

Univerza  
v Ljubljani  
Fakulteta  
*za gradbeništvo  
in geodezijo*

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



**VISOKOŠOLSKI  
STROKOVNI  
ŠTUDIJ GRADBENIŠTVA  
KONSTRUKCIJSKA SMER**

Kandidat:

**MATEJ DAKSKOBLER**

**Statična analiza objekta v jekleni izvedbi**

Diplomska naloga št.: 449\KS

**Static analysis of a facility in steel realization**

Graduation thesis No.: 449\KS

**Mentor:**

prof. dr. Jože Korelc

**Somentor:**

asist. dr. Peter Skuber

**Predsednik komisije:**

doc. dr. Tomo Cerovšek

Ljubljana, 2011

## IZJAVE

Podpisani Matej Dakskobler izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom »Statična analiza objekta v jekleni izvedbi«.

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

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

Ljubljana, 3.1.2012

Matej Dakskobler

---

**BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK**

- UDK:** 624.014.2:624.042(043.2)
- Avtor:** Matej Dakskobler
- Mentor:** prof. dr. Jože Korelc, univ. dipl. ing. grad.
- Somentor:** asist. dr. Peter Skuber, univ. dipl. ing. grad.
- Naslov:** Statična analiza objekta v jekleni izvedbi
- Obseg in oprema:** 99 str., 60 sl., 11 pregl.
- Ključne besede:** jeklena konstrukcija, sovprežna plošča, statični izračun

**Izvleček**

V diplomski nalogi je predstavljen postopek projektiranja poslovno – skladiščnega objekta. Del objekta je dvoetažen, del pa troetažen. V prečni smeri nosilno konstrukcijo objekta predstavlja sedem momentnih okvirjev, v vzdolžni smeri pa štiri okvirji s centričnimi povezji. Medetažna plošča je izvedena z armiranobetonsko sovprežno ploščo.

Globalna analiza je narejena deloma v prostorskem, deloma v ravninskem modelu. V izračunih je upoštevana elastična analiza po teoriji drugega reda z upoštevanjem začetne geometrijske nepopolnosti.

V okviru diplomske naloge so izdelani tudi osnovni načrti konstrukcije.

## **BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT**

**UDC:** 624.014.2:624.042(043.2)

**Author:** Matej Dakskobler

**Supervisor:** prof. dr. Jože Korelc, univ. dipl. ing. grad.

**Co-supervisor:** asist. dr. Peter Skuber, univ. dipl. ing. grad.

**Title:** Static analysis of a facility in steel realization

**Notes:** 99 p., 60 fig., 11 tab.

**Key words:** steel structure, composite plate, static calculation

### **Abstract**

This diploma paper presents the design process of a business - storage facility. One part of the facility is two-storey, and the other one is three-storey. In the lateral direction the load-bearing construction is represented by seven moment frames, and in the longitudinal direction by four frames with centric bracings. The mezzanine slab is represented by a composite reinforced concrete slab.

Global analysis has been made partly on a three-dimensional, partly on a two-dimensional model. In the calculations second-order elastic analysis with geometric imperfection has been included.

Basic designs of the construction have also been made.

## ZAHVALA

Zahvaljujem se prof. dr. Jožetu Korelcu in somentorju asist. dr. Petru Skuberju ter asist. dr. Primožu Možetu za pomoč pri izdelavi diplomske naloge, ter za vsa pojasnila in razlage na vprašanja, ki so se pojavila tekom izdelave diplomske naloge.

Zahvaljujem se tudi staršema, ki sta mi omogočila študij in me podpirala pri izobraževanju. Zahvaljujem se tudi dekletu Maji, ki mi je v času izobraževanja in pisanja diplomske naloge vedno stala ob strani.

**KAZALO VSEBINE:**

<b>1</b>	<b>UVOD .....</b>	<b>13</b>
<b>2</b>	<b>TEHNIČNO POROČILO .....</b>	<b>14</b>
2.1	Zasnova .....	14
2.2	Konstrukcijski elementi in uporabljeni materiali.....	16
2.2.1	Stebri.....	16
2.2.2	Glavni nosilci.....	16
2.2.3	Sekundarni (sovprežni) nosilci .....	16
2.2.4	Strešni nosilci .....	17
2.2.5	Sovprežna plošča .....	17
2.2.6	Vertikalno povezje.....	17
2.2.7	Horizontalno povezje.....	17
2.2.8	Temelji.....	17
2.2.9	Fasada .....	18
2.2.10	Betonsko jedro .....	18
2.2.11	Spoji.....	18
2.3	Statična globalna analiza .....	18
2.4	Dimenzioniranje in kontrola pomikov .....	18
2.5	Uporabljeni standardi.....	18
2.6	Izdelava in montaža .....	19
2.7	Protikorozijska zaščita .....	19
<b>3</b>	<b>DOLOČITEV OBTEŽBE .....</b>	<b>20</b>
3.1	Lastna teža .....	20
3.2	Stalna obtežba .....	20
3.3	Koristna obtežba .....	21
3.4	Obtežba snega .....	21

3.5	Obtežba vetra.....	22
3.6	Dinamična analiza .....	27
3.7	Obtežne kombinacije.....	33
3.7.1	Mejno stanje nosilnosti .....	33
3.7.1	Mejno stanje uporabnosti .....	35
<b>4</b>	<b>GLOBALNA ANALIZA .....</b>	<b>37</b>
<b>5</b>	<b>NOTRANJE SILE IN POMIKI .....</b>	<b>38</b>
5.1	Momentni okvir z dvema etažama .....	38
5.1.1	Mejno stanje nosilnosti – okvir 6, obtežna kombinacija MSN 3 .....	38
5.1.2	Mejno stanje uporabnosti, obtežna kombinacija MSU 2 .....	40
5.2	Momentni okvir s tremi etažami .....	40
5.2.1	Mejno stanje nosilnosti, okvir 2, obtežna kombinacija MSN 3 .....	40
5.2.2	Mejno stanje uporabnosti, obtežni primer MSU 2 .....	42
5.3	Okvir s centričnim povezjem .....	42
5.3.1	Mejno stanje nosilnosti, okvir B, obtežna kombinacija MSN .....	42
5.3.2	Mejno stanje uporabnosti, okvir B, obtežna kombinacija MSU .....	43
<b>6</b>	<b>PROJEKTIRANJE PO PRAVILIH NAČRTOVANE NOSILNOSTI .....</b>	<b>45</b>
6.1	Dimenzioniranje momentnega okvirja .....	45
6.1.1	Dimenzioniranje prečk .....	49
6.1.2	Dimenzioniranje stebrov .....	56
6.2	Dimenzioniranje okvirja s centričnim povezjem.....	65
6.2.1	Dimenzioniranje diagonal levega vertikalnega povezja .....	66
6.2.2	Dimenzioniranje diagonal desnega vertikalnega povezja.....	69
<b>7</b>	<b>MEDETAŽNA KONSTRUKCIJA .....</b>	<b>73</b>
7.1	Sovprežna plošča.....	73
7.2	Sovprežni nosilec IPE 240 .....	73

---

7.2.1	Montažno stanje.....	74
7.2.2	Sovprežno stanje.....	76
7.3	Sovprežni nosilec IPE 330.....	81
7.3.1	Montažno stanje.....	82
7.3.2	Sovprežno stanje.....	84
<b>8</b>	<b>HORIZONTALNO POVEZJE.....</b>	<b>89</b>
8.1	Obtežba.....	89
8.2	Obremenitve.....	91
8.2.1	Reakcije.....	91
8.2.2	Dimenzioniranje nateznih palic.....	91
<b>9</b>	<b>STREŠNA LEGA IPE 200.....</b>	<b>93</b>
9.1	Obtežba.....	93
9.1.1	Stalna obtežba.....	93
9.1.2	Spremenljiva obtežba.....	93
9.1.3	Obtežne kombinacije.....	93
9.2	Dimenzioniranje.....	94
9.2.1	MSN.....	94
9.2.2	MSU.....	95
<b>10</b>	<b>ZAKLJUČEK.....</b>	<b>97</b>
	<b>VIRI.....</b>	<b>98</b>
	<b>PRILOGE.....</b>	<b>99</b>



## KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Koeficienti in vrednosti zunanjšega tlaka na stene v vzdolžni smeri.....	24
Preglednica 2: Koeficienti in vrednosti zunanjšega tlaka na stene v prečni smeri.....	24
Preglednica 3: Koeficienti in vrednosti zunanjšega tlaka na ravni strehi.....	26
Preglednica 4: Kombinirani koeficienti vpliva vetra.....	26
Preglednica 5: Teže posameznih okvirjev in etaž v kN.....	30
Preglednica 6: Vpliv naključne torzije v smeri x.....	31
Preglednica 7: Vpliv naključne torzije v smeri y.....	31
Preglednica 8: Razporeditev potresnih sil po etažah in okvirjih z upoštevanjem $\delta_x$ .....	32
Preglednica 9: Razporeditev potresnih sil po etažah in okvirjih z upoštevanjem $\delta_y$ .....	33
Preglednica 10: Dopustni razponi HI bond sovprežnih stropov za MSN.....	73
Preglednica 11: Dopustni razponi HI bond sovprežnih stropov za MSN.....	81

## KAZALO SLIK

Slika 1: Prikaz računskega modela konstrukcije – pogled.....	13
Slika 2: Prikaz računskega modela konstrukcije – pogled v vzdolžni smeri.....	15
Slika 3: Prikaz računskega modela konstrukcije – pogled v prečni smeri.....	15
Slika 4: Prikaz računskega modela konstrukcije – tloris.....	15
Slika 5: Razdelitev sten na področja [SIST EN 1991-1-4:2005].....	23
Slika 6: Razpored tlakov po višini stavbe v odvisnosti od $h$ , $b$ , $z_e$ [SIST EN 1991-1-4:2005].....	23
Slika 7: Razpored tlakov po strehi stavbe [SIST EN 1991-1-4:2005].....	25
Slika 8: Okvir s centričnimi povezji (območje sipanja v nateznih diagonalah).....	27
Slika 9: Momentni okvir (območje sipanja v prečkah in na dnu stebrov).....	27
Slika 10: Prikaz delovanja vodoravnih sil in mas objekta po etažah.....	32
Slika 11: Ovojnica momentov $M_{Ed}$ za MSN v momentnem okvirju 6 [kNm].....	38
Slika 12: Ovojnica prečnih sil $V_{Ed}$ za MSN v momentnem okvirju 6 [kN].....	38
Slika 13: Ovojnica osnih sil $N_{Ed}$ za MSN v momentnem okvirju 6 [kN].....	39
Slika 14: Ovojnica izkoriščenosti prerezov prečk v momentnem okvirju 6, obtežne kombinacije MSN.....	39
Slika 15: Ovojnica izkoriščenosti prerezov stebrov v momentnem okvirju 6, obtežne kombinacije MSN.....	39
Slika 16: Pomiki momentnega okvirja 6 za MSU [mm].....	40
Slika 17: Ovojnica momentov $M_{Ed}$ za MSN v momentnem okvirju 2 [kNm].....	40

Slika 18: Ovojnica prečnih sil $V_{Ed}$ za MSN v momentnem okvirju 2 [kN].....	41
Slika 19: Ovojnica osnih sil $N_{Ed}$ za MSN v momentnem okvirju 2 [kN].....	41
Slika 20: Ovojnica izkoriščenosti prerezov prečk v momentnem okvirju 2, obtežne kombinacije MSN.....	41
Slika 21: Pomiki momentnega okvirja 2 za MSU [mm].....	42
Slika 22: Ovojnica momentov $M_{Ed}$ za MSN v vzdolžnem okvirju B [kNm].....	42
Slika 23: Ovojnica prečnih sil $V_{Ed}$ za MSN v vzdolžnem okvirju B [kN].....	43
Slika 24: Ovojnica osnih sil $N_{Ed}$ za MSN v vzdolžnem okvirju B [kN].....	43
Slika 25: Horizontalni pomiki vzdolžnega okvirja B za MSU [mm].....	43
Slika 26: Shematski prikaz priključka prečke z vuto na notranji steber.....	45
Slika 27: Shematski prikaz priključka prečke z vuto na zunanji steber.....	46
Slika 28: Shematski prikaz ojačitve panela stojine notranjega stebra.....	47
Slika 29: Ovojnica momentov $M_{Ed,G}$ [kNm] zaradi gravitacijskega dela potresne kombinacije, okvir 6.....	49
Slika 30: Ovojnica momentov $M_{Ed,E}$ [kNm] zaradi seizmičnega dela potresne kombinacije, okvir 6.....	49
Slika 31: Ovojnica osnih sil $N_{Ed,G}$ [kN] zaradi gravitacijskega dela potresne kombinacije, okvir 6.....	50
Slika 32: Ovojnica osnih sil $N_{Ed,E}$ [kN] zaradi seizmičnega dela potresne kombinacije, okvir 6.....	50
Slika 33: Ovojnica prečnih sil $V_{Ed,G}$ [kN] zaradi gravitacijskega dela potresne kombinacije, okvir 6.....	51
Slika 34: Shematski prikaz priključka prečke z vuto na steber.....	51

---

Slika 35: Ovojnica momentov $M_{Ed,G}$ [kNm] zaradi gravitacijskega dela potresne kombinacije, okvir 2.....	53
Slika 36: Ovojnica momentov $M_{Ed,E}$ [kNm] zaradi seizmičnega dela potresne kombinacije, okvir 2.....	53
Slika 37: Ovojnica osnih sil $N_{Ed,G}$ [kN] zaradi gravitacijskega dela potresne kombinacije, okvir 2.....	54
Slika 38: Ovojnica osnih sil $N_{Ed,E}$ [kN] zaradi seizmičnega dela potresne kombinacije, okvir 2.....	54
Slika 39: Ovojnica prečnih sil $V_{Ed,G}$ [kN] zaradi gravitacijskega dela potresne kombinacije, okvir 2.....	55
Slika 40: Ovojnica momentov $M_{Ed,G}$ [kNm] zaradi gravitacijskega dela potresne kombinacije, okvir 6.....	57
Slika 41: Ovojnica osnih sil $N_{Ed,G}$ [kN] zaradi gravitacijskega dela potresne kombinacije, okvir 6.....	58
Slika 42: Ovojnica prečni sil $V_{Ed,G}$ [kN] zaradi gravitacijskega dela potresne kombinacije, okvir 6.....	58
Slika 43: Ovojnica momentov $M_{Ed,E}$ [kNm] zaradi seizmičnega dela potresne kombinacije, okvir 6.....	59
Slika 44: Ovojnica osnih sil $N_{Ed,E}$ [kN] zaradi seizmičnega dela potresne kombinacije, okvir 6.....	59
Slika 45: Ovojnica prečnih sil $V_{Ed,E}$ [kN] zaradi seizmičnega dela potresne kombinacije, okvir 6.....	60
Slika 46: Natezne osne sile v diagonalah vertikalnega povezja [kN] zaradi seizmičnega dela potresne obtežne kombinacije.....	66

---

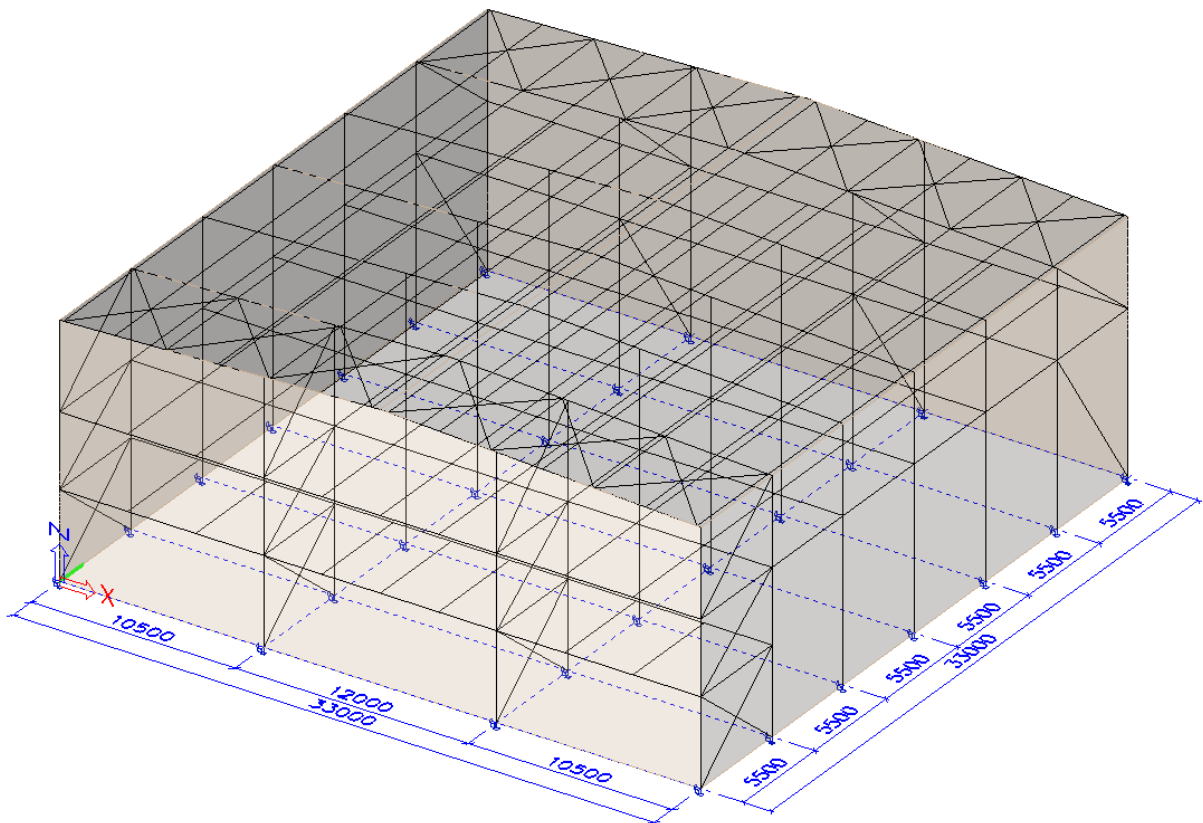
Slika 47: Natezne osne sile v diagonalah desnega vertikalnega povezja [kN] zaradi seizmičnega dela potresne obtežne kombinacije.....	69
Slika 48: Grafični prikaz izračuna površin $A^+$ in $A^-$ .....	70
Slika 49: Zasnova sovprežnega nosilca IPE 240.....	74
Slika 50: Napetostno stanje sovprežnega prereza ob delovaju $M_{pl,Rd}$ .....	77
Slika 51: Zasnova sovprežnega nosilca IPE 330.....	82
Slika 52: Napetostno stanje sovprežnega prereza ob delovaju $M_{pl,Rd}$ .....	85
Slika 53: Zasnova horizontalnega povezja.....	89
Slika 54: Moment $M_{Ed}$ za izračun izbočne sile.....	90
Slika 55: Reakcije horizontalnega povezja.....	91
Slika 56: Osne sile nateznih palic horizontalnega povezja.....	91
Slika 57: Ovojnica izkoriščenosti nateznih palic.....	92
Slika 58: Ovojnica momentov $M_y$ .....	94
Slika 59: Ovojnica prečnih sil $V_z$ .....	94
Slika 60: Ovojnica pomikov $u_z$ .....	95

## 1 UVOD

V okviru diplomskega dela je bila izvedena zasnova, statični račun in osnovni izvedbeni načrti nosilne konstrukcije trietažne stavbe kvadratne tlorisne oblike, na nivoju projekta za pridobitev gradbenega dovoljenja. Stavba je v jekleni in sovprežni izvedbi in je locirana v Ljubljani. V nalogi je prikazan postopek projektiranja po standardih Evrokod.

Za statično analizo konstrukcije je bil uporabljen računalniški program SCIA Engineer 2011.

Upoštevana je bila teorija drugega reda in globalna nepopolnost.



Slika 1: Prikaz računskega modela konstrukcije - pogled

Vplivi na konstrukcijo, katere se upošteva pri dimenzioniranju, so določeni po standardih SIST EN 1991 in SIST EN 1998. Lastna in stalna obtežba sta določeni glede na izbrane jeklene profile, debeline sovprežnih armiranobetonskih plošč ter ostalih konstrukcijskih elementov, kot so strešna in fasadna podkonstrukcija ter paneli. Stavba je namenjena poslovni dejavnosti in skladiščenju, zato je za koristno obtežbo upoštevana vrednost  $3\text{kN/m}^2$  za pisarne

ter  $7,5\text{kN/m}^2$  za skladišče. Obtežbe snega, vetra in potresa so odvisne od več dejavnikov: lokacija, oblika in masa objekta, karakteristike tal, nihajnega časa ter konstrukcijske zasnove objekta. Potresno obtežbo in obtežbo vetra v prečni smeri v temeljna tla prenesejo momentni okvirji, v vzdolžni pa okvirji s centričnimi povezji. Za izračun potresne obtežbe je bila uporabljena metoda z vodoravnimi silami.

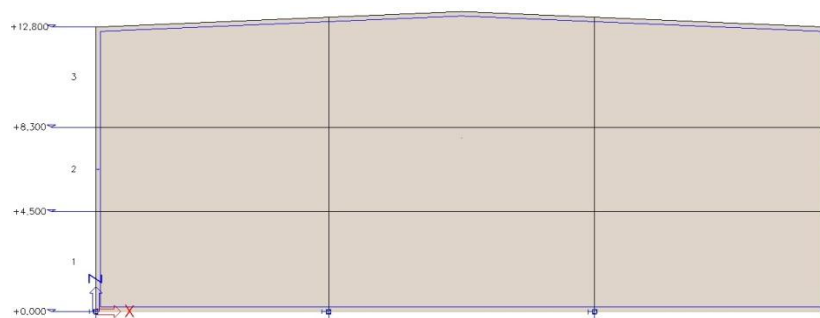
V računalniškem programu SCIA Engineer 2011 je bil najprej sestavljen 3D model konstrukcije, vnesene so bile izračunane obtežbe in geometrijska nepopolnost. Poleg 3D modela, sem uporabil tudi 2D modele za izračun vertikalnih in horizontalnega povezja ter strešnih leg. Izračunane notranje sile in pomiki so bili kontrolirani s »peš« računom, tako je bila sproti preverjena pravilnost vnesenih podatkov in rezultatov. Profili in konstrukcija je bila dimenzionirana tako, da so bili zagotovljeni vsi pogoji mejnega stanja uporabnosti in mejnega stanja nosilnosti. Prav tako so bila upoštevana pravila za duktilno obnašanje protipotresnih gradenj jeklenih konstrukcij.

## **2 TEHNIČNO POROČILO**

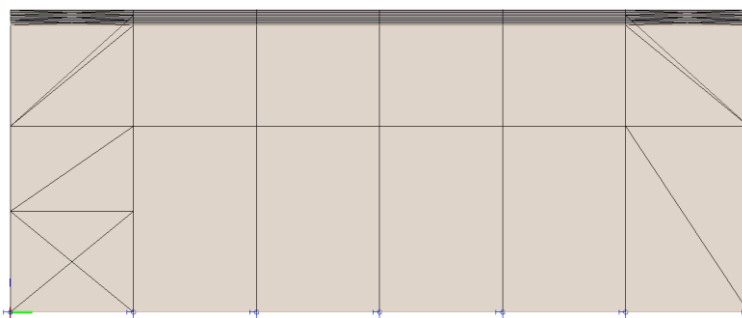
### **2.1 Zasnova**

Obravnavan je poslovno – skladiščni trietažni objekt kvadratne tlorisne oblike, dimenzij  $33 \times 33 \times 16,5$  m. Pritličje ter del tretje etaže je namenjen skladiščenju, druga ter preostali del tretje etaže pa so pisarniški prostori. Prva etaža je visoka 4,5 m, druga etaža 3,8 m in tretja etaža 4,5 m. Objekt je grajen v jekleni in sovprežni izvedbi s Trimo HI – Bond sovprežnimi ploščami. Temelji so pasovni armiranobetonski. Ravna nepohodna streha v naklonu  $3^\circ$  je krita s Trimoterm strešnimi paneli z dodatno hidroizolacijo zaradi majhnega naklona strehe. Za fasado so uporabljeni Trimoterm fasadni paneli. Betonsko jedro, v katerem sta betonsko stopnišče in dvigalo, je ločeno od jeklene konstrukcije z dilatacijo. Objekt je nepodkleten.

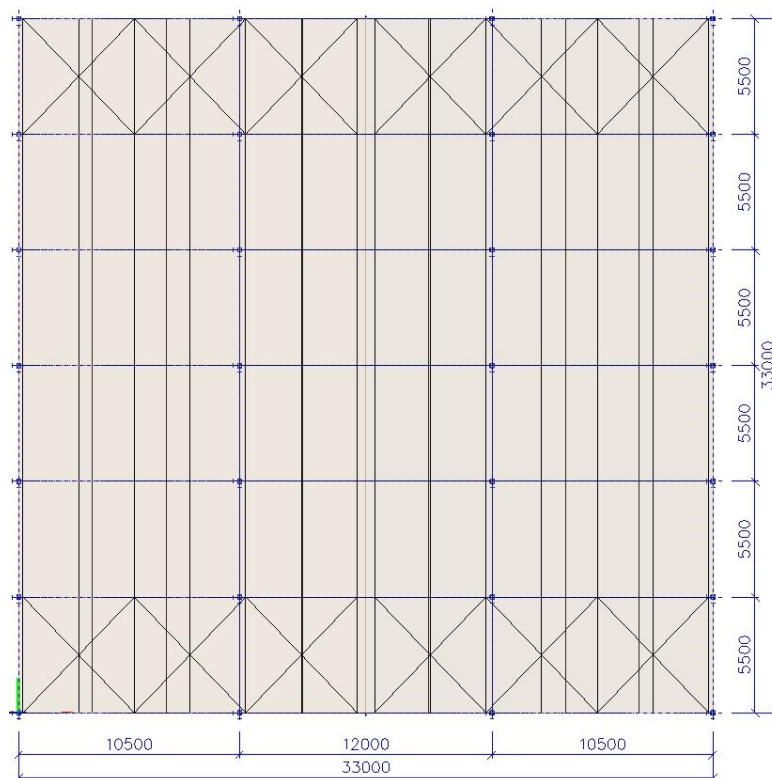
Nosilno konstrukcijo objekta delimo na glavne nosilne elemente (glavni okvirji, povezja, ...), ter na sekundarno konstrukcijo (fasadna, strešna konstrukcija, ...). Sekundarna konstrukcija ne vpliva na globalno stabilnost konstrukcije.



Slika 2: Prikaz računskega modela konstrukcije –pogled v vzdolžni smeri



Slika 3: Prikaz računskega modela konstrukcije –pogled v prečni smeri



Slika 4: Prikaz računskega modela konstrukcije - tloris



Objekt se nahaja v Ljubljani, na nadmorski višini 300 m, leži v coni A2, vetrna cona 1, kategorije terena 3. Tip tal za račun potresne obtežbe je B, projektni pospešek pa 0,25 g.

V prečni smeri predstavlja nosilno konstrukcijo sedem momentnih okvirjev v razmaku 5,5 m. Primarni nosilci so momentno priključeni na stebre. V vzdolžni smeri imamo štiri okvirje, s po dvema centričnima členkasto priključenima povezjema. Povezji se nahajata v krajnih poljih okvirjev. Okvirji so na oddaljenosti 10,5 m – 12,0 m – 10,5 m. Sekundarni nosilci so členkasto priključeni na stebre oz. glavne nosilce. Druga etaža konstrukcije se pojavi samo v prvem polju vzdolžnih okvirjev. Konstrukcija je projektirana kot visoko duktilna, zato je faktor obnašanja vzdolžnih okvirjev s centričnima povezjema 4, pri prečnih momentnih okvirjih pa je faktor obnašanja 6,5.

## **2.2 Konstrukcijski elementi in uporabljeni materiali**

### **2.2.1 Stebri**

Zaradi različnih vplivnih površin, se za stebre zunanjih dveh vzdolžnih okvirjev izbere manjši profil kot za notranja okvirja. Za zunanja okvira se izbere HEA 450, za notranja pa HEB550. V obeh primerih stebri potekajo kontinuirano, po celotni višini objekta in so momentno priključeni na temelje. Izbere se jeklo kvalitete S 355.

### **2.2.2 Glavni nosilci**

Na stebre so momentno priključeni glavni nosilci. Potekajo v prečni smeri objekta. Z upoštevanjem pogojev za mejno stanje nosilnosti in uporabnosti, izberemo v tretji etaži vroče valjane profile HEA 550 z vuto, dolžine 10,5 m in 12 m, v drugi etaži pa zaradi manjših obremenitev izberemo vroče valjane profile IPE 400 z vuto, prav tako dolžine 10,5 m in 12 m. V obeh etažah se zaradi velikih razponov doda vuto, zaradi izrazitih konic negativnih momentov. Izbere se jeklo kvalitete S 235.

