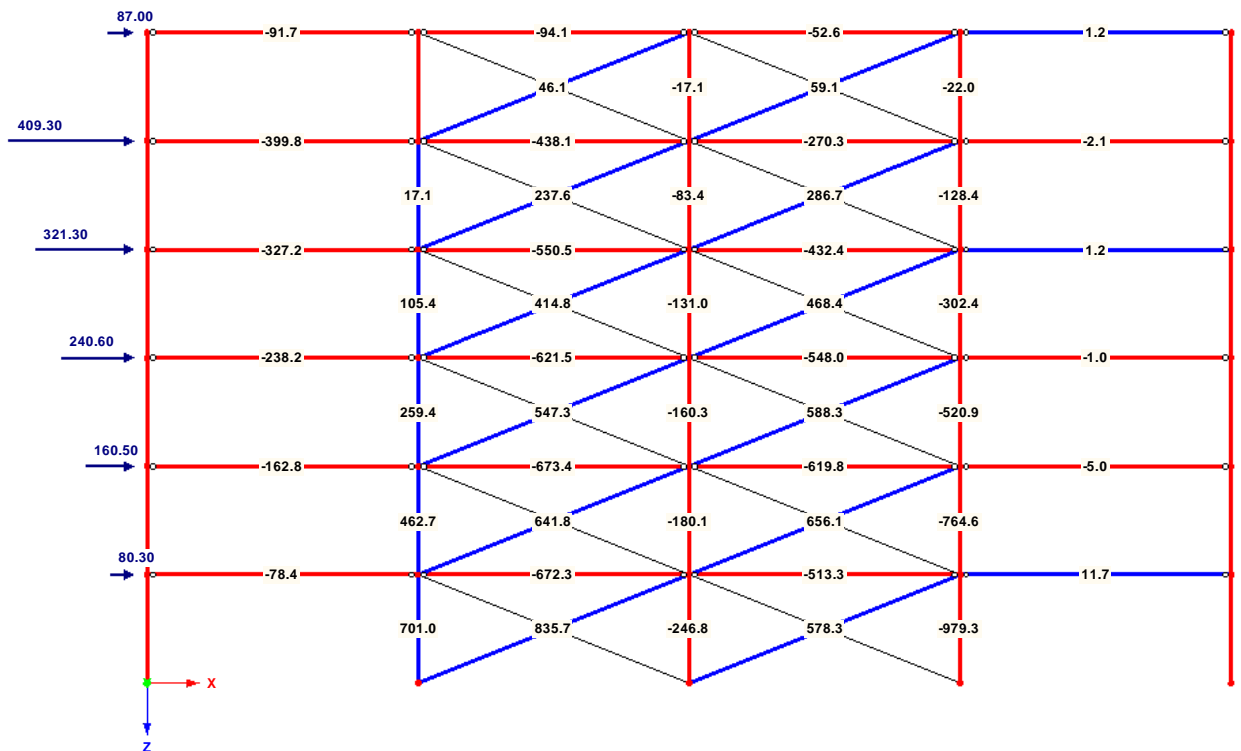
2.233 [m]

### MEMBERS N, LC4: POTRESNA OBTEŽBA

LC4: POTRESNA OBTEŽBA

Against Y-direction

N



Max N: 835.7, Min N: -979.3 [kN]

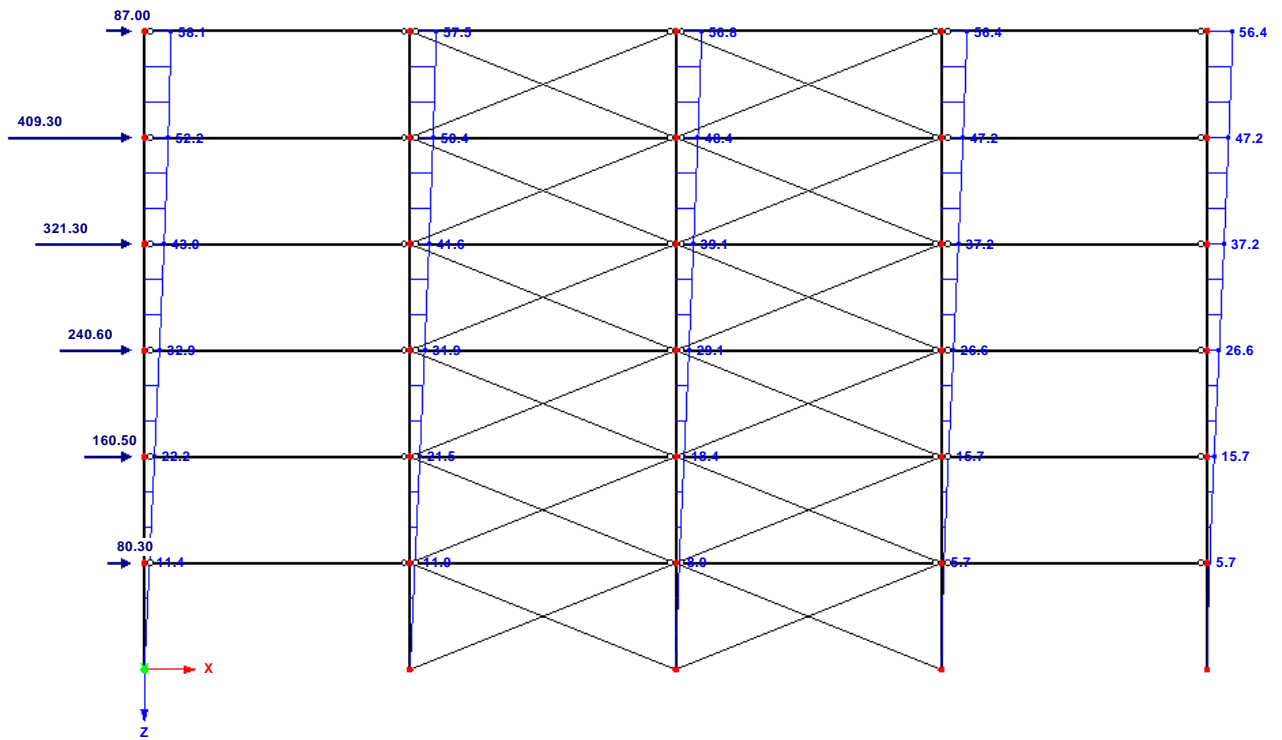
2.233 [m]



MEMBERS U-Y, LC4: POTRESNA OBTEŽBA

LC4: POTRESNA OBTEŽBA  
u-y

Against Y-direction



Max u-y: 58.1, Min u-y: 0.0 [mm]

2.278 [m]

### LOAD CASES

LC No.	LC Description	LC Factor	Property of load case	Self-weight	Method of Analysis
1	LASTNA TEZA STRESNE LEGE	1.0000	Permanent	1.00	Linear
2	LASTNA TEZA STRESNE KRITINE IN ZATEG	1.0000	Permanent	-	Linear
3	SNEG	1.0000	Variable	-	Linear
4	VETER	1.0000	Variable	-	Linear

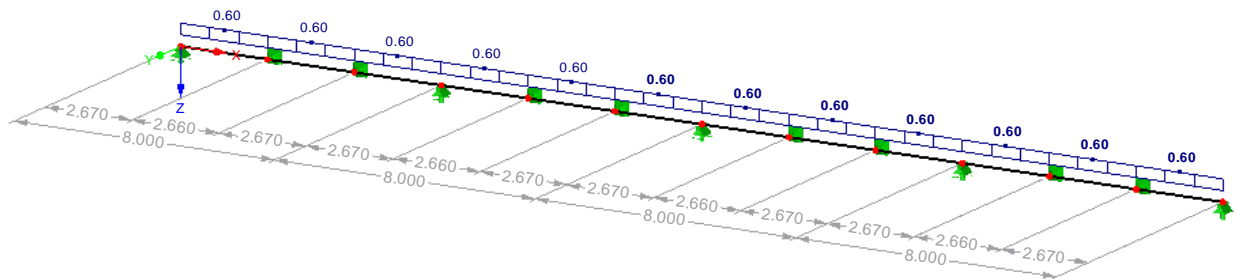
### LOAD GROUPS

LG No.	LG-Description	Factor	Load Cases in LG	Method of Analysis
1	MSN 1	1.0000	1.35*LC1 + 1.35*LC2 + 1.5*LC3	Linear
2	MSN 2	1.0000	LC1 + LC2 + 1.5*LC4	Linear
3	MSU 1	1.0000	LC1 + LC2 + LC3	Linear
4	MSU 2	1.0000	LC1 + LC2 + LC4	Linear

### MEMBERS N, LC2: LASTNA TEZA STRESNE KRITINE IN ZATEG

LC2: LASTNA TEZA STRESNE KRITINE IN ZATEG  
N

Isometric

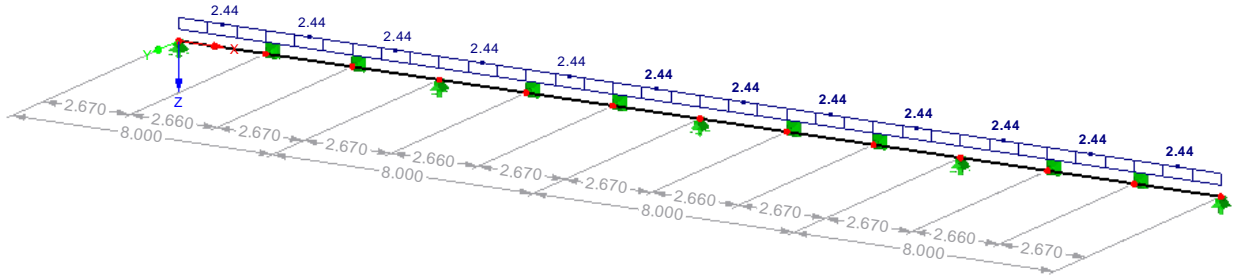


Max N: 0.00, Min N: 0.00 [kN]

MEMBERS N, LC3: SNEG

LC3: SNEG  
N

Isometric

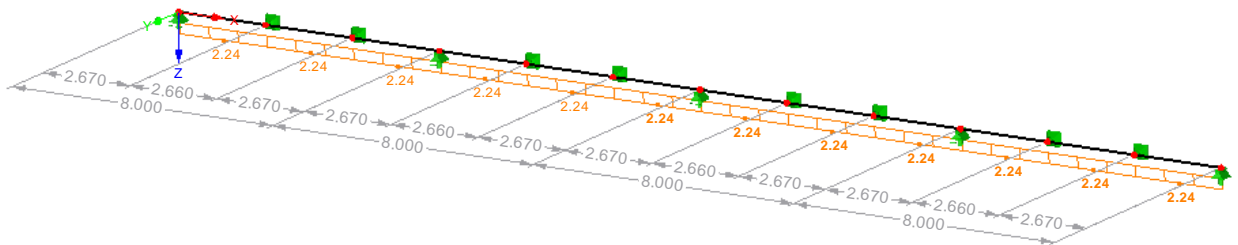


Max N: 0.00, Min N: 0.00 [kN]

MEMBERS N, LC4: VETER

LC4: VETER  
N

Isometric

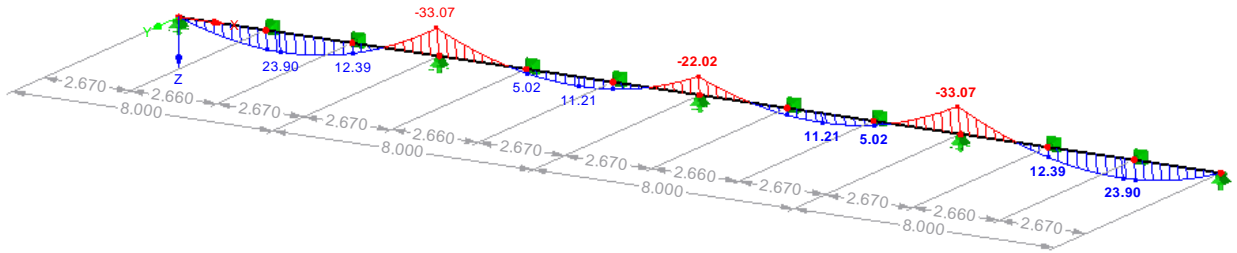


Max N: 0.00, Min N: 0.00 [kN]

MEMBERS M-Y, LG1: MSN 1

LG1: MSN 1  
M-y

Isometric

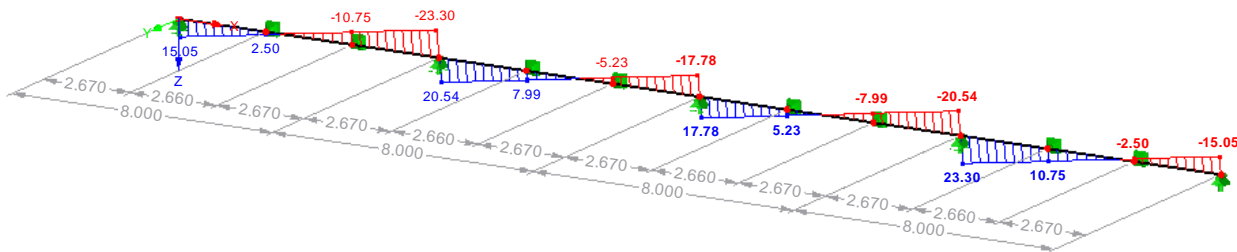


Max M-y: 23.90, Min M-y: -33.07 [kNm]

MEMBERS V-Z, LG1: MSN 1

LG1: MSN 1  
V-z

Isometric

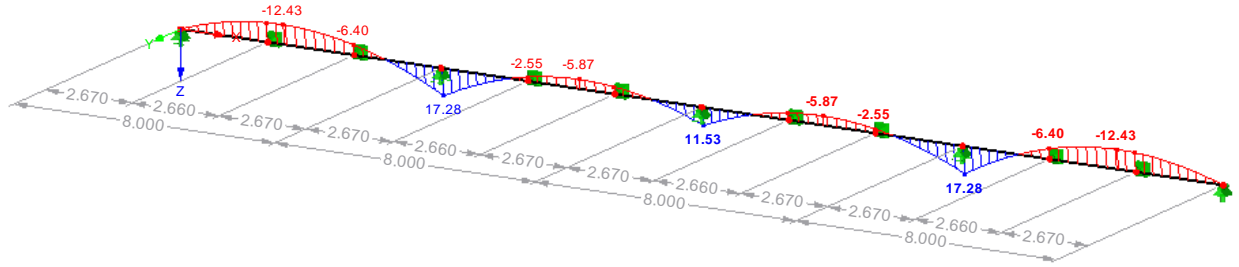


Max V-z: 23.30, Min V-z: -23.30 [kN]

MEMBERS M-Y, LG2: MSN 2

LG2: MSN 2  
M-y

Isometric

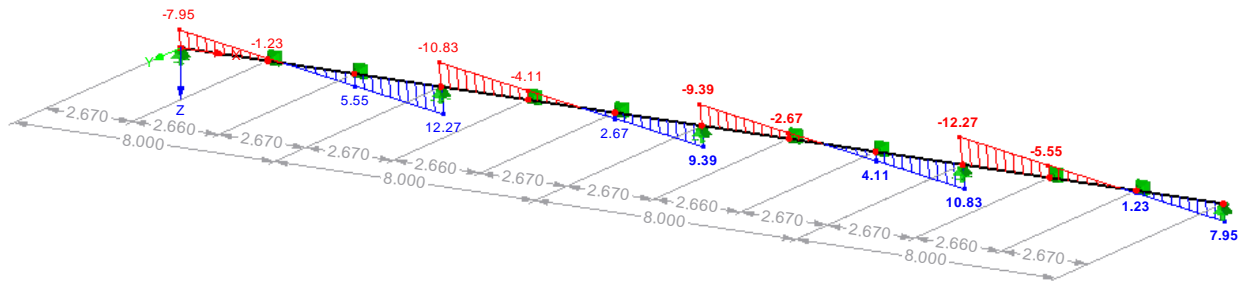


Max M-y: 17.28, Min M-y: -12.43 [kNm]

MEMBERS V-Z, LG2: MSN 2

LG2: MSN 2  
V-z

Isometric

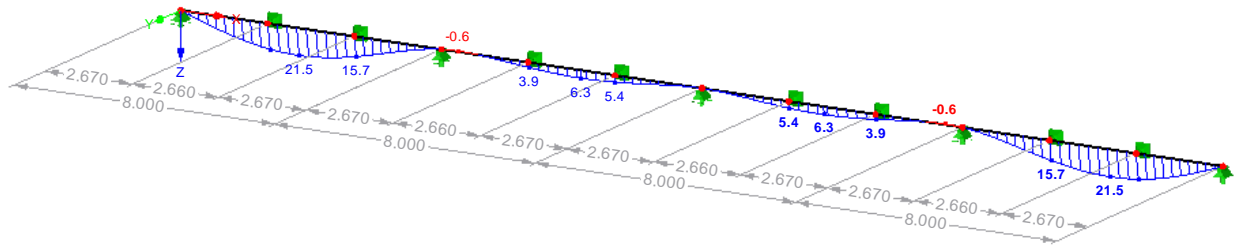


Max V-z: 12.27, Min V-z: -12.27 [kNm]

MEMBERS U-Z, LG3: MSU 1

LG3: MSU 1  
u-z

Isometric

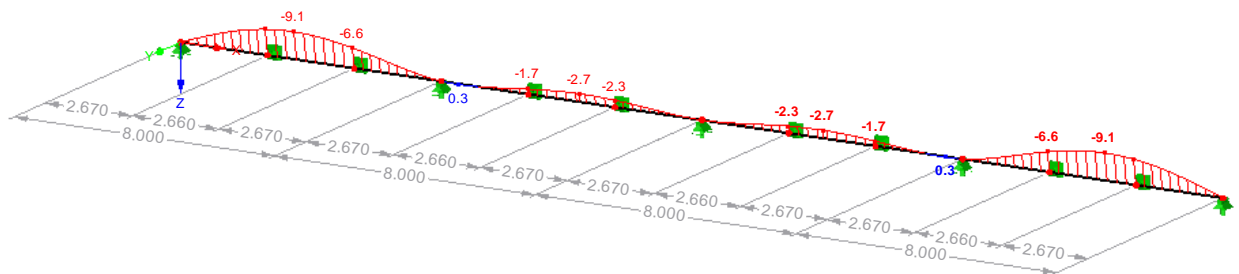


Max u-z: 21.5, Min u-z: -0.6 [mm]

MEMBERS U-Z, LG4: MSU 2

LG4: MSU 2  
u-z

Isometric

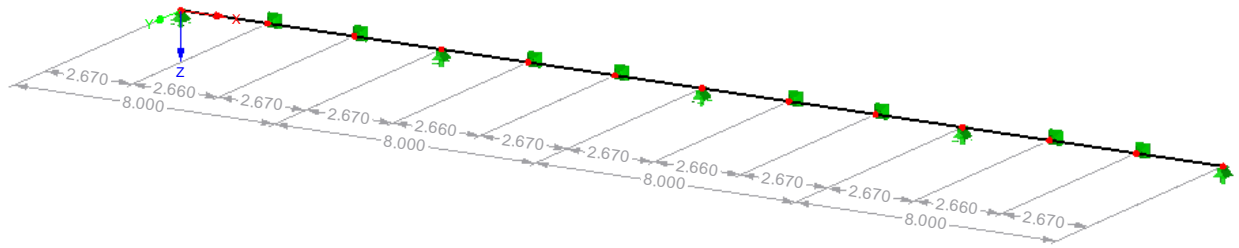


Max u-z: 0.3, Min u-z: -9.1 [mm]

■ **STATICNI MODEL**

LG4: MSU 2

Isometric



DESIGN BY LOAD CASE

LC/LG/CO	Load Case or LG/CO Description	Member No	Location x x [m]	Design	Acc. to Formula	
<b>Ultimate Limit State Design</b>						
LG1	MSN 1	3	0.000	0.67	≤ 1	363)   ULS
Stability Analysis - Biaxial Bending acc. to 6.3.3, Method 2						
<b>Material Values - Steel S 235</b>						
E	21000.00 kN/cm <sup>2</sup>	f <sub>y</sub>	23.50 kN/cm <sup>2</sup>			
G	8100.00 kN/cm <sup>2</sup>	f <sub>u</sub>	36.00 kN/cm <sup>2</sup>			
<b>Cross-section Values - IPE 200</b>						
I-shape rolled		A <sub>v,z</sub>	14.02 cm <sup>2</sup>	W <sub>pl,y</sub>	220.00 cm <sup>3</sup>	
h	200.0 mm	I <sub>y</sub>	1940.00 cm <sup>4</sup>	W <sub>pl,z</sub>	44.61 cm <sup>3</sup>	
b	100.0 mm	I <sub>z</sub>	142.00 cm <sup>4</sup>	I <sub>w</sub>	12990.00 cm <sup>6</sup>	
t <sub>w</sub>	5.6 mm	I <sub>t</sub>	7.02 cm <sup>4</sup>	Q <sub>y</sub>	110.00 cm <sup>3</sup>	
t <sub>f</sub>	8.5 mm	i <sub>y</sub>	82.6 mm	Q <sub>z</sub>	10.63 cm <sup>3</sup>	
r	12.0 mm	i <sub>z</sub>	22.4 mm	BC <sub>y</sub>	a	
A	28.50 cm <sup>2</sup>	S <sub>el,y</sub>	194.00 cm <sup>3</sup>	BC <sub>z</sub>	b	
A <sub>v,y</sub>	17.99 cm <sup>2</sup>	S <sub>el,z</sub>	28.50 cm <sup>3</sup>			
<b>Design Internal Forces</b>						
N <sub>Ed</sub>	0.00 kN	V <sub>z,Ed</sub>	20.54 kN	M <sub>y,Ed</sub>	-33.07 kNm	
V <sub>y,Ed</sub>	1.30 kN	T <sub>Ed</sub>	0.00 kNm	M <sub>z,Ed</sub>	0.89 kNm	
<b>Cross-section Classification - Class 1</b>						
c <sub>f</sub>	35.2 mm	σ <sub>w,A</sub>	13.55 kN/cm <sup>2</sup>	σ <sub>f-yd,2</sub>	-23.50 kN/cm <sup>2</sup>	
t <sub>f</sub>	8.5 mm	σ <sub>w,B</sub>	-13.55 kN/cm <sup>2</sup>	ψ <sub>w</sub>	-1.000	
ε <sub>f</sub>	1.000	c <sub>w</sub>	159.0 mm	ε <sub>w</sub>	1.000	
λ <sub>f,1</sub>	9.000	t <sub>w</sub>	5.6 mm	λ <sub>w,1</sub>	72.000	
λ <sub>f,2</sub>	10.000	f <sub>yd,w</sub>	23.50 kN/cm <sup>2</sup>	λ <sub>w,2</sub>	83.000	
λ <sub>f,3</sub>	14.000	N <sub>Ed</sub>	0.00 kN	λ <sub>w,3</sub>	124.000	
(c/t) <sub>f</sub>	4.141	α <sub>w</sub>	0.500	(c/t) <sub>w</sub>	28.393	
Class <sub>f</sub>	1	σ <sub>f-yd,1</sub>	23.50 kN/cm <sup>2</sup>	Class <sub>w</sub>	1	
<b>Design Ratio</b>						
h	200.0 mm	χ <sub>LT</sub>	0.918	M <sub>h,y,LT</sub>	-33.07 kNm	
b	100.0 mm	k <sub>c</sub>	0.632	M <sub>s,y,LT</sub>	5.02 kNm	
h/b	2.00	f	0.831	α <sub>s,y,LT</sub>	-0.152	
BC <sub>LT</sub>	b	χ <sub>LT,mod</sub>	1.000	Load z	Unif. Dist.	
α <sub>LT</sub>	0.340	Type	Non-sway	C <sub>mLT</sub>	0.400	
E	21000.00 kN/cm <sup>2</sup>	Diagr M <sub>y</sub>	2) Max on Edge	Component	Torsion.	
G	8100.00 kN/cm <sup>2</sup>	ψ <sub>y</sub>	-0.152	Weak	0.400	
k <sub>z</sub>	1.000	M <sub>h,y</sub>	-33.07 kNm	k <sub>yy</sub>	0.400	
k <sub>w</sub>	1.000	M <sub>s,y</sub>	5.02 kNm	k <sub>yz</sub>	0.240	
L	2.670 m	α <sub>s,y</sub>	-0.152	k <sub>zy</sub>	1.000	
I <sub>w</sub>	12990.00 cm <sup>6</sup>	Load z	Unif. Dist.	k <sub>zz</sub>	0.400	
I <sub>t</sub>	7.02 cm <sup>4</sup>	C <sub>my</sub>	0.400	M <sub>y,Ed</sub>	33.07 kNm	
M <sub>cr,0</sub>	62.50 kNm	Type	Non-sway	W <sub>y</sub>	220.00 cm <sup>3</sup>	
C <sub>1</sub>	2.502	Diagr M <sub>z</sub>	2) Max on Edge	M <sub>y,Rk</sub>	51.70 kNm	
C <sub>2</sub>	0.117	ψ <sub>z</sub>	0.433	γ <sub>M1</sub>	1.000	
z <sub>g</sub>	100.0 mm	M <sub>h,z</sub>	0.89 kNm	η <sub>My</sub>	0.64	
M <sub>cr</sub>	144.78 kNm	M <sub>s,z</sub>	-0.12 kNm	M <sub>z,Ed</sub>	0.89 kNm	
W <sub>y</sub>	220.00 cm <sup>3</sup>	α <sub>s,z</sub>	-0.135	W <sub>z</sub>	44.61 cm <sup>3</sup>	
λ <sub>-LT</sub>	0.598	Load y	Unif. Dist.	M <sub>z,Rk</sub>	10.48 kNm	
λ <sub>-LT,0</sub>	0.400	C <sub>mz</sub>	0.400	η <sub>Mz</sub>	0.09	
β	0.750	Diagr M <sub>y,LT</sub>	2) Max on Edge	η <sub>1</sub>	0.28	
Φ <sub>LT</sub>	0.668	ψ <sub>y,LT</sub>	-0.152	η <sub>2</sub>	0.67	
LG2	MSN 2	3	0.000	0.35	≤ 1	363)   ULS
Stability Analysis - Biaxial Bending acc. to 6.3.3, Method 2						
<b>Material Values - Steel S 235</b>						
E	21000.00 kN/cm <sup>2</sup>	f <sub>y</sub>	23.50 kN/cm <sup>2</sup>			
G	8100.00 kN/cm <sup>2</sup>	f <sub>u</sub>	36.00 kN/cm <sup>2</sup>			
<b>Cross-section Values - IPE 200</b>						
I-shape rolled		A <sub>v,z</sub>	14.02 cm <sup>2</sup>	W <sub>pl,y</sub>	220.00 cm <sup>3</sup>	
h	200.0 mm	I <sub>y</sub>	1940.00 cm <sup>4</sup>	W <sub>pl,z</sub>	44.61 cm <sup>3</sup>	
b	100.0 mm	I <sub>z</sub>	142.00 cm <sup>4</sup>	I <sub>w</sub>	12990.00 cm <sup>6</sup>	
t <sub>w</sub>	5.6 mm	I <sub>t</sub>	7.02 cm <sup>4</sup>	Q <sub>y</sub>	110.00 cm <sup>3</sup>	
t <sub>f</sub>	8.5 mm	i <sub>y</sub>	82.6 mm	Q <sub>z</sub>	10.63 cm <sup>3</sup>	
r	12.0 mm	i <sub>z</sub>	22.4 mm	BC <sub>y</sub>	a	
A	28.50 cm <sup>2</sup>	S <sub>el,y</sub>	194.00 cm <sup>3</sup>	BC <sub>z</sub>	b	
A <sub>v,y</sub>	17.99 cm <sup>2</sup>	S <sub>el,z</sub>	28.50 cm <sup>3</sup>			
<b>Design Internal Forces</b>						
N <sub>Ed</sub>	0.00 kN	V <sub>z,Ed</sub>	-10.83 kN	M <sub>y,Ed</sub>	17.28 kNm	
V <sub>y,Ed</sub>	0.10 kN	T <sub>Ed</sub>	0.00 kNm	M <sub>z,Ed</sub>	-0.12 kNm	
<b>Cross-section Classification - Class 1</b>						
c <sub>f</sub>	35.2 mm	σ <sub>w,A</sub>	-7.08 kN/cm <sup>2</sup>	σ <sub>f-yd,2</sub>	-23.50 kN/cm <sup>2</sup>	
				ψ <sub>w</sub>	-1.000	



STEEL EC3  
CA1  
Steel Design

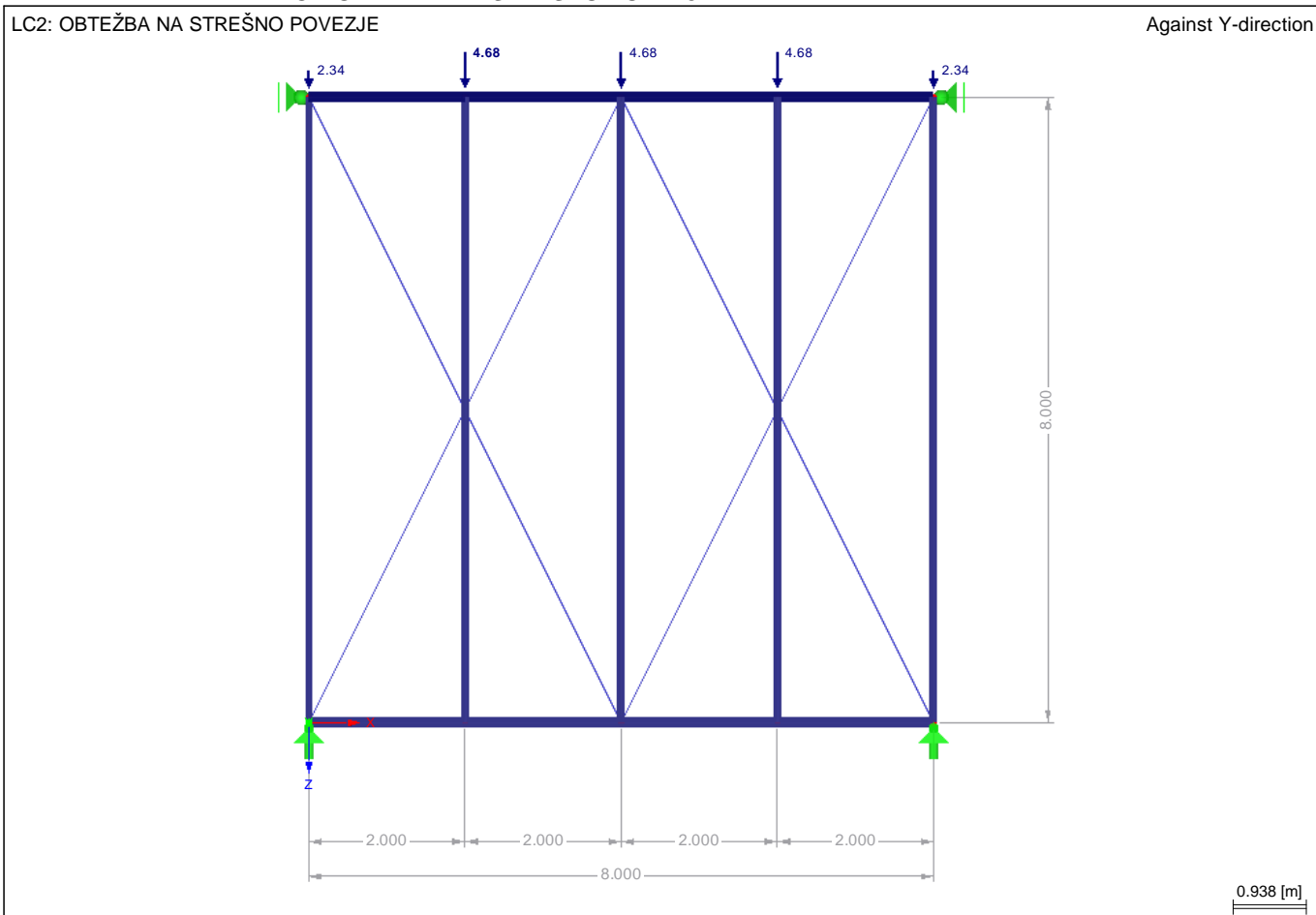
DESIGN BY LOAD CASE

LC/LG/ CO	Load Case or LG/CO Description	Member No	Location x x [m]	Design	Acc. to Formula
	$t_f$ 8.5 mm	$\sigma_{w,B}$	7.08 kN/cm <sup>2</sup>	$\varepsilon_w$	1.000
	$\varepsilon_f$ 1.000	$c_w$	159.0 mm	$\lambda_{w,1}$	72.000
	$\lambda_{f,1}$ 9.000	$t_w$	5.6 mm	$\lambda_{w,2}$	83.000
	$\lambda_{f,2}$ 10.000	$f_{yd,w}$	23.50 kN/cm <sup>2</sup>	$\lambda_{w,3}$	124.000
	$\lambda_{f,3}$ 14.000	$N_{Ed}$	0.00 kN	$(c/t)_w$	28.393
	$(c/t)_f$ 4.141	$\alpha_w$	0.500	Class <sub>w</sub>	1
	Class <sub>f</sub> 1	$\sigma_{f-yd,1}$	23.50 kN/cm <sup>2</sup>	Class	1
<b>Design Ratio</b>					
	$h$ 200.0 mm	$\chi_{LT}$	0.918	$M_{n,y,LT}$	17.28 kNm
	$b$ 100.0 mm	$k_c$	0.631	$M_{s,y,LT}$	-2.55 kNm
	$h/b$ 2.00	$f$	0.830	$\alpha_{s,y,LT}$	-0.148
	BC <sub>LT</sub> b	$\chi_{LT,mod}$	1.000	Load z	Unif. Dist.
				Load	
	$\alpha_{LT}$ 0.340	Type	Non-sway	$C_{mLT}$	0.400
	$E$ 21000.00 kN/cm <sup>2</sup>	Diagr $M_y$	2) Max on Edge	Component	Torsion. Weak
	$G$ 8100.00 kN/cm <sup>2</sup>	$\psi_y$	-0.148	$k_{yy}$	0.400
	$k_z$ 1.000	$M_{n,y}$	17.28 kNm	$k_{yz}$	0.589
	$k_w$ 1.000	$M_{s,y}$	-2.55 kNm	$k_{zy}$	1.000
	$L$ 2.670 m	$\alpha_{s,y}$	-0.148	$k_{zz}$	0.982
	$I_w$ 12990.00 cm <sup>6</sup>	Load z	Unif. Dist.	$M_{y,Ed}$	17.28 kNm
			Load		
	$I_t$ 7.02 cm <sup>4</sup>	$C_{my}$	0.400	$W_y$	220.00 cm <sup>3</sup>
	$M_{cr,0}$ 62.50 kNm	Type	Non-sway	$M_{y,Rk}$	51.70 kNm
	$C_1$ 2.515	Diagr $M_z$	3) Max in Field	$\gamma_{M1}$	1.000
	$C_2$ 0.122	$\psi_z$	-0.852	$\eta_{My}$	0.33
	$z_g$ 100.0 mm	$M_{n,z}$	0.14 kNm	$M_{z,Ed}$	0.15 kNm
	$M_{cr}$ 145.06 kNm	$M_{s,z}$	-0.15 kNm	$W_z$	44.61 cm <sup>3</sup>
	$W_y$ 220.00 cm <sup>3</sup>	$\alpha_{h,z}$	-0.917	$M_{z,Rk}$	10.48 kNm
	$\lambda_{LT}$ 0.597	Load y	Unif. Dist.	$\eta_{Mz}$	0.01
			Load		
	$\lambda_{LT,0}$ 0.400	$C_{mz}$	0.982	$\eta_1$	0.14
	$\beta$ 0.750	Diagr $M_{y,LT}$	2) Max on Edge	$\eta_2$	0.35
	$\Phi_{LT}$ 0.667	$\psi_{y,LT}$	-0.148		

■ **LOAD CASES**

LC No.	LC Description	LC Factor	Property of load case	Self-weight	Method of Analysis
2	OBTEŽBA NA STREŠNO POVEZJE	1.0000	Variable	-	Linear

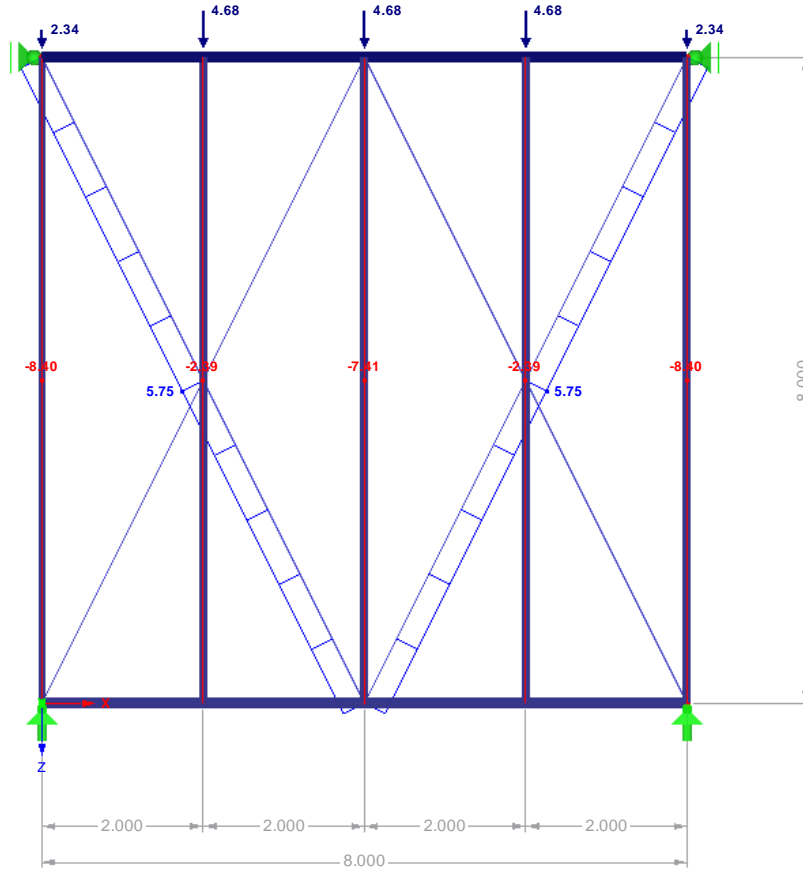
■ **LC2: OBTEŽBA NA STREŠNO POVEZJE**



MEMBERS N, LC2: OBTEŽBA NA STREŠNO POVEZJE

LC2: OBTEŽBA NA STREŠNO POVEZJE  
N

Against Y-direction



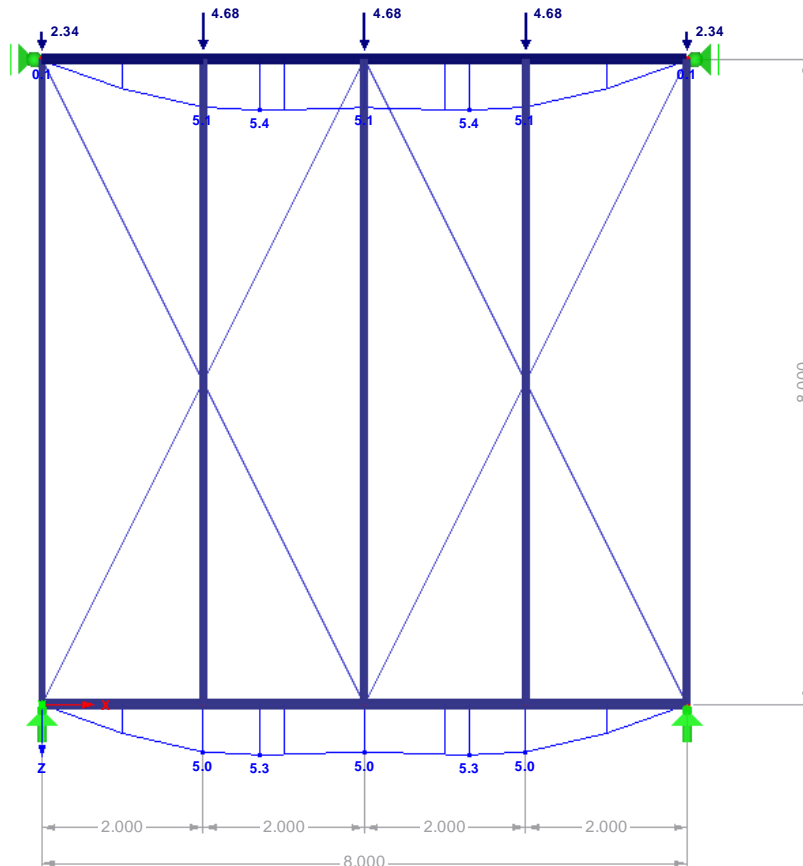
Max N: 5.75, Min N: -8.40 [kN]

0.938 [m]

MEMBERS U-Y, LC2: OBTEŽBA NA STREŠNO POVEZJE

LC2: OBTEŽBA NA STREŠNO POVEZJE  
u-y

Against Y-direction



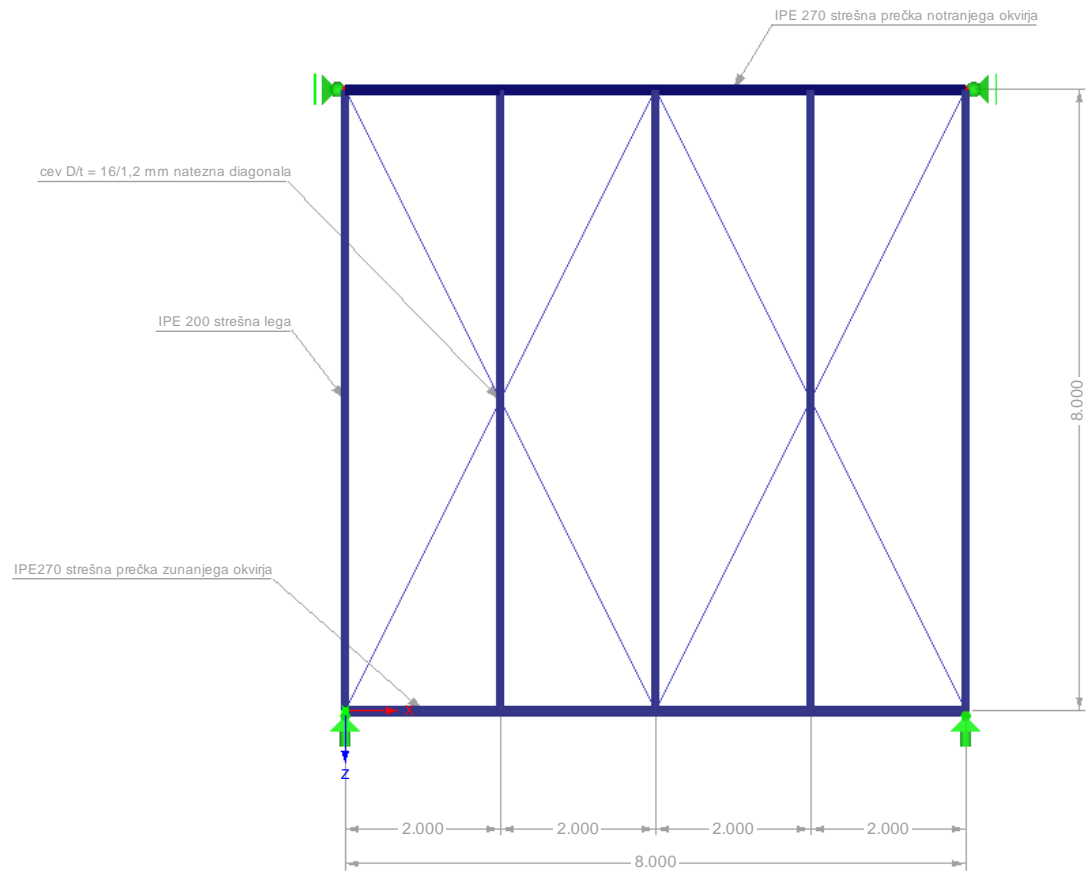
Max u-y: 5.4, Min u-y: 0.0 [mm]

0.938 [m]

## ELEMENTI STREŠNEGA POVEZJA

LC2: OBTEŽBA NA STREŠNO POVEZJE

Against Y-direction



STEEL EC3  
CA1  
Steel Design

DESIGN BY LOAD CASE

LC/LG/CO	Load Case or LG/CO Description	Member No	Location x x [m]	Design	Acc. to Formula
<b>Ultimate Limit State Design</b>					
LC2	OBTEŽBA NA STREŠNO POVEZJE Cross-section Check - Tension acc. to 6.2.3	9	0.000	0.44 ≤ 1	101) ULS
<b>Material Values - Steel S 235</b>					
E	21000.00 kN/cm <sup>2</sup>	$f_y$	23.50 kN/cm <sup>2</sup>		
G	8100.00 kN/cm <sup>2</sup>	$f_u$	36.00 kN/cm <sup>2</sup>		
<b>Cross-section Values - RO 16x1.2</b>					
Pipe					
$I_z$			0.15 cm <sup>4</sup>	$W_{pl,z}$	0.26 cm <sup>3</sup>
d	16.0 mm	$I_t$	0.31 cm <sup>4</sup>	$I_w$	0.00 cm <sup>6</sup>
t	1.2 mm	$i_y$	5.2 mm	$Q_y$	0.07 cm <sup>3</sup>
A	0.56 cm <sup>2</sup>	$i_z$	5.2 mm	$Q_z$	0.07 cm <sup>3</sup>
$A_{v,y}$	0.36 cm <sup>2</sup>	$S_{el,y}$	0.19 cm <sup>3</sup>	$BC_y$	a
$A_{v,z}$	0.36 cm <sup>2</sup>	$S_{el,z}$	0.19 cm <sup>3</sup>	$BC_z$	a
$I_y$	0.15 cm <sup>4</sup>	$W_{pl,y}$	0.26 cm <sup>3</sup>		
<b>Design Internal Forces</b>					
$N_{Ed}$	5.75 kN	$V_{z,Ed}$	0.00 kN	$M_{y,Ed}$	0.00 kNm
$V_{y,Ed}$	0.00 kN	$T_{Ed}$	0.00 kNm	$M_{z,Ed}$	0.00 kNm
<b>Cross-section Classification - No Compression</b>					
$\sigma$	10.31 kN/cm <sup>2</sup>				
<b>Design Ratio</b>					
$N_{t,Ed}$	5.75 kN	$N_{pl,Rd}$	13.11 kN	$N_{u,Rd}$	14.46 kN
A	0.56 cm <sup>2</sup>	$A_{net}$	0.56 cm <sup>2</sup>	$N_{t,Rd}$	13.11 kN
$f_y$	23.50 kN/cm <sup>2</sup>	$f_u$	36.00 kN/cm <sup>2</sup>	$\eta$	0.44
$\gamma_{M0}$	1.000	$\gamma_{M2}$	1.250		

### ■ LOAD CASES

LC No.	LC Description	LC Factor	Property of load case	Self-weight	Method of Analysis
1	LASTNA TEZA FASADNE LEGE	1.0000	Permanent	1.00	Linear
2	LASTNA TEZA FASADNE PLOSCE	1.0000	Permanent	-	Linear
3	OBTEZBA VETRA	1.0000	Variable	-	Linear

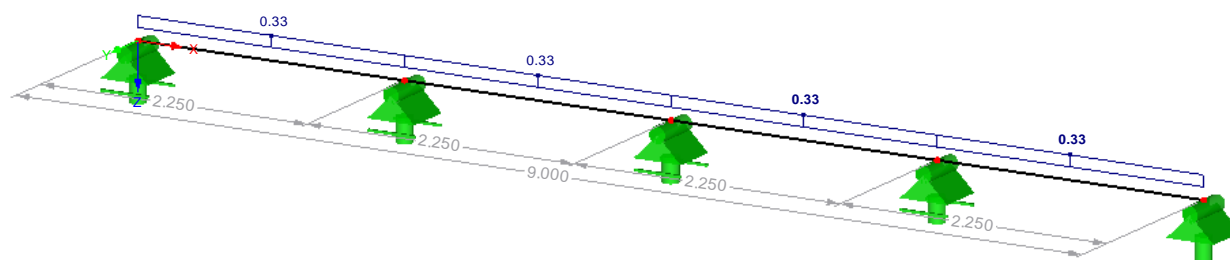
### ■ LOAD GROUPS

LG No.	LG-Description	Factor	Load Cases in LG	Method of Analysis
1	MSN	1.0000	1.35*LC1 + 1.35*LC2 + 1.5*LC3	Linear
2	MSU	1.0000	LC1 + LC2 + LC3	Linear

### ■ LC2: LASTNA TEZA FASADNE PLOSCE

LC2: LASTNA TEZA FASADNE PLOSCE

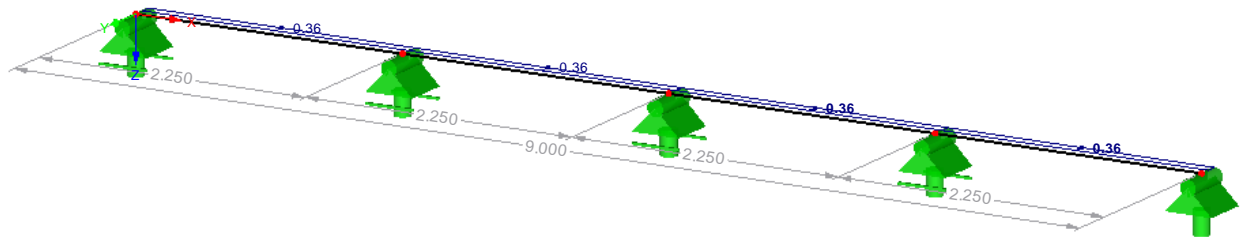
Isometric



LC3: OBTEZBA VETRA

LC3: OBTEZBA VETRA

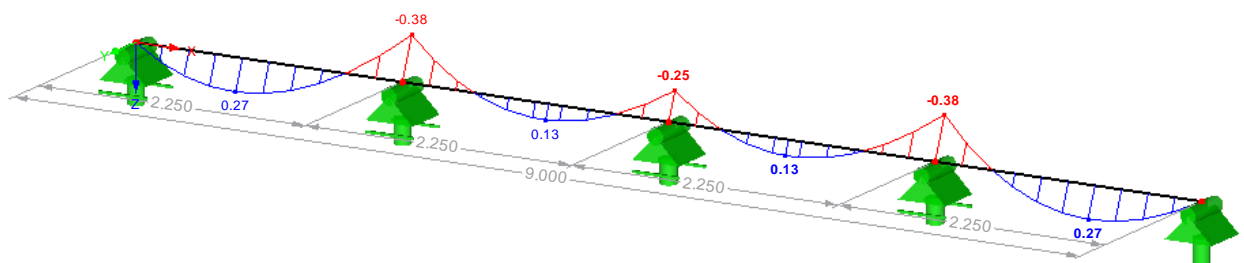
Isometric



MEMBERS M-V, LG1: MSN

LG1: MSN  
M-v

Isometric

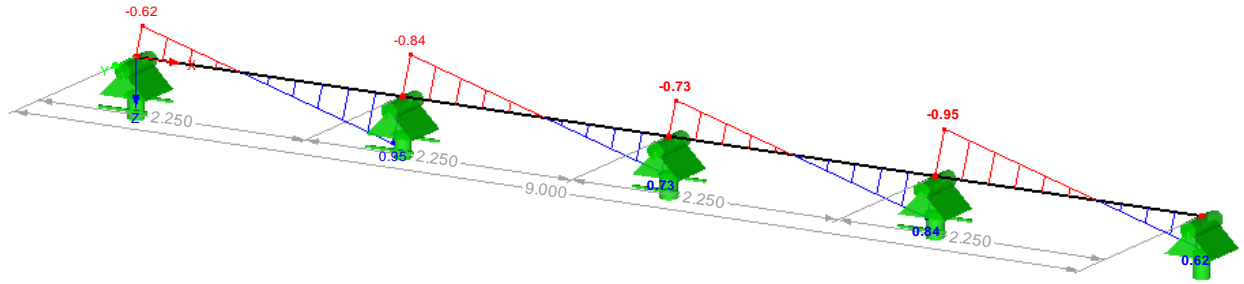


Max M-v: 0.27, Min M-v: -0.38 [kNm]