### **2.2.3 Sekundarni (sovprežni) nosilci**

Sekundarni nosilci so členkasto priključeni na stebre oz. glavne nosilce. Potekajo v vzdolžni smeri objekta. Sekundarni nosilci predstavljajo nosilno konstrukcijo sovprežne plošče. Glede na različne obremenitve, se za območje pisarn izberejo profili IPE 240, za območje skladišč pa IPE 300. V obeh primerih iz jekla kvalitete S 235.

#### **2.2.4 Strešni nosilci**

Izberemo vroče valjane profile IPE 200 iz jekla kvalitete S 235, na katere nalegajo Trimoterm strešni paneli.

#### **2.2.5 Sovprežna plošča**

Za prostore skladiščenja se izbere sovprežna plošča debeline 16cm, za pisarniške prostore pa sovprežna plošča debeline 12 cm. Tip pločevine, uporabljene v sovprežni plošči je tipa HI – bond 55,  $t = 0,8$  mm,  $f_{yk} = 250$  MPa, uporabljen beton je C 25/30. Strižno silo med ploščo in jeklenimi profili prevzemajo čepi tipa Nelson  $\Phi 19$ , ki se v skladiščnih prostorih nahajajo v vsakem valu, v pisarniških prostorih pa v vsakem drugem valu.

#### **2.2.6 Vertikalno povezje**

V prečni smeri horizontalne sile prenašajo momentni okvirji. V vzdolžni smeri, pa so vertikalna centrična povezja, izvedena v krajnih poljih zunanjih dveh vzdolžnih okvirjev. Vroče valjani profili, uporabljeni za povezja, se po etažah razlikujejo zaradi zagotavljanja enakomernega sipanja energije po konstrukciji. Uporabljeni profili so kvadratne cevi. V levem povezju v pritličju  $100 \times 100 \times 10$ ; v prvem nadstropju  $120 \times 120 \times 6$ ; v drugem pa  $100 \times 100 \times 2$ . V desnem povezju pa v pritličju  $200 \times 200 \times 6$ ; v drugem nadstropju pa  $100 \times 100 \times 2$ . Povezja so členkasto priključena na stebre oz. na sekundarne nosilce. Izbere se jeklo kvalitete S 235.

#### **2.2.7 Horizontalno povezje**

Dve horizontalni povezji v krajnih poljih vzdolžnih okvirjev. Prenášajo prevladujoče horizontalne sile ter služijo podpiranju primarnih nosilcev. Za natezne palice so uporabljene palice premera 18 mm.

#### **2.2.8 Temelji**

Izbere se pasovne temelje širine 1,0 m in višine prav tako 1,0 m, iz betona C 20/25 in rebraste armature kvalitete S 500. (Temelji niso predmet izračuna diplomske naloge.)

## **2.2.9 Fasada**

Za fasado se uporabijo Trimoterm fasadni paneli, pritrjeni na fasadno podkonstrukcijo.

## **2.2.10 Betonsko jedro**

Betonsko jedro s stopniščem in dvigalom je dimenzij 7,5 x 2,8 m. Za gradnjo se uporabi armirani beton C 25/30 ter rebrasta armatura S 500. Stene so debele 20 cm, zaščitni krovni sloj betona pa je 3 cm. Betonsko jedro je ločeno od nosilne konstrukcije objekta z dilatacijo, ima svoje temelje in ne sodeluje pri prenosu horizontalne obtežbe.

## **2.2.11 Spoji**

Spoji so dimenzionirani po posebnih pravilih za protipotresne gradnje. Glede na togost jih razdelimo na polnonosilne in navadne. Polnonosilne se uporabi na mestih, kjer sipanje energije ni predvideno, navadne pa povsod drugje. Uporabi se vijake kvalitete 8.8 ter 10.9, vsi vezni členi, dodatne pločevine, ojačitve panela stojine stebra, so izdelane iz kvalitete jekla S 355.

## **2.3 Statična globalna analiza**

Statična globalna analiza konstrukcije je bila izvedena z računalniškim programom SCIA Engineer 2011. S pomočjo 3D modela konstrukcije in vnesenih obtežb sem dimenzioniral posamezne elemente konstrukcije. Poleg 3D modela, sem uporabil tudi 2D modele za izračun vertikalnih in horizontalnega povezja ter strešnih leg. Program podpira možnost izračuna po teoriji drugega reda, ter upoštevanje začetne geometrijske nepopolnosti, kar je bilo tudi uporabljeno pri izračunu.

## **2.4 Dimenzioniranje in kontrola pomikov**

Izvedena je kontrola nosilnosti in stabilnosti elementov, pomiki stebrov, primarnih in sekundarnih nosilcev. Zagotovljeno je duktilno obnašanje konstrukcije v primeru potresa.

## **2.5 Uporabljeni standardi**

SIST EN 1990: Osnove projektiranja.

SIST EN 1991: Vplivi na konstrukcije:

- SIST EN 1991-1-1: Splošni vplivi – Prostorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe,
- SIST EN 1991-1-3: Splošni vplivi – Obtežbe snega,
- SIST EN 1991-1-4: Splošni vplivi – Obtežbe vetra.

SIST EN 1993: Projektiranje jeklenih konstrukcij:

- SIST EN 1993-1-1: Splošna pravila in pravila za stavbe,

SIST EN 1994: Projektiranje sovprežnih konstrukcij:

- SIST EN 1994-1-1: Splošna pravila in pravila za stavbe.

SIST EN 1998: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij:

- SIST EN 1998-1: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe.

## **2.6 Izdelava in montaža**

Izdelava in montaža bo izvedena v skladu s standardom SIST EN 1090, prvi in drugi del.

## **2.7 Protikorozijska zaščita**

Konstrukcija je v jekleni izvedbi, zato jo je potrebno zaščititi pred škodljivimi vplivi, ki so nevarni za ta material. Trajnost dosežemo s protikorozijsko zaščito, ki jo sestavljajo temeljni premazi in dodatni prekrivni sloji. Po montaži se preveri med delom poškodovana mesta in se jih dodatno zaščiti. Natančna navodila za protikorozijsko zaščito določi tehnolog.

### 3 DOLOČITEV OBTEŽBE

Vplivi na konstrukcijo se delijo na:

- lastna teža
- stalna obtežba
- koristna obtežba
- obtežba snega
- obtežba vetra
- potresna obtežba.

Te obtežbe lahko na konstrukcijo vplivajo sočasno, zato sestavimo obtežne kombinacije, za dimenzioniranje pa se uporabi najbolj neugodno izmed vseh. Določeni so v skladu s SIST EN 1990.

#### 3.1 Lastna teža

Program lastno težo upošteva sam.

#### 3.2 Stalna obtežba

Sestavljena je iz obtežbe strehe, medetažne konstrukcije in obtežbe fasade.

##### Obtežba strehe:

Trimoterm strešni paneli SNV + hidroizolacija 200	0,40 kN/m <sup>2</sup>
---	------------------------

##### Obtežba medetažne konstrukcije:

###### skladiščni prostori:

instalacije	0,50 kN/m <sup>2</sup>
cementni estrih (5 cm)	1,25 kN/m <sup>2</sup>
ekstrudiran polistiren ( 5 cm)	0,05 kN/m <sup>2</sup>
<u>sovprežna plošča (16 cm)</u>	<u>3,41 kN/m<sup>2</sup></u>
Skupaj:	5,21 kN/m <sup>2</sup>

###### pisarniški prostori:

instalacije	0,50kN/m <sup>2</sup>
-------------	-----------------------

zaključni sloj (2 cm)	0,56 kN/m <sup>2</sup>
cementni estrih (5 cm)	1,25 kN/m <sup>2</sup>
ekstrudiran polistiren ( 5 cm)	0,05 kN/m <sup>2</sup>
<u>sovprežna plošča (12 cm)</u>	<u>2,41 kN/m<sup>2</sup></u>

Skupaj: 4,77 kN/m<sup>2</sup>

### Obtežba fasade:

Fasadni paneli Trimoterm FTV 200 + podkonstrukcija 0,50 kN/m<sup>2</sup>

### 3.3 Koristna obtežba

1. etaža:

- pisarniški prostori (kategorija B) 3,00 kN/m<sup>2</sup>

2.etaža:

- pisarniški prostori (kategorija B) 3,00 kN/m<sup>2</sup>

- skladišče (kategorija E1) 7,50 kN/m<sup>2</sup>

### 3.4 Obtežba snega

Faktorji, ki vplivajo na obtežbo snega so:

- izpostavljenost
- okoliški teren
- nadmorska višina
- podnebne razmere
- oblika strehe
- toplotne lastnosti strehe

$$S = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_k$$

Objekt se nahaja v coni A2

A = 300 m

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

$$S_k = 1,293 \cdot \left[ 1 + \left( \frac{300^2}{728} \right) \right] = 1,51 \text{ kN/m}^2$$

$\mu_i$	... oblikovni koeficient obtežbe snega =	0,8
$C_e$	... koeficient izpostavljenosti =	1,0
$C_t$	... toplotni koeficient =	1,0
$S$	$S = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,51 =$	1,21 kN/m <sup>2</sup>

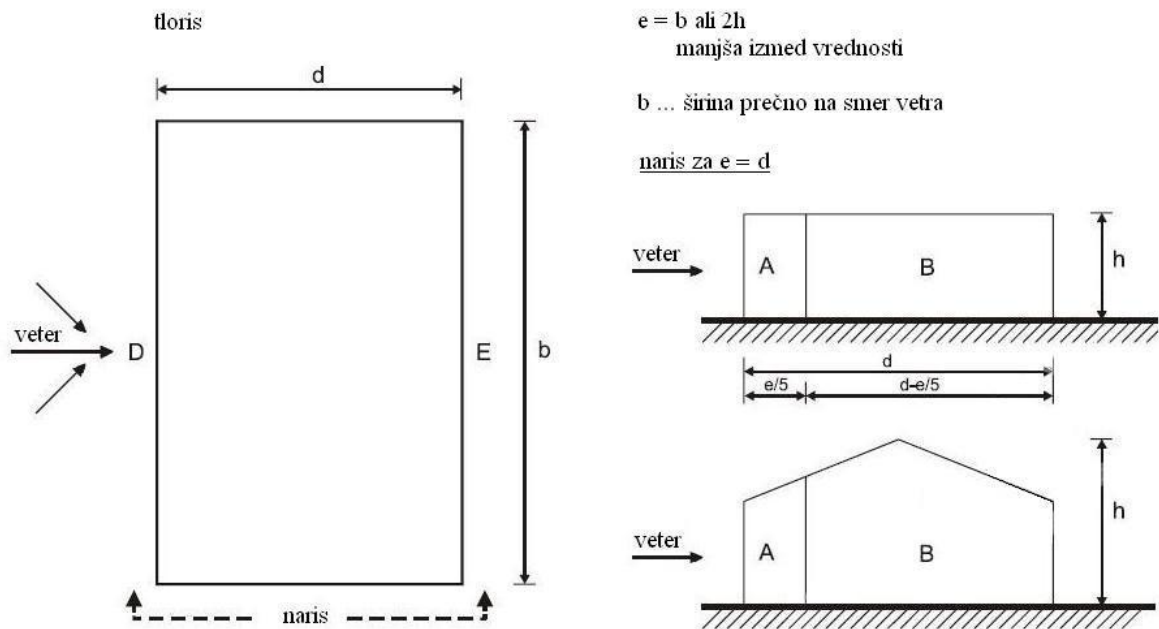
### 3.5 Obtežba vetra

Osnovna hitrost vetra:  $V_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot V_{b,0}$

Kategorija terena III, Cona 1

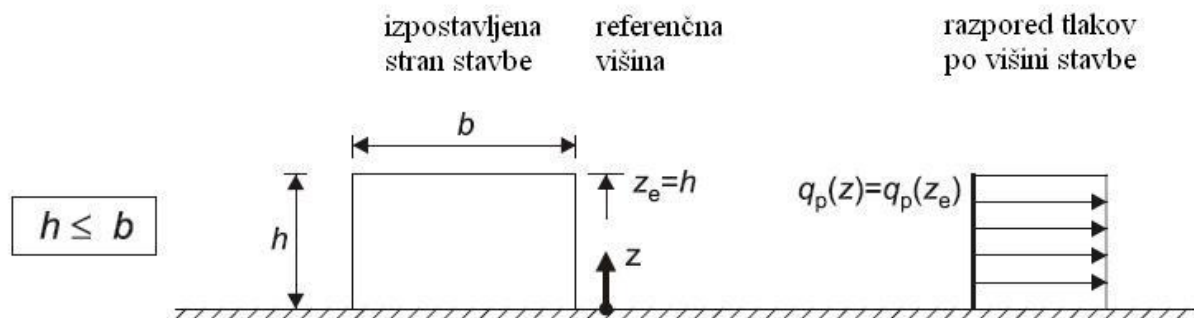
$C_{dir} =$	1,0
$C_{season} =$	1,0
$V_{b,0} =$	20 m/s
$V_b = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 20 =$	20 m/s
Tlak vetra na zunanje ploskve: $w_e = q_p(z_e) \cdot C_{pe}$	
$Z_{0,III} =$	0,05 m
$Z_0 =$	0,30 m
$k_r = 0,19 (Z_0 / Z_{0,III})^{0,07} = 0,19 (0,3 / 0,05)^{0,07} =$	0,2154
$C_r(z) = k_r \cdot \ln(z / z_0) = 0,2154 \cdot \ln(13,5 / 0,3) =$	0,82
$V_m(z) = C_r(z) \cdot C_0(z) \cdot V_b = 0,82 \cdot 1,0 \cdot 20 =$	16,4 m/s
$k_I =$	1,0
$\sigma_v = k_r \cdot V_b \cdot k_I = 0,2154 \cdot 20 \cdot 1,0 =$	4,308
$I_v(z) = \sigma_v / V_m(z) = 4,308 / 16,4 =$	0,263
$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot 1 / 2 \cdot \rho \cdot V_m^2(z) = [1 + 7 \cdot 0,263] \cdot 0,5 \cdot 1,25 \cdot 16,4^2 =$	0,478 kN/m <sup>2</sup>

**Izračun koeficienta zunanega tlaka za navpične stene: vzdolžna smer**



Slika 5: Razdelitev sten na področja [SIST EN 1991-1-4:2005]

h =		13,5 m
b =		33 m
d =		33 m
$e = \min \left\{ \begin{array}{l} b = 33 \\ 2h = 2 * 13,5 = 27 \end{array} \right.$		27 m



Slika 6: Razpored tlakov po višini stavbe v odvisnosti od h, b,  $z_e$  [SIST EN 1991-1-4:2005]

$$\frac{h}{d} = \frac{13,5}{33} =$$

0,409



Preglednica 1: Koeficienti in vrednosti zunanlega tlaka na stene v vzdolžni smeri

Področje	$C_{pe,10}$	$w$ [kN/m <sup>2</sup> ]
A	-1,2	-0,574
B	-0,8	-0,382
C	-0,5	-0,239
D	0,72	0,344
E	-0,34	-0,163

**Izračun koeficienta zunanlega tlaka za navpične stene: prečna smer**

$$h = 12,8 \text{ m}$$

$$b = 33 \text{ m}$$

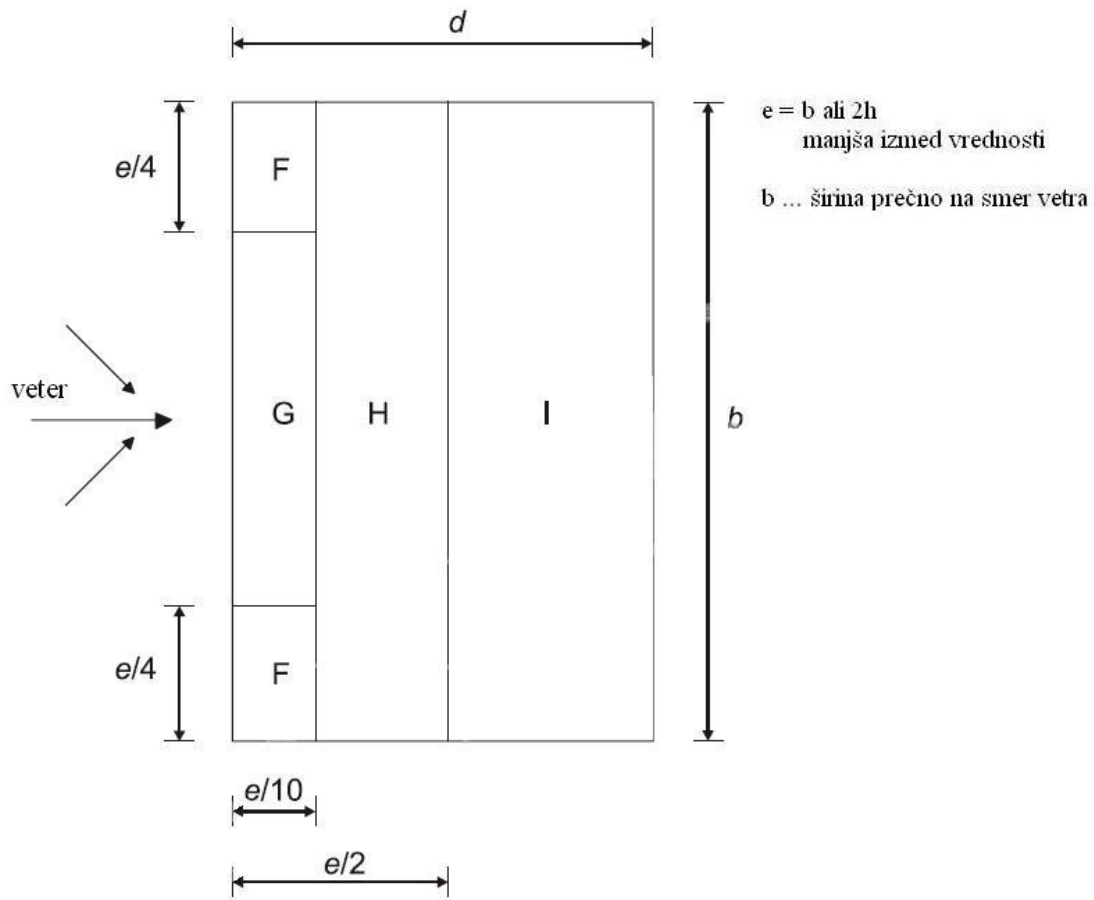
$$d = 33 \text{ m}$$

$$e = \min \begin{cases} b = 33 \\ 2h = 2 * 12,8 = 25,6 \end{cases} = 25,6 \text{ m}$$

$$\frac{h}{d} = \frac{12,8}{33} = 0,388$$

Preglednica 2: Koeficienti in vrednosti zunanlega tlaka na stene v prečni smeri

Področje	$C_{pe,10}$	$w$ [kN/m <sup>2</sup> ]
A	-1,2	-0,574
B	-0,8	-0,382
C	-0,5	-0,239
D	0,72	0,344
E	-0,34	-0,163

**Izračun koeficienta zunanje tlaka za ravno streho:**

Slika 7: Razpored tlakov po strehi stavbe[SIST EN 1991-1-4:2005]

$$h = 13,5 \text{ m}$$

$$b = 33 \text{ m}$$

$$d = 33 \text{ m}$$

$$e = \min \begin{cases} b = 33 \\ 2h = 2 * 13,5 = 27 \end{cases} = 27 \text{ m}$$

$$\frac{h}{d} = \frac{13,5}{33} = 0,409$$

Preglednica 3: Koeficienti in vrednosti zunanje tlaka naravni strehi

Področje	$C_{pe,10}$	$w$ [kN/m <sup>2</sup> ]
F	-1,8	-0,86
G	-1,2	-0,574
H	-0,7	-0,335
I	$\begin{matrix} + \\ - \end{matrix} 0,2$	$\begin{matrix} + \\ - \end{matrix} 0,096$

Izračun tlaka na notranje stene:

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

Za obravnavano stavbo koeficienta  $\mu$ , ki predstavlja delež odprtin na ovoju, ni mogoče določiti, zato se za koeficient notranjega tlaka  $c_{pi}$  privzame najmanj ugodno vrednost med 0,2 in -0,3. Koeficient je enak za vse smeri vetra.

Kombinacija vpliva vetra na zunanje in notranje ploskve:

$$w = w_e + w_i$$

Preglednica 4: Kombinirani koeficienti vpliva vetra

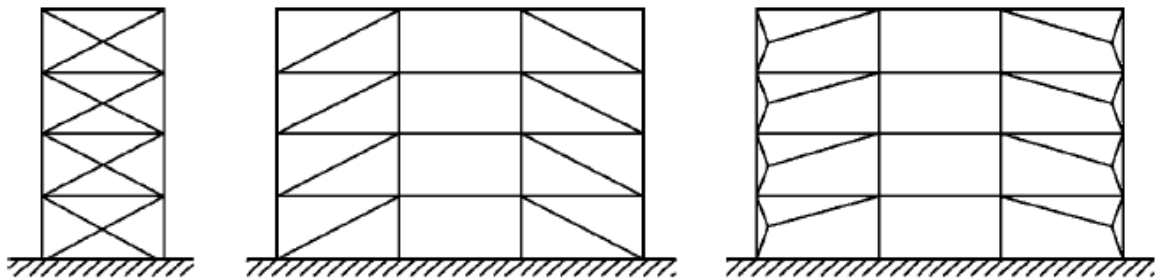
Področje	Kombinirani koeficient		$w$ [kN/m <sup>2</sup> ]	
A	-1,0	-1,5	-0,478	-0,717
B	-0,6	-1,1	-0,287	-0,526
C	-0,3	-0,8	-0,143	-0,382
D	+0,92	+0,42	+0,44	+0,201
E	-0,14	-0,64	-0,067	-0,306
F	-1,6	-2,1	-0,765	-1,004
G	-1,0	-1,5	-0,478	-0,717
H	-0,5	-1,0	-0,239	-0,478
I	0	-0,1	0	-0,048

### 3.6 Dinamična analiza

Objekt mora biti načrtovan tako, da med potresom ne pride do porušitve, lahko pa pride do poškodb oziroma deformacij v dopustnih mejah. Pri načrtovanju lahko, če zagotovimo duktilnost, predvideno potresno obtežbo zmanjšamo s faktorjem  $q$ . To pomeni da predpostavimo duktilno obnašanje konstrukcije med potresom. Zaradi sipanja energije se zato lahko upošteva bistveno manjša potresna obtežba.

#### Faktor obnašanja $q$ : vzdolžna smer

V vzdolžni smeri imamo okvir s centričnim povezjem.

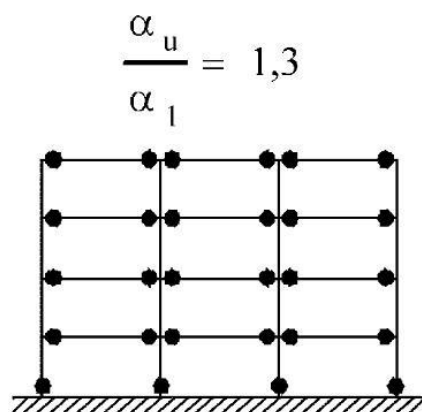


Slika 8: Okvir s centričnimi povezji (območje sipanja v nateznih diagonalah)

$$q = 4,0$$

#### Faktor obnašanja $q$ : prečna smer

V prečni smeri imamo momentne okvirje.



Slika 9: Momentni okvir (območje sipanja v prečkah in na dnu stebrov)

$$q = 5 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 5 \cdot 1,3 = 6,5$$

### Določitev potresne obtežbe:

Uporabljena je metoda z vodoravnimi silami. Upoštevana je tudi naključna torzija.

Določitev nihajnega časa: vzdolžna smer

$$H = 13,5 \text{ m}$$

$$C_{1y} = 0,05$$

$$T_y = C_1 \cdot H^{\frac{3}{4}} = 0,05 \cdot 13,5^{\frac{3}{4}} = 0,352 \text{ s}$$

Določitev nihajnega časa: prečna smer

$$H = 13,5 \text{ m}$$

$$C_{1x} = 0,085$$

$$T_x = C_1 \cdot H^{\frac{3}{4}} = 0,085 \cdot 13,5^{\frac{3}{4}} = 0,599 \text{ s}$$

Objekt bo grajen na tleh tipa B:

$$S = 1,2$$

$$T_B = 0,15 \text{ s}$$

$$T_C = 0,5 \text{ s}$$

$$T_D = 2,0 \text{ s}$$

$$a_g = 0,25 \text{ g}$$

Določitev projektnega pospeška tal  $S_d$ : vzdolžna smer

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

$$S_{dy}(T_y) = 0,25 \cdot 1,2 \cdot \frac{2,5}{4} = 0,188$$

Določitev projektnega pospeška tal  $S_d$ : prečna smer

$$T_C \leq T_X \leq T_D : \quad S_d(T_x) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5 \cdot T_C}{q \cdot T_x}$$

$$S_{dx}(T_x) = 0,25 \cdot 1,2 \cdot \frac{2,5 \cdot 0,5}{6,5 \cdot 0,599} = \quad 0,096$$

### Teža objekta za račun potresne sile:

$$\sum G_{k,j} + \sum \Psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}$$

$$\Psi_{E,i} = \Psi_{2,i} \cdot \varphi$$

$$\varphi \text{ (kategorija B)} = \quad 0,5$$

$$\varphi \text{ (kategorija E1)} = \quad 1,0$$

$$\Psi_{2,B} = \quad 0,3$$

$$\Psi_{2,E1} = \quad 0,8$$

Račun sodelujoče mase pri potresni obtežbi je bil izveden v programu Excel za vsak okvir posebej, saj objekt ni povsem simetričen. Upoštevana je bila dejanska dolžina posameznih profilov, teža medetažne konstrukcije, fasadne in strešne konstrukcije ter podkonstrukcije, ter koristne obtežbe, ki jih je potrebno vzeti v račun pri potresni obtežbi. Teža jeklenih delov je bila faktorirana s faktorjem 1,1, s tem upoštevamo dodatno težo spojev, vertikalnih in horizontalnih povezij... (diagonal povezja, čelne pločevine, vijaki).

**Teže posameznih okvirjev in etaž:**

Preglednica 5: Teže posameznih okvirjev in etaž v kN

<b>Okvir</b>	<b>1. Etaža</b>	<b>2. Etaža</b>	<b>3. Etaža</b>	<b>Skupno</b>
<b>1</b>	478	478	144	1100
<b>2</b>	421	742	153	1316
<b>3</b>	/	1177	153	1330
<b>4,5,6</b>	/	1531	153	1684
<b>7</b>	/	814	101	915
<b>A,D</b>	176	1310	200	1684
<b>B,C</b>	282	2588	305	3174
<b>Skupno</b>	916	7796	1010	9722

Skupna teža objekta znaša 9722 kN.