MEMBERS V-U, LG1: MSN

LG1: MSN  
V-u

Isometric

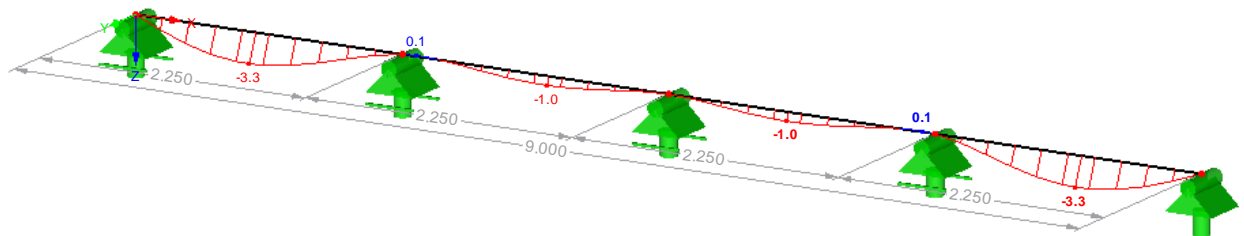


Max V-u: 0.95, Min V-u: -0.95 [kN]

MEMBERS U-U, LG2: MSU

LG2: MSU  
u-u

Isometric



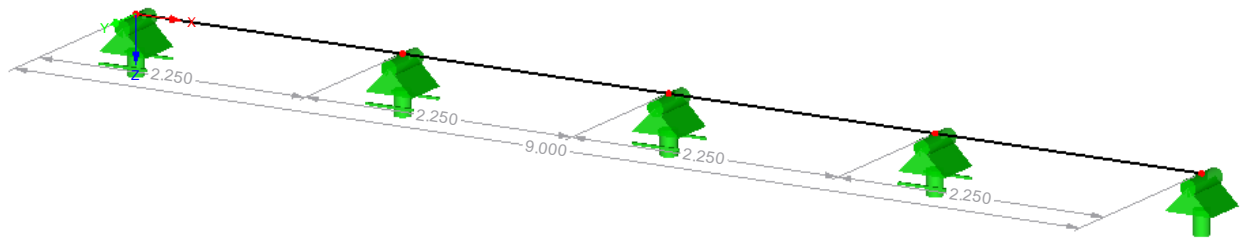
Max u-u: 0.1, Min u-u: -3.3 [mm]



■ **STATICNI MODEL**

LG2: MSU

Isometric



STEEL EC3  
CA1  
Steel Design

DESIGN BY LOAD CASE

LC/LG/CO	Load Case or LG/CO Description	Member No	Location x x [m]	Design	Acc. to Formula
<b>Ultimate Limit State Design</b>					
LG1	MSN	1	2.250	0.31 ≤ 1	163) ULS
Cross-section Check - Biaxial Bending and Shear Force acc. to 6.2.9.2 and 6.2.10 - Class 3 - General Cros					
<b>Material Values - Steel S 235</b>					
E	21000.00 kN/cm <sup>2</sup>	f <sub>y</sub>	23.50 kN/cm <sup>2</sup>		
G	8100.00 kN/cm <sup>2</sup>	f <sub>u</sub>	36.00 kN/cm <sup>2</sup>		
<b>Cross-section Values - Z(A) 51.5/4/100/51.5/4</b>					
General					
A	7.80 cm <sup>2</sup>	v <sub>S</sub>	0.0 mm	v <sub>M</sub>	0.0 mm
A <sub>v,u</sub>	3.22 cm <sup>2</sup>	i <sub>u</sub>	39.4 mm	I <sub>w</sub>	461.44 cm <sup>6</sup>
A <sub>v,v</sub>	3.83 cm <sup>2</sup>	i <sub>v</sub>	20.4 mm	r <sub>u</sub>	0.0 mm
I <sub>u</sub>	141.21 cm <sup>4</sup>	S <sub>el,u</sub>	21.55 cm <sup>3</sup>	r <sub>v</sub>	0.0 mm
I <sub>v</sub>	12.12 cm <sup>4</sup>	S <sub>el,v</sub>	4.45 cm <sup>3</sup>	Q <sub>u</sub>	14.55 cm <sup>3</sup>
I <sub>t</sub>	0.41 cm <sup>4</sup>	W <sub>pl,u</sub>	29.81 cm <sup>3</sup>	Q <sub>v</sub>	1.52 cm <sup>3</sup>
u <sub>S</sub>	0.0 mm	W <sub>pl,v</sub>	8.31 cm <sup>3</sup>	BC <sub>u</sub>	c
		u <sub>M</sub>	0.0 mm	BC <sub>v</sub>	c
<b>Design Internal Forces</b>					
N <sub>Ed</sub>	0.00 kN	V <sub>v,Ed</sub>	-0.39 kN	M <sub>u,Ed</sub>	-0.16 kNm
V <sub>u,Ed</sub>	0.95 kN	T <sub>Ed</sub>	0.00 kNm	M <sub>v,Ed</sub>	-0.38 kNm
<b>Design Ratio</b>					
SP-No.	1	σ <sub>x,Ed</sub>	-7.30 kN/cm <sup>2</sup>	γ <sub>M0</sub>	1.000
M <sub>u,Ed</sub>	-0.16 kNm	V <sub>v,Ed</sub>	0.39 kN	V <sub>pl,v,Rd</sub>	52.03 kN
I <sub>u</sub>	141.21 cm <sup>4</sup>	Q <sub>u</sub>	0.00 cm <sup>3</sup>	V <sub>pl,u,Rd</sub>	43.72 kN
v <sub>SP</sub>	-65.5 mm	t	4.0 mm	v <sub>v</sub>	0.008
σ <sub>x,Mu,Ed</sub>	0.72 kN/cm <sup>2</sup>	τ <sub>V,v,Ed</sub>	0.00 kN/cm <sup>2</sup>	v <sub>u</sub>	0.022
M <sub>v,Ed</sub>	-0.38 kNm	V <sub>u,Ed</sub>	0.95 kN	σ <sub>x,Rd</sub>	23.50 kN/cm <sup>2</sup>
I <sub>v</sub>	12.12 cm <sup>4</sup>	Q <sub>v</sub>	0.00 cm <sup>3</sup>	η	0.31
u <sub>SP</sub>	-25.6 mm	τ <sub>V,u,Ed</sub>	0.00 kN/cm <sup>2</sup>		
σ <sub>x,Mv,Ed</sub>	-8.02 kN/cm <sup>2</sup>	f <sub>y</sub>	23.50 kN/cm <sup>2</sup>		

### ■ LOAD CASES

LC No.	LC Description	LC Factor	Property of load case	Self-weight	Method of Analysis
1	LASTNA TEZA FASADNE LEGE	1.0000	Permanent	1.00	Linear
2	LASTNA TEZA FASADNE PLOSCE	1.0000	Permanent	-	Linear
3	OBTEZBA VETRA	1.0000	Variable	-	Linear

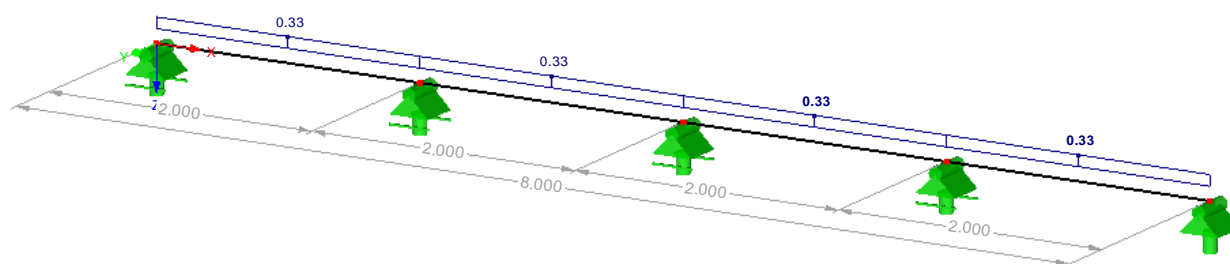
### ■ LOAD GROUPS

LG No.	LG-Description	Factor	Load Cases in LG	Method of Analysis
1	MSN	1.0000	1.35*LC1 + 1.35*LC2 + 1.5*LC3	Linear
2	MSU	1.0000	LC1 + LC2 + LC3	Linear

### ■ LC2: LASTNA TEZA FASADNE PLOSCE

LC2: LASTNA TEZA FASADNE PLOSCE

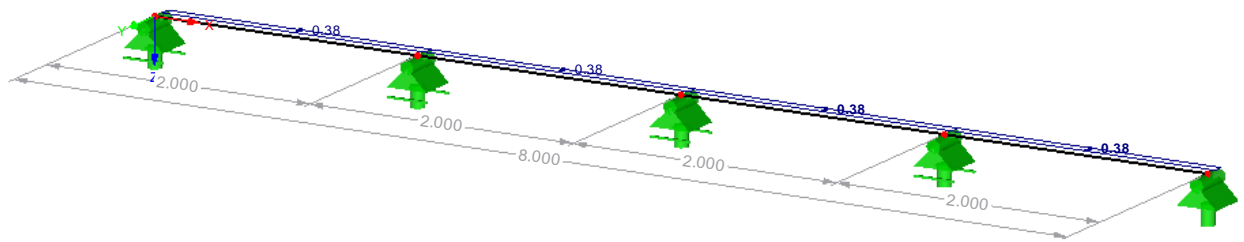
Isometric



■ LC3: OBTEZBA VETRA

LC3: OBTEZBA VETRA

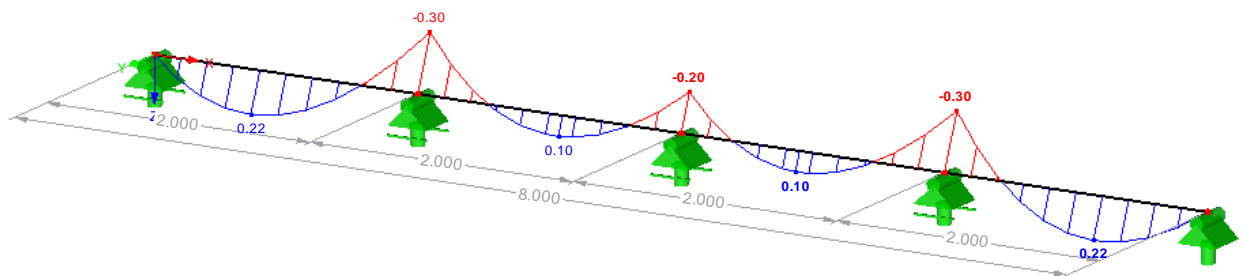
Isometric



■ MEMBERS M-V, LG1: MSN

LG1: MSN  
M-v

Isometric

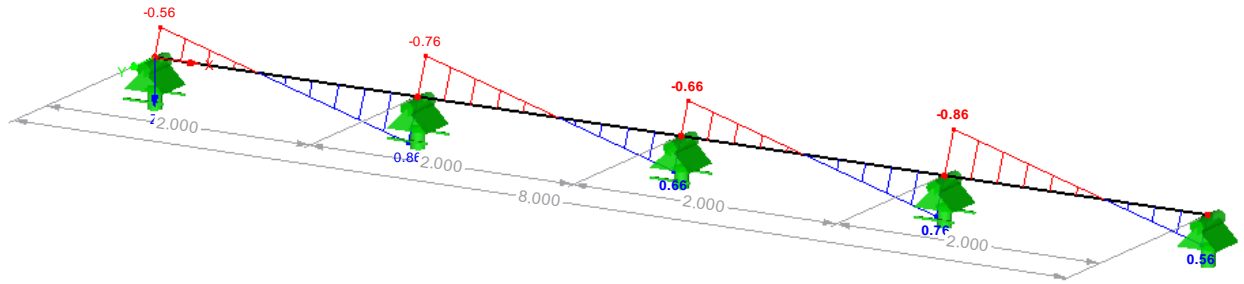


Max M-v: 0.22, Min M-v: -0.30 [kNm]

MEMBERS V-U, LG1: MSN

LG1: MSN  
V-u

Isometric

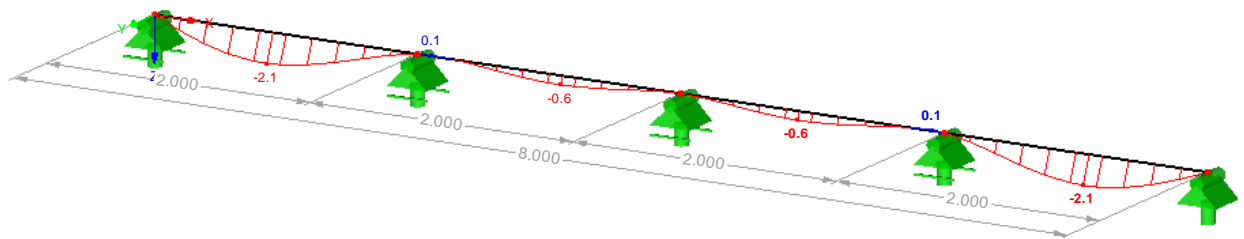


Max V-u: 0.86, Min V-u: -0.86 [kN]

MEMBERS U-U, LG2: MSU

LG2: MSU  
u-u

Isometric

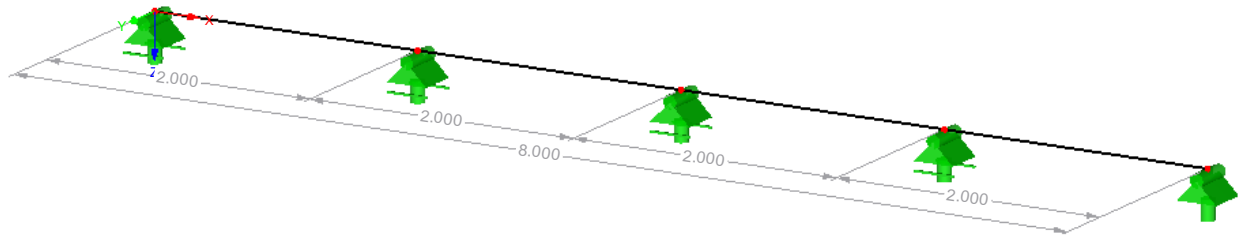


Max u-u: 0.1, Min u-u: -2.1 [mm]

■ **STATICNI MODEL**

LG2: MSU

Isometric



DESIGN BY LOAD CASE

LC/LG/CO	Load Case or LG/CO Description	Member No	Location x x [m]	Design	Acc. to Formula
<b>Ultimate Limit State Design</b>					
LG1	MSN	1	2.000	0.25 ≤ 1	163) ULS
Cross-section Check - Biaxial Bending and Shear Force acc. to 6.2.9.2 and 6.2.10 - Class 3 - General Cros					
<b>Material Values - Steel S 235</b>					
E	21000.00 kN/cm <sup>2</sup>	f <sub>y</sub>	23.50 kN/cm <sup>2</sup>		
G	8100.00 kN/cm <sup>2</sup>	f <sub>u</sub>	36.00 kN/cm <sup>2</sup>		
<b>Cross-section Values - Z(A) 51.5/4/4/100/51.4/4</b>					
General					
A	7.80 cm <sup>2</sup>	v <sub>S</sub>	0.0 mm	v <sub>M</sub>	-0.1 mm
A <sub>v,u</sub>	3.22 cm <sup>2</sup>	i <sub>u</sub>	39.4 mm	I <sub>w</sub>	460.19 cm <sup>6</sup>
A <sub>v,v</sub>	3.83 cm <sup>2</sup>	i <sub>v</sub>	20.4 mm	r <sub>u</sub>	0.0 mm
I <sub>u</sub>	141.05 cm <sup>4</sup>	S <sub>el,u</sub>	21.54 cm <sup>3</sup>	r <sub>v</sub>	-0.2 mm
I <sub>v</sub>	12.09 cm <sup>4</sup>	S <sub>el,v</sub>	4.44 cm <sup>3</sup>	Q <sub>u</sub>	14.53 cm <sup>3</sup>
I <sub>t</sub>	0.41 cm <sup>4</sup>	W <sub>pl,u</sub>	29.78 cm <sup>3</sup>	Q <sub>v</sub>	1.52 cm <sup>3</sup>
u <sub>S</sub>	0.0 mm	W <sub>pl,v</sub>	8.29 cm <sup>3</sup>	BC <sub>u</sub>	c
		u <sub>M</sub>	0.0 mm	BC <sub>v</sub>	c
<b>Design Internal Forces</b>					
N <sub>Ed</sub>	0.00 kN	V <sub>v,Ed</sub>	-0.38 kN	M <sub>u,Ed</sub>	-0.13 kNm
V <sub>u,Ed</sub>	0.86 kN	T <sub>Ed</sub>	0.00 kNm	M <sub>v,Ed</sub>	-0.30 kNm
<b>Design Ratio</b>					
SP-No.	4	σ <sub>x,Ed</sub>	5.88 kN/cm <sup>2</sup>	γ <sub>M0</sub>	1.000
M <sub>u,Ed</sub>	-0.13 kNm	V <sub>v,Ed</sub>	0.38 kN	V <sub>pl,v,Rd</sub>	52.03 kN
I <sub>u</sub>	141.05 cm <sup>4</sup>	Q <sub>u</sub>	10.39 cm <sup>3</sup>	V <sub>pl,u,Rd</sub>	43.67 kN
v <sub>SP</sub>	-45.1 mm	t	4.0 mm	v <sub>v</sub>	0.007
σ <sub>x,Mu,Ed</sub>	0.43 kN/cm <sup>2</sup>	τ <sub>V,v,Ed</sub>	0.07 kN/cm <sup>2</sup>	v <sub>u</sub>	0.020
M <sub>v,Ed</sub>	-0.30 kNm	V <sub>u,Ed</sub>	0.86 kN	σ <sub>x,Rd</sub>	23.50 kN/cm <sup>2</sup>
I <sub>v</sub>	12.09 cm <sup>4</sup>	Q <sub>v</sub>	0.85 cm <sup>3</sup>	η	0.25
u <sub>SP</sub>	21.6 mm	τ <sub>V,u,Ed</sub>	0.15 kN/cm <sup>2</sup>		
σ <sub>x,Mv,Ed</sub>	5.45 kN/cm <sup>2</sup>	f <sub>y</sub>	23.50 kN/cm <sup>2</sup>		

### LOAD CASES

LC No.	LC Description	LC Factor	Property of load case	Self-weight	Method of Analysis
1	LASTNA TEZA FASADNEGA STEBRA	1.0000	Permanent	1.00	Linear
2	STALNA OBTEZBA	1.0000	Permanent	-	Linear
3	Lastna teza fasadnih plosc in fasadnih leg OBTEZBA VETRA	1.0000	Variable	-	Linear

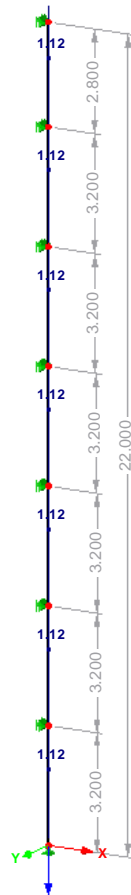
### LOAD GROUPS

LG No.	LG-Description	Factor	Load Cases in LG	Method of Analysis
1	MSN	1.0000	1.35*LC1 + 1.35*LC2 + 1.5*LC3	Linear
2	MSU	1.0000	LC1 + LC3 + LC2	Linear

### LC2: STALNA OBTEZBA

LC2: STALNA OBTEZBA

Isometric

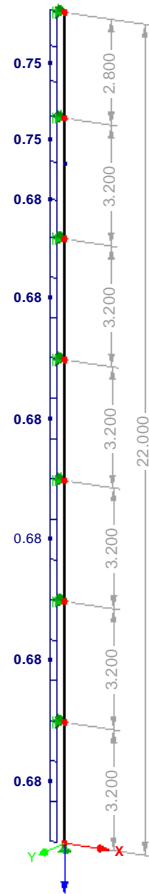




LC3: OBTEŽBA VETRA

LC3: OBTEŽBA VETRA

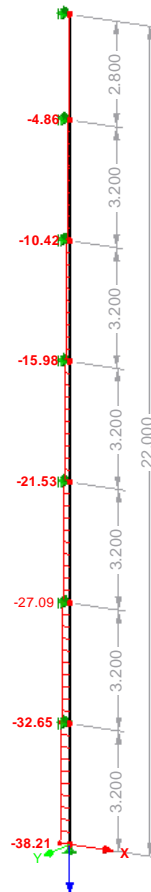
Isometric



MEMBERS N, LG1: MSN

LG1: MSN  
N

Isometric

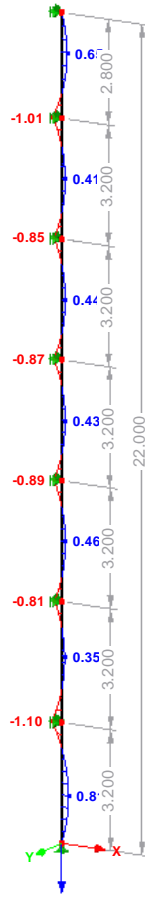


Max N: 0.00, Min N: -38.21 [kN]

MEMBERS M-Y, LG1: MSN

LG1: MSN  
M-y

Isometric

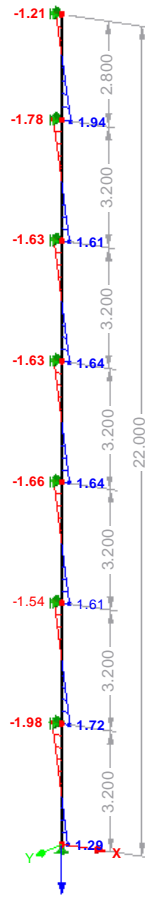


Max M-y: 0.81, Min M-y: -1.10 [kNm]

MEMBERS V-Z, LG1: MSN

LG1: MSN  
V-z

Isometric

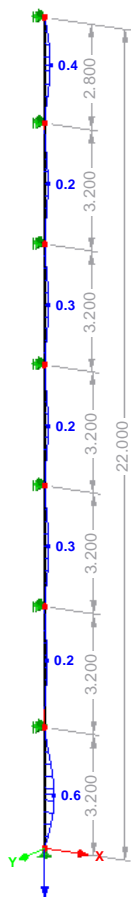


Max V-z: 1.94, Min V-z: -1.98 [kN]

### MEMBERS U-Z, LG2: MSU

LG2: MSU  
u-z

Isometric

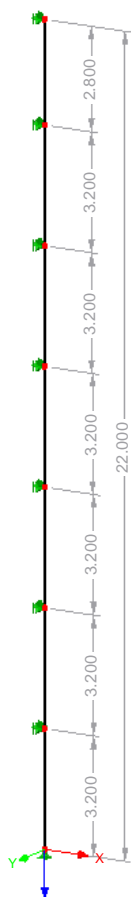


Max u-z: 0.6, Min u-z: 0.0 [mm]

### STATICNI MODEL

LG2: MSU

Isometric



DESIGN BY LOAD CASE

LC/LG/CO	Load Case or LG/CO Description	Member No	Location x x [m]	Design	Acc. to Formula
<b>Ultimate Limit State Design</b>					
LG1	MSN	1	0.000	0.21 ≤ 1	312) ULS
Stability Analysis - Flexural Buckling around z-Axis acc. to 6.3.1.1 and 6.3.1.2					
<b>Material Values - Steel S 235</b>					
E	21000.00 kN/cm <sup>2</sup>	f <sub>y</sub>	23.50 kN/cm <sup>2</sup>		
G	8100.00 kN/cm <sup>2</sup>	f <sub>u</sub>	36.00 kN/cm <sup>2</sup>		
<b>Cross-section Values - HE-A 100</b>					
	I-shape rolled	A <sub>v,z</sub>	7.52 cm <sup>2</sup>	W <sub>pl,y</sub>	83.00 cm <sup>3</sup>
h	96.0 mm	I <sub>y</sub>	349.00 cm <sup>4</sup>	W <sub>pl,z</sub>	41.14 cm <sup>3</sup>
b	100.0 mm	I <sub>z</sub>	134.00 cm <sup>4</sup>	I <sub>w</sub>	2581.00 cm <sup>6</sup>
t <sub>w</sub>	5.0 mm	I <sub>t</sub>	5.26 cm <sup>4</sup>	Q <sub>y</sub>	41.50 cm <sup>3</sup>
t <sub>f</sub>	8.0 mm	i <sub>y</sub>	40.6 mm	Q <sub>z</sub>	10.00 cm <sup>3</sup>
r	12.0 mm	i <sub>z</sub>	25.1 mm	BC <sub>y</sub>	b
A	21.20 cm <sup>2</sup>	S <sub>el,y</sub>	72.80 cm <sup>3</sup>	BC <sub>z</sub>	c
A <sub>v,y</sub>	16.85 cm <sup>2</sup>	S <sub>el,z</sub>	26.80 cm <sup>3</sup>		
<b>Design Internal Forces</b>					
N <sub>Ed</sub>	-38.21 kN	V <sub>z,Ed</sub>	1.29 kN	M <sub>y,Ed</sub>	0.00 kNm
V <sub>y,Ed</sub>	0.00 kN	T <sub>Ed</sub>	0.00 kNm	M <sub>z,Ed</sub>	0.00 kNm
<b>Cross-section Classification - Class 1</b>					
c <sub>f</sub>	35.5 mm	σ <sub>w,A</sub>	-1.80 kN/cm <sup>2</sup>	σ <sub>f-yd,2</sub>	23.50 kN/cm <sup>2</sup>
t <sub>f</sub>	8.0 mm	σ <sub>w,B</sub>	-1.80 kN/cm <sup>2</sup>	ψ <sub>w</sub>	1.000
ε <sub>f</sub>	1.000	c <sub>w</sub>	56.0 mm	ε <sub>w</sub>	1.000
λ <sub>f,1</sub>	9.000	t <sub>w</sub>	5.0 mm	λ <sub>w,1</sub>	33.000
λ <sub>f,2</sub>	10.000	f <sub>yd,w</sub>	23.50 kN/cm <sup>2</sup>	λ <sub>w,2</sub>	38.000
λ <sub>f,3</sub>	14.000	N <sub>Ed</sub>	-38.21 kN	λ <sub>w,3</sub>	42.000
(c/t) <sub>f</sub>	4.438	α <sub>w</sub>	1.000	(c/t) <sub>w</sub>	11.200
Class <sub>f</sub>	1	σ <sub>f-yd,1</sub>	23.50 kN/cm <sup>2</sup>	Class <sub>w</sub>	1
<b>Design Ratio</b>					
E	21000.00 kN/cm <sup>2</sup>	λ <sub>-z</sub>	1.355	χ <sub>z</sub>	0.366
I <sub>z</sub>	134.00 cm <sup>4</sup>	N <sub>Ed</sub>	38.21 kN	γ <sub>M1</sub>	1.000
L <sub>cr,z</sub>	3.200 m	η <sub>N,cr</sub>	0.141	N <sub>b,z,Rd</sub>	182.48 kN
N <sub>cr,z</sub>	271.22 kN	BC <sub>z</sub>	c	η	0.21
A	21.20 cm <sup>2</sup>	α <sub>z</sub>	0.490		
f <sub>y</sub>	23.50 kN/cm <sup>2</sup>	Φ <sub>z</sub>	1.701		

### LOAD CASES

LC No.	LC Description	LC Factor	Property of load case	Self-weight	Method of Analysis
1	LASTNA TEZA FASADNEGA STEBRA	1.0000	Permanent	1.00	Linear
2	STALNA OBTEZBA	1.0000	Permanent	-	Linear
3	Lastna teza fasadnih plosc in fasadnih leg OBTEZBA VETRA	1.0000	Variable	-	Linear

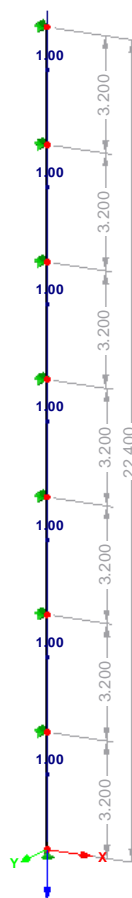
### LOAD GROUPS

LG No.	LG-Description	Factor	Load Cases in LG	Method of Analysis
1	MSN	1.0000	1.35*LC1 + 1.35*LC2 + 1.5*LC3	Linear
2	MSU	1.0000	LC1 + LC3 + LC2	Linear

### LC2: STALNA OBTEZBA

LC2: STALNA OBTEZBA

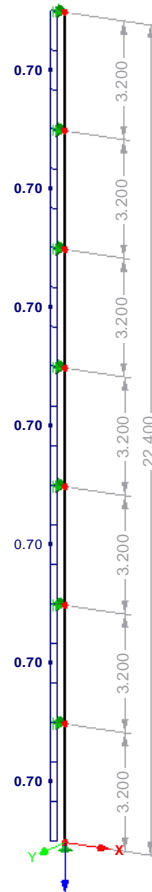
Isometric



LC3: OBTEŽBA VETRA

LC3: OBTEŽBA VETRA

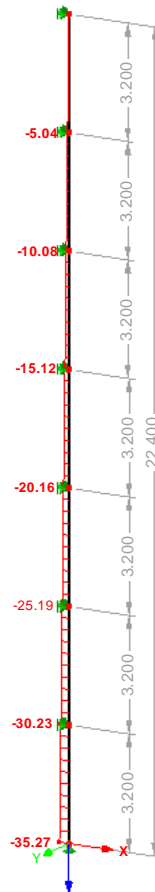
Isometric



MEMBERS N, LG1: MSN

LG1: MSN  
N

Isometric

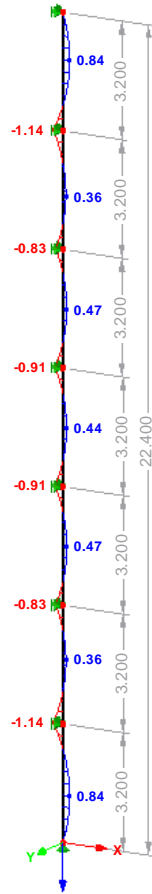


Max N: 0.00, Min N: -35.27 [kN]

MEMBERS M-Y, LG1: MSN

LG1: MSN  
M-y

Isometric

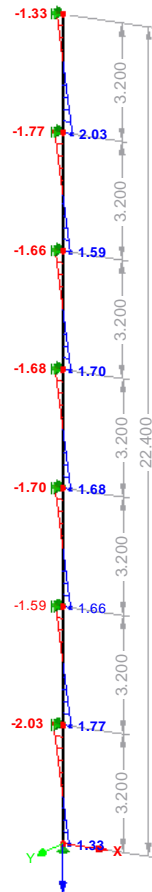


Max M-y: 0.84, Min M-y: -1.14 [kNm]

MEMBERS V-Z, LG1: MSN

LG1: MSN  
V-z

Isometric



Max V-z: 2.03, Min V-z: -2.03 [kN]

MEMBERS U-Z, LG2: MSU

LG2: MSU  
u-z

Isometric

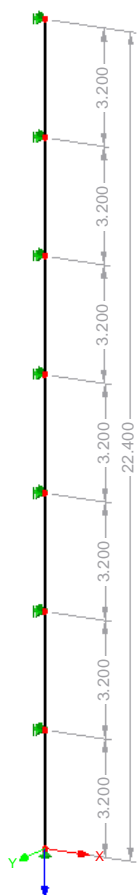


Max u-z: 0.7, Min u-z: 0.0 [mm]

STATICNI MODEL

LG2: MSU

Isometric





DESIGN BY LOAD CASE

LC/LG/CO	Load Case or LG/CO Description	Member No	Location x x [m]	Design	Acc. to Formula
<b>Ultimate Limit State Design</b>					
LG1	MSN	1	0.000	0.19 ≤ 1	312) ULS
Stability Analysis - Flexural Buckling around z-Axis acc. to 6.3.1.1 and 6.3.1.2					
<b>Material Values - Steel S 235</b>					
E	21000.00 kN/cm <sup>2</sup>	f <sub>y</sub>	23.50 kN/cm <sup>2</sup>		
G	8100.00 kN/cm <sup>2</sup>	f <sub>u</sub>	36.00 kN/cm <sup>2</sup>		
<b>Cross-section Values - HE-A 100</b>					
	I-shape rolled	A <sub>v,z</sub>	7.52 cm <sup>2</sup>	W <sub>pl,y</sub>	83.00 cm <sup>3</sup>
h	96.0 mm	I <sub>y</sub>	349.00 cm <sup>4</sup>	W <sub>pl,z</sub>	41.14 cm <sup>3</sup>
b	100.0 mm	I <sub>z</sub>	134.00 cm <sup>4</sup>	I <sub>w</sub>	2581.00 cm <sup>6</sup>
t <sub>w</sub>	5.0 mm	I <sub>t</sub>	5.26 cm <sup>4</sup>	Q <sub>y</sub>	41.50 cm <sup>3</sup>
t <sub>f</sub>	8.0 mm	i <sub>y</sub>	40.6 mm	Q <sub>z</sub>	10.00 cm <sup>3</sup>
r	12.0 mm	i <sub>z</sub>	25.1 mm	BC <sub>y</sub>	b
A	21.20 cm <sup>2</sup>	S <sub>el,y</sub>	72.80 cm <sup>3</sup>	BC <sub>z</sub>	c
A <sub>v,y</sub>	16.85 cm <sup>2</sup>	S <sub>el,z</sub>	26.80 cm <sup>3</sup>		
<b>Design Internal Forces</b>					
N <sub>Ed</sub>	-35.27 kN	V <sub>z,Ed</sub>	1.33 kN	M <sub>y,Ed</sub>	0.00 kNm
V <sub>y,Ed</sub>	0.00 kN	T <sub>Ed</sub>	0.00 kNm	M <sub>z,Ed</sub>	0.00 kNm
<b>Cross-section Classification - Class 1</b>					
c <sub>f</sub>	35.5 mm	σ <sub>w,A</sub>	-1.66 kN/cm <sup>2</sup>	σ <sub>f-yd,2</sub>	23.50 kN/cm <sup>2</sup>
t <sub>f</sub>	8.0 mm	σ <sub>w,B</sub>	-1.66 kN/cm <sup>2</sup>	ψ <sub>w</sub>	1.000
ε <sub>f</sub>	1.000	c <sub>w</sub>	56.0 mm	ε <sub>w</sub>	1.000
λ <sub>f,1</sub>	9.000	t <sub>w</sub>	5.0 mm	λ <sub>w,1</sub>	33.000
λ <sub>f,2</sub>	10.000	f <sub>yd,w</sub>	23.50 kN/cm <sup>2</sup>	λ <sub>w,2</sub>	38.000
λ <sub>f,3</sub>	14.000	N <sub>Ed</sub>	-35.27 kN	λ <sub>w,3</sub>	42.000
(c/t) <sub>f</sub>	4.438	α <sub>w</sub>	1.000	(c/t) <sub>w</sub>	11.200
Class <sub>f</sub>	1	σ <sub>f-yd,1</sub>	23.50 kN/cm <sup>2</sup>	Class <sub>w</sub>	1
<b>Design Ratio</b>					
E	21000.00 kN/cm <sup>2</sup>	λ <sub>-z</sub>	1.355	χ <sub>z</sub>	0.366
I <sub>z</sub>	134.00 cm <sup>4</sup>	N <sub>Ed</sub>	35.27 kN	γ <sub>M1</sub>	1.000
L <sub>cr,z</sub>	3.200 m	η <sub>N,cr</sub>	0.130	N <sub>b,z,Rd</sub>	182.48 kN
N <sub>cr,z</sub>	271.22 kN	BC <sub>z</sub>	c	η	0.19
A	21.20 cm <sup>2</sup>	α <sub>z</sub>	0.490		
f <sub>y</sub>	23.50 kN/cm <sup>2</sup>	Φ <sub>z</sub>	1.701		

### LOAD CASES

LC No.	LC Description	LC Factor	Property of load case	Self-weight	Method of Analysis
1	LASTNA TEZA	1.0000	Permanent	1.00	Linear
2	LASTNA TEZA MEDETAZNE KONSTRUKCIJE	1.0000	Permanent	-	Linear
3	KORISTNA OBTEZBA	1.0000	Variable	-	Linear
5	SNEG	1.0000	Variable	-	Linear
6	VETER	1.0000	Variable	-	Linear
8	LASTNA TEZA STRES. KRITINE IN FASADE	1.0000	Permanent	-	Linear

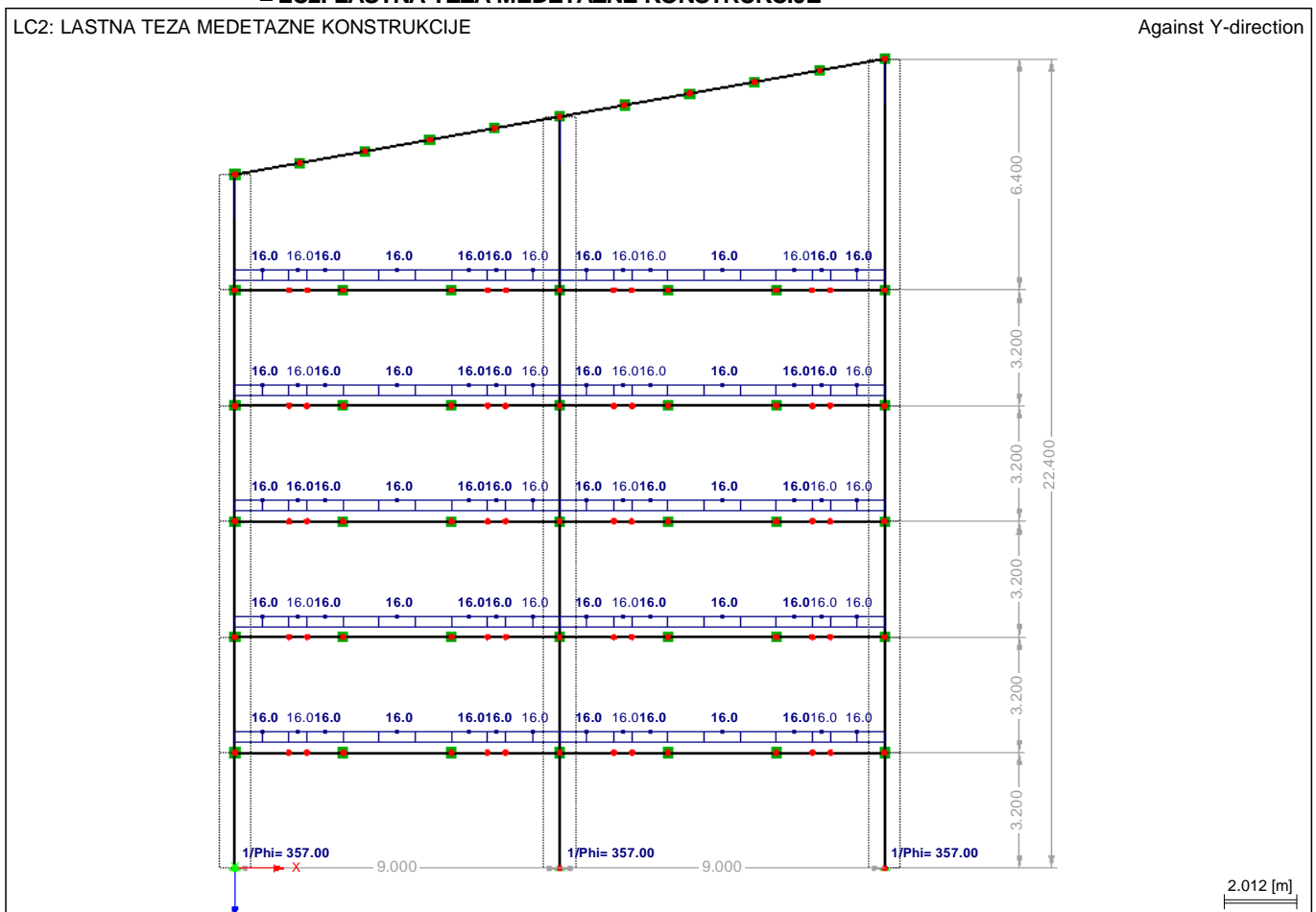
### LOAD GROUPS

LG No.	LG-Description	Factor	Load Cases in LG	Method of Analysis
1	MSN 1	1.0000	LC1 + LC2 + 0.5*LC3	Linear
2	MSN 2	1.0000	LC1 + LC2 + 0.2*LC5 + 0.3*LC3	Linear
3	MSN 3	1.0000	LC1 + LC2 + 0.5*LC6 + 0.3*LC3	Linear

### LC2: LASTNA TEZA MEDETAZNE KONSTRUKCIJE

LC2: LASTNA TEZA MEDETAZNE KONSTRUKCIJE

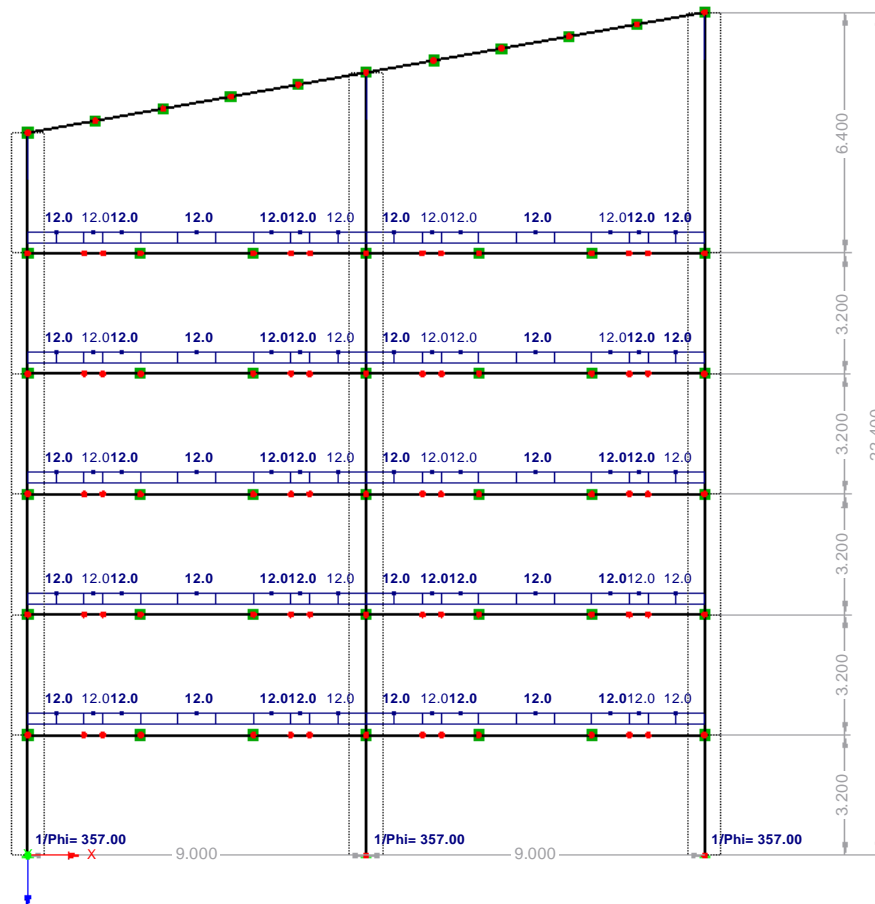
Against Y-direction



### LC3: KORISTNA OBTEZBA

LC3: KORISTNA OBTEZBA

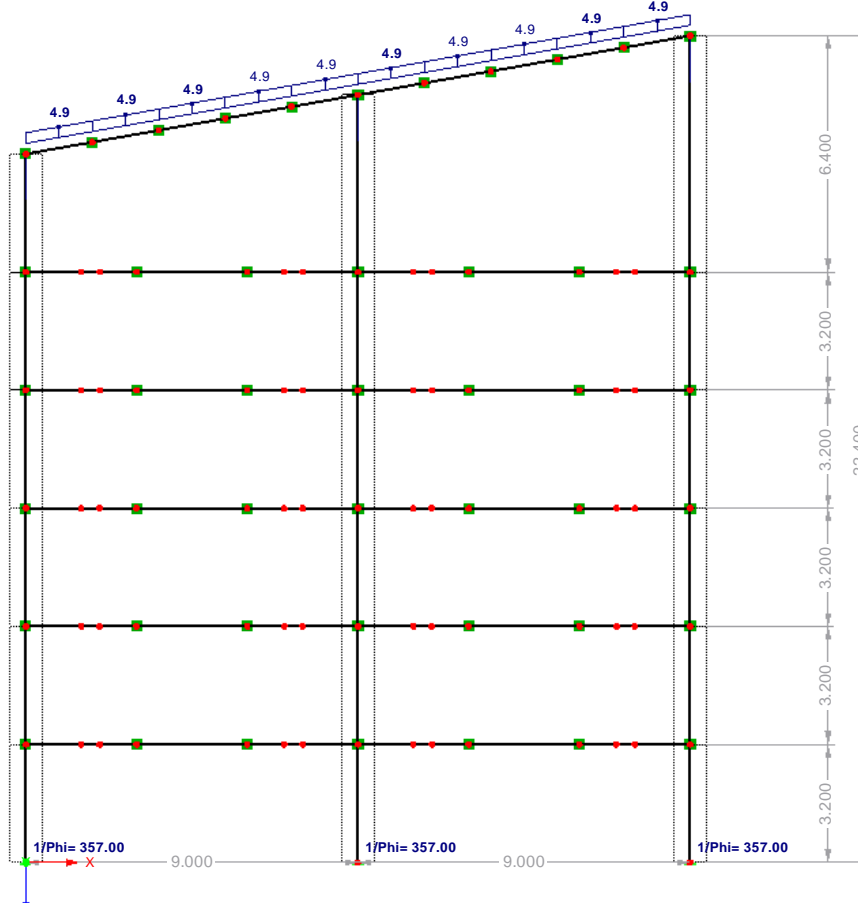
Against Y-direction



### LC5: SNEG

LC5: SNEG

Against Y-direction



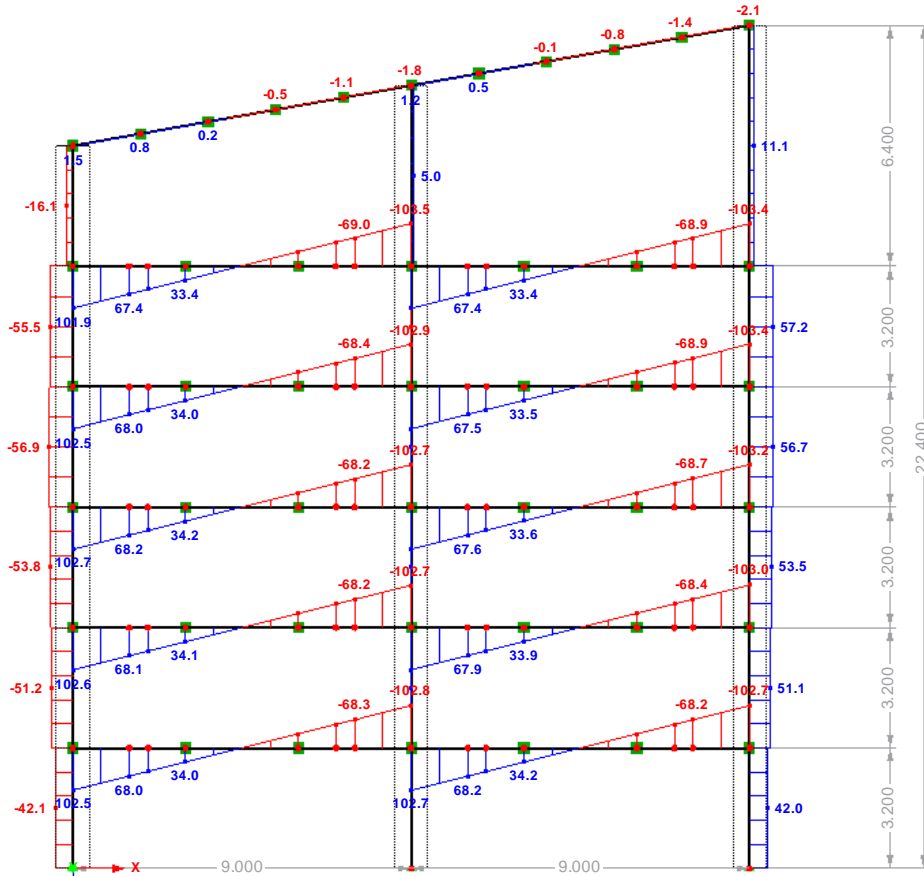




MEMBERS V-Z, LG1: MSN 1

LG1: MSN 1  
V-z

Against Y-direction



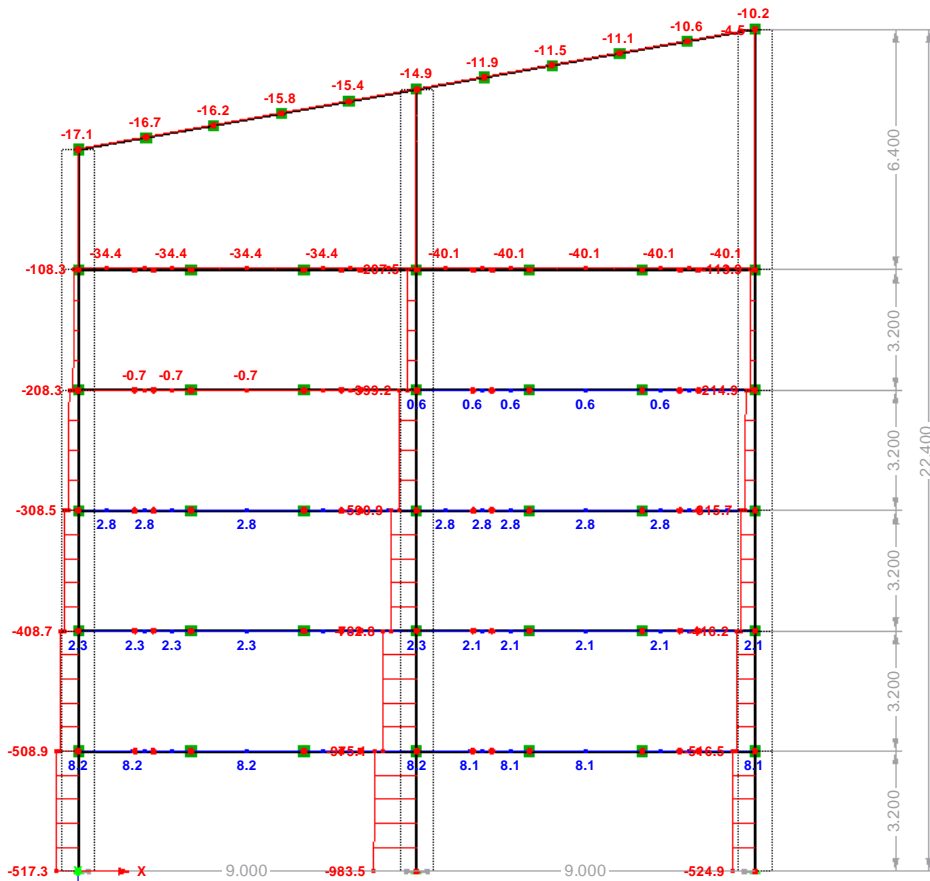
Max V-z: 102.7, Min V-z: -103.5 [kN]