**Račun naključne torzije:**

$$\delta_i = 1 + 0,6 \frac{\chi_i}{L_e}$$

$L_e$  ... razdalja med dvema skrajnima elementoma, pravokotno na smer potresnega vpliva

$\chi_i$  ... razdalje i-tega elementa od masnega središča

Vpliv naključne torzije izračunam za vsak okvir posebej:

SMER x: Preglednica 6: Vpliv naključne torzije v smeri x

Okvir	Le	$\chi_t$	$\delta_x$
<b>1 in 7</b>	33	16,5	1,3
<b>2 in 6</b>	33	11,0	1,2
<b>3 in 5</b>	33	5,5	1,1
<b>4</b>	33	0	1

SMER y: Preglednica 7: Vpliv naključne torzije v smeri y

Okvir	Le	$\chi_t$	$\delta_y$
<b>A in D</b>	33	16,5	1,3
<b>B in C</b>	33	6	1,11

**Račun nadomestnih horizontalnih potresnih sil:**

$$F_b^i = S_d \cdot m_i \cdot \lambda$$

$\lambda =$

1,0

**Račun za prečno smer, smer x:**

**Okvir 1**

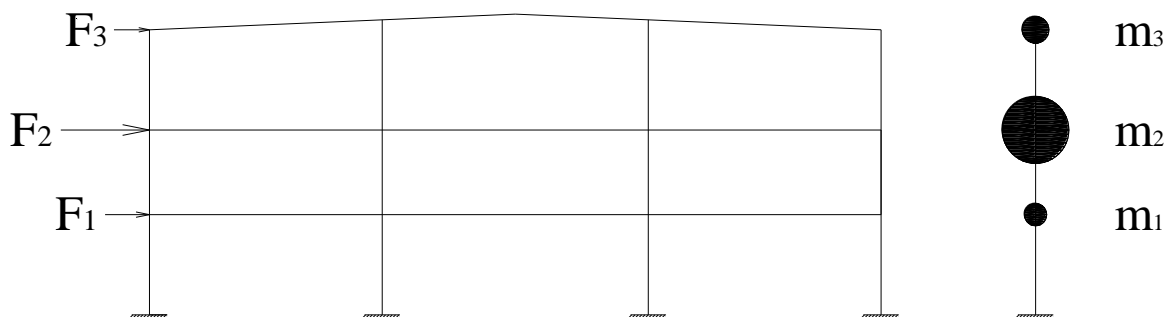
$$F_{bx}^1 = S_{dx} \cdot m_1 \cdot \lambda = 0,096 \cdot 1100 \cdot 1,0 =$$

105,6 kN

Razdelitev sile po etažah izračunamo po naslednji formuli:

$$F_{k,x}^i = F_{bx}^i \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j}$$





Slika 10: Prikaz delovanja vodoravnih sil in mas objekta po etažah

$$\sum z_j \cdot m_j = 4,5 \cdot 478 + 8,3 \cdot 478 + 13,5 \cdot 144 = 8062,4$$

$$F_{1,x}^1 = 105,6 \cdot \frac{4,5 \cdot 478}{8062,4} = 28,2 \text{ kN}$$

$$F_{2,x}^1 = 105,6 \cdot \frac{8,3 \cdot 478}{8062,4} = 53 \text{ kN}$$

$$F_{3,x}^1 = 105,6 \cdot \frac{13,5 \cdot 144}{8062,4} = 25,5 \text{ kN}$$

Tako izračunam potresne sile po etažah še za ostale okvirje in dobim naslednje rezultate:

Preglednica 8: Razporeditev potresnih sil po etažah in okvirjih z upoštevanjem  $\delta_x$ 

Okvir\Etaža	1	2	3
1	36,8	67,8	33,2
2	30,9	92,6	31,1
3	/	116,4	24,6
4	/	139,6	22,7
5	/	153,6	25
6	/	167,5	27,2
7	/	95,4	19,2

Potres deluje v vse smeri, zato upoštevamo iste sile tudi z negativnim predznakom.

### Račun za vzdolžno smer, smer y:

Preglednica 9: Razporeditev potresnih sil po etažah in okvirjih z upoštevanjem  $\delta_y$

Okvir\Etaža	1	2	3
A,D	22,9	314,1	74
B,C	31,3	529,8	99,7

Potres deluje v vse smeri, zato upoštevamo iste sile tudi z negativnim predznakom.

## 3.7 Obtežne kombinacije

### 3.7.1 Mejno stanje nosilnosti

V obtežnih kombinacijah mejnega stanja nosilnosti (MSN) kombiniramo vplive tako, da dobimo najbolj neugodne obremenitve elementov konstrukcije. Ob takšni obremenitvi je presežena nosilnost konstrukcije in zato pride do porušitve. Preverjamo kombinacije za stalna, začasna in potresna projektna stanja.

V kombinacijah upoštevam lastno težo, stalno obtežbo, obtežne primere vetra in snega, ter obtežne primere s koristno obtežbo.

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} \text{ "+" } \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} \text{ "+" } \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

$G_{k,j}$  ... karakteristična lastna teža in stalna obtežba

$Q_{k,1}$  ... prevladujoča karakteristična spremenljiva obtežba

$Q_{k,i}$  ... ostale karakteristične spremenljive obtežbe

Za potresna projektna stanja kombinacije določim po naslednji enačbi:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + E_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot \varphi \cdot Q_{k,i}$$

$E_{Ed}$  ... projektna potresna obtežba

### Obtežni primeri:

$Q_{pis}$  ... koristna obtežba pisarn

$Q_{pis,V1}$  ... koristna obtežba pisarn, učinek šahovnice 1

$Q_{pis,V2}$  ... koristna obtežba pisarn, učinek šahovnice 2

$Q_{pis,V3}$  ... koristna obtežba pisarn, učinek šahovnice 3

$Q_{skl}$  ... koristna obtežba skladišč

$Q_{skl,V1}$  ... koristna obtežba skladišč, učinek šahovnice 1

$Q_{skl,V2}$  ... koristna obtežba skladišč, učinek šahovnice 2

$Q_{skl,V3}$  ... koristna obtežba skladišč, učinek šahovnice 3

$Q_s$  ... koristna obtežba snega

$W_{vzd}$  ... koristna obtežba vetra v vzdolžni smeri

$W_{prec}$  ... koristna obtežba vetra v prečni smeri

$A_{vzd}$  ... potresna obtežba v vzdolžni smeri

$A_{prec}$  ... potresna obtežba v prečni smeri

Za učinek šahovnice upoštevamo koristno obtežbo pisarn in skladišč, ki ne deluje v vseh treh poljih prečnih momentnih okvirjev. Na ta način lahko koristna obtežba deluje tudi bolj neugodno, kot če deluje povsod.

Koristna obtežba: 

V1: 

V2: 

V3: 

**Merodajne obtežne kombinacije za MSN:**

1. MSN:  $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q_{skl} + 1,5 \cdot Q_{pis} + 1,5 \cdot Q_s + 1,5 \cdot 0,6 \cdot W_{vzd}$
2. MSN 1:  $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q_{skl,V1} + 1,5 \cdot Q_{pis,V1} + 1,5 \cdot Q_s + 1,5 \cdot 0,6 \cdot W_{vzd}$
3. MSN 2:  $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q_{skl,V2} + 1,5 \cdot Q_{pis,V2} + 1,5 \cdot Q_s + 1,5 \cdot 0,6 \cdot W_{vzd}$
4. MSN 3:  $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q_{skl,V3} + 1,5 \cdot Q_{pis,V3} + 1,5 \cdot Q_s + 1,5 \cdot 0,6 \cdot W_{vzd}$

**Merodajne obtežne kombinacije za potresna projektna stanja:**

1. PPS :  $G + 0,3 \cdot 0,5 \cdot Q_{pis} + 0,8 \cdot Q_{skl} + A_{vzd} + 0,3 A_{prec}$
2. PPS 1:  $G + 0,3 \cdot 0,5 \cdot Q_{pis} + 0,8 \cdot Q_{skl} + A_{prec} + 0,3 A_{vzd}$
3. PPS 2:  $G + 0,3 \cdot 0,5 \cdot Q_{pis,V3} + 0,8 \cdot Q_{skl,V3} + A_{vzd} + 0,3 A_{prec}$
4. PPS 3:  $G + 0,3 \cdot 0,5 \cdot Q_{pis,V3} + 0,8 \cdot Q_{skl,V3} + A_{prec} + 0,3 A_{vzd}$

**3.7.1 Mejno stanje uporabnosti**

Pri mejnem stanju uporabnosti (MSU) zagotovimo, da niso prekoračeni kriteriji, vezani na uporabnost konstrukcije. To so: pomiki, razpoke, vibracije in poškodbe nekonstruktivnih elementov. Iščemo take kombinacije vplivov, da dobimo obremenitve, ki jim bo konstrukcija redko, pogosto in navidezno stalno podvržena.

Karakteristično projektno stanje:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Pogosto projektno stanje:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Navidezno stalno projektno stanje:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \psi_{2,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot \varphi \cdot Q_{k,i}$$

$G_{k,j}$  ... karakteristična lastna teža in stalna obtežba

$Q_{k,1}$  ... prevladujoča karakteristična spremenljiva obtežba

$Q_{k,i}$  ... ostale karakteristične spremenljive obtežbe

**Merodajne obtežne kombinacije za MSU:**

1. MSU:  $1,0 \cdot G + 1,0 \cdot Q_{skl} + 1,0 \cdot Q_{pis} + 0,5 \cdot Q_s + 0,6 \cdot W_{vzd}$
2. MSU 1:  $1,0 \cdot G + 1,0 \cdot Q_{skl,V1} + 1,0 \cdot Q_{pis,V1} + 0,5 \cdot Q_s + 0,6 \cdot W_{vzd}$
3. MSU 2:  $1,0 \cdot G + 1,0 \cdot Q_{skl,V2} + 1,0 \cdot Q_{pis,V2} + 0,5 \cdot Q_s + 0,6 \cdot W_{vzd}$
4. MSU 3:  $1,0 \cdot G + 1,0 \cdot Q_{skl,V3} + 1,0 \cdot Q_{pis,V3} + 0,5 \cdot Q_s + 0,6 \cdot W_{vzd}$

## 4 GLOBALNA ANALIZA

Za statično analizo sem uporabil računalniški program SCIA Engineer. Uporabil sem 3D model, pri katerem sem upošteval teorijo drugega reda in geometrijsko nepopolnost. Raznos horizontalnih potresnih sil zagotavlja sovprežna plošča, ki je v svoji ravnini toga.

### Globalna geometrijska nepopolnost

$$\varnothing = \varnothing_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m$$

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}}$$

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 * \left(1 + \frac{1}{m}\right)}$$

$$\varnothing_0 = \frac{1}{200} =$$

5 mm/m

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{13,5}} =$$

0,544

$$\alpha_{mx} = \sqrt{0,5 * \left(1 + \frac{1}{4}\right)} =$$

0,79

$$\alpha_{my} = \sqrt{0,5 * \left(1 + \frac{1}{7}\right)} =$$

0,756

$$\varnothing_x =$$

2,15 mm/m

$$\varnothing_y =$$

2,06 mm/m

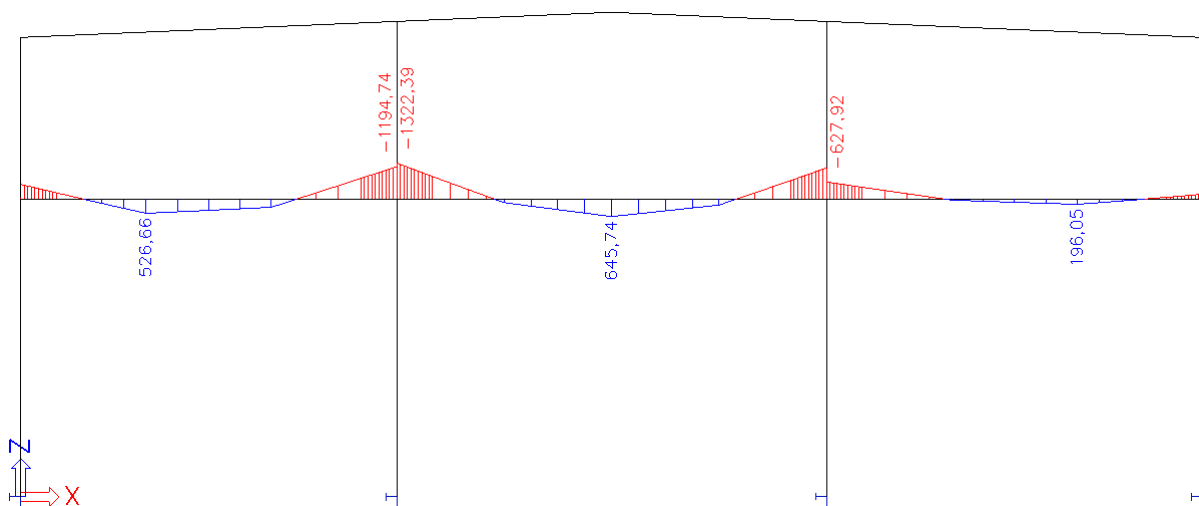
## 5 NOTRANJE SILE IN POMIKI

### 5.1 Momentni okvir z dvema etažama

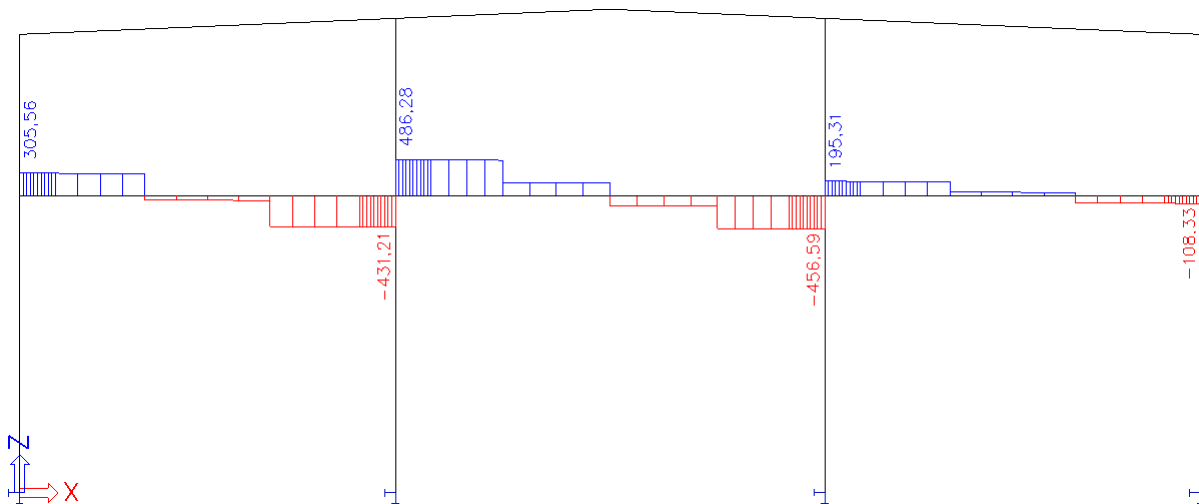
Konstrukcija je v prečni smeri sestavljena iz sedmih momentnih okvirov. Prikazane so notranje statične količine in pomiki za najbolj obremenjen okvir.

- Dimenzioniranje prečke HEA 550: Priloga 1
- Dimenzioniranje notranjega stebra HEB 550: Priloga 3
- Dimenzioniranje zunanjega stebra HEA 450: Priloga 4

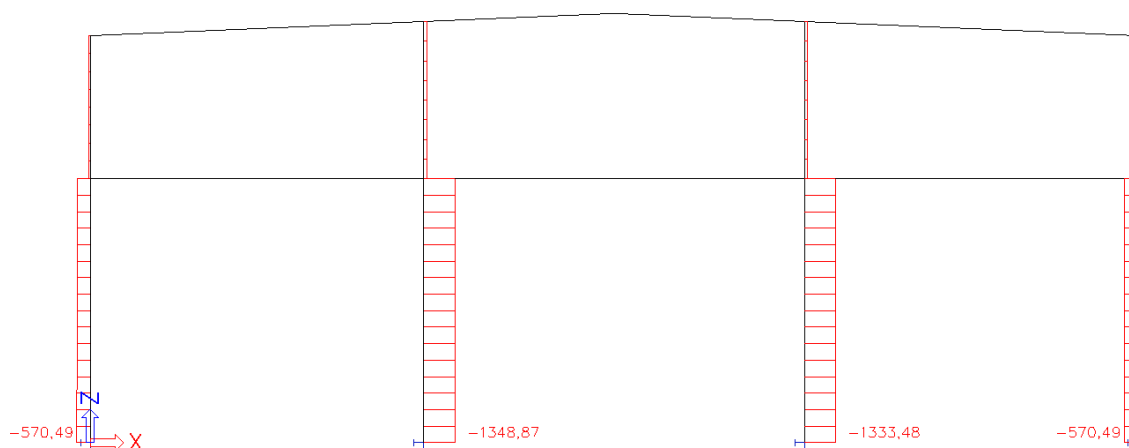
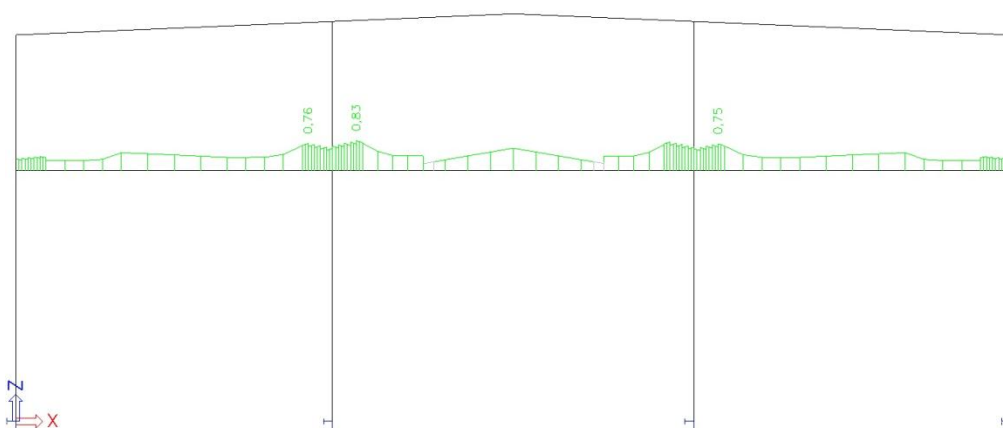
#### 5.1.1 Mejno stanje nosilnosti – okvir 6, obtežna kombinacija MSN 3



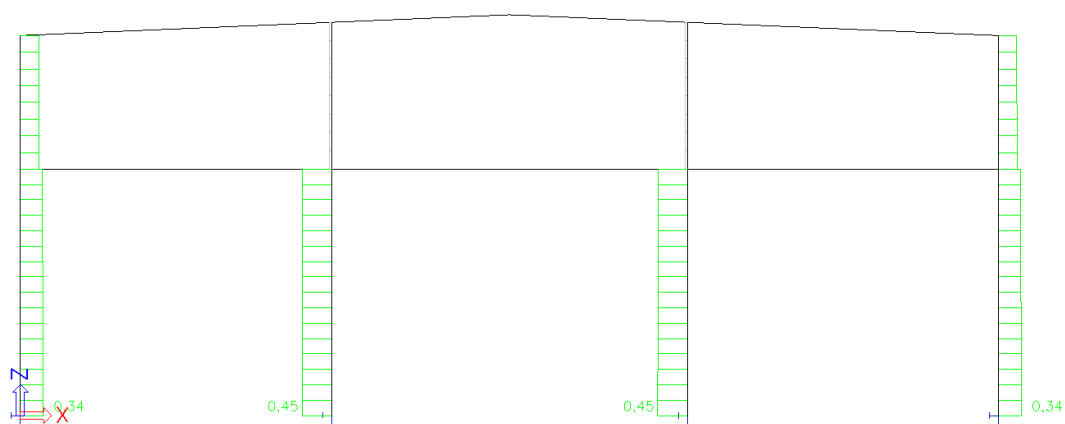
Slika 11: Vrednosti momentov  $M_{Ed}$  za MSN v momentnem okvirju 6 [kNm]



Slika 12: Vrednosti prečnih sil  $V_{Ed}$  za MSN v momentnem okvirju 6 [kN]

Slika 13: Vrednosti osnih sil  $N_{Ed}$  za MSN v momentnem okvirju 4 [kN]

Slika 14: Ovojnica izkoriščenosti prerezov prečk v momentnem okvirju 6, obtežne kombinacije MSN

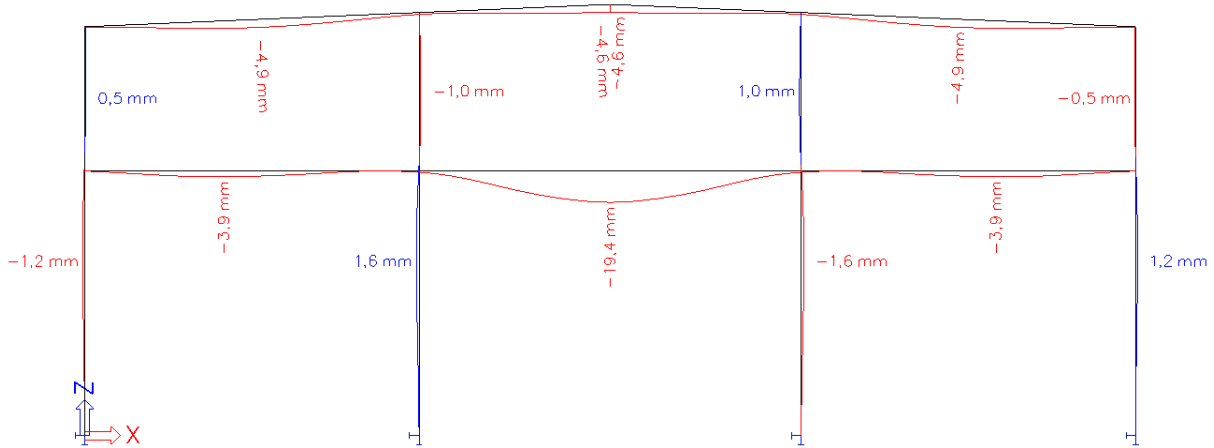


Slika 15: Ovojnica izkoriščenosti prerezov stebrov v momentnem okvirju 4, obtežne kombinacije MSN



### 5.1.2 Mejno stanje uporabnosti, obtežna kombinacija MSU 2

Kontrola pomikov MSU:



Slika 16: Pomiki momentnega okvirja 6 za MSU [mm]

Kontrola vertikalnih pomikov MSU:

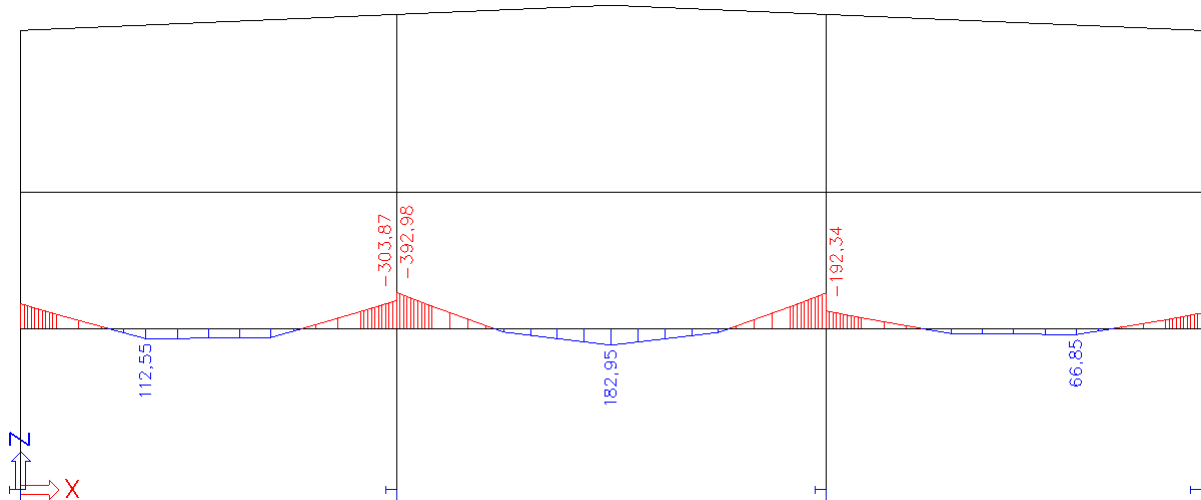
$$u_{\max} \leq \frac{l}{250}$$

$$u_{\max} = 19,4 \text{ mm} \leq 48 \text{ mm}$$

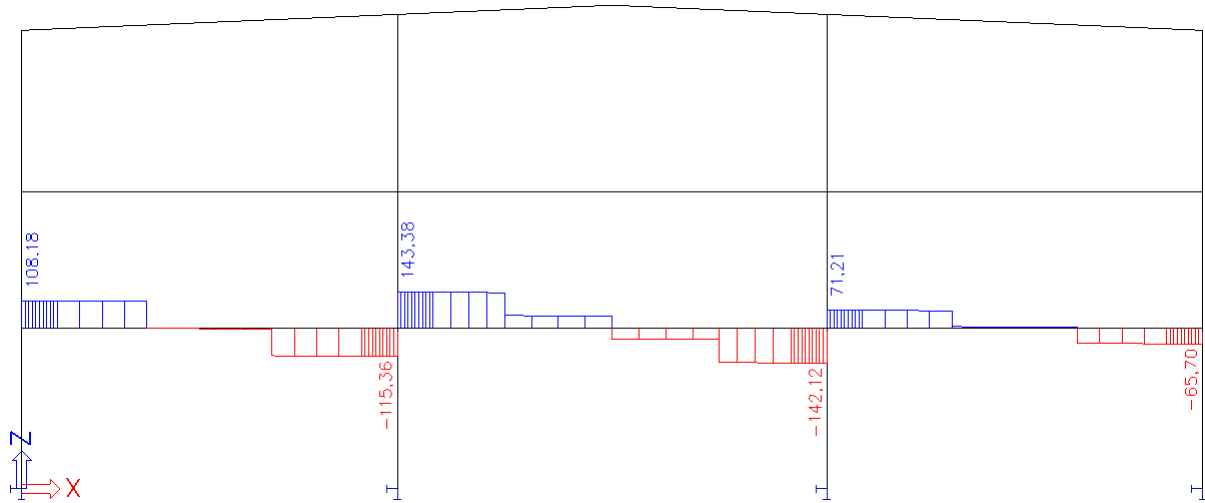
## 5.2 Momentni okvir s tremi etažami

- Dimenzioniranje prečke IPE 400: Priloga 2

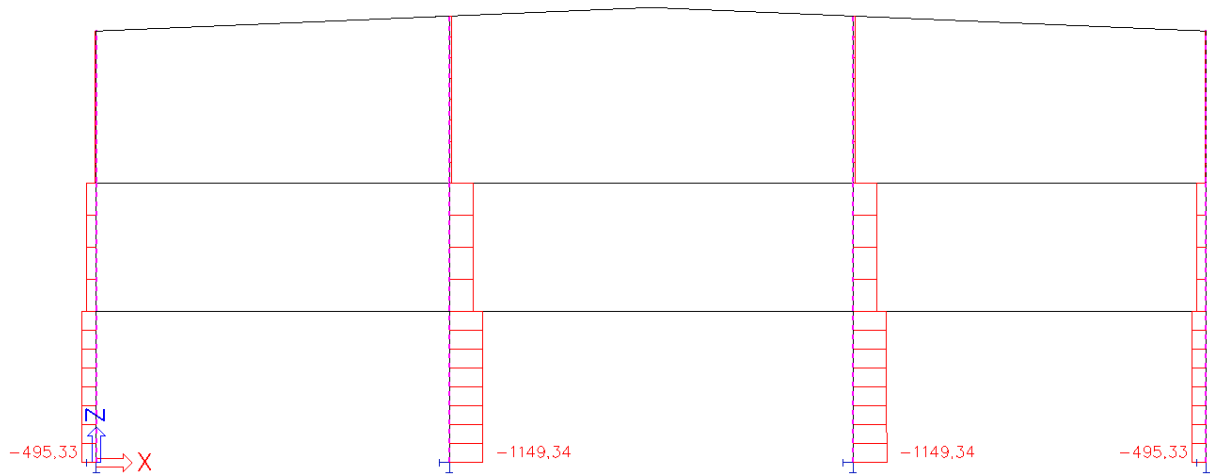
### 5.2.1 Mejno stanje nosilnosti, okvir 2, obtežna kombinacija MSN 3



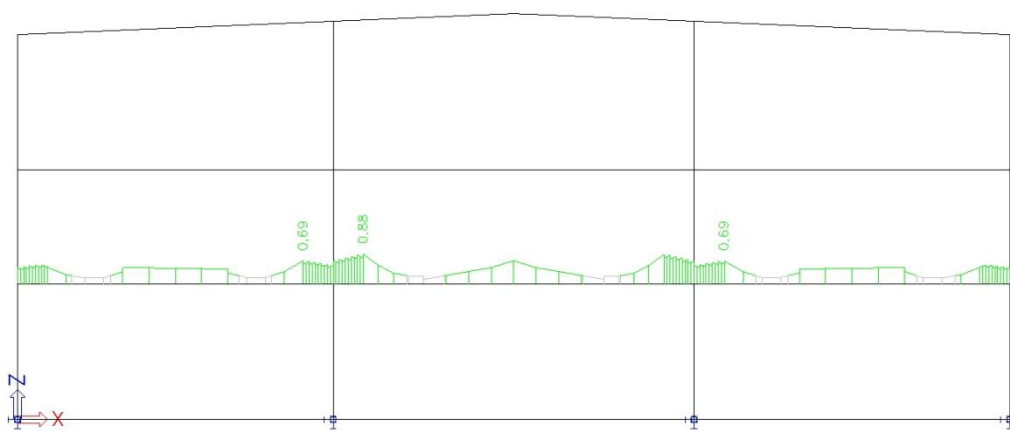
Slika 17: Vrednosti momentov  $M_{Ed}$  za MSN v momentnem okvirju 2 [kNm]



Slika 18: Vrednosti prečnih sil  $V_{Ed}$  za MSN v momentnem okvirju 2 [kN]