2.012 [m]

MEMBERS N, LG2: MSN 2

LG2: MSN 2  
N

Against Y-direction



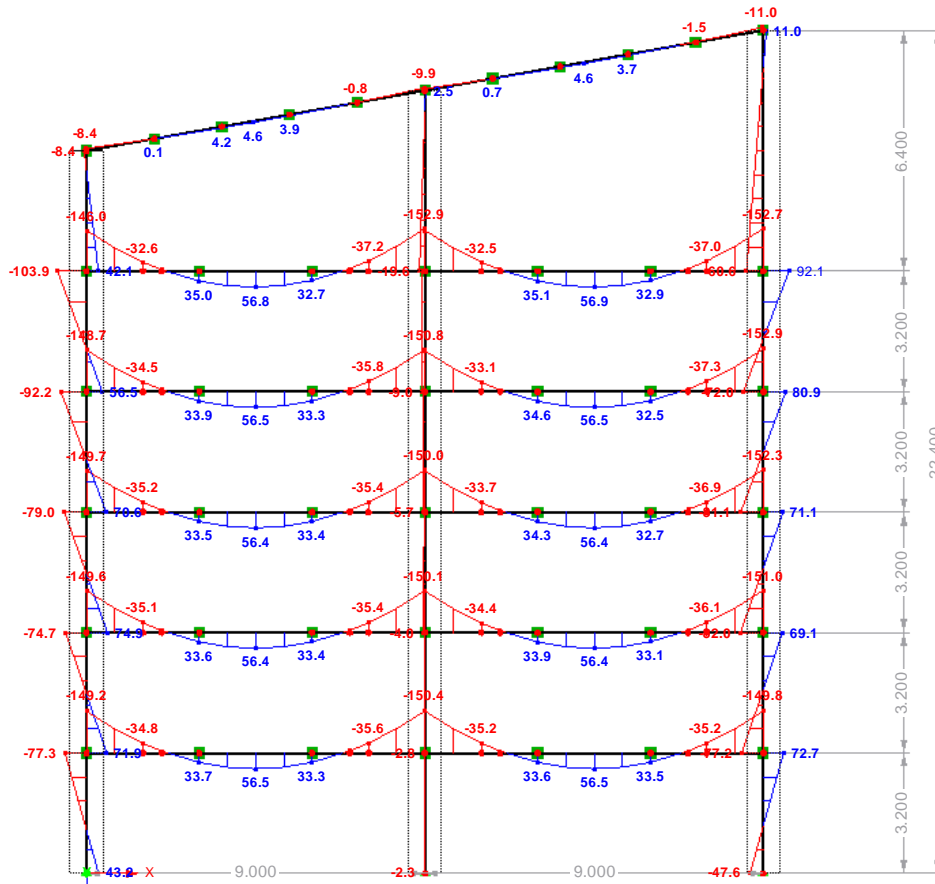
Max N: 8.2, Min N: -983.5 [kN]

2.012 [m]

MEMBERS M-Y, LG2: MSN 2

LG2: MSN 2  
M-y

Against Y-direction



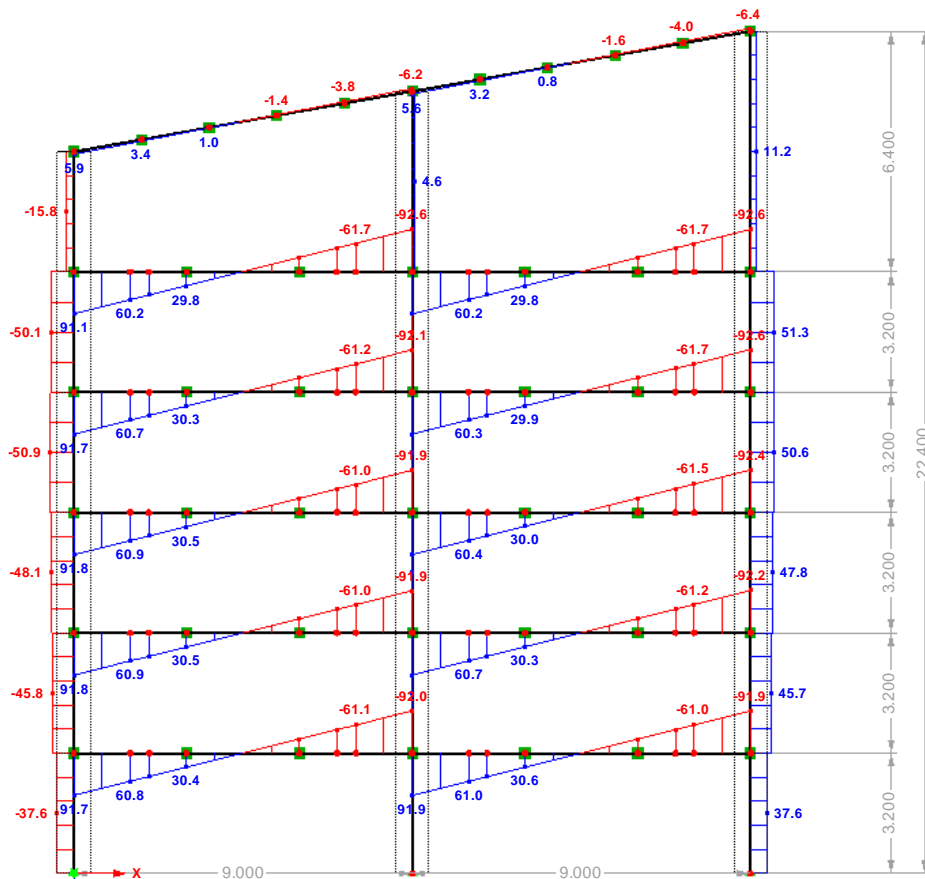
Max M-y: 92.1, Min M-y: -152.9 [kNm]

2.012 [m]

MEMBERS V-Z, LG2: MSN 2

LG2: MSN 2  
V-z

Against Y-direction



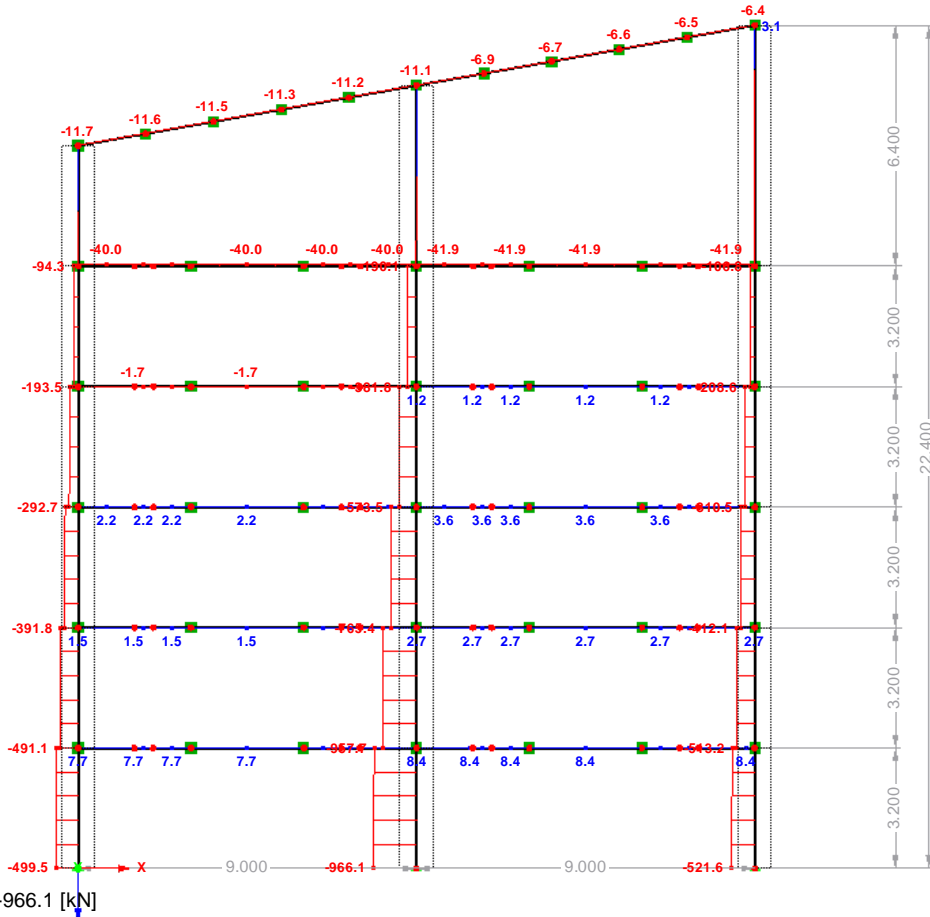
Max V-z: 91.9, Min V-z: -92.6 [kN]

2.012 [m]

MEMBERS N, LG3: MSN 3

LG3: MSN 3  
N

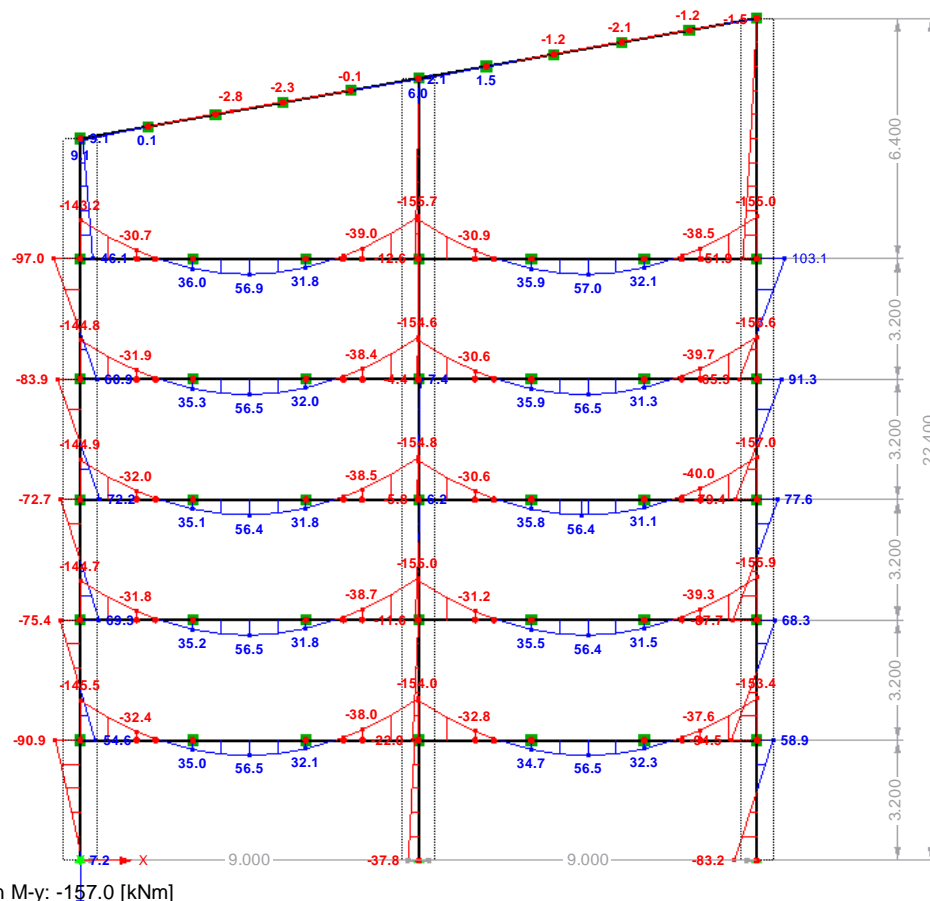
Against Y-direction



MEMBERS M-Y, LG3: MSN 3

LG3: MSN 3  
M-y

Against Y-direction

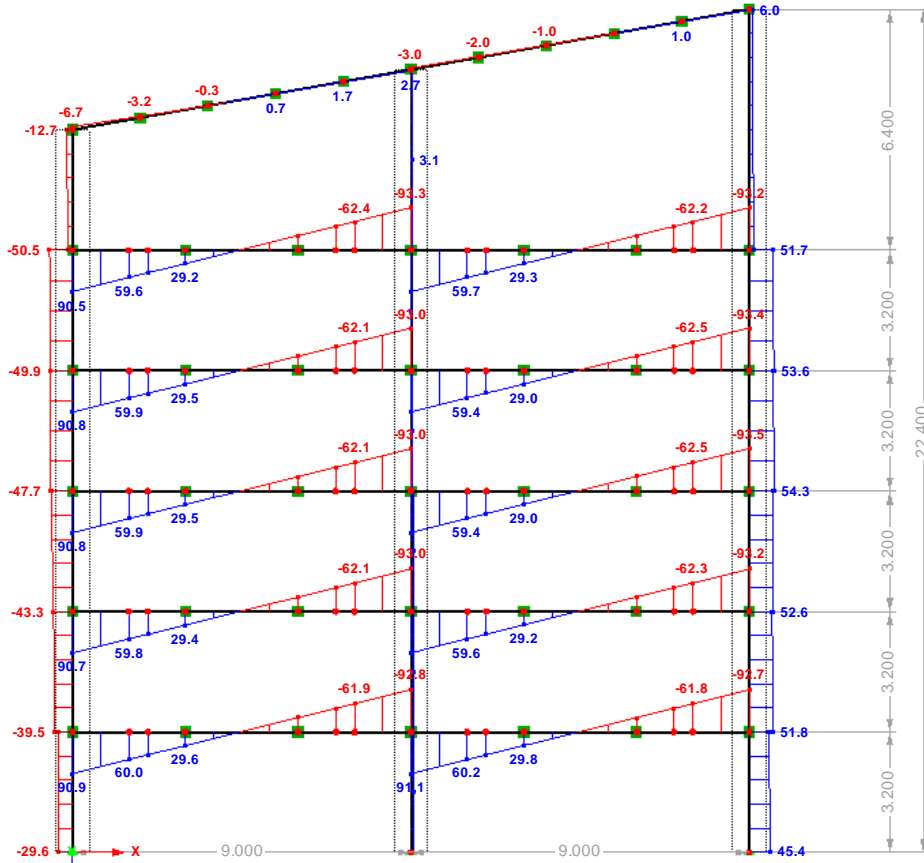




MEMBERS V-Z, LG3: MSN 3

LG3: MSN 3  
V-z

Against Y-direction



Max V-z: 91.1, Min V-z: -93.5 [kN]

2.012 [m]

**STEEL EC3**  
**CA1**  
 Steel Design

**FIRE PROTECTION - MEMBERS**

No.	Members No.	Fire Exposion	Fire Protection	Protection Type	Unit mass $\rho_p$ [kg/m <sup>3</sup> ]	Thermal Cond. $\lambda_p$ [W/K]	Specific Heat $c_p$ [J/(kg*K)]	Thickness $d_p$ [mm]
1	1-3,5-9,11,12,29,30 ZUNANJI STEBRI	All Sides	<input checked="" type="checkbox"/>	Board	300.000	0.120	1200.000	6.000
2	13-15,17,18,33 NOTRANJI STEBRI	All Sides	<input checked="" type="checkbox"/>	Board	300.000	0.120	1200.000	6.000
3	31,32,71-78 STERSNE PRECKE	All Sides	<input checked="" type="checkbox"/>	Board	300.000	0.120	1200.000	10.000
4	19-28,35,37,39,41, PRECKE	All Sides	<input checked="" type="checkbox"/>	Board	300.000	0.120	1200.000	10.000

DESIGN BY LOAD CASE with Selection

LC/LG/ CO	Load Case or LG/CO Description	Member No	Location x x [m]	Design	Acc. to Formula
<b>Fire Resistance Design</b>					
LG1	MSN 1	112	0.500	0.83	≤ 1   831)
Fire Design - Stability Analysis - Lateral Torsional Buckling acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.3					
<b>Parameters for Fire Resistance Design acc. to EN 1991-1-2 and EN 1993-1-2</b>					
t <sub>req</sub>	60 min	σ	5.67x10 <sup>8</sup> W/(m <sup>2</sup> *K <sup>4</sup> )	c <sub>p</sub>	1200.000 J/(kg*K)
Δt	30 s	ρ <sub>a</sub>	7850 kg/m <sup>3</sup>	d <sub>p</sub>	10.000 mm
Curve	Standard	Sides	All Sides	A <sub>p</sub> / V	167.286 1/m
α <sub>c</sub>	25.000 W/(m <sup>2</sup> *K)	γ <sub>M,fi</sub>	1.000	Θ <sub>g</sub> (t <sub>req</sub> )	945.340 °C
Φ	1.000	Material	Board	Θ <sub>a</sub> (t <sub>req</sub> )	642.143 °C
ε <sub>f</sub>	0.700	ρ <sub>p</sub>	300.000 kg/m <sup>3</sup>		
ε <sub>m</sub>	1.000	λ <sub>p</sub>	0.120 W/K		
<b>Material Values - Steel S 235</b>					
E	21000.00 kN/cm <sup>2</sup>	f <sub>y</sub>	23.50 kN/cm <sup>2</sup>		
G	8100.00 kN/cm <sup>2</sup>	f <sub>u</sub>	36.00 kN/cm <sup>2</sup>		
<b>Cross-section Values - IPE 300</b>					
	I-shape	A <sub>v,z</sub>	25.67 cm <sup>2</sup>	W <sub>pl,y</sub>	628.00 cm <sup>3</sup>
	rolled				
h	300.0 mm	I <sub>y</sub>	8360.00 cm <sup>4</sup>	W <sub>pl,z</sub>	125.22 cm <sup>3</sup>
b	150.0 mm	I <sub>z</sub>	604.00 cm <sup>4</sup>	I <sub>w</sub>	125900.00 cm <sup>6</sup>
t <sub>w</sub>	7.1 mm	I <sub>t</sub>	20.20 cm <sup>4</sup>	Q <sub>y</sub>	314.00 cm <sup>3</sup>
t <sub>f</sub>	10.7 mm	i <sub>y</sub>	125.0 mm	Q <sub>z</sub>	30.09 cm <sup>3</sup>
r	15.0 mm	i <sub>z</sub>	33.5 mm	BC <sub>y</sub>	a
A	53.80 cm <sup>2</sup>	S <sub>el,y</sub>	557.00 cm <sup>3</sup>	BC <sub>z</sub>	b
A <sub>v,y</sub>	33.67 cm <sup>2</sup>	S <sub>el,z</sub>	80.50 cm <sup>3</sup>		
<b>Design Internal Forces</b>					
N <sub>Ed</sub>	0.5 kN	V <sub>z,Ed</sub>	-68.9 kN	M <sub>y,Ed</sub>	-41.4 kNm
V <sub>y,Ed</sub>	0.0 kN	T <sub>Ed</sub>	0.0 kNm	M <sub>z,Ed</sub>	0.0 kNm
<b>Cross-section Classification - Class 1</b>					
c <sub>f</sub>	56.5 mm	σ <sub>w,A</sub>	6.17 kN/cm <sup>2</sup>	σ <sub>f-yd,2</sub>	-23.57 kN/cm <sup>2</sup>
t <sub>f</sub>	10.7 mm	σ <sub>w,B</sub>	-6.15 kN/cm <sup>2</sup>	ψ <sub>w</sub>	-1.003
ε <sub>f</sub>	0.850	c <sub>w</sub>	248.6 mm	ε <sub>w</sub>	0.850
λ <sub>f,1</sub>	7.650	t <sub>w</sub>	7.1 mm	λ <sub>w,1</sub>	61.277
λ <sub>f,2</sub>	8.500	f <sub>yd,w</sub>	23.50 kN/cm <sup>2</sup>	λ <sub>w,2</sub>	70.638
λ <sub>f,3</sub>	11.900	N <sub>Ed</sub>	0.5 kN	λ <sub>w,3</sub>	105.730
(c/t) <sub>f</sub>	5.276	α <sub>w</sub>	0.499	(c/t) <sub>w</sub>	35.014
Class <sub>f</sub>	1	σ <sub>f-yd,1</sub>	23.50 kN/cm <sup>2</sup>	Class <sub>w</sub>	1
<b>Design Ratio</b>					
E	21000.00 kN/cm <sup>2</sup>	M <sub>cr,0</sub>	7286.0 kNm	λ <sub>LT,θ</sub>	0.141
G	8100.00 kN/cm <sup>2</sup>	C <sub>1</sub>	1.605	α	0.650
k <sub>z</sub>	1.000	M <sub>cr</sub>	11693.1 kNm	Φ <sub>LT,θ,com</sub>	0.556
k <sub>w</sub>	1.000	W <sub>y</sub>	628.00 cm <sup>3</sup>	χ <sub>LT,fi</sub>	0.915
L	0.500 m	f <sub>y</sub>	23.50 kN/cm <sup>2</sup>	γ <sub>M,fi</sub>	1.000
I <sub>z</sub>	604.00 cm <sup>4</sup>	λ <sub>LT</sub>	0.112	M <sub>b,fi,t,Rd</sub>	49.8 kNm
I <sub>w</sub>	125900.00 cm <sup>6</sup>	k <sub>y,θ,com</sub>	0.369	M <sub>fi,y,Ed</sub>	41.4 kNm
I <sub>t</sub>	20.20 cm <sup>4</sup>	k <sub>E,θ,com</sub>	0.234	η	0.83
LG2	MSN 2	112	0.500	0.75	≤ 1   831)
Fire Design - Stability Analysis - Lateral Torsional Buckling acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.3					
<b>Parameters for Fire Resistance Design acc. to EN 1991-1-2 and EN 1993-1-2</b>					
t <sub>req</sub>	60 min	σ	5.67x10 <sup>8</sup> W/(m <sup>2</sup> *K <sup>4</sup> )	c <sub>p</sub>	1200.000 J/(kg*K)
Δt	30 s	ρ <sub>a</sub>	7850 kg/m <sup>3</sup>	d <sub>p</sub>	10.000 mm
Curve	Standard	Sides	All Sides	A <sub>p</sub> / V	167.286 1/m
α <sub>c</sub>	25.000 W/(m <sup>2</sup> *K)	γ <sub>M,fi</sub>	1.000	Θ <sub>g</sub> (t <sub>req</sub> )	945.340 °C
Φ	1.000	Material	Board	Θ <sub>a</sub> (t <sub>req</sub> )	642.143 °C
ε <sub>f</sub>	0.700	ρ <sub>p</sub>	300.000 kg/m <sup>3</sup>		
ε <sub>m</sub>	1.000	λ <sub>p</sub>	0.120 W/K		
<b>Material Values - Steel S 235</b>					
E	21000.00 kN/cm <sup>2</sup>	f <sub>y</sub>	23.50 kN/cm <sup>2</sup>		
G	8100.00 kN/cm <sup>2</sup>	f <sub>u</sub>	36.00 kN/cm <sup>2</sup>		
<b>Cross-section Values - IPE 300</b>					
	I-shape	A <sub>v,z</sub>	25.67 cm <sup>2</sup>	W <sub>pl,y</sub>	628.00 cm <sup>3</sup>
	rolled				
h	300.0 mm	I <sub>y</sub>	8360.00 cm <sup>4</sup>	W <sub>pl,z</sub>	125.22 cm <sup>3</sup>
b	150.0 mm	I <sub>z</sub>	604.00 cm <sup>4</sup>	I <sub>w</sub>	125900.00 cm <sup>6</sup>
t <sub>w</sub>	7.1 mm	I <sub>t</sub>	20.20 cm <sup>4</sup>	Q <sub>y</sub>	314.00 cm <sup>3</sup>
t <sub>f</sub>	10.7 mm	i <sub>y</sub>	125.0 mm	Q <sub>z</sub>	30.09 cm <sup>3</sup>
r	15.0 mm	i <sub>z</sub>	33.5 mm	BC <sub>y</sub>	a
A	53.80 cm <sup>2</sup>	S <sub>el,y</sub>	557.00 cm <sup>3</sup>	BC <sub>z</sub>	b
A <sub>v,y</sub>	33.67 cm <sup>2</sup>	S <sub>el,z</sub>	80.50 cm <sup>3</sup>		
<b>Design Internal Forces</b>					
N <sub>Ed</sub>	0.6 kN	V <sub>z,Ed</sub>	-61.7 kN	M <sub>y,Ed</sub>	-37.3 kNm
V <sub>y,Ed</sub>	0.0 kN	T <sub>Ed</sub>	0.0 kNm	M <sub>z,Ed</sub>	0.0 kNm
<b>Cross-section Classification - Class 1</b>					
c <sub>f</sub>	56.5 mm	σ <sub>w,A</sub>	5.55 kN/cm <sup>2</sup>	σ <sub>f-yd,2</sub>	-23.60 kN/cm <sup>2</sup>
t <sub>f</sub>	10.7 mm	σ <sub>w,B</sub>	-5.53 kN/cm <sup>2</sup>	ψ <sub>w</sub>	-1.004
ε <sub>f</sub>	0.850	c <sub>w</sub>	248.6 mm	ε <sub>w</sub>	0.850
λ <sub>f,1</sub>	7.650	t <sub>w</sub>	7.1 mm	λ <sub>w,1</sub>	61.296
λ <sub>f,2</sub>	8.500	f <sub>yd,w</sub>	23.50 kN/cm <sup>2</sup>	λ <sub>w,2</sub>	70.661
				λ <sub>w,3</sub>	105.861

DESIGN BY LOAD CASE with Selection

LC/LG/ CO	Load Case or LG/CO Description		Member No	Location x x [m]	Design	Acc. to Formula	
LG3	$\lambda_{f,3}$	11.900	$N_{Ed}$	0.6 kN	$(c/t)_w$	35.014	
	$(c/t)_f$	5.276	$\alpha_w$	0.499	Class <sub>w</sub>	1	
	Class <sub>f</sub>	1	$\sigma_{f-yd,1}$	23.50 kN/cm <sup>2</sup>	Class	1	
	<b>Design Ratio</b>						
	E	21000.00 kN/cm <sup>2</sup>	$M_{cr,0}$	7286.0 kNm	$\lambda_{LT,\theta}$	0.141	
	G	8100.00 kN/cm <sup>2</sup>	$C_1$	1.601	$\alpha$	0.650	
	$k_z$	1.000	$M_{cr}$	11666.4 kNm	$\Phi_{LT,\theta,com}$	0.556	
	$k_w$	1.000	$W_y$	628.00 cm <sup>3</sup>	$\chi_{LT,fi}$	0.915	
	L	0.500 m	$f_y$	23.50 kN/cm <sup>2</sup>	$\gamma_{M,fi}$	1.000	
	$I_z$	604.00 cm <sup>4</sup>	$\lambda_{LT}$	0.112	$M_{b,fi,t,Rd}$	49.8 kNm	
	$I_w$	125900.00 cm <sup>6</sup>	$k_{y,\theta,com}$	0.369	$M_{fi,y,Ed}$	37.3 kNm	
	$I_t$	20.20 cm <sup>4</sup>	$k_{E,\theta,com}$	0.234	$\eta$	0.75	
	MSN 3   111   0.500   0.80   ≤ 1   831)						
	Fire Design - Stability Analysis - Lateral Torsional Buckling acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.3						
	<b>Parameters for Fire Resistance Design acc. to EN 1991-1-2 and EN 1993-1-2</b>						
	$t_{req}$	60 min	$\sigma$	5.67x10 <sup>8</sup> W/(m <sup>2</sup> *K <sup>4</sup> )	$c_p$	1200.000 J/(kg*K)	
	$\Delta t$	30 s	$\rho_a$	7850 kg/m <sup>3</sup>	$d_p$	10.000 mm	
	Curve	Standard	Sides	All Sides	$A_p / V$	167.286 1/m	
	$\alpha_c$	25.000 W/(m <sup>2</sup> *K)	$\gamma_{M,fi}$	1.000	$\theta_g(t_{req})$	945.340 °C	
	$\Phi$	1.000	Material	Board	$\theta_a(t_{req})$	642.143 °C	
	$\epsilon_f$	0.700	$\rho_p$	300.000 kg/m <sup>3</sup>			
	$\epsilon_m$	1.000	$\lambda_p$	0.120 W/K			
	<b>Material Values - Steel S 235</b>						
E	21000.00 kN/cm <sup>2</sup>	$f_y$	23.50 kN/cm <sup>2</sup>				
G	8100.00 kN/cm <sup>2</sup>	$f_u$	36.00 kN/cm <sup>2</sup>				
<b>Cross-section Values - IPE 300</b>							
	I-shape rolled	$A_{v,z}$	25.67 cm <sup>2</sup>	$W_{pl,y}$	628.00 cm <sup>3</sup>		
h	300.0 mm	$I_y$	8360.00 cm <sup>4</sup>	$W_{pl,z}$	125.22 cm <sup>3</sup>		
b	150.0 mm	$I_z$	604.00 cm <sup>4</sup>	$I_w$	125900.00 cm <sup>6</sup>		
$t_w$	7.1 mm	$I_t$	20.20 cm <sup>4</sup>	$Q_y$	314.00 cm <sup>3</sup>		
$t_f$	10.7 mm	$i_y$	125.0 mm	$Q_z$	30.09 cm <sup>3</sup>		
r	15.0 mm	$i_z$	33.5 mm	$BC_y$	a		
A	53.80 cm <sup>2</sup>	$S_{el,y}$	557.00 cm <sup>3</sup>	$BC_z$	b		
$A_{v,y}$	33.67 cm <sup>2</sup>	$S_{el,z}$	80.50 cm <sup>3</sup>				
<b>Design Internal Forces</b>							
$N_{Ed}$	3.6 kN	$V_{z,Ed}$	-62.5 kN	$M_{y,Ed}$	-40.0 kNm		
$V_{y,Ed}$	0.0 kN	$T_{Ed}$	0.0 kNm	$M_{z,Ed}$	0.0 kNm		
<b>Cross-section Classification - Class 1</b>							
$c_f$	56.5 mm	$\sigma_{w,A}$	6.02 kN/cm <sup>2</sup>	$\sigma_{f-yd,2}$	-24.04 kN/cm <sup>2</sup>		
$t_f$	10.7 mm	$\sigma_{w,B}$	-5.88 kN/cm <sup>2</sup>	$\psi_w$	-1.023		
$\epsilon_f$	0.850	$c_w$	248.6 mm	$\epsilon_w$	0.850		
$\lambda_{f,1}$	7.650	$t_w$	7.1 mm	$\lambda_{w,1}$	61.739		
$\lambda_{f,2}$	8.500	$f_{yd,w}$	23.50 kN/cm <sup>2</sup>	$\lambda_{w,2}$	71.172		
$\lambda_{f,3}$	11.900	$N_{Ed}$	3.6 kN	$\lambda_{w,3}$	107.820		
$(c/t)_f$	5.276	$\alpha_w$	0.496	$(c/t)_w$	35.014		
Class <sub>f</sub>	1	$\sigma_{f-yd,1}$	23.50 kN/cm <sup>2</sup>	Class <sub>w</sub>	1		
<b>Design Ratio</b>							
E	21000.00 kN/cm <sup>2</sup>	$M_{cr,0}$	7286.0 kNm	$\lambda_{LT,\theta}$	0.143		
G	8100.00 kN/cm <sup>2</sup>	$C_1$	1.554	$\alpha$	0.650		
$k_z$	1.000	$M_{cr}$	11319.2 kNm	$\Phi_{LT,\theta,com}$	0.557		
$k_w$	1.000	$W_y$	628.00 cm <sup>3</sup>	$\chi_{LT,fi}$	0.913		
L	0.500 m	$f_y$	23.50 kN/cm <sup>2</sup>	$\gamma_{M,fi}$	1.000		
$I_z$	604.00 cm <sup>4</sup>	$\lambda_{LT}$	0.114	$M_{b,fi,t,Rd}$	49.7 kNm		
$I_w$	125900.00 cm <sup>6</sup>	$k_{y,\theta,com}$	0.369	$M_{fi,y,Ed}$	40.0 kNm		
$I_t$	20.20 cm <sup>4</sup>	$k_{E,\theta,com}$	0.234	$\eta$	0.80		

### LOAD CASES

LC No.	LC Description	LC Factor	Property of load case	Self-weight	Method of Analysis
1	LASTNA TEZA	1.0000	Permanent	1.00	Linear
2	LASTNA TEZA MEDETAZNE KONSTRUKCIJE	1.0000	Permanent	-	Linear
3	KORISTNA OBTEZBA	1.0000	Variable	-	Linear
5	SNEG	1.0000	Variable	-	Linear
6	VETER	1.0000	Variable	-	Linear
8	LASTNA TEZA STRES. KRITINE IN FASADE	1.0000	Permanent	-	Linear

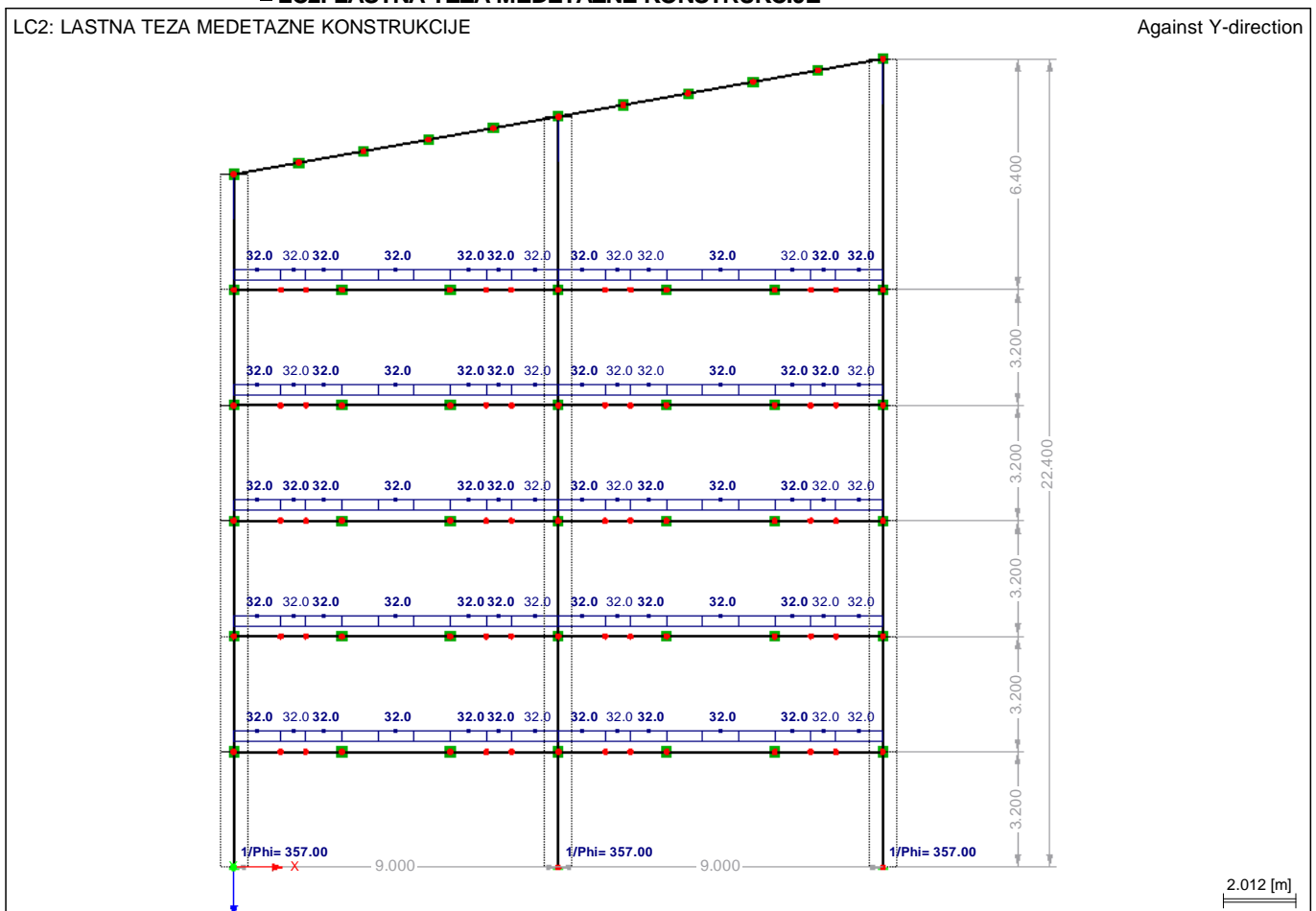
### LOAD GROUPS

LG No.	LG-Description	Factor	Load Cases in LG	Method of Analysis
1	MSN 1	1.0000	LC1 + LC2 + 0.5*LC3	Linear
2	MSN 2	1.0000	LC1 + LC2 + 0.2*LC5 + 0.3*LC3	Linear
3	MSN 3	1.0000	LC1 + LC2 + 0.5*LC6 + 0.3*LC3	Linear

### LC2: LASTNA TEZA MEDETAZNE KONSTRUKCIJE

LC2: LASTNA TEZA MEDETAZNE KONSTRUKCIJE

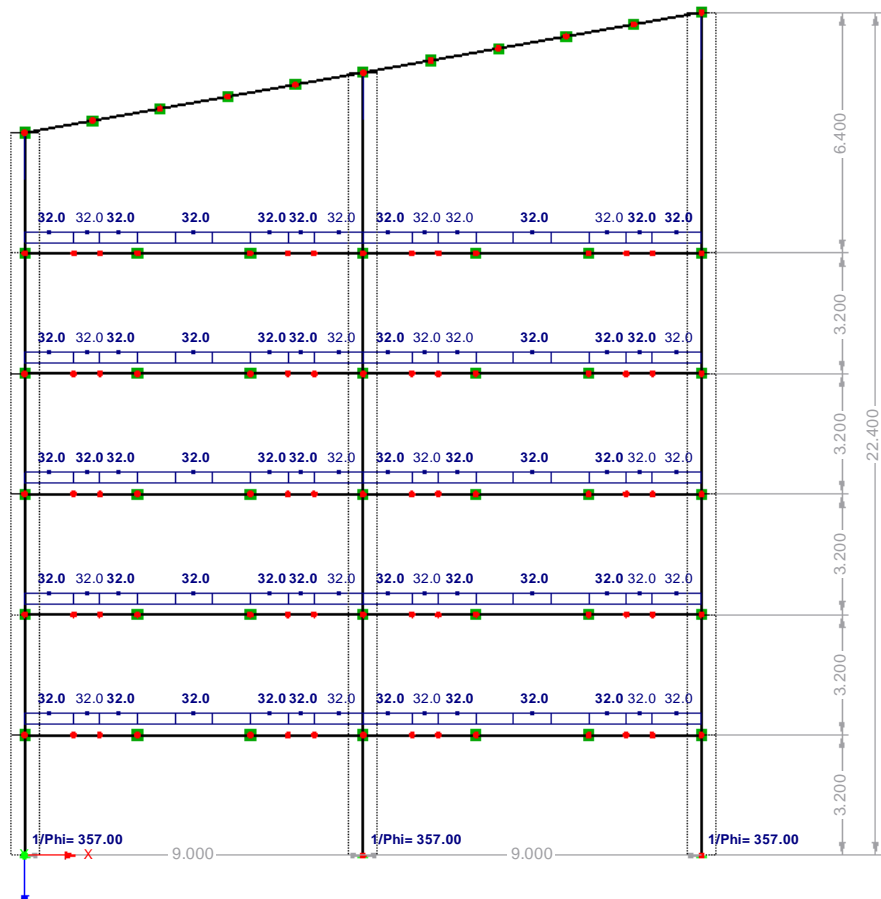
Against Y-direction



### ■ LC2: LASTNA TEZA MEDETAZNE KONSTRUKCIJE

LC2: LASTNA TEZA MEDETAZNE KONSTRUKCIJE

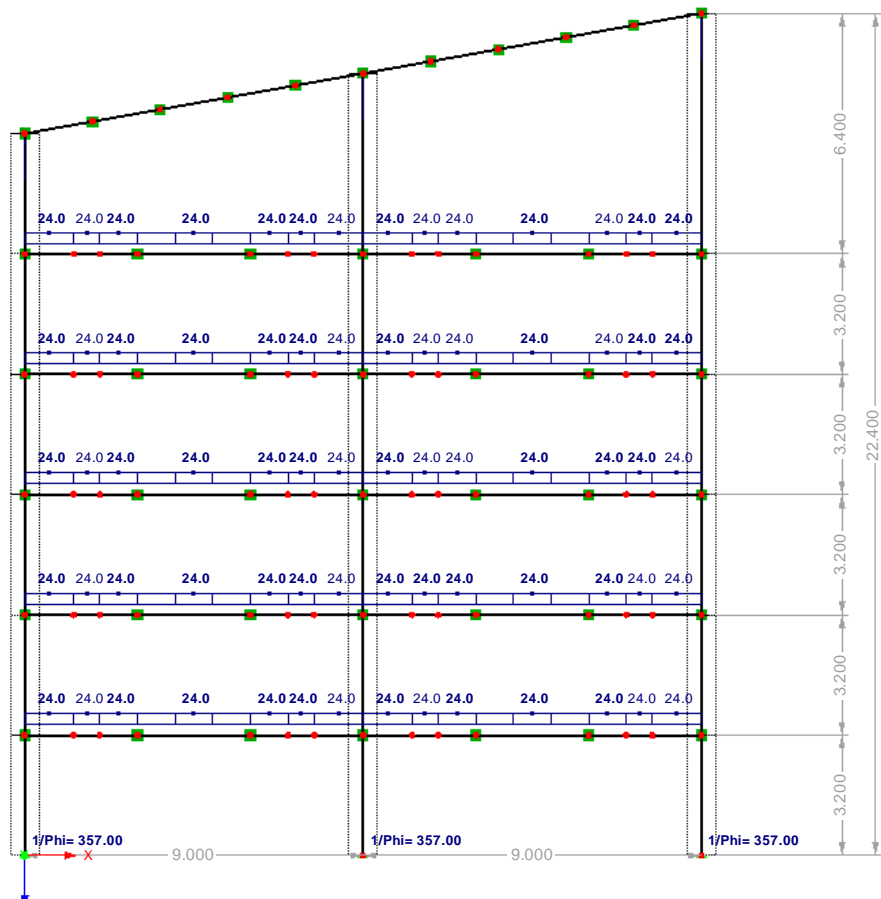
Against Y-direction



### ■ LC3: KORISTNA OBTEZBA

LC3: KORISTNA OBTEZBA

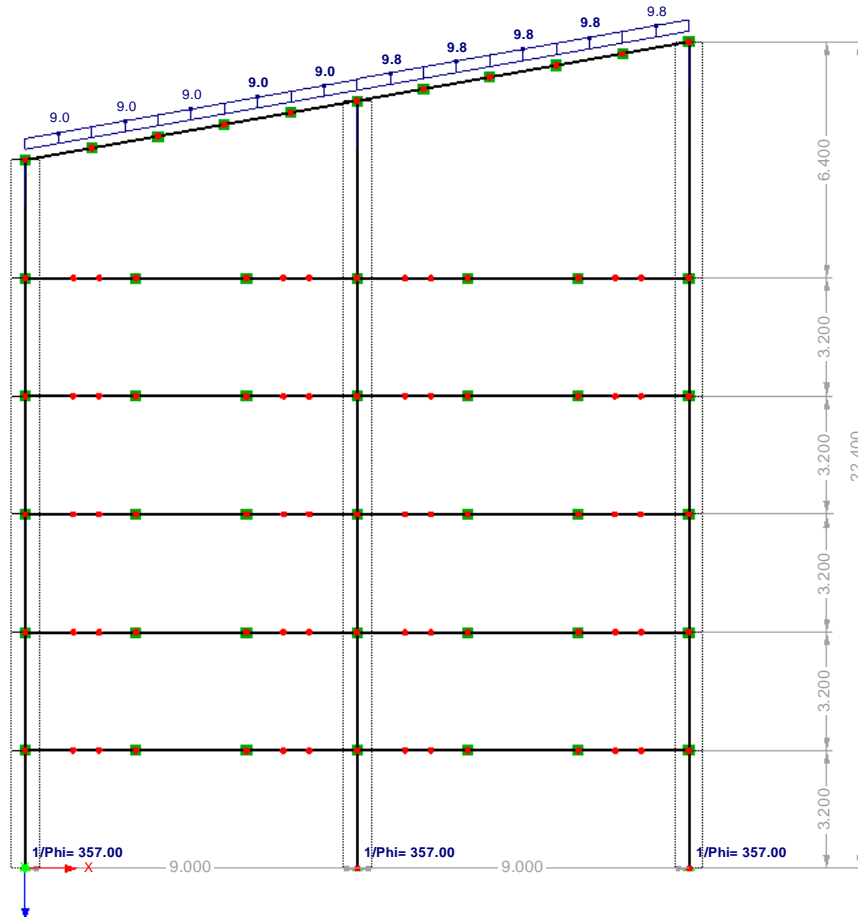
Against Y-direction



LC5: SNEG

LC5: SNEG

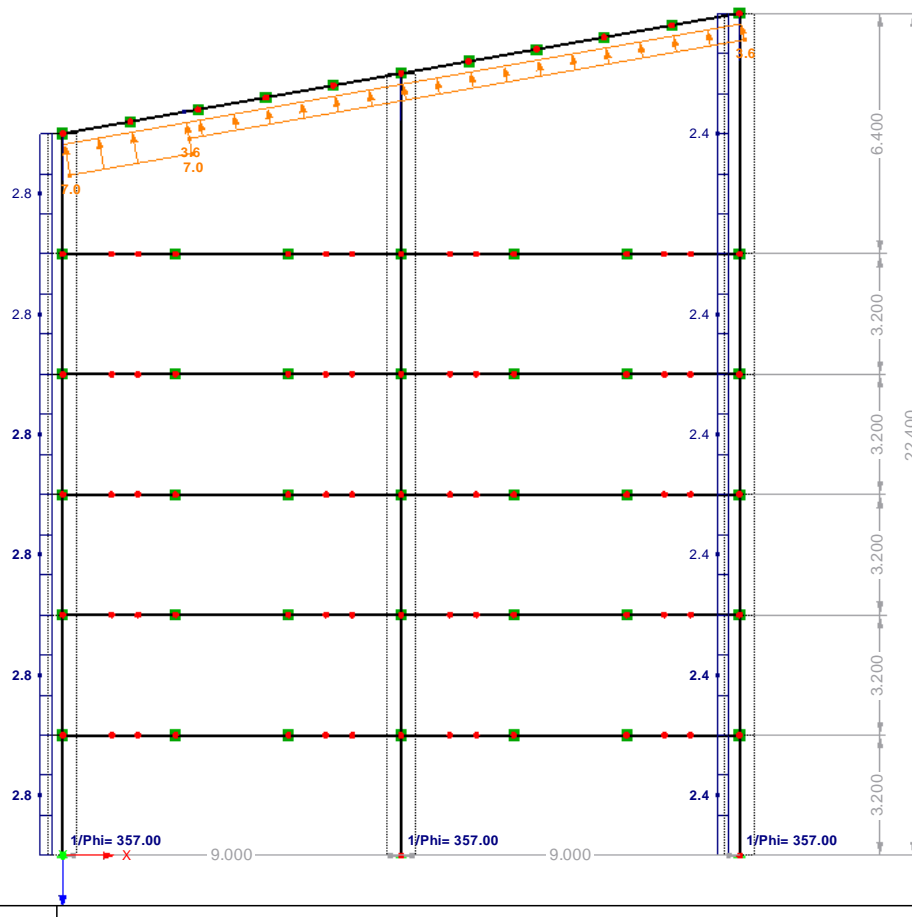
Against Y-direction



LC6: VETER

LC6: VETER

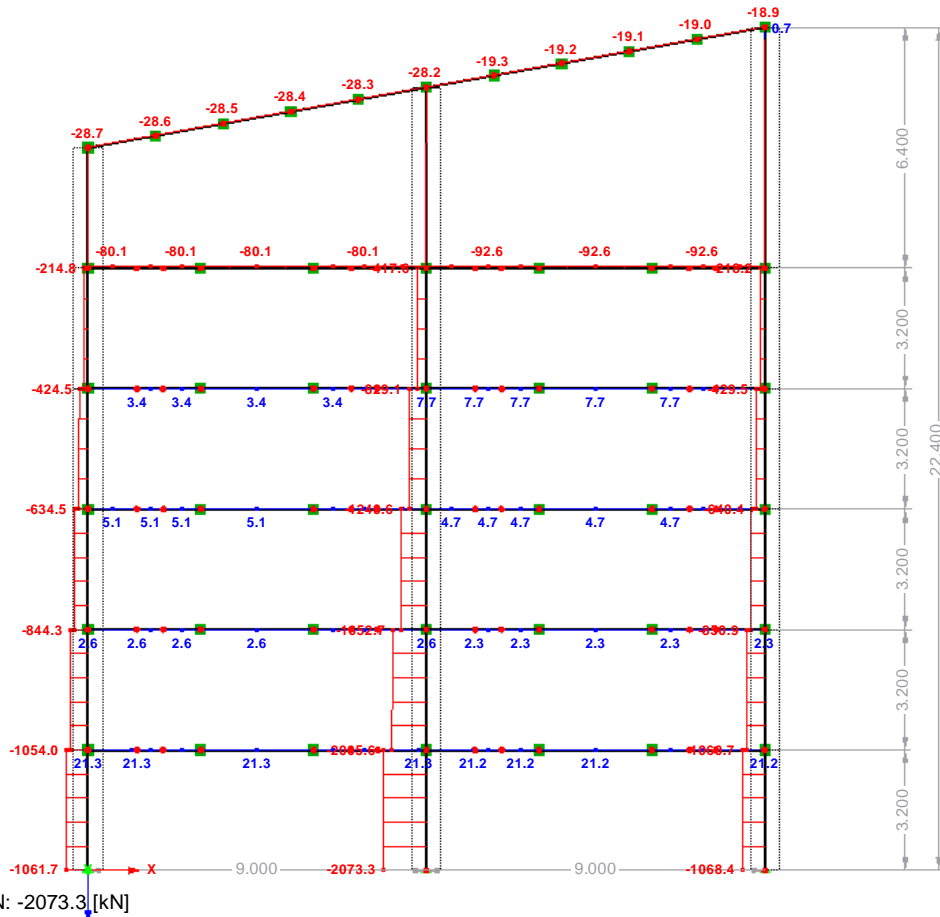
Against Y-direction



MEMBERS N, LG1: MSN 1

LG1: MSN 1  
N

Against Y-direction



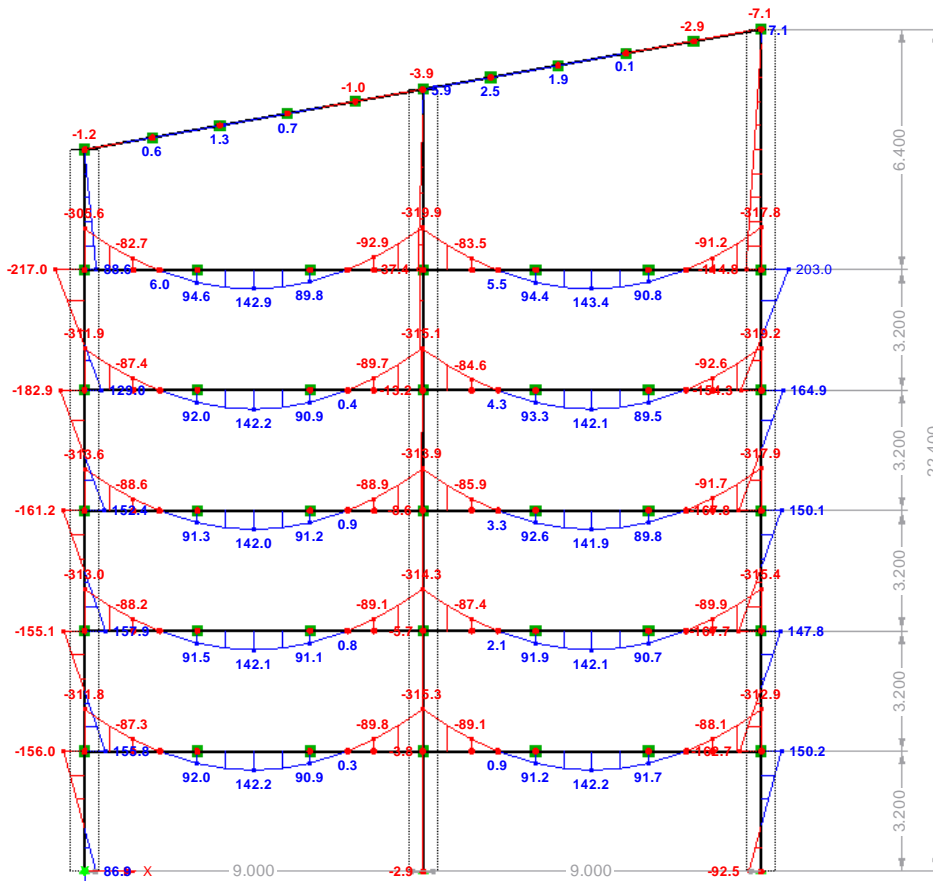
Max N: 21.3, Min N: -2073.3 [kN]