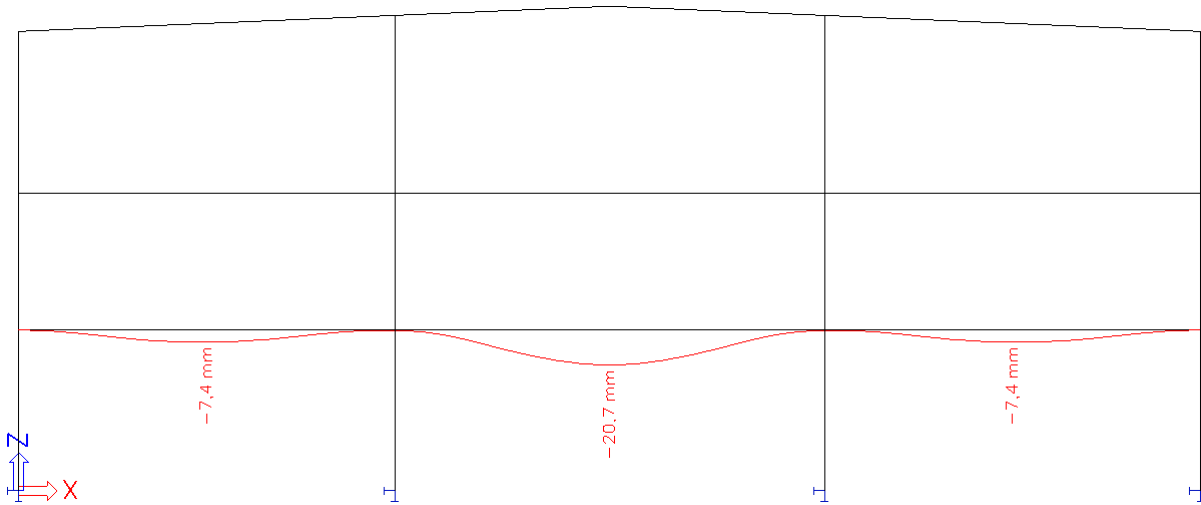
Slika 19: Vrednosti osnih sil  $N_{Ed}$  za MSN v momentnem okvirju 2 [kN]



Slika 20: Ovojnica izkoriščenosti prerezov prečk v momentnem okvirju 2, obtežne kombinacije MSN

### 5.2.2 Mejno stanje uporabnosti, obtežni primer MSU 2

Kontrola pomikov MSU:



Slika 21: Pomiki momentnega okvirja 2 za MSU [mm]

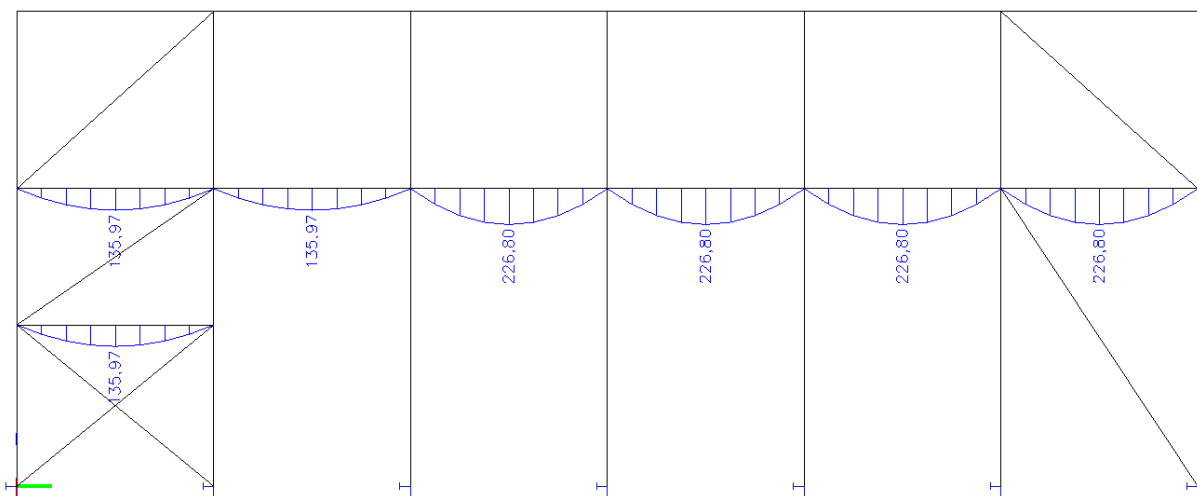
Kontrola vertikalnih pomikov MSU:

$$u_{\max} \leq \frac{l}{250}$$

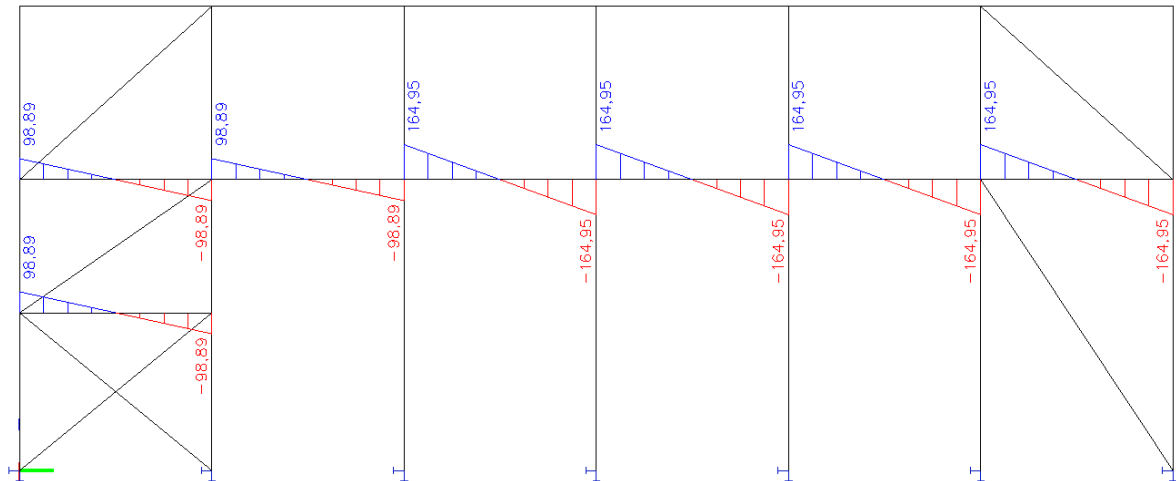
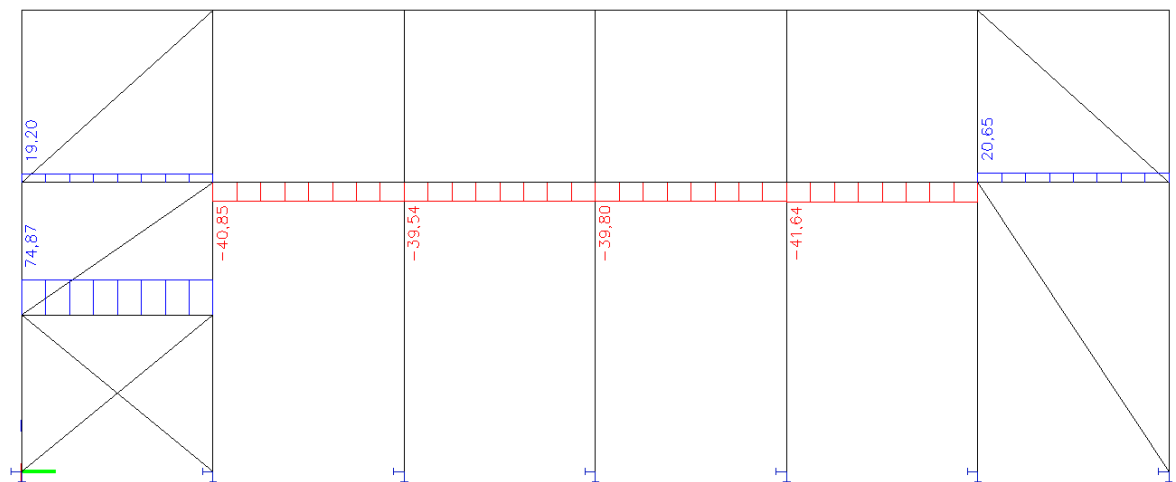
$$u_{\max} = 20,7 \text{ mm} \leq 48 \text{ mm}$$

## 5.3 Okvir s centričnim povezjem

### 5.3.1 Mejno stanje nosilnosti, okvir B, obtežna kombinacija MSN

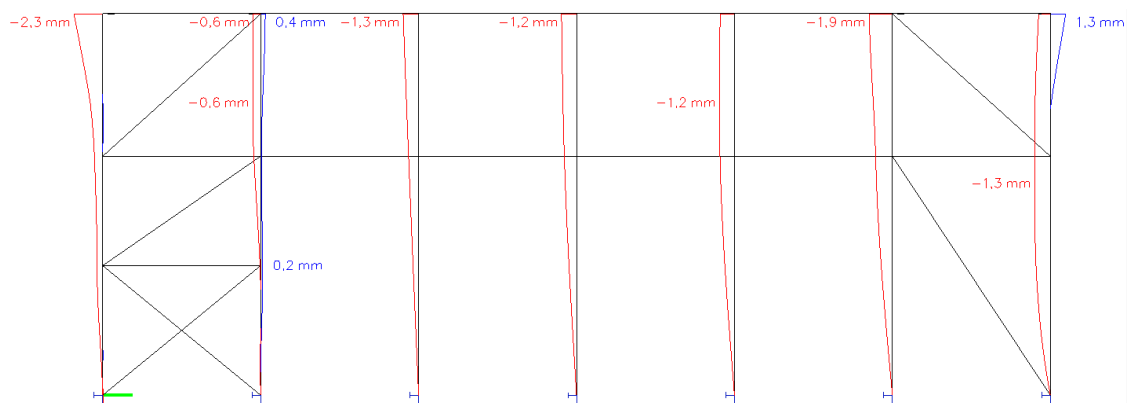


Slika 22: Vrednosti momentov  $M_{Ed}$  za MSN v vzdolžnem okvirju B [kNm]

Slika 23: Vrednosti prečnih sil  $V_{Ed}$  za MSN v vzdolžnem okvirju B [kN]Slika 24: Vrednosti osnih sil  $N_{Ed}$  za MSN v vzdolžnem okvirju B [kN]

### 5.3.2 Mejno stanje uporabnosti, okvir B, obtežna kombinacija MSU

Kontrola horizontalnih pomikov MSU:



Slika 25: Horizontalni pomiki vzdolžnega okvirja B za MSU [mm]

Kontrola horizontalnih pomikov posameznih etaž:

$$u_i \leq \frac{h_i}{300}$$

$$u_1 = 0,5 \text{ mm} \leq 15,0 \text{ mm}$$

$$u_2 = 0,5 \text{ mm} \leq 12,7 \text{ mm}$$

$$u_3 = 1,6 \text{ mm} \leq 15 \text{ mm}$$

Kontrola horizontalnih pomikov celotne konstrukcije:

$$u \leq \frac{h}{500}$$

$$u = 2,3 \text{ mm} \leq 25,6 \text{ mm}$$

## 6 PROJEKTIRANJE PO PRAVILIH NAČRTOVANE NOSILNOSTI

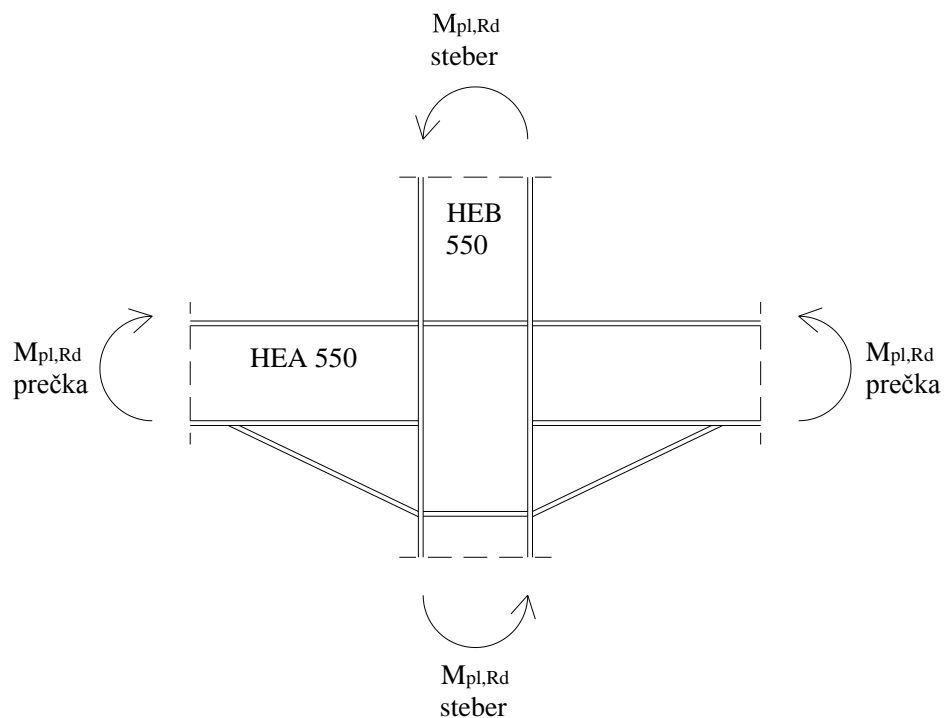
Pri projektiranju konstrukcij moramo zagotoviti lokalno in globalno duktilnost elementov, v katerih se sipa energija. Elementi, za katere se sipanje ne predpostavi, morajo ostati v elastičnem območju. Za izpolnitev tega pogoja se elemente, v katerih ne načrtujemo sipanja, dimenzionira na povečane obremenitve, ki se prenašajo iz plastificiranih elementov.

Stebri so kvalitete S 355 in v njih ni sipanja energije. Prečke, v katerih nastopi sipanje energije, pa so S 235. Zato je faktor dodatne nosilnosti  $\gamma_{ov} = 1,0$ .

### 6.1 Dimenzioniranje momentnega okvirja

Plastični členek se razvije na koncih prečk pred vuto in na dnu stebrov ter na vrhu stebrov zadnje etaže. Pogoj velja za medetaže.

#### Priključek prečke HEA 550 na notranji steber HEB550:



Slika 26: Shematski prikaz priključka prečke z vuto na notranji steber

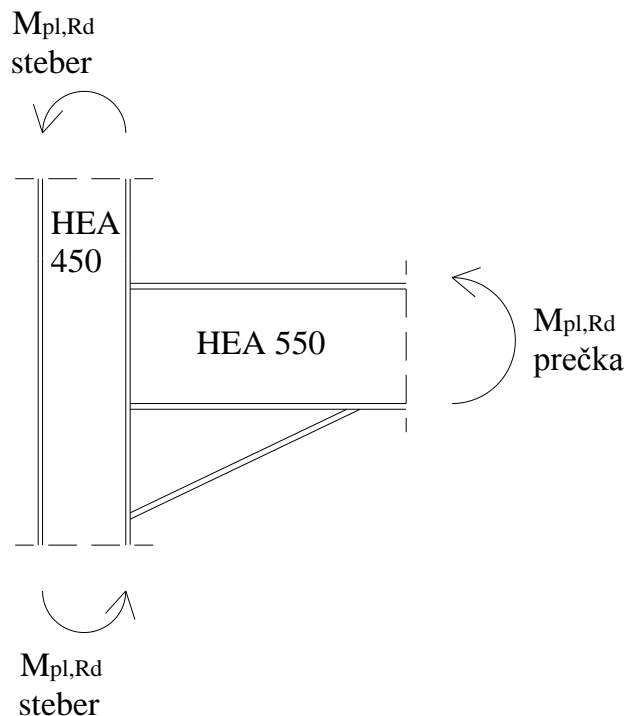
$$\sum M_{pl,Rd}^{steber} \geq 1,3 \cdot \sum M_{pl,Rd}^{prečka}$$

$$2 \cdot W_{y,pl}^{steber} \cdot \frac{f_y^{steber}}{\gamma_{mo}} \geq 1,3 \cdot 2 \cdot \left( W_{y,pl}^{prečka} \cdot f_y^{prečka} + \frac{2 \cdot W_{y,pl}^{prečka} \cdot f_y^{prečka} \cdot l_{vuta}}{l_{prečka} - 2 \cdot l_{vuta}} \right)$$

$$2 \cdot 5591 \cdot \frac{35,5}{1,0} \geq 1,3 \cdot 2 \cdot \left( 4622 \cdot 23,5 + \frac{2 \cdot 4622 \cdot 23,5 \cdot 1}{12 - 2 \cdot 1} \right)$$

$$396961 \text{ kNcm} \geq 338894 \text{ kNcm}$$

### Priključek prečke HEA 550 na zunanji steber HEA 450:



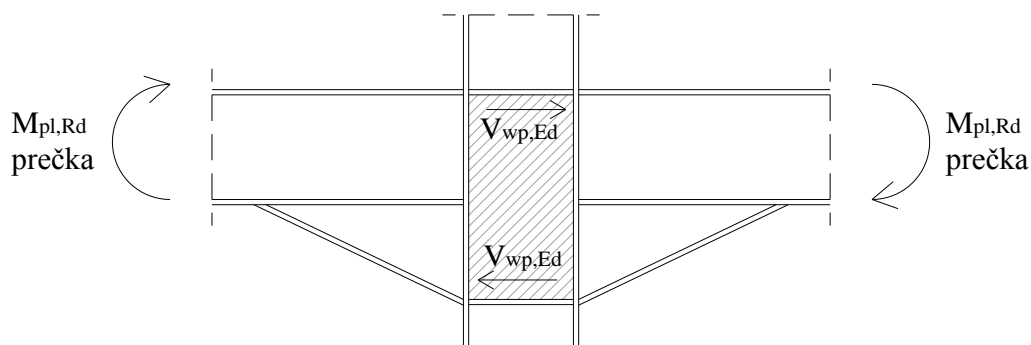
Slika 27: Shematski prikaz priključka prečke z vuto na zunanji steber

$$\sum M_{pl,Rd}^{steber} \geq 1,3 \cdot \sum M_{pl,Rd}^{prečka}$$

$$2 \cdot W_{y,pl}^{steber} \cdot \frac{f_y^{steber}}{\gamma_{mo}} \geq 1,3 \cdot 2 \cdot \left( W_{y,pl}^{prečka} \cdot f_y^{prečka} + \frac{2 \cdot W_{y,pl}^{prečka} \cdot f_y^{prečka} \cdot l_{vuta}}{l_{prečka} - 2 \cdot l_{vuta}} \right)$$

$$2 \cdot 3216 \cdot \frac{35,5}{1,0} \geq 1,3 \cdot \left( 4622 \cdot 23,5 + \frac{2 \cdot 4622 \cdot 23,5 \cdot 1}{12 - 2 \cdot 1} \right)$$

$$228336 \text{ kNcm} \geq 169390 \text{ kNcm}$$

**Panel stojine stebra:**

Slika 28: Shematski prikaz ojačitve panela stojine notranjega stebra

**Notranji steber:**

$$V_{wp,Ed} = 2 \cdot \frac{M_{pl,Rd}}{h} < V_{wp,Rd} = A_v \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot 1,0}$$

$$2 \cdot \frac{130344}{102 - 2,4} < 85,8 \cdot \frac{35,5}{\sqrt{3} \cdot 1,0}$$

$$2617 \text{ kN} < 1759 \text{ kN}$$

Ojačitev notranjega stebra je potrebna!

$$A_v = 1,04 \cdot h \cdot t_w > 2 \cdot \frac{M_{pl,Rd} \cdot \sqrt{3} \cdot 1,0}{h \cdot f_y}$$

$$t_w > 2 \cdot \frac{M_{pl,Rd}}{h} \cdot \frac{\sqrt{3} \cdot 1,0}{f_y} \cdot \frac{1}{1,04 \cdot h}$$

$$t_w > 2 \cdot \frac{130344}{99,6} \cdot \frac{\sqrt{3} \cdot 1,0}{35,5} \cdot \frac{1}{1,04 \cdot 55}$$

$$t_w > 2,23 \text{ cm}$$

Potrebna dodatna ojačitev je  $2,3 \text{ cm} - 1,5 \text{ cm} = 0,8 \text{ cm}$ .

Za dodatno ojačitev notranjega stebra izberem pločevino debeline  $t = 8 \text{ mm}$ .



**Zunanji steber:**

$$V_{wp,Ed} = 2 \cdot \frac{M_{pl,Rd}}{h} < V_{wp,Rd} = A_v \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot 1,0}$$

$$2 \cdot \frac{130344}{102-2,4} < 52,6 \cdot \frac{35,5}{\sqrt{3} \cdot 1,0}$$

$$2617 \text{ kN} < 1078 \text{ kN}$$

Ojačitev notranjega stebra je potrebna!

$$A_v = 1,04 \cdot h \cdot t_w > 2 \cdot \frac{M_{pl,Rd}}{h} \cdot \frac{\sqrt{3} \cdot 1,0}{f_y}$$

$$t_w > 2 \cdot \frac{M_{pl,Rd}}{h} \cdot \frac{\sqrt{3} \cdot 1,0}{f_y} \cdot \frac{1}{1,04 \cdot h}$$

$$t_w > 2 \cdot \frac{130344}{99,6} \cdot \frac{\sqrt{3} \cdot 1,0}{35,5} \cdot \frac{1}{1,04 \cdot 44}$$

$$t_w > 2,79 \text{ cm}$$

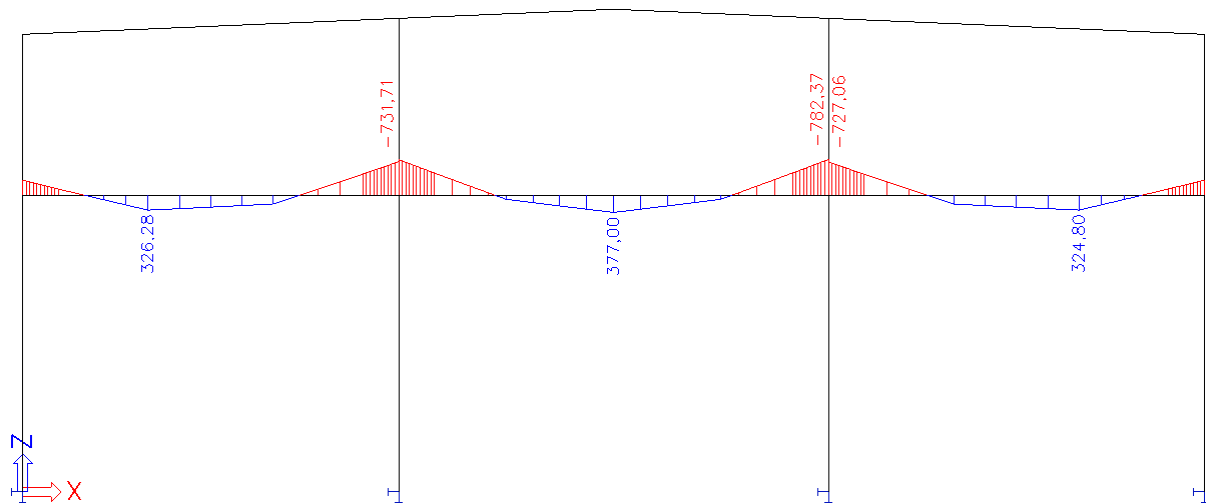
Potrebna dodatna ojačitev je 2,8 cm – 1,15 cm = 1,7 cm.

Za dodatno ojačitev zunanjega stebra izberem pločevino debeline t = 17 mm.

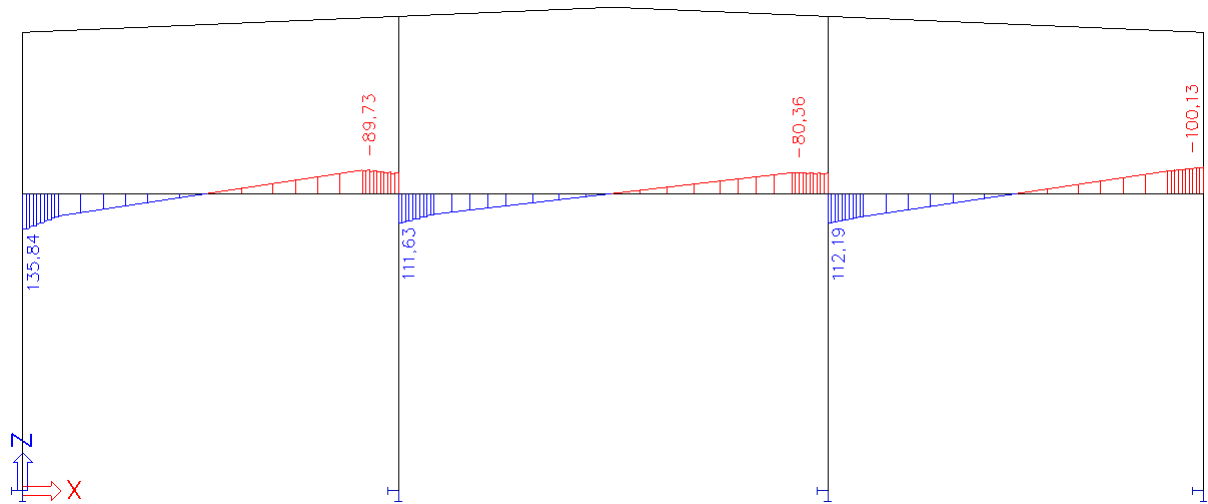
## 6.1.1 Dimenzioniranje prečk

### 6.1.1.1 Primarni nosilec druge etaže - prečka HEA 550 + vutah = 480 mm, l = 1 m:

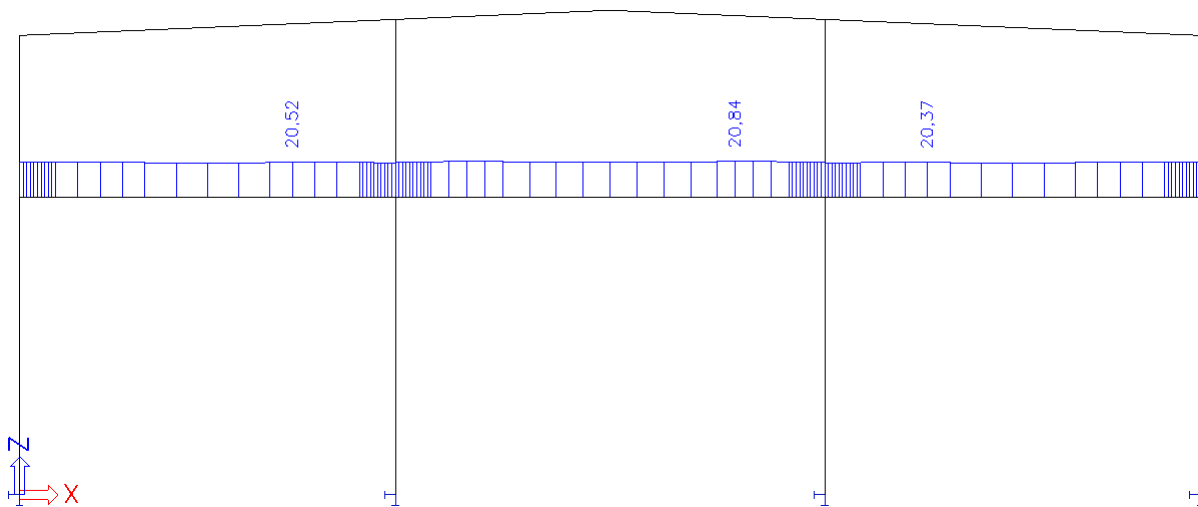
Diagrami NSK:



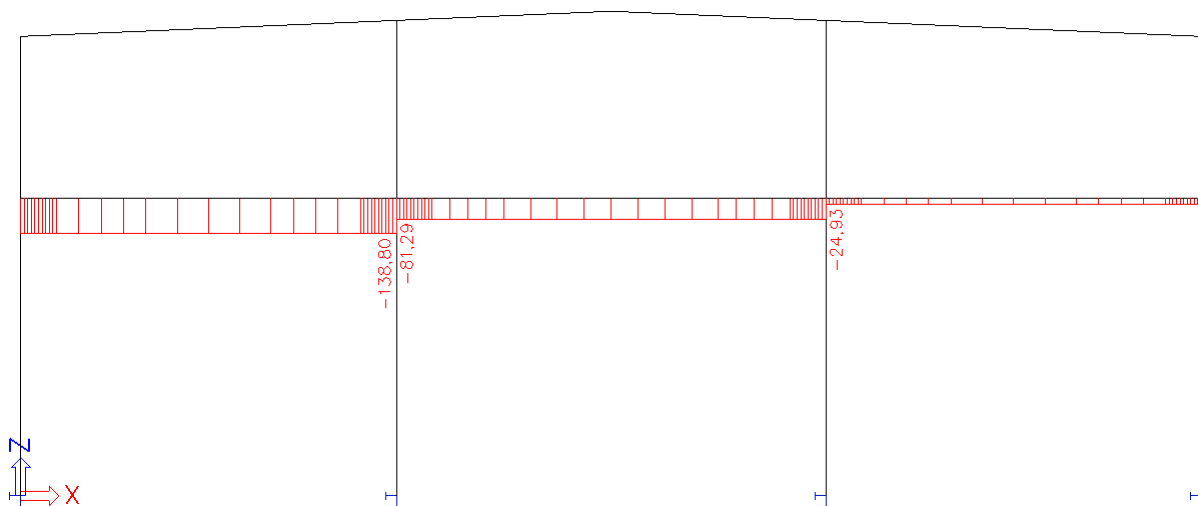
Slika 29: Ovojnica momentov  $M_{Ed,G}$  [kNm] zaradi gravitacijskega dela potresne kombinacije PPS 1, okvir 6