2.012 [m]

MEMBERS M-Y, LG1: MSN 1

LG1: MSN 1  
M-y

Against Y-direction



Max M-y: 203.0, Min M-y: -319.9 [kNm]

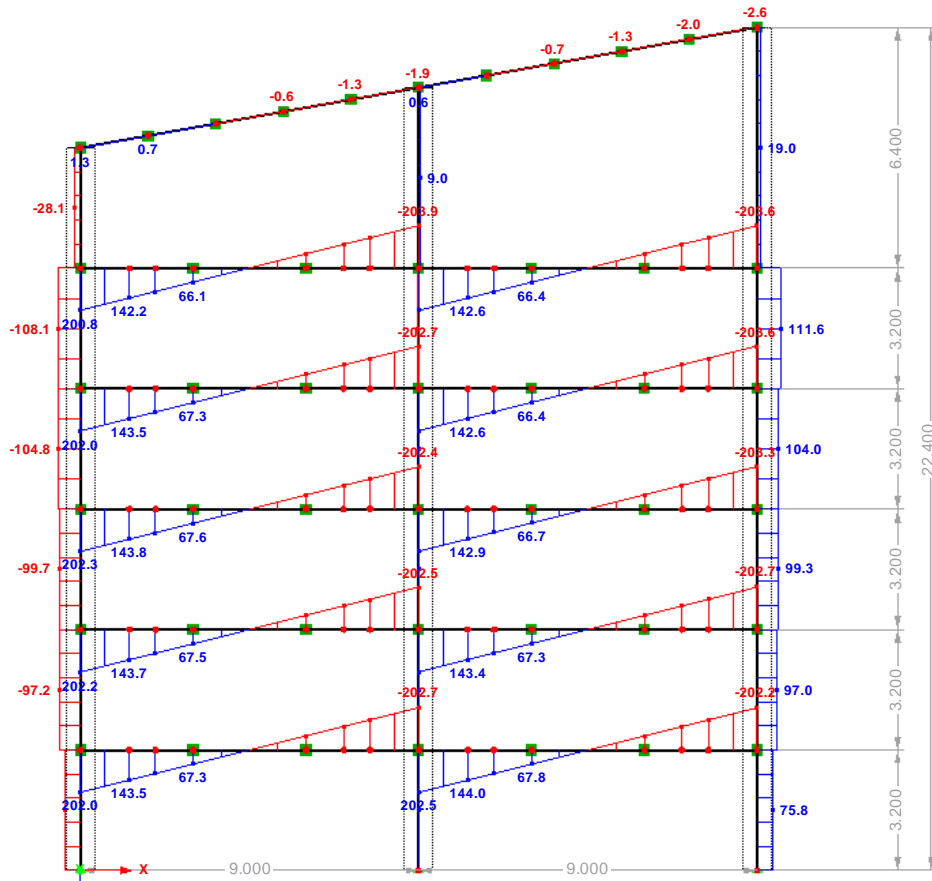
2.012 [m]



MEMBERS V-Z, LG1: MSN 1

LG1: MSN 1  
V-z

Against Y-direction



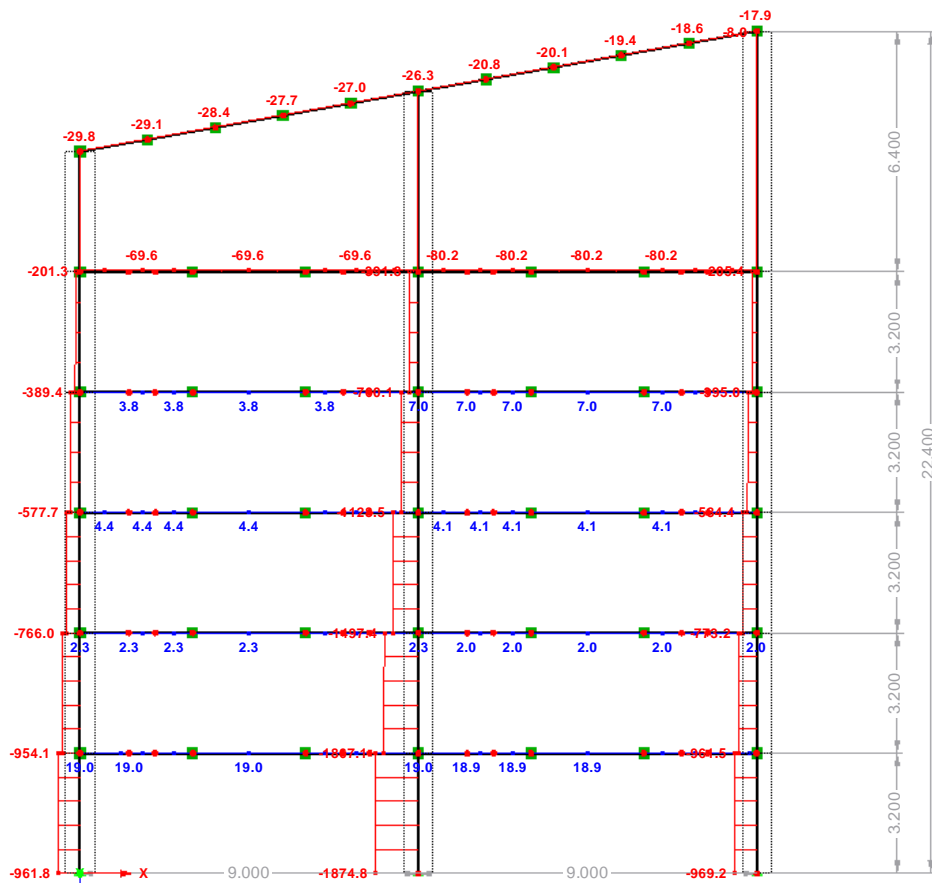
Max V-z: 202.5, Min V-z: -203.9 [kN]

2.012 [m]

MEMBERS N, LG2: MSN 2

LG2: MSN 2  
N

Against Y-direction



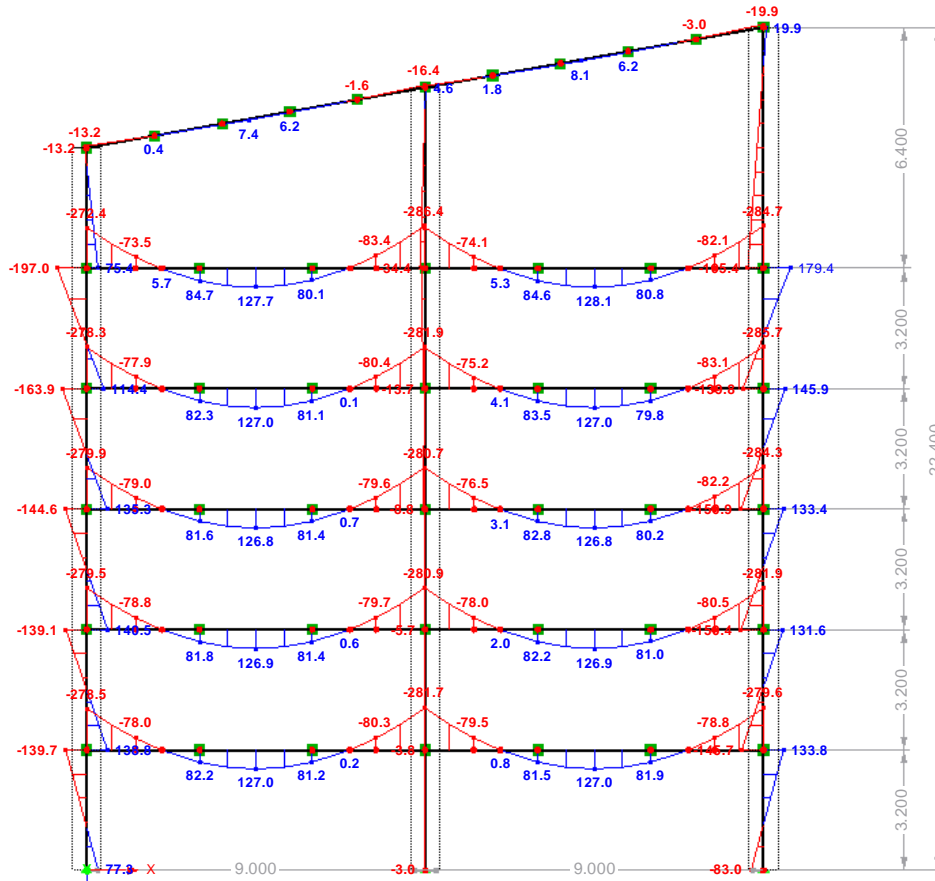
Max N: 19.0, Min N: -1874.8 [kN]

2.012 [m]

MEMBERS M-Y, LG2: MSN 2

LG2: MSN 2  
M-y

Against Y-direction



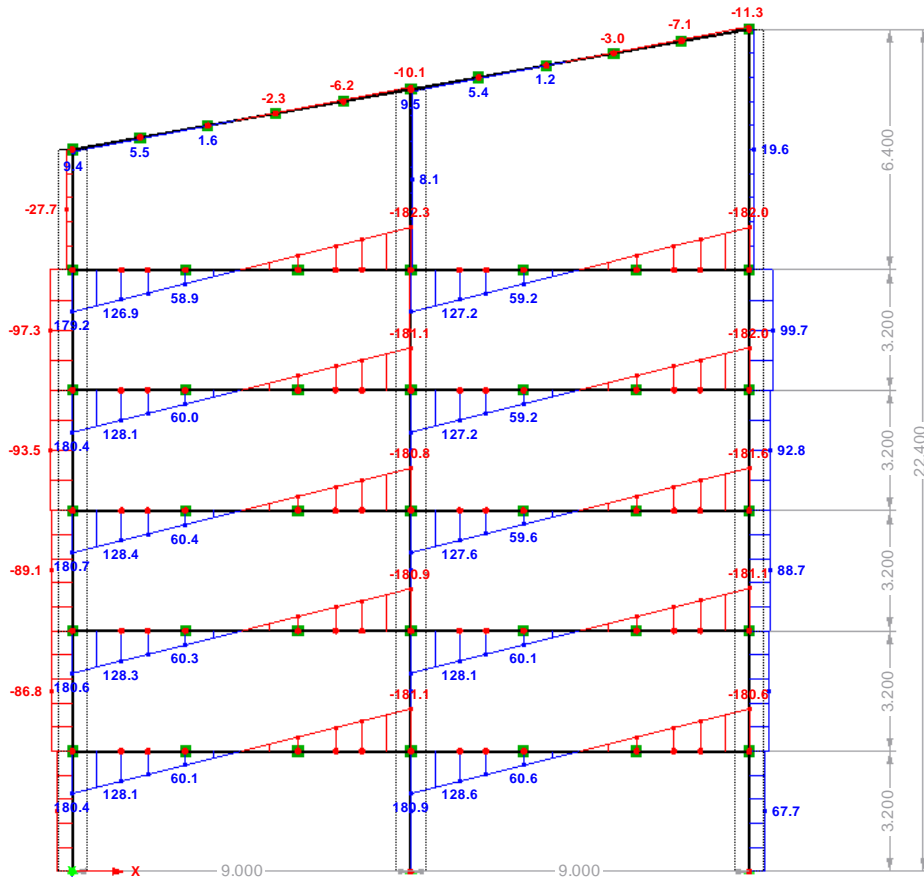
Max M-y: 179.4, Min M-y: -286.4 [kNm]

2.012 [m]

MEMBERS V-Z, LG2: MSN 2

LG2: MSN 2  
V-z

Against Y-direction



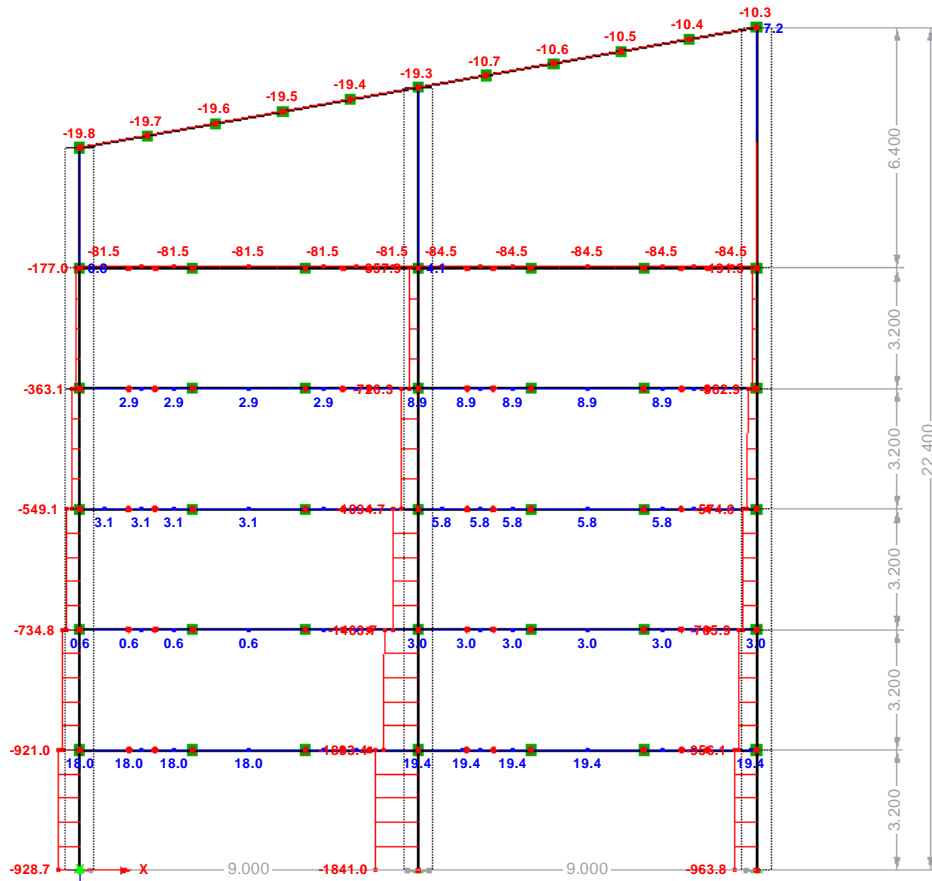
Max V-z: 180.9, Min V-z: -182.3 [kN]

2.012 [m]

MEMBERS N, LG3: MSN 3

LG3: MSN 3  
N

Against Y-direction



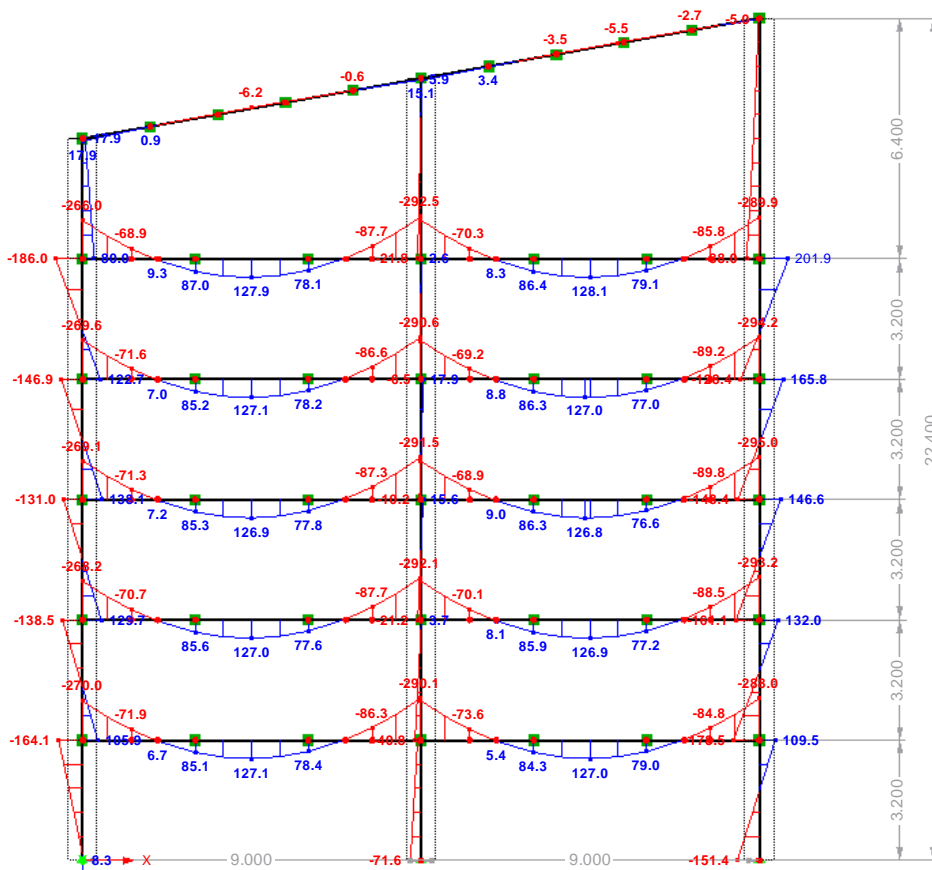
Max N: 19.4, Min N: -1841.0 [kN]

2.012 [m]

MEMBERS M-Y, LG3: MSN 3

LG3: MSN 3  
M-y

Against Y-direction



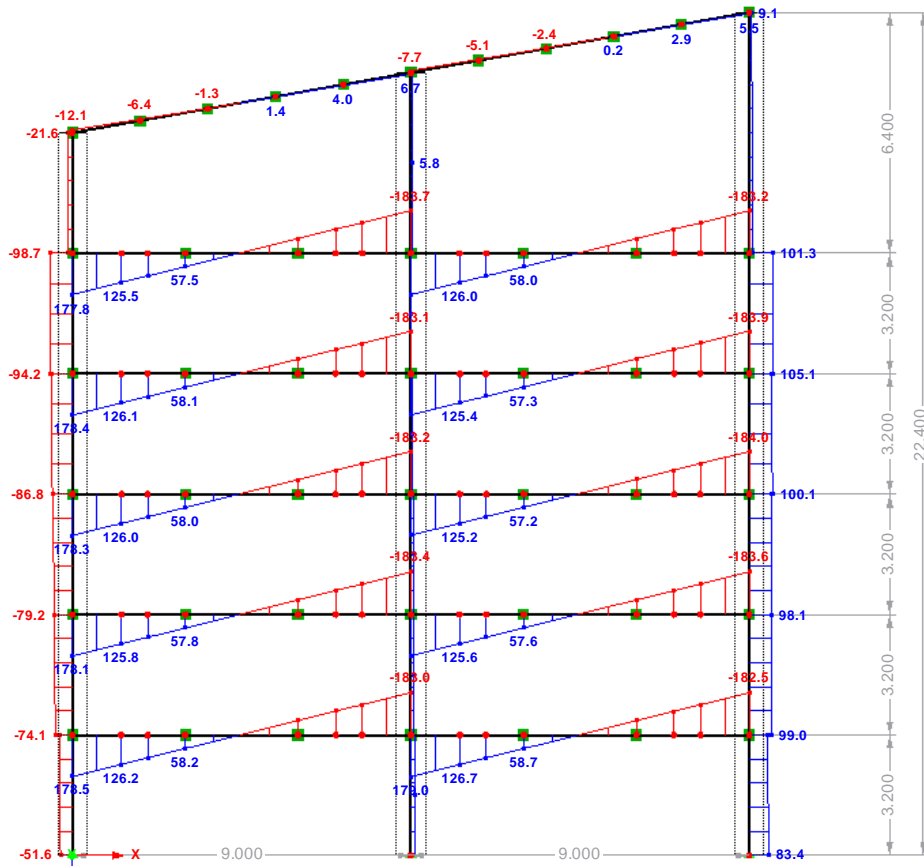
Max M-y: 201.9, Min M-y: -295.0 [kNm]

2.012 [m]

MEMBERS V-Z, LG3: MSN 3

LG3: MSN 3  
V-z

Against Y-direction



Max V-z: 179.0, Min V-z: -184.0 [kN]

2.012 [m]

**STEEL EC3**  
**CA1**  
 Steel Design

**■ FIRE PROTECTION - MEMBERS**

No.	Members No.	Fire Exposion	Fire Protection	Protection Type	Unit mass $\rho_p$ [kg/m <sup>3</sup> ]	Thermal Cond. $\lambda_p$ [W/K]	Specific Heat $c_p$ [J/(kg*K)]	Thickness $d_p$ [mm]
1	1-3,5-9,11,12,29,30 ZUNANJI STEBRI	All Sides	<input checked="" type="checkbox"/>	Board	300.000	0.120	1200.000	3.000
2	31,32,71-78 STRESNA PRECKA	All Sides	<input checked="" type="checkbox"/>	Board	300.000	0.120	1200.000	6.000
3	19-28,35,37,39,41, PRECKA	All Sides	<input checked="" type="checkbox"/>	Board	300.000	0.120	1200.000	12.000
4	13-15,17,18,33 NOTRANJI STEBER	All Sides	<input checked="" type="checkbox"/>	Board	300.000	0.120	1200.000	4.000