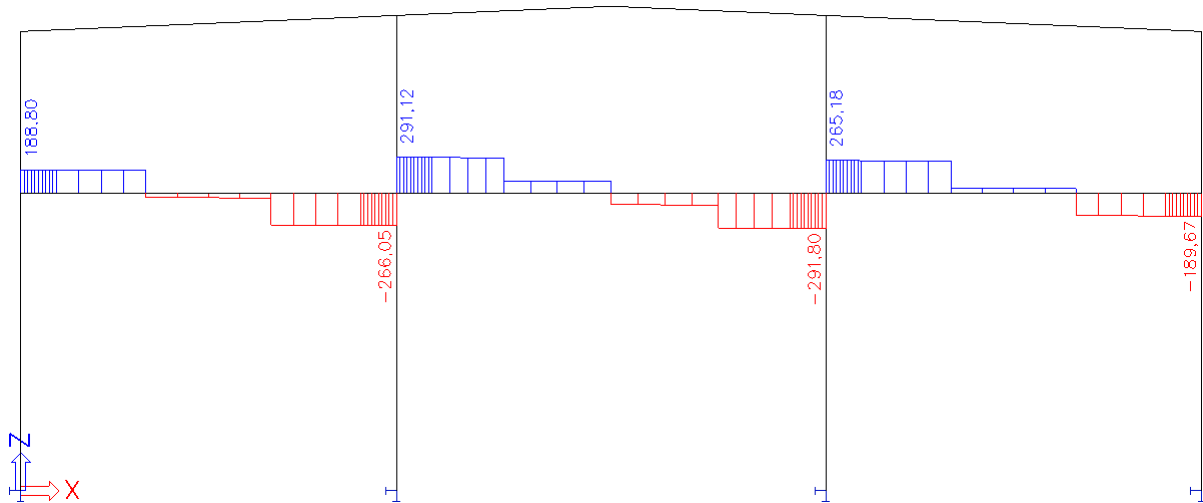
Slika 30: Ovojnica momentov  $M_{Ed,E}$  [kNm] zaradi seizmičnega dela potresne kombinacije PPS 1, okvir 6



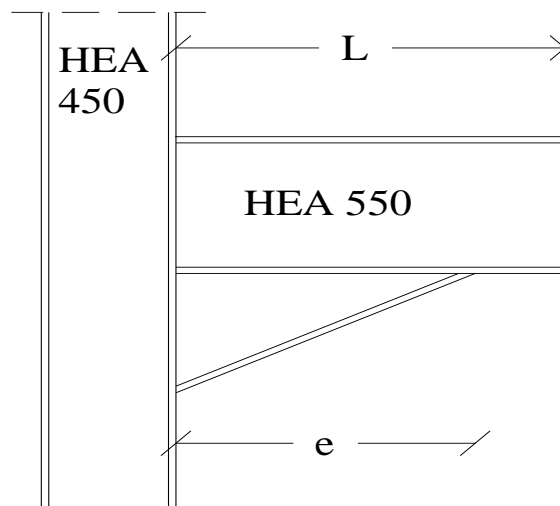
Slika 31: Ovojnica osnih sil  $N_{Ed,G}$  [kN] zaradi gravitacijskega dela potresne kombinacije PPS  
1, okvir 6



Slika 32: Ovojnica osnih sil  $N_{Ed,E}$  [kN] zaradi seizmičnega dela potresne kombinacije PPS 1,  
okvir 6



Slika 33: Ovojnica prečnih sil  $V_{Ed,G}$  [kN] zaradi gravitacijskega dela potresne kombinacije PPS 1, okvir 6



Slika 34: Shematski prikaz priključka prečke z vuto na steber

**Kontrola upogibne nosilnosti najbolj obremenjenih elementov:**

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + M_{Ed,E} = 782 + 80 = 862 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,G} = 782 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,E} = 80 \text{ kNm}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{4622 \cdot 23,5}{1,0} = 1086,2 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} = \frac{862}{1086,2} = 0,79 \leq 1$$

### Kontrola osne sile:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \leq 0,15$$

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + N_{Ed,E} = 20,5 + 139 = 159,5 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,G} = 20,5 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,E} = 139 \text{ kN}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{212 \cdot 23,5}{1,0} = 4982 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = \frac{159,5}{4982} = 0,03 \leq 0,15$$

### Kontrola prečne sile:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0,5$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,E} = 292 + 217 = 509 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,G} = 292 \text{ kN}$$

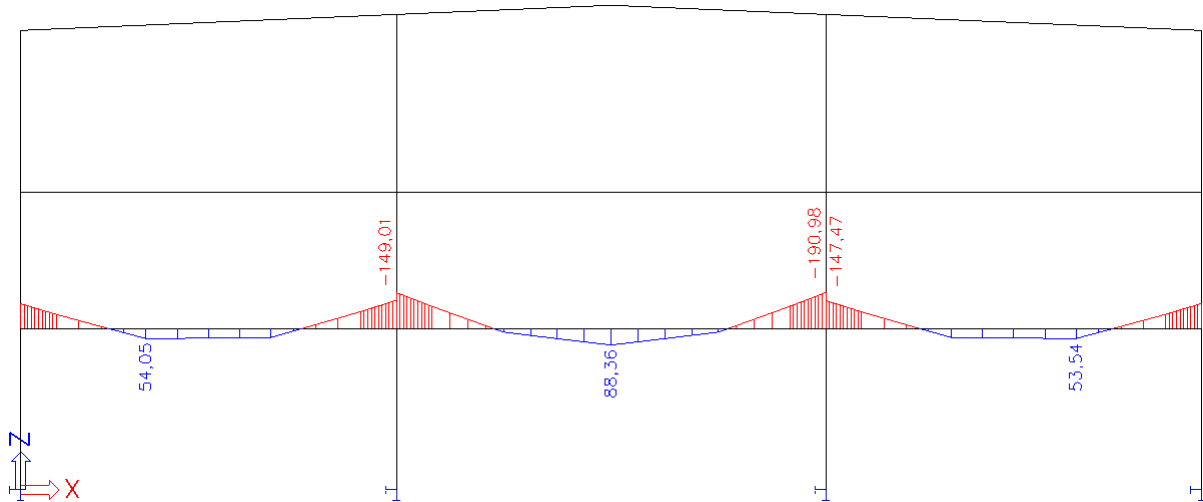
$$V_{Ed,E} = \frac{2 \cdot M_{pl,Rd}}{L - 2 \cdot e} = \frac{2 \cdot 1086}{12 - 2} = 217 \text{ kN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}} = \frac{84 \cdot 23,5}{\sqrt{3} \cdot 1,0} = 1140 \text{ kN}$$

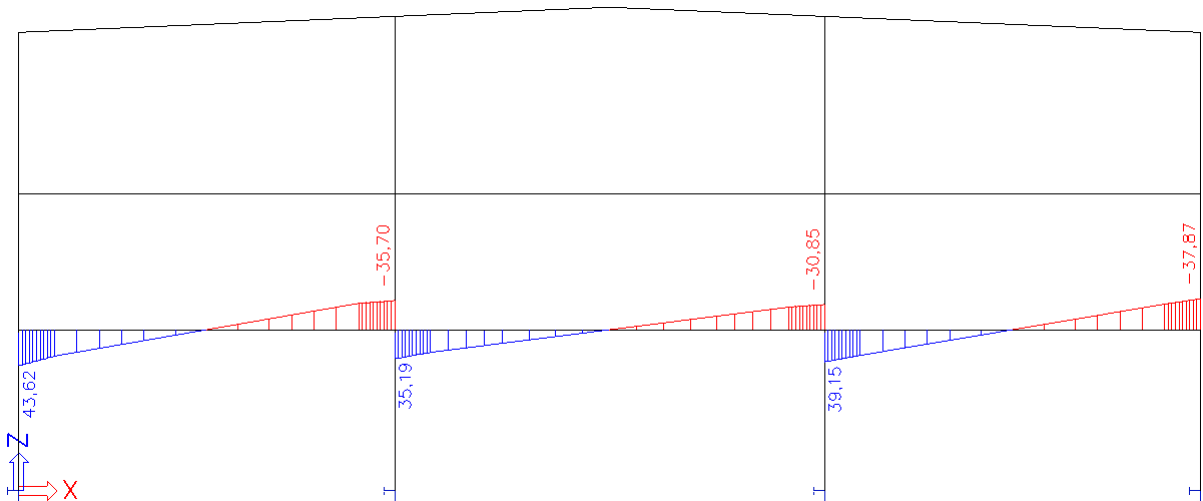
$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = \frac{509}{1140} = 0,45 \leq 0,5$$

### 6.1.1.2 Primarni nosilec prve etaže - prečka IPE400 + vuta $h = 360$ mm, $l = 1$ m:

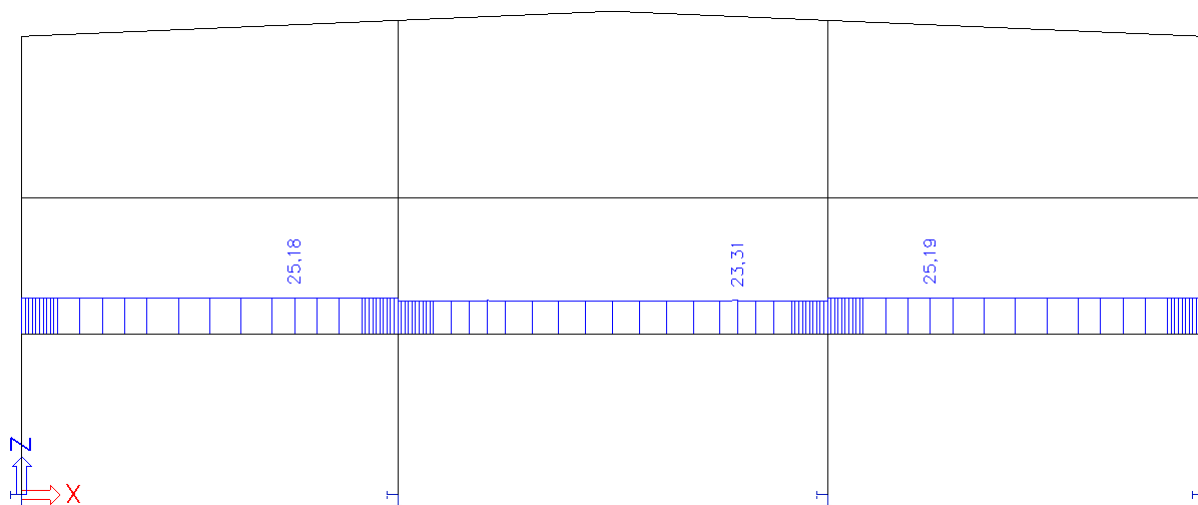
#### Diagrani NSK:



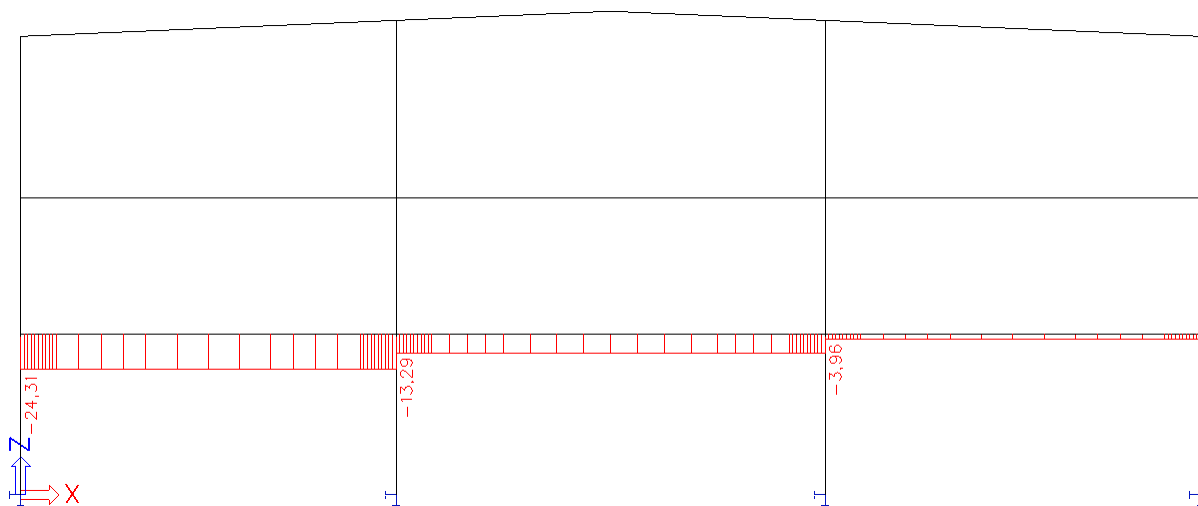
Slika 35: Vrednosti momentov  $M_{Ed,G}$  [kNm] zaradi gravitacijskega dela potresne kombinacije PPS 1, okvir 2



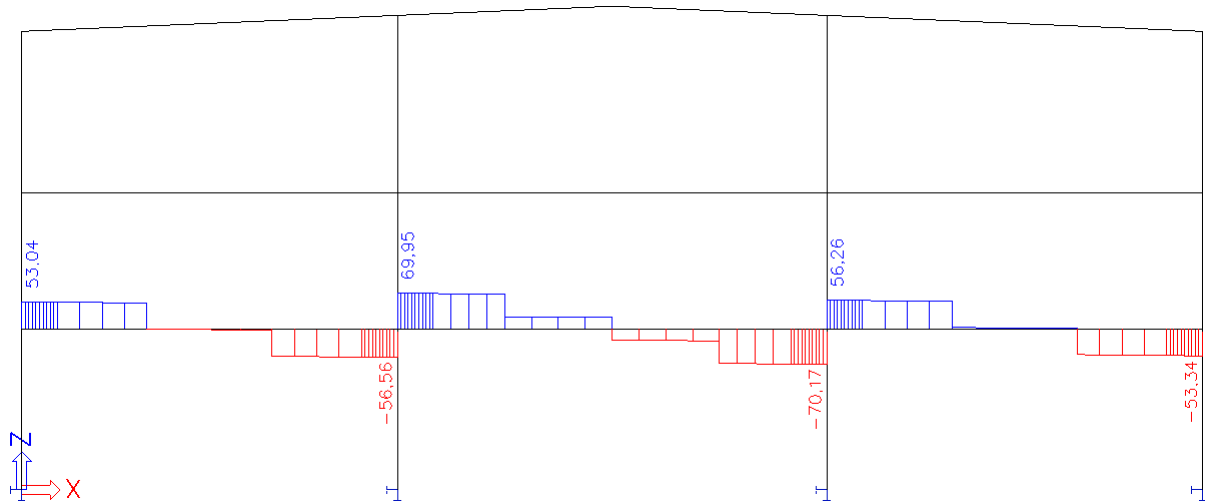
Slika 36: Vrednosti momentov  $M_{Ed,E}$  [kNm] zaradi seizmičnega dela potresne kombinacije PPS 1, okvir 2



Slika 37: Vrednosti osnih sil  $N_{Ed,G}$  [kN] zaradi gravitacijskega dela potresne kombinacije PPS  
1, okvir 2



Slika 38: Vrednosti osnih sil  $N_{Ed,E}$  [kN] zaradi seizmičnega dela potresne kombinacije PPS 1,  
okvir 2



Slika 39: Vrednosti prečnih sil  $V_{Ed,G}$  [kN] zaradi gravitacijskega dela potresne kombinacije PPS 1, okvir 2

### Kontrola upogibne nosilnosti:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + M_{Ed,E} = 191 + 31 = 222 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,G} = 191 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,E} = 31 \text{ kNm}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1307 \cdot 23,5}{1,0} = 307,15 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} = \frac{222}{307,15} = 0,72 \leq 1$$

### Kontrola osne sile:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \leq 0,15$$

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + N_{Ed,E} = 25,2 + 24,3 = 49,5 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,G} = 25,2 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,E} = 24,3 \text{ kN}$$



$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{84,5 \cdot 23,5}{1,0} = 1986 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = \frac{49,5}{1986} = 0,02 \leq 0,15$$

### Kontrola prečne sile:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0,5$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,E} = 70,2 + 61,4 = 131,6 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,G} = 70,2 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,E} = \frac{2 \cdot M_{pl,Rd}}{L - 2 \cdot e} = \frac{2 \cdot 307,15}{12 - 2} = 61,4 \text{ kN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}} = \frac{35,78 \cdot 23,5}{\sqrt{3} \cdot 1,0} = 485 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = \frac{131,6}{485} = 0,27 \leq 0,5$$

### 6.1.2 Dimenzioniranje stebrov

Izbrani so stebri HEA 450 na zunanji strani in HEB550 na notranji strani momentnih nosilcev. Potekajo kontinuirano po celotni višini, zunanji so dolgi so 12,8 m, notranji pa 13,25 m. Stebri so kvalitete S 355 in v njih ni sipanja energije. Prečke, v katerih nastopi sipanje energije, pa so S 235. Zato je faktor dodatne nosilnosti  $\gamma_{ov} = 1,0$ .

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E}$$

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E}$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E}$$

$$\Omega = \min \left\{ \frac{M_{pl,rd}}{M_{Ed,max}} \right. \quad \dots \text{ za najbolj obremenjeno prečko z območjem sipanja}$$

$$M_{pl,rd} \quad \dots \text{ plastična upogibna nosilnost prečke}$$

$$M_{Ed,max} \quad \dots \text{ največja upogibna obremenitev pečke (vsota gravitacijskega in seizmičnega dela potresne obtežbe)}$$

$\gamma_{ov} = 1,0$  ... faktor dodatne nosilnosti

$$M_{Ed,max} = M_{Ed,G} + M_{Ed,E}$$

Največji moment v prečki (HEA 550) najbolj obremenjenega momentnega okvirja pod drugo etažo:

$$M_{Ed,max} = 782 + 80 = 862 \text{ kNm}$$

$$\Omega_1 = \frac{M_{pl,rd}}{M_{Ed,max}} = \frac{1303}{862} = 1,51$$

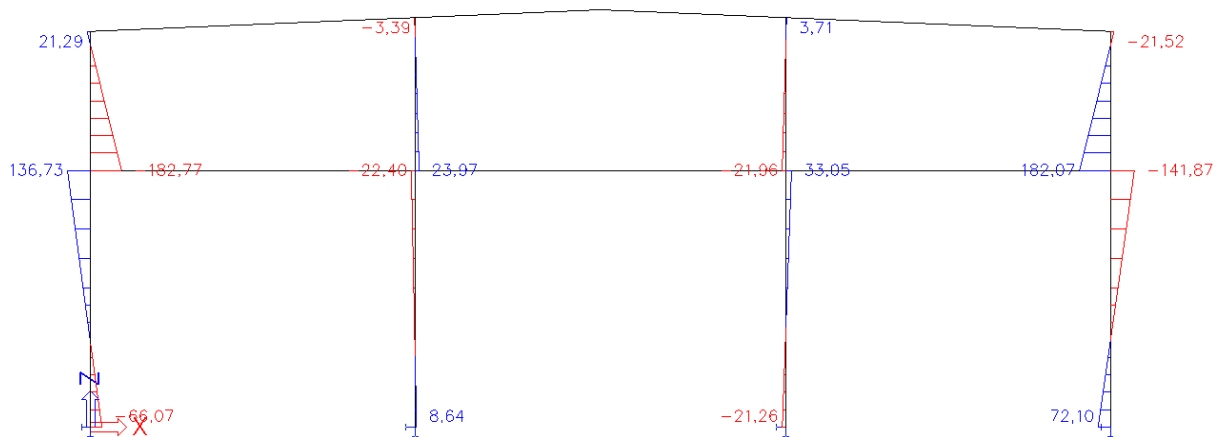
Največji moment v prečki (IPE 400) najbolj obremenjenega momentnega okvirja pod prvo etažo:

$$M_{Ed,max} = 191 + 31 = 222 \text{ kNm}$$

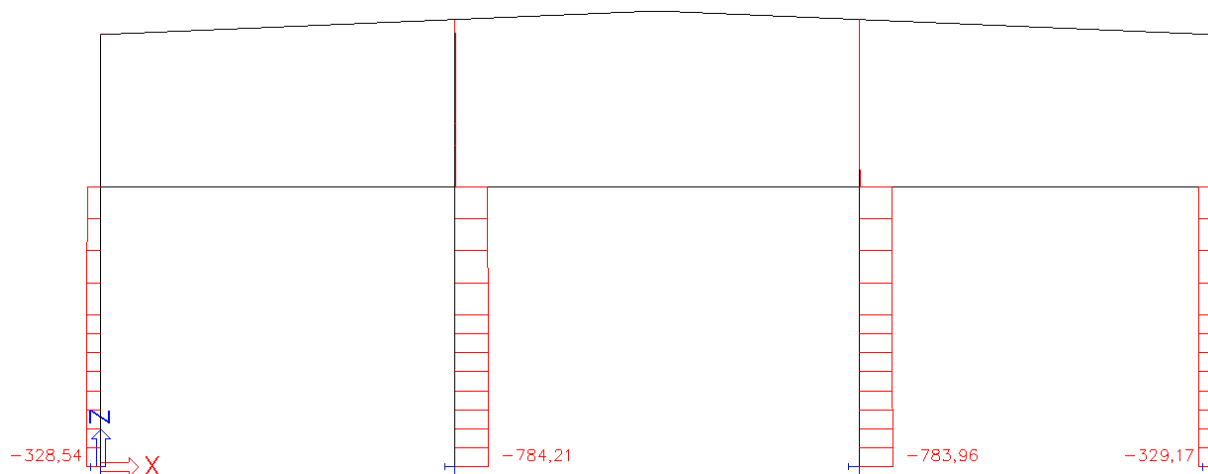
$$\Omega_2 = \frac{M_{pl,rd}}{M_{Ed,max}} = \frac{368,5}{222} = 1,66$$

$$\Omega = \min(\Omega_1, \Omega_2) = 1,51$$

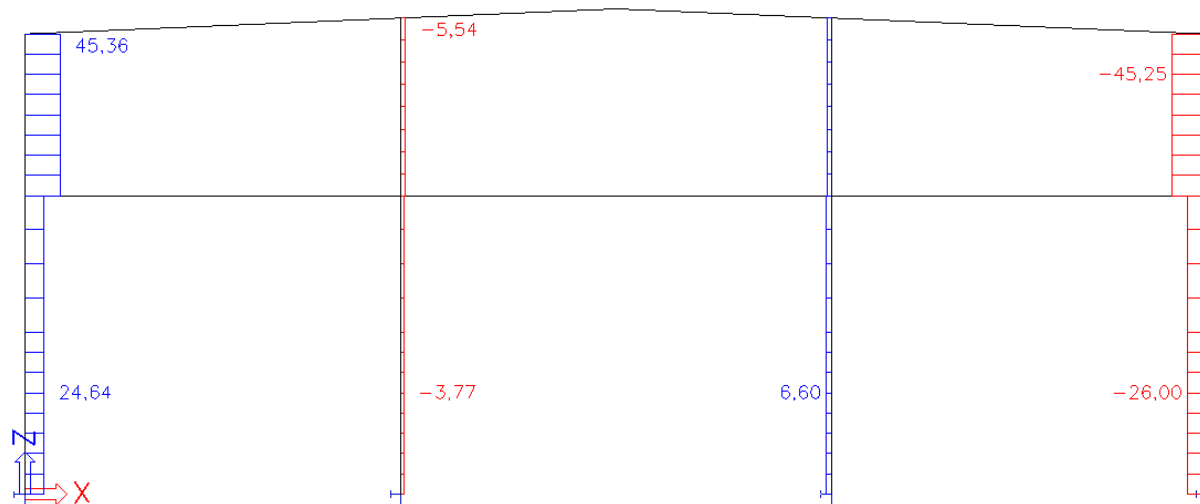
Diagrami NSK za najbolj obremenjen momentni okvir 6:



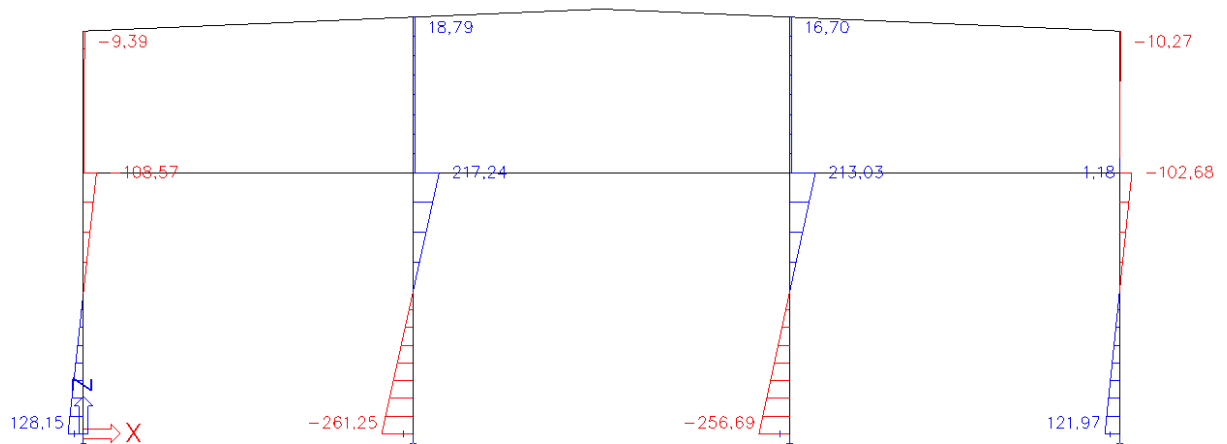
Slika 40: Vrednosti momentov  $M_{Ed,G}$  [kNm] zaradi gravitacijskega dela potresne kombinacije PPS 1, okvir 6



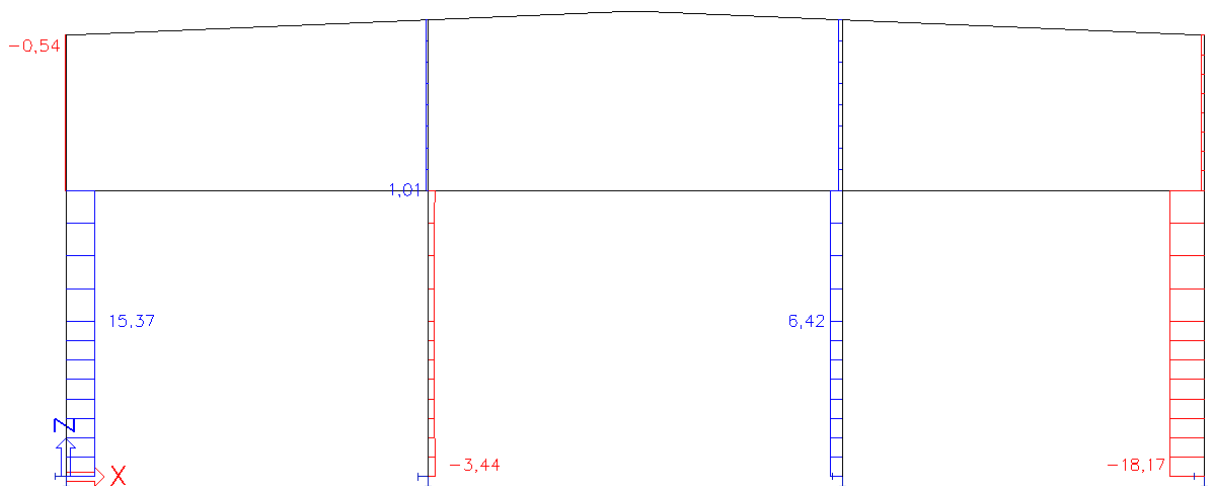
Slika 41: Vrednosti osnih sil  $N_{Ed,G}$  [kN] zaradi gravitacijskega dela potresne kombinacije PPS  
1, okvir 6



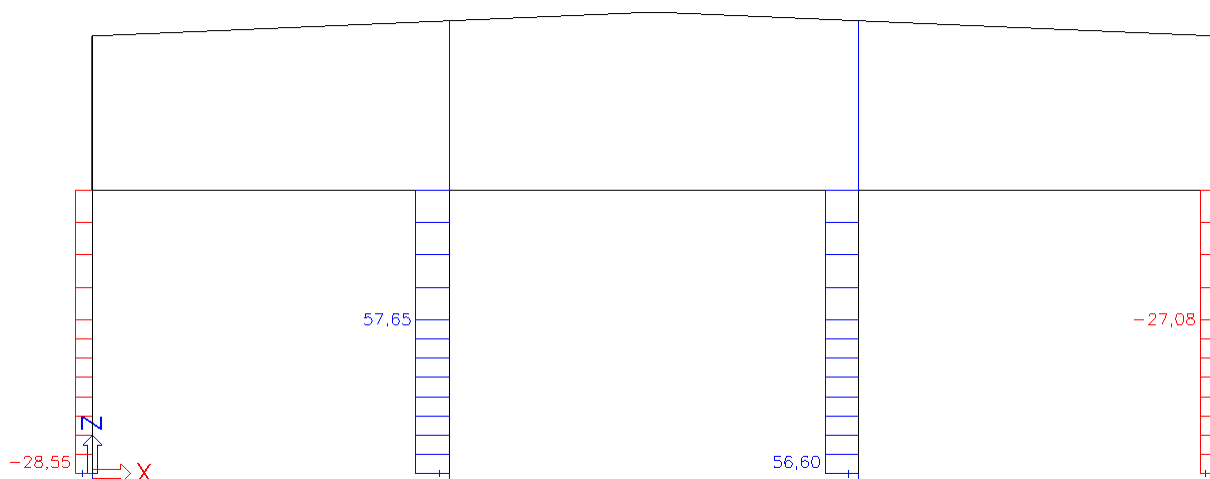
Slika 42: Vrednosti prečni sil  $V_{Ed,G}$  [kN] zaradi gravitacijskega dela potresne kombinacije PPS  
1, okvir 6



Slika 43: Vrednosti momentov  $M_{Ed,E}$  [kNm] zaradi seizmičnega dela potresne kombinacije PPS 1, okvir 6



Slika 44: Vrednosti osnih sil  $N_{Ed,E}$  [kN] zaradi seizmičnega dela potresne kombinacije PPS 1, okvir 6



Slika 45: Vrednosti prečnih sil  $V_{Ed,E}$  [kN] zaradi seizmičnega dela potresne kombinacije PPS  
1, okvir 6

### 6.1.2.1 Zunanji steber HEA 450

Območje vpetja stebra v temelje:

$$M_{Ed} = 72,1 + 1,1 \cdot 1,0 \cdot 1,51 \cdot 128,2 = 285 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = -329,2 + 1,1 \cdot 1,0 \cdot 1,51 \cdot (-18,2) = -359,4 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = -26,0 + 1,1 \cdot 1,0 \cdot 1,51 \cdot (-28,6) = -73,5 \text{ kN}$$

Območje pod drugo etažo:

$$M_{Ed} = 182,8 + 1,1 \cdot 1,0 \cdot 1,51 \cdot 5,0 = 191,1 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = -18,9 + 1,1 \cdot 1,0 \cdot 1,51 \cdot (-1,9) = -22,1 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = -45,3 + 1,1 \cdot 1,0 \cdot 1,51 \cdot (-2,5) = -49,5 \text{ kN}$$

Dimenzioniram na večje od obeh obremenitev, torej na obremenitve ob vpetju.

**Kontrola nosilnosti osno in upogibno obremenjenega krajnega stebra:**

$$\frac{N_{Ed,Ex}}{N_{pl,Rd}} + 0,3 \cdot \frac{N_{Ed,Ey}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1,0$$

$$M_{pl,Rd} = W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 3216 \cdot \frac{35,5}{1,0} = 114168 \text{ kNcm} = 1141,7 \text{ kNm}$$

$$N_{pl,Rd} = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 178 \cdot \frac{35,5}{1,0} = 6319 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed,Ex}}{N_{pl,Rd}} + 0,3 \cdot \frac{N_{Ed,Ey}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} = \frac{359,4}{6319} + 0,3 \cdot \frac{909}{6319} + \frac{285}{1141,7} \leq 1,0$$

$$0,35 \leq 1,0$$

### Kontrola strižne nosilnosti panela krajnega stebra:

$$\frac{V_{wp,Ed}}{V_{wp,Rd}} \leq 1,0$$

$$M_{1,Ed} = 330 + 1,1 \cdot 1,0 \cdot 1,51 \cdot 113 = 517,7 \text{ kNm}$$

$$M_{2,Ed} = 0 \text{ kNm}$$

$$V_{1,Ed} = -25,3 + 1,1 \cdot 1,0 \cdot 1,51 \cdot 28 = 21,2 \text{ kN}$$

$$V_{2,Ed} = -45,3 + 1,1 \cdot 1,0 \cdot 1,51 \cdot 6 = -35,3 \text{ kN}$$

$$V_{pl,Rd} = A_v \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}} = 52,62 \cdot \frac{35,5}{\sqrt{3} \cdot 1,0} = 1078 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = (M_{1,Ed} - M_{2,Ed}) / z - (V_{1,Ed} - V_{2,Ed}) / 2 = \frac{517,7}{0,7465} - \frac{-21,2 + 35,3}{2} = 686 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = \frac{686}{1078} \leq 1,0$$

$$0,64 \leq 1,0$$

### Kontrola strižne nosilnosti krajnega stebra:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0,5$$

$$V_{pl,Rd} = A_v \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}} = 52,62 \cdot \frac{35,5}{\sqrt{3} \cdot 1,0} = 1078,5 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = \frac{73,5}{1078,5} \leq 0,5$$

$$0,07 \leq 0,5$$

### Kontrola stabilnosti elementa:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$l_u = 830 \text{ cm}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{63720}{178}} = 18,92 \text{ cm}$$

$$\lambda_1 = 93,9 \cdot \varepsilon = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{l_u}{i \cdot \lambda_1} = \frac{830}{18,92 \cdot 93,9} = 0,467$$

$$\chi_y = 0,934$$

$$W_y = 2900 \text{ cm}^3$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{2900}{28500}} = 0,32$$

$$\chi_{LT} = 1,0$$

$$C_{my} (\psi = -1) = 0,4$$

$$k_{yy} = C_{my} \left[ 1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \right] = 0,4 \left[ 1 + (0,467 - 0,2) \cdot \frac{359,4}{0,934 \cdot 178 \cdot \frac{35,5}{1,0}} \right] = 0,407$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$\frac{359,4}{0,934 \cdot 178 \cdot \frac{35,5}{1,0}} + 0,407 \cdot \frac{28500}{1,0 \cdot 2900 \cdot \frac{35,5}{1,0}} = 0,17 \leq 1$$

**6.1.2.2 Notranji steber HEB 550**

Območje vpetja stebra v temelje:

$$M_{Ed} = 21,2 + 1,1 \cdot 1,0 \cdot 1,51 \cdot 261 = 454,7 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = -784 + 1,1 \cdot 1,0 \cdot 1,51 \cdot (-6,3) = -794,5 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = -6,5 + 1,1 \cdot 1,0 \cdot 1,51 \cdot (-57,6) = -102,2 \text{ kN}$$

Območje pod drugo etažo:

$$M_{Ed} = 24 + 1,1 \cdot 1,0 \cdot 1,51 \cdot 15,8 = 50,2 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = -21,7 + 1,1 \cdot 1,0 \cdot 1,51 \cdot 2,0 = -25 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = -5,5 + 1,1 \cdot 1,0 \cdot 1,51 \cdot (-0,7) = -6,7 \text{ kN}$$

Dimenzioniram na večje od obeh obremenitev, torej na obremenitve ob vpetju.

**Kontrola nosilnosti osno in upogibno obremenjenega notranjega stebra:**

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1,0$$

$$M_{pl,Rd} = W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{mo}} = 5591 \cdot \frac{35,5}{1,0} = 198481 \text{ kNcm} = 1984,8 \text{ kNm}$$

$$N_{pl,Rd} = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{mo}} = 254 \cdot \frac{35,5}{1,0} = 9017 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} = \frac{794,5}{9017} + 0,3 \cdot \frac{909}{9017} + \frac{454,7}{1984,8} \leq 1,0$$

$$0,35 \leq 1,0$$

**Kontrola strižne nosilnosti panela notranjega stebra:**

$$\frac{V_{wp,Ed}}{V_{wp,Rd}} \leq 1,0$$

$$M_{1,Ed} = 732 + 1,1 \cdot 1,0 \cdot 1,51 \cdot 112 = 918 \text{ kNm}$$

$$M_{2,Ed} = 778 + 1,1 \cdot 1,0 \cdot 1,51 \cdot (-90) = 629 \text{ kNm}$$

$$V_{1,Ed} = 6,4 + 1,1 \cdot 1,0 \cdot 1,51 \cdot 57 = 101 \text{ kN}$$

$$V_{2,Ed} = 5,2 + 1,1 \cdot 1,0 \cdot 1,51 \cdot 1 = 7 \text{ kN}$$



$$V_{pl,Rd} = A_v \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}} = 85,8 \cdot \frac{35,5}{\sqrt{3} \cdot 1,0} = 1759 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = (M_{1,Ed} - M_{2,Ed}) / z - (V_{1,Ed} - V_{2,Ed}) / 2 = \frac{918 - 629}{0,996} - \frac{101 - 7}{2} = 243 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = \frac{243}{1759} \leq 1,0$$

$$0,14 \leq 1,0$$

### Kontrola strižne nosilnosti notranjega stebra:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0,5$$

$$V_{pl,Rd} = A_v \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}} = 85,8 \cdot \frac{35,5}{\sqrt{3} \cdot 1,0} = 1758,6 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = \frac{102,2}{1758,6} \leq 0,5$$

$$0,06 \leq 0,5$$

### Kontrola stabilnosti elementa:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$l_u = 830 \text{ cm}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{136700}{254}} = 23,2 \text{ cm}$$

$$\lambda_1 = 93,9 \cdot \varepsilon = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{l_u}{i \cdot \lambda_1} = \frac{830}{23,2 \cdot 93,9} = 0,381$$

$$\chi_y = 0,957$$

$$W_y = 4970 \text{ cm}^3$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{4970}{45470}} = 0,33$$

$$\chi_{LT} = 1,0$$

$$C_{my} (\psi = -1) = 0,4$$

$$k_{yy} = C_{my} \left[ 1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \right] = 0,4 \left[ 1 + (0,381 - 0,2) \cdot \frac{794,5}{0,957 \cdot 254 \cdot \frac{35,5}{1,0}} \right] = 0,407$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$\frac{794,5}{0,957 \cdot 254 \cdot \frac{35,5}{1,0}} + 0,407 \cdot \frac{45470}{1,0 \cdot 4970 \cdot \frac{35,5}{1,0}} = 0,2 \leq 1$$

## 6.2 Dimenzioniranje okvirja s centričnim povezjem

Horizontalne sile, ki jih povzroči potres, se sipajo s plastifikacijo nateznih diagonal, ki mora nastopiti pred porušitvijo spojev ali plastifikacijo oziroma nestabilnostjo nosilcev ali stebrov.

V obravnavanem objektu imamo v vzdolžnih okvirjih skupaj štiri centrična povezja. Skupno potresno horizontalno silo v posameznih etažah razdelimo na štiri natezne diagonale.

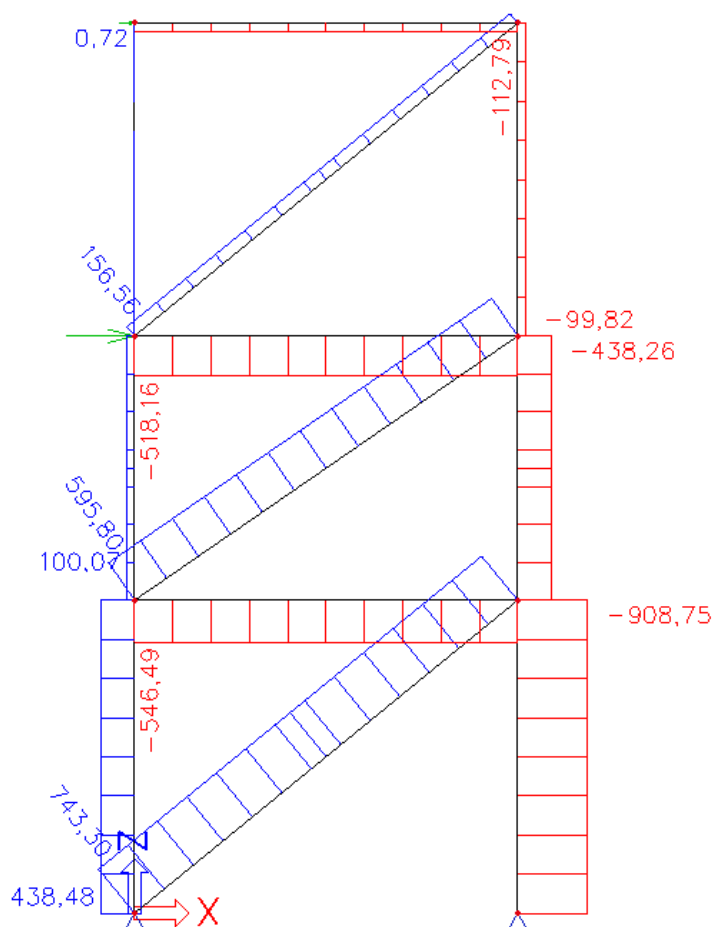
Skupna potresna obtežba po etažah na eno povezje:

$$1. \text{ etaža} = \frac{150}{4} = 37,5 \text{ kN}$$

$$2. \text{ etaža} = \frac{1699}{4} = 424,8 \text{ kN}$$

$$3. \text{ etaža} = \frac{407}{4} = 101,8 \text{ kN}$$

### 6.2.1 Dimenzioniranje diagonal levega vertikalnega povezja



Slika 46: Natezne osne sile v diagonalah levega vertikalnega povezja [kN] zaradi seizmičnega dela potresne obtežne kombinacije

#### 6.2.1.1 Diagonale v prvi etaži, kvadratne cevi 100x100x10:

$$1,3 \leq \bar{\lambda} \leq 2,0$$

$N_{Ed,1} =$	743,3 kN
$L_{u,2} =$	711 cm
$I =$	676,9 cm <sup>4</sup>
$A =$	33,64 cm <sup>2</sup>
$\lambda_1 = 93,9 \cdot \varepsilon =$	93,9

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{676,9}{33,64}} = 4,49 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{L_u}{i} = \frac{711}{4,49} = 158,5$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} = \frac{158,5}{93,9} = 1,69$$

$$1,3 \leq \bar{\lambda} = 1,69 \leq 2,0$$

$$N_{S,Rd} = A \cdot f_y = 33,64 \cdot 23,5 = 790,5 \text{ kN}$$

$$N_{S,Rd} \geq N_{Ed,1} = 743,3$$

$$\Omega_1 = \frac{790,5}{743,3} = 1,06$$

### 6.2.1.2 Diagonale v drugi etaži, kvadratne cevi 120x120x6:

$$1,3 \leq \bar{\lambda} \leq 2,0$$

$$N_{Ed,2} = 595,8 \text{ kN}$$

$$L_{u,2} = 669 \text{ cm}$$

$$I = 562,2 \text{ cm}^4$$

$$A = 26,43 \text{ cm}^2$$

$$\lambda_1 = 93,9 \cdot \varepsilon = 93,9$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{562,2}{26,43}} = 4,61 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{L_u}{i} = \frac{669}{4,61} = 145,1$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} = \frac{145,1}{93,9} = 1,55$$

$$1,3 \leq \bar{\lambda} = 1,55 \leq 2,0$$

$$N_{S,Rd} = A \cdot f_y = 26,43 \cdot 23,5 = 621,1 \text{ kN}$$

$$N_{S,Rd} \geq N_{Ed,2} = 595,8$$

$$\Omega_2 = \frac{621,1}{595,8} = 1,04$$

**6.2.1.3 Diagonale v tretji etaži, kvadratne cevi 100x100x2:**

$$1,3 \leq \bar{\lambda} \leq 2,0$$

$$N_{Ed,3} = 156,56 \text{ kN}$$

$$L_{u,3} = 711 \text{ cm}$$

$$I = 123 \text{ cm}^4$$

$$A = 7,74 \text{ cm}^2$$

$$\lambda_1 = 93,9 \cdot \varepsilon = 93,9$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{123}{7,74}} = 3,99 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{L_u}{i} = \frac{711}{3,99} = 178,2$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} = \frac{178,2}{93,9} = 1,9$$

$$1,3 \leq \bar{\lambda} = 1,9 \leq 2,0$$

$$N_{S,Rd} = A \cdot f_y = 7,74 \cdot 23,5 = 181,9 \text{ kN}$$

$$N_{S,Rd} \geq N_{Ed,3} = 156,56$$

$$\Omega_3 = \frac{181,9}{156,56} = 1,16$$

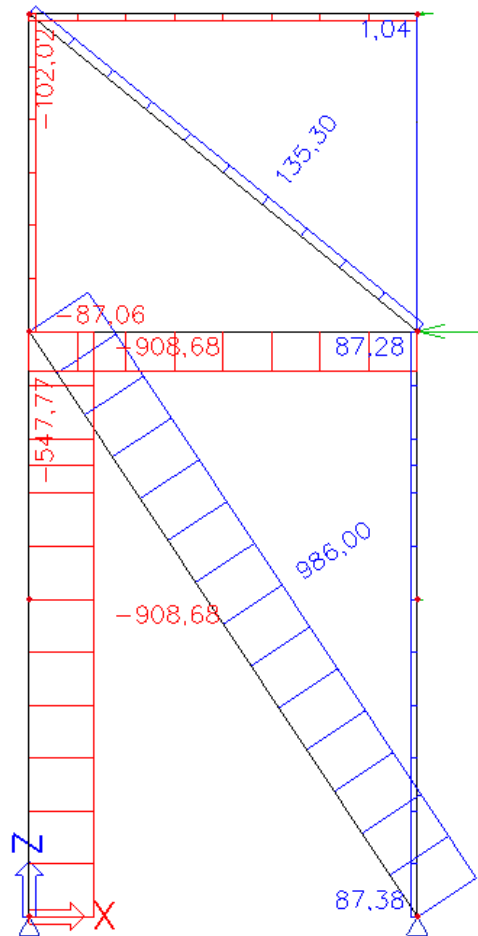
**6.2.1.4 Kontrola enakomernega sipanja energije po etažah**

$$\frac{\max \Omega_i}{\min \Omega_i} \leq 1,25$$

$$\frac{1,16}{1,04} \leq 1,25$$

$$1,12 \leq 1,25$$

## 6.2.2 Dimenzioniranje diagonal desnega vertikalnega povezja



Slika 47: Natezne osne sile v diagonalah desnega vertikalnega povezja [kN] zaradi seizmičnega dela potresne obtežne kombinacije

### 6.2.2.1 Diagonale v prvi etaži, kvadratne cevi 200x200x6:

$$1,3 \leq \bar{\lambda} \leq 2,0$$

$N_{Ed,1} =$	986 kN
$L_{u,2} =$	996 cm
$I =$	2833 cm <sup>4</sup>
$A =$	45,63 cm <sup>2</sup>
$\lambda_1 = 93,9 \cdot \varepsilon =$	93,9

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{2833}{45,63}} = 7,88 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{L_u}{i} = \frac{996}{7,88} = 126,4$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} = \frac{126,4}{93,9} = 1,35$$

$$1,3 \leq \bar{\lambda} = 1,35 \leq 2,0$$

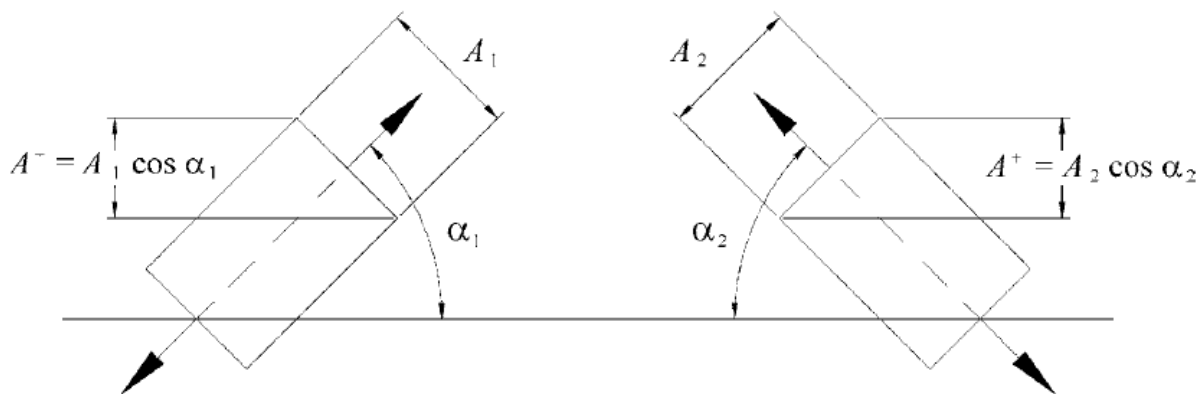
$$N_{S,Rd} = A \cdot f_y = 45,63 \cdot 23,5 = 1072 \text{ kN}$$

$$N_{S,Rd} \geq N_{Ed,1} = 986$$

$$\Omega_1 = \frac{1072}{986} = 1,09$$

Izpolnjen mora biti sledeči pogoj, saj sta pri levem in desnem povezju diagonali pod različnima kotoma:

$$\frac{|A^+ - A^-|}{A^+ + A^-} \leq 0,05$$



Slika 48: Grafični prikaz izračuna površin \$A^+\$ in \$A^-\$

$$\alpha_1 \dots \text{naklon diagonale v levem povezju} = 39,3^\circ$$

$$\alpha_2 \dots \text{naklon diagonale v desnem povezju} = 56,5^\circ$$

$$A_1 \dots \text{površina prereza diagonale levega povezja} = 33,64 \text{ cm}^2$$

$$A_2 \dots \text{površina prereza diagonale desnega povezja} = 45,63 \text{ cm}^2$$

$$A^- = A_1 \cdot \cos \alpha_1 = 33,64 \cdot \cos 39,3^\circ = 26,03 \text{ cm}^2$$

$$A^+ = A_2 \cdot \cos \alpha_2 = 45,63 \cdot \cos 56,5^\circ = 25,19 \text{ cm}^2$$

$$\frac{|A^+ - A^-|}{A^+ + A^-} \leq 0,05$$

$$\frac{|25,19 - 26,03|}{25,19 + 26,03} = 0,02 \leq 0,05$$

### 6.2.1.3 Diagonale v tretji etaži, kvadratne cevi 100x100x2:

$$1,3 \leq \bar{\lambda} \leq 2,0$$

$$N_{Ed,3} = 135,3 \text{ kN}$$

$$L_{u,3} = 711 \text{ cm}$$

$$I = 123 \text{ cm}^4$$

$$A = 7,74 \text{ cm}^2$$

$$\lambda_1 = 93,9 \cdot \varepsilon = 93,9$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{123}{7,74}} = 3,99 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{L_u}{i} = \frac{711}{3,99} = 178,2$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} = \frac{178,2}{93,9} = 1,9$$

$$1,3 \leq \bar{\lambda} = 1,9 \leq 2,0$$

$$N_{S,Rd} = A \cdot f_y = 7,74 \cdot 23,5 = 181,9 \text{ kN}$$

$$N_{S,Rd} \geq N_{Ed,3} = 135,3$$

$$\Omega_3 = \frac{181,9}{135,3} = 1,34$$



---

#### 6.2.1.4 Kontrola enakomernega sipanja energije po etažah

$$\frac{\max \Omega_i}{\min \Omega_i} \leq 1,25$$

$$\frac{1,34}{1,09} \leq 1,25$$

$$1,23 \leq 1,25$$

## 7 MEDETAŽNA KONSTRUKCIJA

### 7.1 Sovprežna plošča

Sovprežna plošča nalega na sekundarne nosilce. V skladiščnih prostorih je debeline 16 cm, v pisarniških prostorih pa debeline 12 cm. Uporabi se Trimo Hi – Bond sovprežno ploščo.

### 7.2 Sovprežni nosilec IPE 240

Izbrana je sovprežna plošča KS1/2 $\phi$ 19 + Q257 + TP, debeline 12 cm, za profilirano pločevino pa Trimo HI-Bond 55, t = 0,8 mm, fyk = 250 Mpa, z metodo B3 in uporabljenim betonom kvalitete C25/30.

#### Obtežba:

$$q_{Ed} = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot q = 1,35 \cdot (0,3 + 1,81) + 1,5 \cdot 3,0 = 7,4 \text{ kN/m}$$

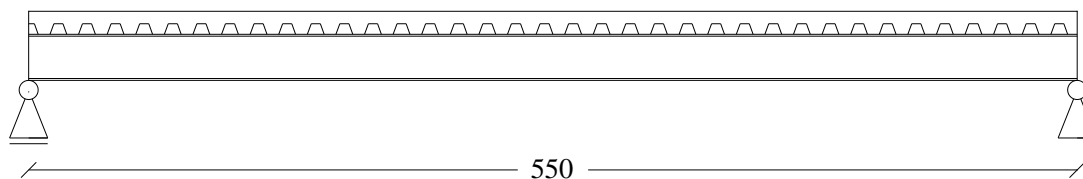
Preglednica 10: Dopustni razponi HI bond sovprežnih stropov za MSN

h(cm)	g <sub>i</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	metoda	P <sub>Sd MSN</sub> (kN/m <sup>2</sup> )			
			5	6	8	10
12	2,41	B1	345	326	296	274
		B2	405	383	347	321
		B3	411	388	353	325
		B4	455	430	391	360
		B5	513	485	440	406
		B6	545	515	468	431
14	2,91	B1	354	336	308	285
		B2	425	404	369	342
		B3	438	416	380	353
		B4	492	467	426	395
		B5	541	513	469	434
		B6	581	552	504	467
16	3,41	B1	362	345	318	296
		B2	443	422	388	361
		B3	461	439	404	376
		B4	521	496	456	424
		B5	564	537	493	459
		B6	611	582	534	497
18	3,91	B1	370	354	327	306
		B2	458	437	404	378
		B3	480	459	424	396
		B4	546	522	482	450
		B5	584	558	515	481
		B6	636	608	561	524

$$L_{dej} = 3,5 \text{ m}$$

$$L_{max} = 3,53 \text{ m}$$

$$L_{dej} \leq L_{max}$$



Slika 49: Zasnova sovprežnega nosilca IPE 240

### 7.2.1 Montažno stanje

Nosilec je v montažnem stanju podprt na sredini razpona.

#### 7.2.1.1 Obtežba

**Stalna obtežba:**

$$G_{nosilca} = 0,3 \text{ kN/m}$$

$$\Sigma G = 0,3 \text{ kN/m}$$

**Spremenljiva obtežba:**

$$q_{plošče} = 2,41 \cdot \left(\frac{25}{24}\right) \cdot 3,5 = 8,79 \text{ kN/m}$$

$$q_{delavci,oprema} = 0,75 \cdot 3,5 = 2,63 \text{ kN/m}$$

$$\Sigma q = 11,42 \text{ kN/m}$$

$$q_{Ed} = 1,35 \cdot 0,3 + 1,5 \cdot 11,42 = 17,54 \text{ kN/m}$$

#### 7.2.1.2 Obremenitev

$$M_{Ed} = \frac{q_{Ed} \cdot l^2}{8} = \frac{17,54 \cdot 2,75^2}{8} = 16,6 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = \frac{q_{Ed} \cdot l}{2} = \frac{17,54 \cdot 2,75}{2} = 24,1 \text{ kN}$$

**7.2.1.3 Kontrola kompaktnosti**

$$\text{- stojina: } \frac{c}{t} = \frac{190}{6,2} = 30,6 \leq 72 \cdot \varepsilon = 72$$

$$\text{- pasnica: } \frac{c}{t} = \frac{60}{9,8} = 6,1 \leq 9 \cdot \varepsilon = 9$$

Prerez spada v 1. Razred kompaktnosti.