DESIGN BY LOAD CASE with Selection

LC/LG/CO	Load Case or LG/CO Description	Member No	Location x x [m]	Design	Acc. to Formula
<b>Fire Resistance Design</b>					
LG1	MSN 1	65	0.700	0.85	≤ 1   681)
Fire Design - Cross-section Check - Bending, Shear and Axial Force acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.3					
<b>Parameters for Fire Resistance Design acc. to EN 1991-1-2 and EN 1993-1-2</b>					
t <sub>req</sub>	60 min	σ	5.67x10 <sup>8</sup> W/(m <sup>2</sup> *K <sup>4</sup> )	c <sub>p</sub>	1200.000 J/(kg*K)
Δt	30 s	ρ <sub>a</sub>	7850 kg/m <sup>3</sup>	d <sub>p</sub>	12.000 mm
Curve	Standard	Sides	All Sides	A <sub>p</sub> / V	167.286 1/m
α <sub>c</sub>	25.000 W/(m <sup>2</sup> *K)	γ <sub>M,fi</sub>	1.000	Θ <sub>g</sub> (t <sub>req</sub> )	945.340 °C
Φ	1.000	Material	Board	Θ <sub>a</sub> (t <sub>req</sub> )	592.865 °C
ε <sub>f</sub>	0.700	ρ <sub>p</sub>	300.000 kg/m <sup>3</sup>		
ε <sub>m</sub>	1.000	λ <sub>p</sub>	0.120 W/K		
<b>Material Values - Steel S 355</b>					
E	21000.00 kN/cm <sup>2</sup>	f <sub>y</sub>	35.50 kN/cm <sup>2</sup>		
G	8100.00 kN/cm <sup>2</sup>	f <sub>u</sub>	49.00 kN/cm <sup>2</sup>		
<b>Cross-section Values - IPE 300</b>					
	I-shape	A <sub>v,z</sub>	25.67 cm <sup>2</sup>	W <sub>pl,y</sub>	628.00 cm <sup>3</sup>
	rolled				
h	300.0 mm	I <sub>y</sub>	8360.00 cm <sup>4</sup>	W <sub>pl,z</sub>	125.22 cm <sup>3</sup>
b	150.0 mm	I <sub>z</sub>	604.00 cm <sup>4</sup>	I <sub>w</sub>	125900.00 cm <sup>6</sup>
t <sub>w</sub>	7.1 mm	I <sub>t</sub>	20.20 cm <sup>4</sup>	Q <sub>y</sub>	314.00 cm <sup>3</sup>
t <sub>f</sub>	10.7 mm	i <sub>y</sub>	125.0 mm	Q <sub>z</sub>	30.09 cm <sup>3</sup>
r	15.0 mm	i <sub>z</sub>	33.5 mm	BC <sub>y</sub>	a
A	53.80 cm <sup>2</sup>	S <sub>el,y</sub>	557.00 cm <sup>3</sup>	BC <sub>z</sub>	b
A <sub>v,y</sub>	33.67 cm <sup>2</sup>	S <sub>el,z</sub>	80.50 cm <sup>3</sup>		
<b>Design Internal Forces</b>					
N <sub>Ed</sub>	-80.1 kN	V <sub>z,Ed</sub>	-145.4 kN	M <sub>y,Ed</sub>	-92.9 kNm
V <sub>y,Ed</sub>	0.0 kN	T <sub>Ed</sub>	0.0 kNm	M <sub>z,Ed</sub>	0.0 kNm
<b>Cross-section Classification - Class 1</b>					
c <sub>f</sub>	56.5 mm	σ <sub>w,A</sub>	12.32 kN/cm <sup>2</sup>	ε <sub>w</sub>	0.692
t <sub>f</sub>	10.7 mm	σ <sub>w,B</sub>	-15.30 kN/cm <sup>2</sup>	σ <sub>com,Ed</sub>	18.16 kN/cm <sup>2</sup>
ε <sub>f</sub>	0.692	c <sub>w</sub>	248.6 mm	ε <sub>w,KI3</sub>	0.967
λ <sub>f,1</sub>	6.224	t <sub>w</sub>	7.1 mm	λ <sub>w,1</sub>	43.260
λ <sub>f,2</sub>	6.916	f <sub>yd,w</sub>	35.50 kN/cm <sup>2</sup>	λ <sub>w,2</sub>	49.815
λ <sub>f,3</sub>	9.682	N <sub>Ed</sub>	-80.1 kN	λ <sub>w,3</sub>	110.470
(c/t) <sub>f</sub>	5.276	α <sub>w</sub>	0.564	(c/t) <sub>w</sub>	35.014
Class <sub>f</sub>	1	σ <sub>f-yd,1</sub>	35.50 kN/cm <sup>2</sup>	Class <sub>w</sub>	1
		σ <sub>f-yd,2</sub>	-32.52 kN/cm <sup>2</sup>	Class	1
		ψ <sub>w</sub>	-0.916		
<b>Design Ratio</b>					
M <sub>fi,y,Ed</sub>	92.9 kNm	V <sub>fi,z</sub>	0.276	n <sub>w</sub>	0.114
f <sub>y</sub>	35.50 kN/cm <sup>2</sup>	N <sub>fi,Ed</sub>	-80.1 kN	M <sub>pl,y,Rd</sub>	222.9 kNm
γ <sub>M0</sub>	1.000	A	53.80 cm <sup>2</sup>	k <sub>y,θ</sub>	0.492
M <sub>pl,y,Rd</sub>	222.9 kNm	N <sub>pl,Rd</sub>	1909.9 kN	γ <sub>M,fi</sub>	1.000
V <sub>fi,z,Ed</sub>	145.4 kN	h <sub>w</sub>	278.6 mm	M <sub>fi,y,θ,Rd</sub>	109.7 kNm
A <sub>v,z</sub>	25.67 cm <sup>2</sup>	t <sub>w</sub>	7.1 mm	η	0.85
V <sub>pl,z,Rd</sub>	526.1 kN	n	0.042		
LG2	MSN 2	65	0.700	0.76	≤ 1   681)
Fire Design - Cross-section Check - Bending, Shear and Axial Force acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.3					
<b>Parameters for Fire Resistance Design acc. to EN 1991-1-2 and EN 1993-1-2</b>					
t <sub>req</sub>	60 min	σ	5.67x10 <sup>8</sup> W/(m <sup>2</sup> *K <sup>4</sup> )	c <sub>p</sub>	1200.000 J/(kg*K)
Δt	30 s	ρ <sub>a</sub>	7850 kg/m <sup>3</sup>	d <sub>p</sub>	12.000 mm
Curve	Standard	Sides	All Sides	A <sub>p</sub> / V	167.286 1/m
α <sub>c</sub>	25.000 W/(m <sup>2</sup> *K)	γ <sub>M,fi</sub>	1.000	Θ <sub>g</sub> (t <sub>req</sub> )	945.340 °C
Φ	1.000	Material	Board	Θ <sub>a</sub> (t <sub>req</sub> )	592.865 °C
ε <sub>f</sub>	0.700	ρ <sub>p</sub>	300.000 kg/m <sup>3</sup>		
ε <sub>m</sub>	1.000	λ <sub>p</sub>	0.120 W/K		
<b>Material Values - Steel S 355</b>					
E	21000.00 kN/cm <sup>2</sup>	f <sub>y</sub>	35.50 kN/cm <sup>2</sup>		
G	8100.00 kN/cm <sup>2</sup>	f <sub>u</sub>	49.00 kN/cm <sup>2</sup>		
<b>Cross-section Values - IPE 300</b>					
	I-shape	A <sub>v,z</sub>	25.67 cm <sup>2</sup>	W <sub>pl,y</sub>	628.00 cm <sup>3</sup>
	rolled				
h	300.0 mm	I <sub>y</sub>	8360.00 cm <sup>4</sup>	W <sub>pl,z</sub>	125.22 cm <sup>3</sup>
b	150.0 mm	I <sub>z</sub>	604.00 cm <sup>4</sup>	I <sub>w</sub>	125900.00 cm <sup>6</sup>
t <sub>w</sub>	7.1 mm	I <sub>t</sub>	20.20 cm <sup>4</sup>	Q <sub>y</sub>	314.00 cm <sup>3</sup>
t <sub>f</sub>	10.7 mm	i <sub>y</sub>	125.0 mm	Q <sub>z</sub>	30.09 cm <sup>3</sup>
r	15.0 mm	i <sub>z</sub>	33.5 mm	BC <sub>y</sub>	a
A	53.80 cm <sup>2</sup>	S <sub>el,y</sub>	557.00 cm <sup>3</sup>	BC <sub>z</sub>	b
A <sub>v,y</sub>	33.67 cm <sup>2</sup>	S <sub>el,z</sub>	80.50 cm <sup>3</sup>		
<b>Design Internal Forces</b>					
N <sub>Ed</sub>	-69.6 kN	V <sub>z,Ed</sub>	-130.0 kN	M <sub>y,Ed</sub>	-83.4 kNm
V <sub>y,Ed</sub>	0.0 kN	T <sub>Ed</sub>	0.0 kNm	M <sub>z,Ed</sub>	0.0 kNm
<b>Cross-section Classification - Class 1</b>					
c <sub>f</sub>	56.5 mm	σ <sub>w,A</sub>	11.11 kN/cm <sup>2</sup>	ε <sub>w</sub>	0.692
t <sub>f</sub>	10.7 mm	σ <sub>w,B</sub>	-13.70 kN/cm <sup>2</sup>	σ <sub>com,Ed</sub>	16.26 kN/cm <sup>2</sup>
ε <sub>f</sub>	0.692	c <sub>w</sub>	248.6 mm	ε <sub>w,KI3</sub>	1.022
λ <sub>f,1</sub>	6.224	t <sub>w</sub>	7.1 mm	λ <sub>w,1</sub>	44.013
λ <sub>f,2</sub>	6.916	f <sub>yd,w</sub>	35.50 kN/cm <sup>2</sup>	λ <sub>w,2</sub>	50.682
		N <sub>Ed</sub>	-69.6 kN	λ <sub>w,3</sub>	117.890

STEEL EC3  
CA1  
Steel Design

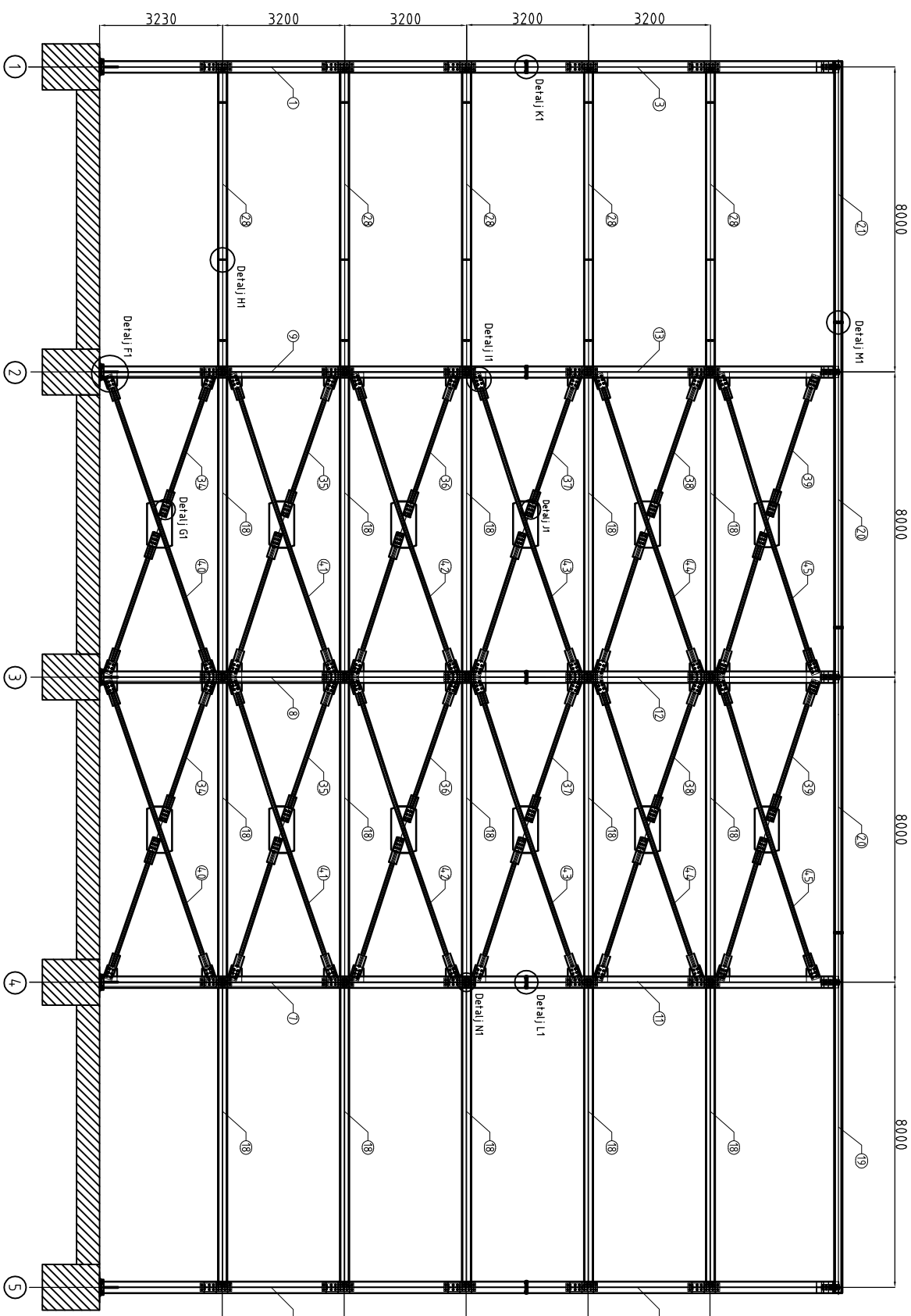
DESIGN BY LOAD CASE with Selection

LC/LG/CO	Load Case or LG/CO Description	Member No	Location x x [m]	Design	Acc. to Formula	
LG3	$\lambda_{f,3}$	9.682	$\alpha_w$	0.556	$(c/t)_w$	35.014
	$(c/t)_f$	5.276	$\sigma_{f-yd,1}$	35.50 kN/cm <sup>2</sup>	Class <sub>w</sub>	1
	Class <sub>f</sub>	1	$\sigma_{f-yd,2}$	-32.91 kN/cm <sup>2</sup>	Class	1
	<b>Design Ratio</b>					
	$M_{fi,y,Ed}$	83.4 kNm	$v_{fi,z}$	0.247	$n_w$	0.099
	$f_y$	35.50 kN/cm <sup>2</sup>	$N_{fi,Ed}$	-69.6 kN	$M_{pl,y,Rd}$	222.9 kNm
	$\gamma_{M0}$	1.000	A	53.80 cm <sup>2</sup>	$k_{y,\theta}$	0.492
	$M_{pl,y,Rd}$	222.9 kNm	$N_{pl,Rd}$	1909.9 kN	$\gamma_{M,fi}$	1.000
	$V_{fi,z,Ed}$	130.0 kN	$h_w$	278.6 mm	$M_{fi,y,\theta,Rd}$	109.7 kNm
	$A_{v,z}$	25.67 cm <sup>2</sup>	$t_w$	7.1 mm	$\eta$	0.76
	$V_{pl,z,Rd}$	526.1 kN	n	0.036		
	MSN 3		111	0.700	0.82	≤ 1 (681)
	Fire Design - Cross-section Check - Bending, Shear and Axial Force acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.3					
	<b>Parameters for Fire Resistance Design acc. to EN 1991-1-2 and EN 1993-1-2</b>					
	$t_{req}$	60 min	$\sigma$	$5.67 \times 10^8$ W/(m <sup>2</sup> *K <sup>4</sup> )	$c_p$	1200.000 J/(kg*K)
	$\Delta t$	30 s	$\rho_a$	7850 kg/m <sup>3</sup>	$d_p$	12.000 mm
	Curve	Standard	Sides	All Sides	$A_p / V$	167.286 1/m
	$\alpha_c$	25.000 W/(m <sup>2</sup> *K)	$\gamma_{M,fi}$	1.000	$\Theta_{g(t_{req})}$	945.340 °C
	$\Phi$	1.000	Material	Board	$\Theta_{a(t_{req})}$	592.865 °C
	$\epsilon_f$	0.700	$\rho_p$	300.000 kg/m <sup>3</sup>		
	$\epsilon_m$	1.000	$\lambda_p$	0.120 W/K		
	<b>Material Values - Steel S 355</b>					
	E	21000.00 kN/cm <sup>2</sup>	$f_y$	35.50 kN/cm <sup>2</sup>		
G	8100.00 kN/cm <sup>2</sup>	$f_u$	49.00 kN/cm <sup>2</sup>			
<b>Cross-section Values - IPE 300</b>						
	I-shape rolled	$A_{v,z}$	25.67 cm <sup>2</sup>	$W_{pl,y}$	628.00 cm <sup>3</sup>	
h	300.0 mm	$I_y$	8360.00 cm <sup>4</sup>	$W_{pl,z}$	125.22 cm <sup>3</sup>	
b	150.0 mm	$I_z$	604.00 cm <sup>4</sup>	$I_w$	125900.00 cm <sup>6</sup>	
$t_w$	7.1 mm	$I_t$	20.20 cm <sup>4</sup>	$Q_y$	314.00 cm <sup>3</sup>	
$t_f$	10.7 mm	$i_y$	125.0 mm	$Q_z$	30.09 cm <sup>3</sup>	
r	15.0 mm	$i_z$	33.5 mm	BC <sub>y</sub>	a	
A	53.80 cm <sup>2</sup>	$S_{el,y}$	557.00 cm <sup>3</sup>	BC <sub>z</sub>	b	
$A_{v,y}$	33.67 cm <sup>2</sup>	$S_{el,z}$	80.50 cm <sup>3</sup>			
<b>Design Internal Forces</b>						
$N_{Ed}$	5.8 kN	$V_{z,Ed}$	-131.7 kN	$M_{y,Ed}$	-89.8 kNm	
$V_{y,Ed}$	0.0 kN	$T_{Ed}$	0.0 kNm	$M_{z,Ed}$	0.0 kNm	
<b>Cross-section Classification - Class 1</b>						
$c_f$	56.5 mm	$\sigma_{w,A}$	13.46 kN/cm <sup>2</sup>	$\epsilon_w$	0.692	
$t_f$	10.7 mm	$\sigma_{w,B}$	-13.24 kN/cm <sup>2</sup>	$\sigma_{com,Ed}$	16.01 kN/cm <sup>2</sup>	
$\epsilon_f$	0.692	$c_w$	248.6 mm	$\epsilon_{w,K13}$	1.030	
$\lambda_{f,1}$	6.224	$t_w$	7.1 mm	$\lambda_{w,1}$	50.261	
$\lambda_{f,2}$	6.916	$f_{yd,w}$	35.50 kN/cm <sup>2</sup>	$\lambda_{w,2}$	57.939	
$\lambda_{f,3}$	9.682	$N_{Ed}$	5.8 kN	$\lambda_{w,3}$	128.494	
$(c/t)_f$	5.276	$\alpha_w$	0.495	$(c/t)_w$	35.014	
Class <sub>f</sub>	1	$\sigma_{f-yd,1}$	35.50 kN/cm <sup>2</sup>	Class <sub>w</sub>	1	
		$\sigma_{f-yd,2}$	-35.72 kN/cm <sup>2</sup>	Class	1	
		$\Psi_w$	-1.006			
<b>Design Ratio</b>						
$M_{fi,y,Ed}$	89.8 kNm	$v_{fi,z}$	0.250	$n_w$	0.008	
$f_y$	35.50 kN/cm <sup>2</sup>	$N_{fi,Ed}$	5.8 kN	$M_{pl,y,Rd}$	222.9 kNm	
$\gamma_{M0}$	1.000	A	53.80 cm <sup>2</sup>	$k_{y,\theta}$	0.492	
$M_{pl,y,Rd}$	222.9 kNm	$N_{pl,Rd}$	1909.9 kN	$\gamma_{M,fi}$	1.000	
$V_{fi,z,Ed}$	131.7 kN	$h_w$	278.6 mm	$M_{fi,y,\theta,Rd}$	109.7 kNm	
$A_{v,z}$	25.67 cm <sup>2</sup>	$t_w$	7.1 mm	$\eta$	0.82	
$V_{pl,z,Rd}$	526.1 kN	n	0.003			

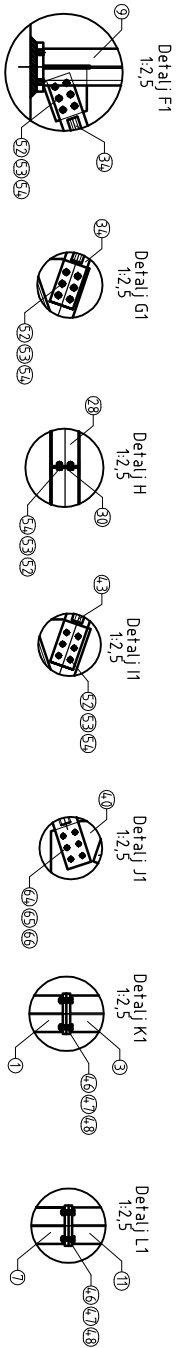
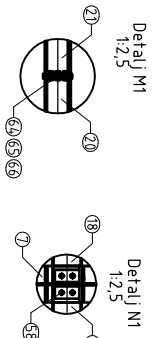




VZDOLŽNO PALIČJE - os A



- ①-② STEBENI ZIDANINAH OKVIRJEV - STROPNI DEL (MIB 801 S 355)
- ③-⑤ STEBENI ZIDANINAH OKVIRJEV - STROPNI DEL (MIB 801 S 355)
- ⑥-⑧ STEBENI NOTRANJAH OKVIRJEV - STROPNI DEL (MIB 701 S 355)
- ⑨-⑪ STEBENI NOTRANJAH OKVIRJEV - STROPNI DEL (MIB 701 S 355)
- ⑫-⑭ STEBENI ZIDANINAH OKVIRJEV (MIB 301 S 355)
- ⑮-⑯ STEBENI ZIDANINAH OKVIRJEV (MIB 301 S 355)
- ⑰-⑱ STEBENI ZIDANINAH OKVIRJEV (MIB 301 S 355)
- ⑲-⑳ STEBENI ZIDANINAH OKVIRJEV (MIB 301 S 355)
- ㉑-㉒ STEBENI ZIDANINAH OKVIRJEV (MIB 301 S 355)
- ㉓-㉔ STEBENI ZIDANINAH OKVIRJEV (MIB 301 S 355)
- ㉕-㉖ STEBENI ZIDANINAH OKVIRJEV (MIB 301 S 355)
- ㉗-㉘ STEBENI ZIDANINAH OKVIRJEV (MIB 301 S 355)
- ㉙-㉚ STEBENI ZIDANINAH OKVIRJEV (MIB 301 S 355)
- ㉛-㉜ STEBENI ZIDANINAH OKVIRJEV (MIB 301 S 355)
- ㉝-㉞ STEBENI ZIDANINAH OKVIRJEV (MIB 301 S 355)
- ㉟-㊱ STEBENI ZIDANINAH OKVIRJEV (MIB 301 S 355)
- ㊲-㊳ STEBENI ZIDANINAH OKVIRJEV (MIB 301 S 355)
- ㊴-㊵ STEBENI ZIDANINAH OKVIRJEV (MIB 301 S 355)
- ㊶-㊷ STEBENI ZIDANINAH OKVIRJEV (MIB 301 S 355)
- ㊸-㊹ STEBENI ZIDANINAH OKVIRJEV (MIB 301 S 355)
- ㊺-㊻ STEBENI ZIDANINAH OKVIRJEV (MIB 301 S 355)
- ㊼-㊽ STEBENI ZIDANINAH OKVIRJEV (MIB 301 S 355)
- ㊾-㊿ STEBENI ZIDANINAH OKVIRJEV (MIB 301 S 355)
- ①-② VZDOLŽNA PALIČJA (MIB 801 S 355)
- ③-⑤ VZDOLŽNA PALIČJA (MIB 801 S 355)
- ⑥-⑧ VZDOLŽNA PALIČJA (MIB 701 S 355)
- ⑨-⑪ VZDOLŽNA PALIČJA (MIB 701 S 355)
- ⑫-⑭ VZDOLŽNA PALIČJA (MIB 301 S 355)
- ⑮-⑯ VZDOLŽNA PALIČJA (MIB 301 S 355)
- ⑰-⑱ VZDOLŽNA PALIČJA (MIB 301 S 355)
- ⑲-⑳ VZDOLŽNA PALIČJA (MIB 301 S 355)
- ㉑-㉒ VZDOLŽNA PALIČJA (MIB 301 S 355)
- ㉓-㉔ VZDOLŽNA PALIČJA (MIB 301 S 355)
- ㉕-㉖ VZDOLŽNA PALIČJA (MIB 301 S 355)
- ㉗-㉘ VZDOLŽNA PALIČJA (MIB 301 S 355)
- ㉙-㉚ VZDOLŽNA PALIČJA (MIB 301 S 355)
- ㉛-㉜ VZDOLŽNA PALIČJA (MIB 301 S 355)
- ㉝-㉞ VZDOLŽNA PALIČJA (MIB 301 S 355)
- ㉟-㊱ VZDOLŽNA PALIČJA (MIB 301 S 355)
- ㊲-㊳ VZDOLŽNA PALIČJA (MIB 301 S 355)
- ㊴-㊵ VZDOLŽNA PALIČJA (MIB 301 S 355)
- ㊶-㊷ VZDOLŽNA PALIČJA (MIB 301 S 355)
- ㊸-㊹ VZDOLŽNA PALIČJA (MIB 301 S 355)
- ㊺-㊻ VZDOLŽNA PALIČJA (MIB 301 S 355)
- ㊼-㊽ VZDOLŽNA PALIČJA (MIB 301 S 355)
- ㊾-㊿ VZDOLŽNA PALIČJA (MIB 301 S 355)



Pos.	Amount	Unit	Name	Norm/Dwg-Nr.	Material	Remark																
1	2	3	4	5	6	7																
Zaht. Changes Data Item																						
<table border="1"> <tr> <td>Norm</td> <td>233.301</td> <td>Hydrobrnik</td> <td>233.301</td> <td>Hydrobrnik</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>Work</td> <td>233.301</td> <td>Hydrobrnik</td> <td>233.301</td> <td>Hydrobrnik</td> <td></td> <td></td> </tr> </table>							Norm	233.301	Hydrobrnik	233.301	Hydrobrnik			Work	233.301	Hydrobrnik	233.301	Hydrobrnik				
Norm	233.301	Hydrobrnik	233.301	Hydrobrnik																		
Work	233.301	Hydrobrnik	233.301	Hydrobrnik																		
<table border="1"> <tr> <td>Scale:</td> <td>1:75</td> <td>Order-Nr.:</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Unit-Nr.:</td> <td></td> <td>Drawing:</td> <td>SESTAVA KONSTRUKCIJE VZDOLŽNO PALIČJE</td> </tr> <tr> <td>Designer:</td> <td></td> <td>Articledesigner:</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Rev:</td> <td></td> <td>File:</td> <td></td> </tr> </table>							Scale:	1:75	Order-Nr.:		Unit-Nr.:		Drawing:	SESTAVA KONSTRUKCIJE VZDOLŽNO PALIČJE	Designer:		Articledesigner:		Rev:		File:	
Scale:	1:75	Order-Nr.:																				
Unit-Nr.:		Drawing:	SESTAVA KONSTRUKCIJE VZDOLŽNO PALIČJE																			
Designer:		Articledesigner:																				
Rev:		File:																				