Kontrola bočne zvrnitve po metodi tlačene pasnice:

$$I_{f,z} = \sqrt{\frac{I_f}{A_f}} = \sqrt{\frac{141,1}{14}} = 3,17 \text{ cm}$$

$$I_f = \frac{b^3 \cdot t_f}{12} = \frac{12^3 \cdot 0,98}{12} = 141,1 \text{ cm}^4$$

$$A_f = b \cdot t_f + \frac{h_w}{6} \cdot t_w = 12 \cdot 0,98 + \frac{22,04}{6} \cdot 0,62 = 14,0 \text{ cm}^2$$

$$\lambda_1 = 93,9$$

Predpostavljen je potek momentov  $\Psi = 1,0$  ;  $k_c = 1,0$  ; izbrana uklonska krivulja b.

$$\lambda_f = \frac{k_c \cdot L_c}{i_{f,z} \cdot \lambda_1} = \frac{1,0 \cdot 275}{3,17 \cdot 93,9} = 0,92$$

$$\chi_f = 0,645$$

$$M_{b,Rd} = k_{f,1} \cdot \chi_f \cdot \frac{W_{el} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = 1,1 \cdot 0,645 \cdot \frac{324 \cdot 23,5}{1,0} = 54 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = 16,6 \text{ kNm}$$

$$M_{b,Rd} \geq M_{Ed}$$

**7.2.1.4 Strižna nosilnost**

$$\text{- kompaktnost stojine: } \frac{h_w}{t_w} = \frac{220,4}{6,2} = 35,5 \leq 72 \cdot \frac{\varepsilon}{\eta} = 72 \cdot \frac{1}{1,2} = 60$$

Stojina je kompaktna.

- plastična strižna nosilnost:

$$V_{pl,Rd} \cdot 0,5 \geq V_{Ed}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_{m0} \cdot \sqrt{3}} = \frac{15,48 \cdot 23,5}{1,0 \cdot \sqrt{3}} = 210 \text{ kN}$$

$$V_{pl,Rd} \cdot 0,5 = 210 \cdot 0,5 \geq V_{Ed} = 24,1$$

$$105 \geq 24,1$$

Vpliva interakcije striga in upogiba ni potrebno upoštevati.

### 7.2.1.5 Upogibna nosilnost

$$M_{pl,Rd} \geq M_{Ed}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,Rd} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{324 \cdot 23,5}{1,0} = 76,1 \text{ kNm}$$

$$M_{pl,Rd} \geq M_{Ed}$$

$$76,1 \geq 16,6$$

Nosilec je podprt proti bočni zvrnitvi na razdalji 0,3 m s čepi in profilirano pločevino.

### 7.2.1.6 Pomiki

$$q_{Ed} = 1,0 \cdot 0,3 + 1,0 \cdot 11,42 = 11,72 \text{ kN/m}$$

$$l = 550 \text{ cm}$$

$$\delta = \frac{5 \cdot q_{Ed} \cdot l^4}{384 \cdot I \cdot E} = \frac{5 \cdot 0,1172 \cdot 275^4}{384 \cdot 3890 \cdot 21000} = 0,11 \text{ cm} \leq \frac{l}{250} = \frac{275}{250} = 1,1 \text{ cm}$$

## 7.2.2 Sovprežno stanje

### 7.2.2.1 Obtežba

#### Stalna obtežba

$$G_{nosilca} = 0,3 \text{ kN/m}$$

$$G_{plošče} = 2,41 \cdot 3,5 = 8,44 \text{ kN/m}$$

$$G_{TI,estrih,inst.} = 1,81 \cdot 3,5 = 6,34 \text{ kN/m}$$

$$\Sigma G = 0,3 + 8,44 + 6,34 = 15,08 \text{ kN/m}$$

#### Spremenljiva obtežba:

$$q_E = 3,0 \cdot 3,5 = 10,5 \text{ kN/m}$$

$$q_{Ed} = 1,35 \cdot 15,08 + 1,5 \cdot 10,5 = 36,11 \text{ kN/m}$$

### 7.2.2.2 Obremenitev

$$M_{Ed} = \frac{q_{Ed} \cdot l^2}{8} = \frac{36,11 \cdot 5,5^2}{8} = 136,5 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = \frac{q_{Ed} \cdot l}{2} = \frac{36,11 \cdot 5,5}{2} = 99,3 \text{ kN}$$

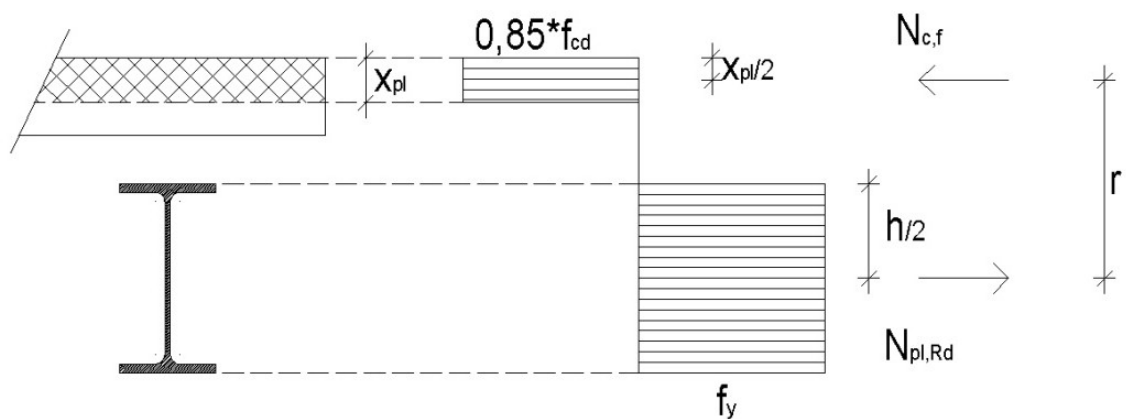
### 7.2.2.3 Upogibna nosilnost

#### Sodelujoča širina:

$$l = 550 \text{ cm}$$

$$b_{ei} = \frac{l}{8} = \frac{550}{8} = 68,75 \text{ cm}$$

$$b_{eff} = 2 \cdot b_{ei} = 2 \cdot 68,75 = 137,5 \text{ cm}$$



Slika 50: Napetostno stanje sovprežnega prereza ob delovaju  $M_{pl,Rd}$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{39,1 \cdot 23,5}{1,0} = 919 \text{ kN}$$

$$\chi_{pl} = \frac{N_{pl,Rd}}{f_{cd} \cdot 0,85 \cdot b_{eff}} = \frac{919}{1,67 \cdot 0,85 \cdot 137,5} = 4,71 \text{ cm}$$

$$r = \frac{h}{2} + h_c - \frac{\chi_{pl}}{2} = 12 + 12 - 2,36 = 21,64 \text{ cm}$$

$$M_{pl,Rd} = N_{pl,Rd} \cdot r = 919 \cdot 21,64 = 198,87 \text{ kNm}$$

$$M_{pl,Rd} \geq M_{Ed}$$

$$198,87 \geq 136,5$$

### 7.2.2.4 Strižna nosilnost

Vso prečno silo prevzame stojina nosilca IPE 240:

- kompaktnost stojine:  $\frac{h_w}{t_w} = \frac{220,4}{6,2} = 35,5 \leq 72 \cdot \frac{\varepsilon}{\eta} = 72 \cdot \frac{1}{1,2} = 60$

Stojina je kompaktna.

- plastična strižna nosilnost:

$$V_{pl,Rd} \cdot 0,5 \geq V_{Ed}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_{m0} \cdot \sqrt{3}} = \frac{15,5 \cdot 23,5}{1,0 \cdot \sqrt{3}} = 210,3 \text{ kN}$$

$$V_{pl,Rd} \cdot 0,5 = 210,3 \cdot 0,5 \geq V_{Ed} = 99,3$$

$$105,1 \geq 99,3$$

Vpliva interakcije striga in upogiba ni potrebno upoštevati.

### 7.2.2.5 Kontrola čepov Nelson $\Phi 19 / 95 \text{ mm}$

$h_{sc}$  ... skupna nazivna višina čepa = 9,5 cm

$d$  ... premer stebra čepa = 1,9 cm

$f_u$  = 500 N/mm<sup>2</sup>

$\gamma_v$  = 1,25

$f_{ck}$  = 2,5 kN/cm<sup>2</sup>

$$\alpha \left( \frac{h_{sc}}{d} = \frac{9,5}{1,9} = 5 > 4 \right) = 1,0$$

**Strižna nosilnost čepov:**

$$P_{Rd}^I = \frac{0,8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot \frac{d^2}{4}}{\gamma_v} = \frac{0,8 \cdot 1,9 \cdot \pi \cdot \frac{1,9^2}{4}}{1,25} = 90,73 \text{ kN}$$

$$P_{Rd}^{II} = \frac{0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}}}{\gamma_v} = \frac{0,29 \cdot 1,0 \cdot 1,9^2 \cdot \sqrt{2,5 \cdot 3100}}{1,25} = 73,73 \text{ kN}$$

$$P_{Rd} = \min \begin{cases} P_{Rd}^I = 90,73 \\ P_{Rd}^{II} = 73,73 \end{cases} = 73,73 \text{ kN}$$

**Število in razpored čepov:**

$$F_c = \min \begin{cases} \frac{A_a \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{39,1 \cdot 23,5}{1,0} = 919 \\ A_c \cdot f_{cd} \cdot 0,85 = 1272 \cdot 1,67 \cdot 0,85 = 1805 \end{cases} = 919 \text{ kN}$$

$$n_1 \geq \frac{F_c}{P_{Rd}} = \frac{919}{73,73} = 12,5$$

$$e_1 \leq \frac{l}{n_1} = \frac{550}{13} = 42,3 \text{ cm}$$

Čepe postavim v vsak drugi val na medsebojni razdalji 30 cm, 18 čepov.

Pogoj za enakomerno razporeditev čepov:

$$\frac{M_{pl,Rd}}{M_{pl,a,Rd}} = \frac{19887}{367 \cdot \frac{23,5}{1,0}} = 2,3 \leq 2,5$$

### 7.2.2.6 Vz dolžni strig v betonskih ploščah

Porušitev v strižni ravnini a-a:

$$v_{Ed} = \frac{F_c}{2 \cdot h_f \cdot \frac{l}{2}} = \frac{919}{2 \cdot 6,5 \cdot \frac{550}{2}} = 0,257 \text{ kN/cm}^2$$

$$\theta_f = 26,5^\circ$$

$$v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{25}{250}\right) = 0,54$$

$$v_{Ed} = 0,257 < v \cdot f_{cd} \cdot \sin \theta_f \cdot \cos \theta_f = 0,54 \cdot 1,67 \cdot \sin 26,5^\circ \cdot \cos 26,5^\circ = 0,36$$

$$A_{sf} = \frac{v_{Ed} \cdot h_f \cdot 100}{\cot 26,5^\circ \cdot \frac{f_{sk}}{\gamma_s}} = \frac{0,257 \cdot 6,5 \cdot 100}{\cot 26,5^\circ \cdot \frac{50}{1,0}} = 1,67 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Zadostuje vgrajena armaturna mreža Q257.

### 7.2.2.7 Kontrola pomikov

Karakteristike sovprežnega nosilca:

- vpliv tečenja betona

$$E_s = 21000 \text{ kN/cm}^2$$

$$E_c = 3100 \text{ kN/cm}^2$$

$$n_0 = \frac{E_s}{E_c} = \frac{21000}{3100} = 6,77$$

$$n_{\infty} = 2 \cdot n_0 = 13,55$$

$$b_{eff} = 137,5 \text{ cm}$$

$$A_c = b_{eff} \cdot h_f = 137,5 \cdot 6,5 = 893,8 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{h_f}{2} + (h_c - h_f) + \frac{h}{2} = \frac{6,5}{2} + (12 - 6,5) + \frac{24}{2} = 20,75 \text{ cm}$$

$$A_{sov} = A_a + \frac{A_c}{n_{\infty}} = 39,1 + \frac{893,8}{13,55} = 105,1 \text{ cm}^2$$

$$a_c = a \cdot \frac{A_a}{A_{sov}} = 20,75 \cdot \frac{39,1}{105,1} = 7,73 \text{ cm}$$



$$a_a = a \cdot \frac{A_c}{A_{sov} \cdot n_\infty} = 20,75 \cdot \frac{893,8}{105,1 \cdot 13,55} = 13,02 \text{ cm}$$

$$I_a = 3890 \text{ cm}^4$$

$$I_c = \frac{h_f^3 \cdot b_{eff}}{12} = \frac{6,5^3 \cdot 137,5}{12} = 3147 \text{ cm}^4$$

$$I_{sov} = I_a + A_a \cdot a_a^2 + \left( \frac{I_c \cdot A_c \cdot a_c^2}{n_\infty} \right) = 3890 + 39,1 \cdot 13,02^2 + \left( \frac{3147 + 893,8 \cdot 7,73^2}{13,55} \right) = 14692 \text{ cm}^4$$

### 7.2.2.8 Kontrola pomikov

$$q_{Ed} = 1,0 \cdot 15,08 + 1,0 \cdot 10,5 = 25,58 \text{ kN/m}$$

$$\delta = \frac{5 \cdot q_{Ed} \cdot l^4}{384 \cdot I_{sov} \cdot E} = \frac{5 \cdot 0,2558 \cdot 550^4}{384 \cdot 14692 \cdot 21000} = 0,99 \text{ cm} \leq \frac{l}{250} = \frac{550}{250} = 2,2 \text{ cm}$$

### 7.3 Sovprežni nosilec IPE 330

Izbrana je sovprežna plošča KS1/1  $\phi 19 + Q257 + TP$ , debeline 16 cm, za profilirano pločevino paTrimo HI-Bond 55,  $t = 0,8$  mm,  $f_{yk} = 250$  Mpa, z metodo B4 in uporabljenim betonom kvalitete C25/30.

#### Obtežba:

$$q_{Ed} = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot q = 1,35 \cdot (0,48 + 1,25) + 1,5 \cdot 7,5 = 13,6 \text{ kN/m}$$

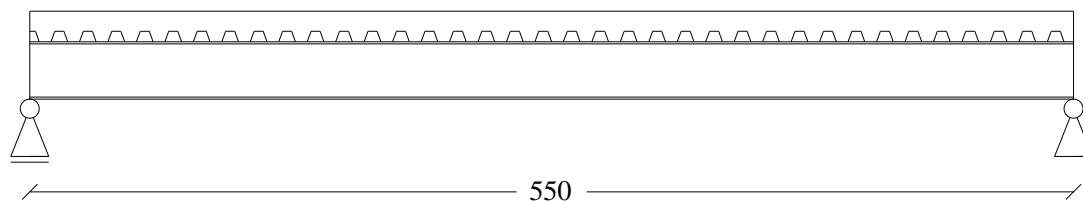
Preglednica 11: Dopustni razponi HI bond sovprežnih stropov za MSN

h(cm)	$g_l$ (kN/m <sup>2</sup> )	metoda	$P_{sd \text{ MSN}}$ (kN/m <sup>2</sup> )			
			10	12	14	16
<b>12</b>	<b>2,41</b>	B1	274	256	241	228
		B2	321	299	282	267
		B3	325	304	286	271
		B4	360	336	317	300
		B5	406	379	356	337
		B6	431	402	379	359
<b>14</b>	<b>2,91</b>	B1	285	267	253	240
		B2	342	320	302	287
		B3	353	330	312	296
		B4	395	370	349	331
		B5	434	407	384	364
		B6	467	437	412	391
<b>16</b>	<b>3,41</b>	B1	296	278	263	251
		B2	361	339	321	305
		B3	376	353	334	318
		B4	424	399	377	359
		B5	459	431	408	388
		B6	497	467	441	420
<b>18</b>	<b>3,91</b>	B1	306	288	273	261
		B2	378	356	337	322
		B3	396	373	354	337
		B4	450	424	402	383
		B5	481	453	429	409
		B6	524	493	467	445

$$L_{dej} = 3,5 \text{ m}$$

$$L_{max} = 3,77 \text{ m}$$

$$L_{dej} \leq L_{max}$$



Slika 51: Zasnova sovprežnega nosilca IPE 330

### 7.3.1 Montažno stanje

Nosilec je v montažnem stanju podprt na sredini razpona.

#### 7.3.1.1 Obtežba

**Stalna obtežba:**

$$G_{\text{nosilca}} = 0,48 \text{ kN/m}$$

$$\Sigma G = 0,48 \text{ kN/m}$$

**Spremenljiva obtežba:**

$$q_{\text{plošče}} = 3,41 \cdot \left(\frac{25}{24}\right) \cdot 3,5 = 12,43 \text{ kN/m}$$

$$q_{\text{delavci,oprema}} = 0,75 \cdot 3,5 = 2,63 \text{ kN/m}$$

$$\Sigma q = 15,06 \text{ kN/m}$$

$$q_{\text{Ed}} = 1,35 \cdot 0,48 + 1,5 \cdot 15,06 = 23,24 \text{ kN/m}$$

#### 7.3.1.2 Obremenitev

$$M_{\text{Ed}} = \frac{q_{\text{Ed}} \cdot l^2}{8} = \frac{23,24 \cdot 2,75^2}{8} = 22 \text{ kNm}$$

$$V_{\text{Ed}} = \frac{q_{\text{Ed}} \cdot l}{2} = \frac{23,24 \cdot 2,75}{2} = 32 \text{ kN}$$

#### 7.3.1.3 Kontrola kompaktnosti

$$\text{- stojina: } \frac{c}{t} = \frac{271}{7,5} = 36,1 \leq 72 \cdot \varepsilon = 72$$

$$\text{- pasnica: } \frac{c}{t} = \frac{80}{11,5} = 7 \leq 9 \cdot \varepsilon = 9$$

Prerez spada v 1. Razred kompaktnosti.

Kontrola bočne zvrnitve po metodi tlačene pasnice:

$$I_{f,z} = \sqrt{\frac{I_f}{A_f}} = \sqrt{\frac{392,5}{22,24}} = 4,2 \text{ cm}$$

$$I_f = \frac{b^3 \cdot t_f}{12} = \frac{16^3 \cdot 1,15}{12} = 392,5 \text{ cm}^4$$

$$A_f = b \cdot t_f + \frac{h_w}{6} \cdot t_w = 16 \cdot 1,15 + \frac{30,7}{6} \cdot 0,75 = 22,24 \text{ cm}^2$$

$$\lambda_1 = 93,9$$

Predpostavljen je potek momentov  $\Psi = 1,0$  ;  $k_c = 1,0$  ; izbrana uklonska krivulja b.

$$\lambda_f = \frac{k_c \cdot L_c}{i_{f,z} \cdot \lambda_1} = \frac{1,0 \cdot 275}{4,2 \cdot 93,9} = 0,7$$

$$\chi_f = 0,784$$

$$M_{b,Rd} = k_{f,1} \cdot \chi_f \cdot \frac{W_{el} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = 1,1 \cdot 0,784 \cdot \frac{713 \cdot 23,5}{1,0} = 144,5 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = 22 \text{ kNm}$$

$$M_{b,Rd} \geq M_{Ed}$$

#### 7.3.1.4 Strižna nosilnost

- kompaktnost stojine:  $\frac{h_w}{t_w} = \frac{307}{7,5} = 40,9 \leq 72 \cdot \frac{\varepsilon}{\eta} = 72 \cdot \frac{1}{1,2} = 60$

Stojina je kompaktna.

- plastična strižna nosilnost:

$$V_{pl,Rd} \cdot 0,5 \geq V_{Ed}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_{m0} \cdot \sqrt{3}} = \frac{25,74 \cdot 23,5}{1,0 \cdot \sqrt{3}} = 349,2 \text{ kN}$$

$$V_{pl,Rd} \cdot 0,5 = 349,2 \cdot 0,5 \geq V_{Ed} = 32$$

$$174,6 \geq 32$$

Vpliva interakcije striga in upogiba ni potrebno upoštevati.

### 7.3.1.5 Upogibna nosilnost

$$M_{pl,Rd} \geq M_{Ed}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,Rd} \cdot f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{804 \cdot 23,5}{1,0} = 188,9 \text{ kNm}$$

$$M_{pl,Rd} \geq M_{Ed}$$

$$188,9 \geq 87,9$$

Nosilec je podprt proti bočni zvrnitvi na razdalji 0,3 m s čepi in profilirano pločevino.

### 7.3.1.6 Pomiki

$$q_{Ed} = 1,0 \cdot 0,48 + 1,0 \cdot 15,06 = 15,54 \text{ kN/m}$$

$$\delta = \frac{5 \cdot q_{Ed} \cdot l^4}{384 \cdot I \cdot E} = \frac{5 \cdot 0,1554 \cdot 550^4}{384 \cdot 11770 \cdot 21000} = 0,75 \text{ cm} \leq \frac{l}{250} = \frac{550}{250} = 2,2 \text{ cm}$$

## 7.3.2 Sovprežno stanje

### 7.3.2.1 Obtežba

#### Stalna obtežba

$$G_{nosilca} = 0,48 \text{ kN/m}$$

$$G_{plošče} = 3,41 \cdot 3,5 = 11,94 \text{ kN/m}$$

$$G_{TI,estrih,inst.} = 1,25 \cdot 3,5 = 4,38 \text{ kN/m}$$

$$\Sigma G = 0,41 + 11,94 + 4,38 = 16,80 \text{ kN/m}$$

#### Spremenljiva obtežba:

$$q_E = 7,5 \cdot 3,5 = 26,25 \text{ kN/m}$$

$$q_{Ed} = 1,35 \cdot 16,80 + 1,5 \cdot 26,25 = 62,06 \text{ kN/m}$$

### 7.3.2.2 Obremenitev

$$M_{Ed} = \frac{q_{Ed} \cdot l^2}{8} = \frac{62,06 \cdot 5,5^2}{8} = 234,7 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = \frac{q_{Ed} \cdot l}{2} = \frac{62,06 \cdot 5,5}{2} = 170,7 \text{ kN}$$

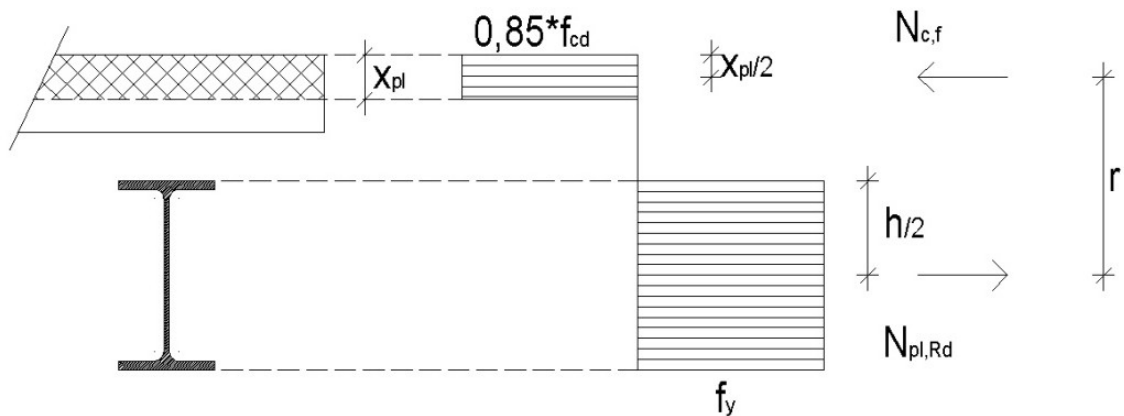
### 7.3.2.3 Upogibna nosilnost

#### Sodelujoča širina:

$$l = 550 \text{ cm}$$

$$b_{ei} = \frac{l}{8} = \frac{550}{8} = 68,75 \text{ cm}$$

$$b_{eff} = 2 \cdot b_{ei} = 2 \cdot 68,75 = 137,5 \text{ cm}$$



Slika 52: Napetostno stanje sovprežnega prereza ob delovaju  $M_{pl,Rd}$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{62,6 \cdot 23,5}{1,0} = 1471,1 \text{ kN}$$

$$\chi_{pl} = \frac{N_{pl,Rd}}{f_{cd} \cdot 0,85 \cdot b_{eff}} = \frac{1471,1}{1,67 \cdot 0,85 \cdot 137,5} = 7,54 \text{ cm}$$

$$r = \frac{h}{2} + h_c - \frac{\chi_{pl}}{2} = 15 + 16 - 3,77 = 27,23 \text{ cm}$$

$$M_{pl,Rd} = N_{pl,Rd} \cdot r = 1471,1 \cdot 27,23 = 400,6 \text{ kNm}$$

$$M_{pl,Rd} \geq M_{Ed}$$

$$400,6 \geq 234,7$$

### 7.3.2.4 Strižna nosilnost

Vso prečno silo prevzame nosilec IPE 300:

- kompaktnost stojine:  $\frac{h_w}{t_w} = \frac{307}{7,5} = 40,9 \leq 72 \cdot \frac{\varepsilon}{\eta} = 72 \cdot \frac{1}{1,2} = 60$

Stojina je kompaktna.

- plastična strižna nosilnost:

$$V_{pl,Rd} \cdot 0,5 \geq V_{Ed}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_{m0} \cdot \sqrt{3}} = \frac{25,74 \cdot 23,5}{1,0 \cdot \sqrt{3}} = 349,2 \text{ kN}$$

$$V_{pl,Rd} \cdot 0,5 = 349,2 \cdot 0,5 \geq V_{Ed} = 170,7$$

$$174,6 \geq 170,7$$

Vpliva interakcije striga in upogiba ni potrebno upoštevati.

### 7.3.2.5 Kontrola čepov

$h_{sc}$  ... skupna nazivna višina čepa = 9,5 cm

$d$  ... premer stebra čepa = 1,9 cm

$f_u$  = 500 N/mm<sup>2</sup>

$\gamma_v$  = 1,25

$f_{ck}$  = 2,5 kN/cm<sup>2</sup>

$$\alpha \left( \frac{h_{sc}}{d} = \frac{9,5}{1,9} = 5 > 4 \right) = 1,0$$

**Strižna nosilnost čepov:**

$$P_{Rd}^I = \frac{0,8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot \frac{d^2}{4}}{\gamma_v} = \frac{0,8 \cdot 1,9 \cdot \pi \cdot \frac{1,9^2}{4}}{1,25} = 90,73 \text{ kN}$$

$$P_{Rd}^{II} = \frac{0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}}}{\gamma_v} = \frac{0,29 \cdot 1,0 \cdot 1,9^2 \cdot \sqrt{2,5 \cdot 3100}}{1,25} = 73,73 \text{ kN}$$

$$P_{Rd} = \min \begin{cases} P_{Rd}^I = 90,73 \\ P_{Rd}^{II} = 73,73 \end{cases} = 73,73 \text{ kN}$$

**Število in razpored čepov:**

$$F_c = \min \begin{cases} \frac{A_a \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{62,6 \cdot 23,5}{1,0} = 1471,1 \\ A_c \cdot f_{cd} \cdot 0,85 = 1822 \cdot 1,67 \cdot 0,85 = 2586 \end{cases} = 1471,1 \text{ kN}$$

$$n_1 \geq \frac{F_c}{P_{Rd}} = \frac{1471,1}{73,73} = 19,95$$

$$e_1 \leq \frac{l}{n_1} = \frac{550}{20} = 27,5 \text{ cm}$$

Čepe postavim v vsak val na medsebojni razdalji 15 cm, 36 čepov.

Pogoj za enakomerno razporeditev čepov:

$$\frac{M_{pl,Rd}}{M_{pl,a,Rd}} = \frac{40060}{804 \cdot \frac{23,5}{1,0}} = 2,12 \leq 2,5$$

### 7.3.2.6 Vz dolžni strig v betonskih ploščah

Porušitev v strižni ravnini a-a:

$$v_{Ed} = \frac{F_c}{2 \cdot h_f \cdot \frac{l}{2}} = \frac{1471,1}{2 \cdot 10,5 \cdot \frac{550}{2}} = 0,25 \text{ kN/cm}^2$$

$$\theta_f = 26,5^\circ$$

$$v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{25}{250}\right) = 0,54$$

$$v_{Ed} = 0,25 < v \cdot f_{cd} \cdot \sin \theta_f \cdot \cos \theta_f = 0,54 \cdot 1,67 \cdot \sin 26,5^\circ \cdot \cos 26,5^\circ = 0,36$$

$$A_{sf} = \frac{v_{Ed} \cdot h_f \cdot 100}{\cot 26,5^\circ \cdot \frac{f_{sk}}{\gamma_s}} = \frac{0,22 \cdot 10,5 \cdot 100}{\cot 26,5^\circ \cdot \frac{50}{1,0}} = 2,3 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Zadostuje vgrajena armaturna mreža Q257.

### 7.3.2.7 Kontrola pomikov

Karakteristike sovprežnega nosilca:

$$- t_0 = 14 \text{ dni}$$

- vpliv tečenja betona

$$E_s = 21000 \text{ kN/cm}^2$$

$$E_c = 3100 \text{ kN/cm}^2$$

$$n_0 = \frac{E_s}{E_c} = \frac{21000}{3100} = 6,77$$

$$n_\infty = n_0 \cdot (1 + \Psi_2 \cdot \varphi_t) = 6,77 \cdot (1 + 1 \cdot 4,2) = 35,2$$

$$b_{\text{eff}} = 137,5 \text{ cm}$$

$$A_c = b_{\text{eff}} \cdot h_f = 137,5 \cdot 10,5 = 1444 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{h_f}{2} + (h_c - h_f) + \frac{h}{2} = \frac{10,5}{2} + (16 - 10,5) + \frac{33}{2} = 27,25 \text{ cm}$$

$$A_{\text{sov}} = A_a + \frac{A_c}{n_\infty} = 62,6 + \frac{2756}{35,2} = 140,9 \text{ cm}^2$$



$$a_c = a \cdot \frac{A_a}{A_{sov}} = 27,25 \cdot \frac{62,6}{140,9} = 12,1 \text{ cm}$$

$$a_a = a \cdot \frac{F_c}{A_{sov} \cdot n_\infty} = 27,25 \cdot \frac{1471,1}{140,9 \cdot 35,2} = 8,08 \text{ cm}$$

$$I_a = 11770 \text{ cm}^4$$

$$I_c = \frac{h_f^3 \cdot b_{eff}}{12} = \frac{10,5^3 \cdot 137,5}{12} = 13264 \text{ cm}^4$$

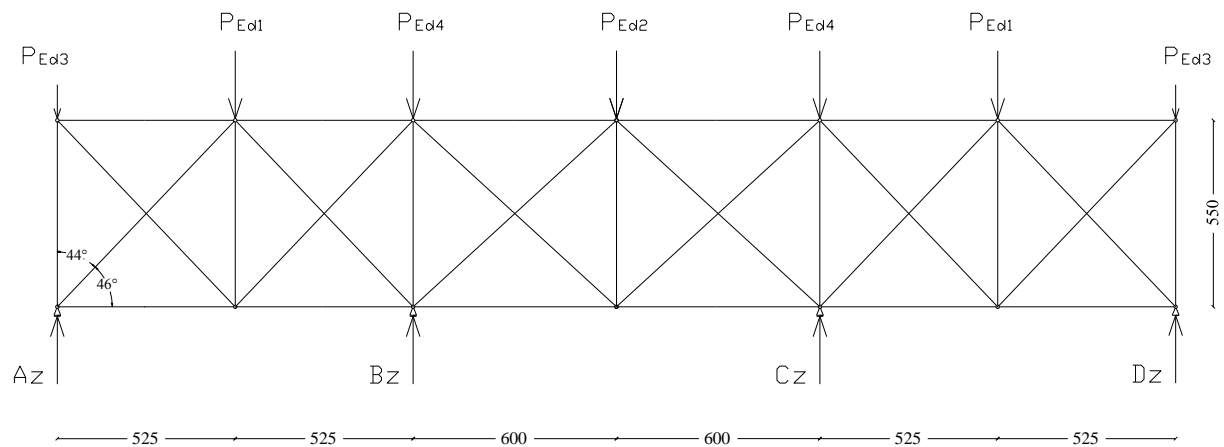
$$I_{sov} = I_a + A_a \cdot a_a^2 + \left( \frac{I_c \cdot A_c \cdot a_c^2}{n_\infty} \right) = 11770 + 62,6 \cdot 8,08^2 + \left( \frac{13264 + 1444 \cdot 6,06^2}{35,2} \right) = 17740 \text{ cm}^4$$

### 7.3.2.8 Kontrola pomikov

$$q_{Ed} = 1,0 \cdot 16,80 + 1,0 \cdot 26,25 = 43,05 \text{ kN/m}$$

$$\delta = \frac{5 \cdot q_{Ed} \cdot l^4}{384 \cdot I_{sov} \cdot E} = \frac{5 \cdot 0,4305 \cdot 550^4}{384 \cdot 17740 \cdot 21000} = 1,38 \text{ cm} \leq \frac{l}{250} = \frac{550}{250} = 2,2 \text{ cm}$$

## 8 HORIZONTALNO POVEZJE



Slika 53: Zasnova horizontalnega povežja

### 8.1 Obtežba

Ugotoviti je potrebno, katera obtežba je prevladujoča, obtežba vetra ali potresna obtežba. Pri dimenzioniranju uporabim prevladujočo obtežbo.

#### - Sile zaradi obtežbe vetra

$$P_{Ed}^W = A_{ref} \cdot \frac{W}{n-1}$$

$$A_{ref} = B \cdot \left( \frac{h}{2} + \frac{h_s}{2} \right) = 33 \cdot \left( \frac{12,8}{2} + \frac{0,7}{2} \right) = 222,75 \text{ m}^2$$

$$n = 7$$

$$W = (C_{pe,10}^D - C_{pe,10}^E) \cdot q_{p(z)} = (0,72 - (-0,34)) \cdot 0,478 = 0,507 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{Ed}^W = A_{ref} \cdot W = 222,75 \cdot 0,507 = 112,9 \text{ kN}$$

#### - Sile zaradi potresne obtežbe

$$\text{Skupna potresna sila na zadnjo etažo: } P_{Ed}^A = 2 \cdot 74 + 2 \cdot 99,7 = 347,4 \text{ kN}$$

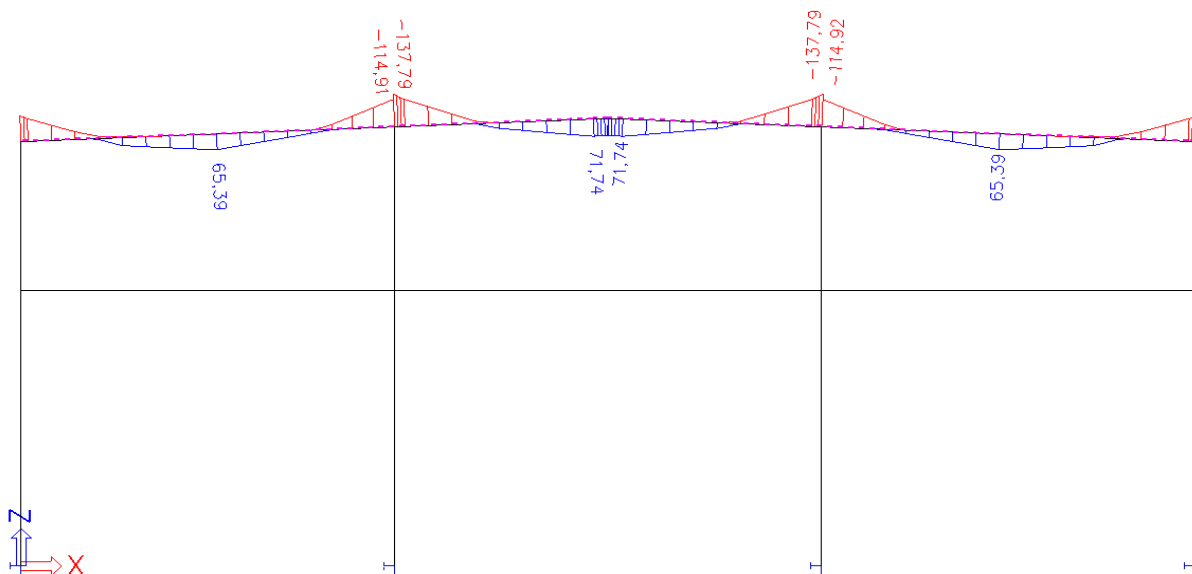
$$P_{Ed}^A > P_{Ed}^W$$

Prevladujoča je potresna obtežba.

$$P_{Ed1}^A = P_{Ed}^A \cdot \frac{b_1}{B} = 347,4 \cdot \frac{5,25}{33} = 55,3 \text{ kN}$$

$$P_{Ed2}^A = P_{Ed}^A \cdot \frac{b_2}{B} = 347,4 \cdot \frac{6}{33} = 63,2 \text{ kN}$$

- izbočne sile:



Slika 54: Moment  $M_{Ed}$  za izračun izbočne sile

$$M_{Ed} = 138,4 \text{ kNm}$$

$$h = h - t_f = 0,4 - 0,0135 = 0,3865 \text{ m}$$

$$N_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{h} = \frac{138,4}{0,3865} = 358,1 \text{ kN}$$

$$\delta_q = \frac{L}{1500}$$

$$m = \frac{7}{2}$$

$$\beta = \frac{1}{55}$$

$$\sum N_{Ed} = m \cdot N_{Ed} = \frac{7}{2} \cdot 358,1 = 1253 \text{ kN}$$

$$B = 33 \text{ m}$$

$$q_d = \beta \cdot \frac{\sum N_{Ed}}{B} = \frac{1}{55} \cdot \frac{1253}{33} = 0,69 \text{ kN/m}$$

$$P_{Ed1}^M = b_1 \cdot q_d = 5,25 \cdot 0,69 = 3,63 \text{ kN}$$

$$P_{Ed2}^M = b_2 \cdot q_d = 6 \cdot 0,69 = 4,14 \text{ kN}$$

$$P_{Ed1} = 1,0 \cdot P_{Ed1}^A + 1,0 \cdot P_{Ed1}^M = 1,0 \cdot 46,5 + 1,0 \cdot 3,63 = 50,1 \text{ kN}$$

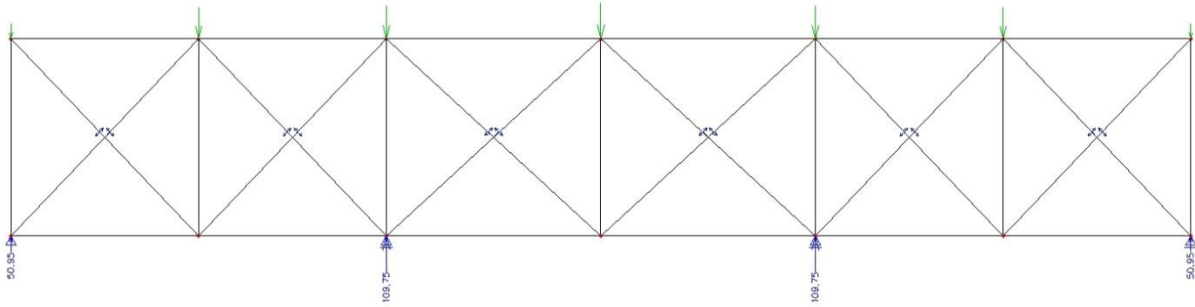
$$P_{Ed2} = 1,0 \cdot P_{Ed2}^A + 1,0 \cdot P_{Ed2}^M = 1,0 \cdot 53,1 + 1,0 \cdot 4,14 = 57,2 \text{ kN}$$

$$P_{Ed3} = \frac{P_{Ed1}}{2} = \frac{50,1}{2} = 25,1 \text{ kN}$$

$$P_{Ed4} = \frac{P_{Ed1}}{2} + \frac{P_{Ed2}}{2} = \frac{50,1}{2} + \frac{57,2}{2} = 53,7 \text{ kN}$$

## 8.2 Obremenitve

### 8.2.1 Reakcije



Slika 55: Reakcije horizontalnega povezja

$$A_z = D_z = 49,95 \text{ kN}$$

$$B_z = C_z = 107,55 \text{ kN}$$

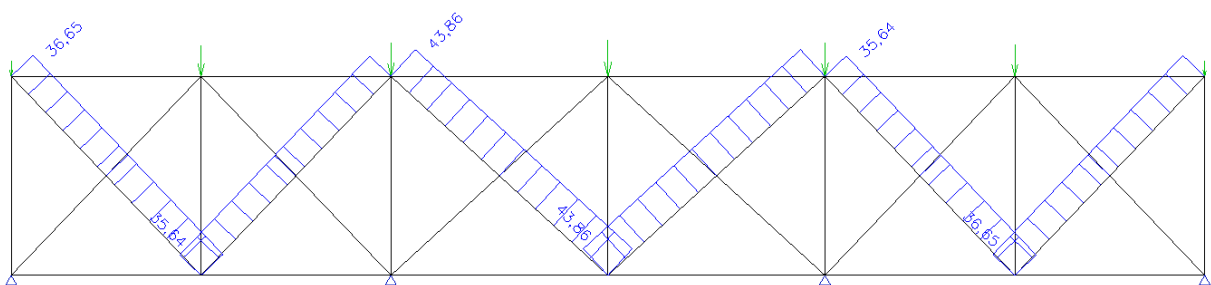
$$\sum R_z = \sum P_{Edi} + A_z + B_z + C_z + D_z = 0$$

$$315 + (-315) = 0$$

### 8.2.2 Dimenzioniranje nateznih palic

- Dimenzioniranje natezne palice  $\Phi$  16 mm: Priloga 6

Rezultati iz programa SCIA Engineer:

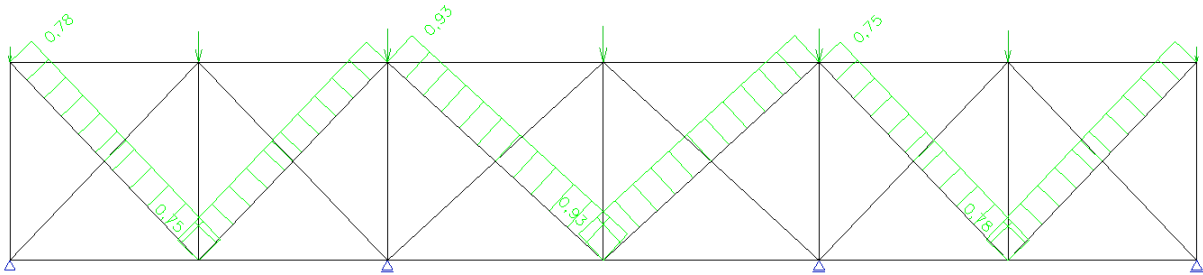


Slika 56: Osne sile nateznih palic horizontalnega povezja

$$N_{\max} (\text{nateg}) = 43,86 \text{ kN}$$

$$\Phi_{\text{palice}} \geq \sqrt{\frac{N_{\text{max}} \cdot 4}{\pi \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}}}} = \sqrt{\frac{43,86 \cdot 4}{\pi \cdot \frac{23,5}{1,0}}} = 1,54 \text{ cm}$$

Uporabim palico  $\Phi$  16 mm.



Slika 57: Ovojnica izkoriščenosti nateznih palic

## 9 STREŠNA LEGA IPE 200

Strešne lege so postavljene na razdalji 2,65 m in potekajo po celotni dolžini objekta.

Predstavljajo bočno podpiranje nosilcev. Lege zavarujemo proti bočni zvrnitvi s tlačnimi cevmi na sredini razpona.

### 9.1 Obtežba

Streha objekta je v naklonu 3°, zato je horizontalna komponenta razdeljene sile na dve pravokotni komponenti zanemarljiva. Izračun je narejen za ravno streho.

#### 9.1.1 Stalna obtežba

- Ttimoterm strešni paneli SNV + hidroizolacija 200:  $g_{sp} = 0,4 \cdot 2,65 = 1,06 \text{ kN/m}$

- Lastna teža (program upošteva sam)

#### 9.1.2 Spremenljiva obtežba

##### 9.1.2.1 Obtežba snega

$q_s = S \cdot l_1 = 1,21 \cdot 2,65 = 3,21 \text{ kN}$

##### 9.1.2.2 Obtežba vetra

Za merodajno obtežbo vetra izberem največji tlak v coni G, ter največji srk v coni I.

$q_{w,-} = l_1 \cdot q_p \cdot c_{pe} = 2,65 \cdot 0,478 \cdot 1,5 = 1,9 \text{ kN/m}$

$q_{w,+} = l_1 \cdot q_p \cdot c_{pi} = 2,65 \cdot 0,478 \cdot 0,4 = 0,51 \text{ kN/m}$

##### 9.1.2.3 Izbočna sila

Izbočna sila nosilcev

$q_{d1} = q_d \cdot l_1 = 0,69 \cdot 2,65 = 1,83 \text{ kN}$

### 9.1.3 Obtežne kombinacije

MSN:

$$1,35 \cdot \sum g + 1,5 \cdot q_{s,i} + 0,75 \cdot q_{w,i}$$

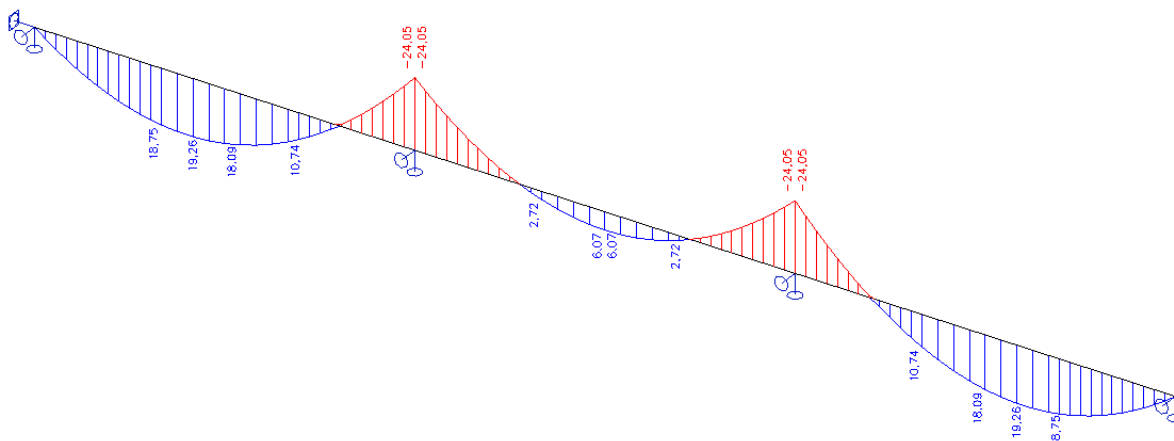
MSU:

$$1,0 \cdot \sum g + 1,0 \cdot q_{s,i} + 0,75 \cdot q_{w,i}$$

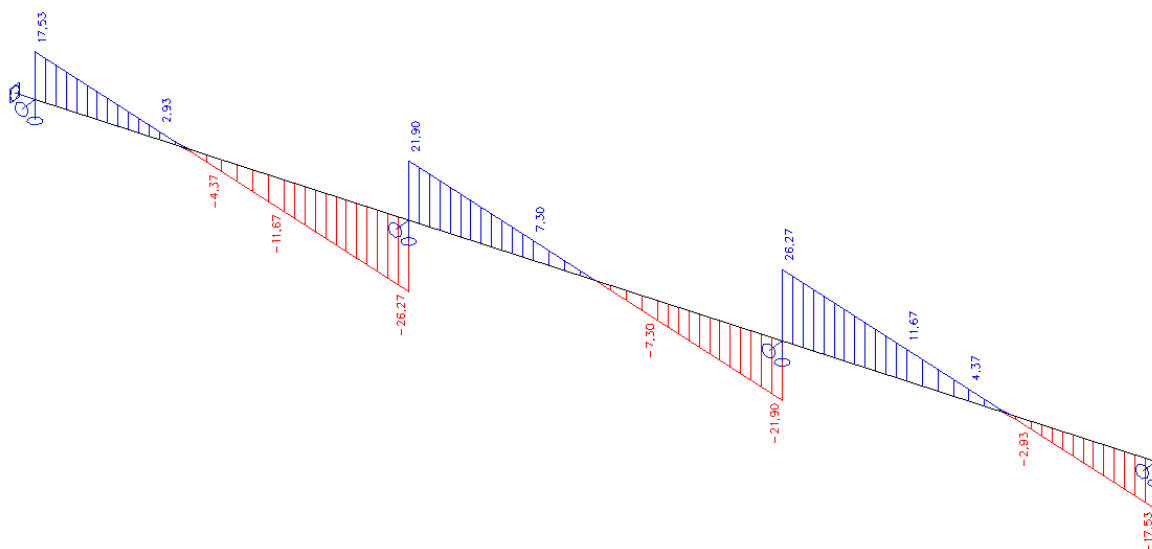
## 9.2 Dimenzioniranje

Računski model je narejen preko treh od skupno šestih polj.

### 9.2.1 MSN



Slika 58: Vrednosti momentov  $M_y$



Slika 59: Vrednosti prečnih sil  $V_z$

Kontrola:

$$M_{y,\max} \leq M_{pl,Rd,y}$$

$$M_{y,\max} =$$

$$24,05 \text{ kNm}$$

$$M_{pl,Rd,y} = W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{mo}} = 221 \cdot \frac{23,5}{1,0} =$$

$$51,9 \text{ kNm}$$

Kontrola bočne zvrnitve po metodi tlačene pasnice:

$$I_{f,z} = \sqrt{\frac{I_f}{A_f}} = \sqrt{\frac{70,8}{10,2}} = 2,63 \text{ cm}$$

$$I_f = \frac{b^3 \cdot t_f}{12} = \frac{10^3 \cdot 0,85}{12} = 70,8 \text{ cm}^4$$

$$A_f = b \cdot t_f + \frac{h_w}{6} \cdot t_w = 10 \cdot 0,85 + \frac{18,3}{6} \cdot 0,56 = 10,2 \text{ cm}^2$$

$$\lambda_1 = 93,9$$

Predpostavljen je potek momentov  $\Psi = 1,0$  ;  $k_c = 1,0$  ; izbrana uklonska krivulja b.

$$\lambda_f = \frac{k_c \cdot L_c}{i_{f,z} \cdot \lambda_1} = \frac{1,0 \cdot 275}{2,63 \cdot 93,9} = 1,11$$

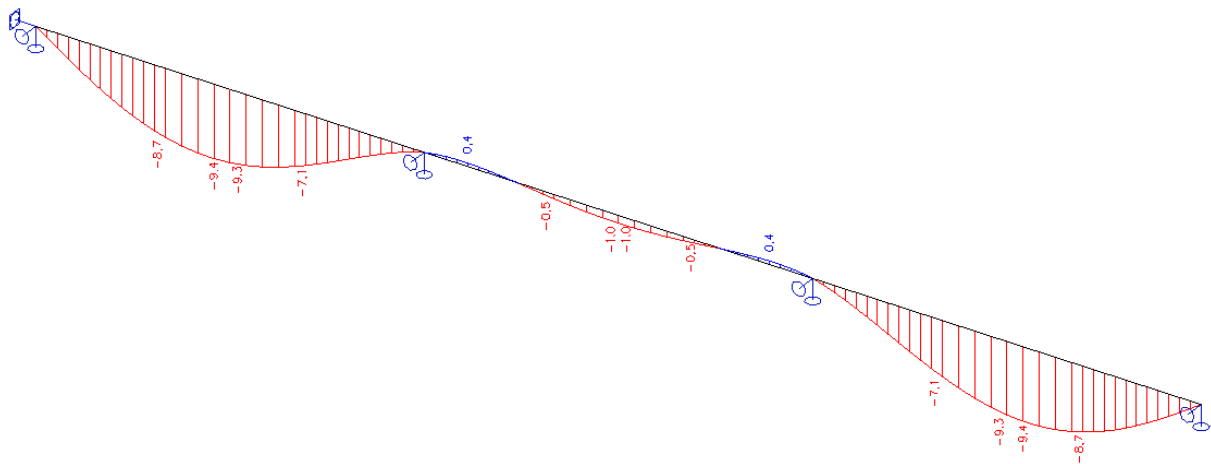
$$\chi_f = 0,53$$

$$M_{b,Rd} = \chi_f \cdot \frac{W_{el} \cdot f_y}{\gamma_{mo}} = 0,53 \cdot \frac{194 \cdot 23,5}{1,0} = 24,16 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = 24,05 \text{ kNm}$$

$$M_{b,Rd} \geq M_{Ed}$$

## 9.2.2 MSU



Slika 60: Velikosti pomikov  $u_z$

$$\delta_{\max,z} = 9,4 \text{ mm} \leq \frac{L}{250} = \frac{550}{250} = 22 \text{ mm}$$



Lege zavarujemo proti bočni zvnitvi z vročevaljanimi cevmi 76,1 x 5 mm, na sredini razpona:

$$N_{Rd} = \chi \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \geq N_{Ed}$$

$$N_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{h} = \frac{24,05}{0,20} = 120,25 \text{ kN}$$

$$l_u = 265 \text{ cm}$$

$$I = 70,92 \text{ cm}^4$$

$$A = 11,17 \text{ cm}^2$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{70,92}{11,17}} = 2,52 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{l_u}{i} = \frac{265}{2,52} = 105,2$$

$$\lambda_1 = 93,9 \cdot \varepsilon = 93,9$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} = \frac{105,2}{93,9} = 1,12$$

$$\chi = 0,58$$

$$N_{Rd} = \chi \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \geq N_{Ed}$$

$$N_{Rd} = 0,58 \cdot 11,17 \cdot \frac{23,5}{1,0} \geq 120,25$$

$$N_{Rd} = 152,2 \geq 120,25$$

## 10 ZAKLJUČEK

V okviru diplomske naloge sem izdelal statično analizo deloma troetažnega, deloma dvoetažnega poslovno – skladiščnega objekta. Stavba je v jekleni in sovprežni izvedbi. V analizi sem prikazal postopek projektiranja po pravilih Evrokod.

Med izdelavo diplomske naloge sem se naučil kritičnega presojanja dobljenih rezultatov z računalniškimi orodji in ugotovil, da je uporaba le – teh mnogo kompleksnejša, kot sem mislil, da je. Uporabljal sem študentsko verzijo računalniškega programa SCIA Engineer 2011, ki je vrhunsko projektantsko orodje. Posledično je potrebno tudi veliko znanja za uporabo programa. Veliko funkcij je zelo uporabnih in ob pravilni uporabi zelo olajšajo delo, saj vsebuje program tudi standarde Evrokod.

Z izdelavo diplomske naloge sem spoznal projektiranje z bolj praktičnega vidika in se pri tem naučil vztrajnosti.

**VIRI**

SIST EN 1990:2004. Evrokod 0: Osnove projektiranja konstrukcij.

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

SIST EN 1991-1-1:2004. Evrokod 1: Nacionalni dodatek 2004/A101: Vplivi na konstrukcije-1-1: Splošni vplivi – Prostorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb.

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

SIST EN 1991-1-3:2004. Evrokod 1: Nacionalni dodatek 2008/A101: Vplivi na konstrukcije-1-3: Splošni vplivi – Obtežbe snega.

SIST EN 1991-1-4:2005. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije-1-4: Splošni vplivi – Obtežbe vetra.

SIST EN 1991-1-4:2005. Evrokod 1: Nacionalni dodatek 2007/A101: Vplivi na konstrukcije-1-4: Splošni vplivi – Obtežbe vetra.

SIST EN 1993-1-1:2005. Evrokod 3: Projektiranje jeklenih konstrukcij-1-1: Splošna pravila in pravila za stavbe.

SIST EN 1993-1-1:2005. Evrokod 3: Nacionalni dodatek 2006/A101: Projektiranje jeklenih konstrukcij-1-1: Splošna pravila in pravila za stavbe.

SIST EN 1994-1-1:2005. Evrokod 4: Projektiranje sovprežnih konstrukcij-1-1: Splošna pravila in pravila za stavbe.

SIST EN 1994-1-1:2005. Evrokod 4: Nacionalni dodatek 2006/A101: Projektiranje sovprežnih konstrukcij-1-1: Splošna pravila in pravila za stavbe.

SIST EN 1998-1:2005. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij-1: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe.

SIST EN 1998-1:2005. Evrokod 8: Nacionalni dodatek, 2006/A101: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij-1: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe.

## **PRILOGE**

PRILOGA 1: Računalniški izpis analize glavnega nosilca HEA 550 z vuto (na točki največjih obremenitev in na točki največje izkoriščenosti)

PRILOGA 2: Računalniški izpis analize glavnega nosilca IPE 400 z vuto (na točki največjih obremenitev in na točki največje izkoriščenosti)

PRILOGA 3: Računalniški izpis analize notranjega stebra HEB 550

PRILOGA 4: Računalniški izpis analize zunanjega stebra HEA 450

PRILOGA 5: Računalniški izpis analize strešnega nosilca IPE 400

PRILOGA 6: Računalniški izpis analize horizontalnega povezja Rnd 16

PRILOGA 7: Načrti, izdelani v Auto Cadu:

- Vzdolžni prerez (M 1:100)
- Prečna prereza (M 1:100)
- Tlorisi medetaž (M 1:100)
- Tloris ostrešja (M 1:100)

Dakskobler, M. 2012. Statična analiza objekta v jekleni izvedbi.

Dipl. nal. - VSŠ. Ljubljana, UL FGG, Odd. za gradbeništvo, Konstrukcijska smer.

---

PRILOGA 1:

## 1. Check of steel

Linear calculation, Extreme : Global

Selection : All

Class : MSN

Cross-section : CS26 - ar ( EA550 480)

### EN 1993-1-1 Code Check

Member B60	I + I var	S 235	MSN V3/2	0.68
Basic data EC3 : EN 1993				
partial safety factor Gamma M0 for resistance of cross-sections				1.00
partial safety factor Gamma M1 for resistance to instability				1.00
partial safety factor Gamma M2 for resistance of net sections				1.25

Material data		
yield strength fy	235.0	MPa
tension strength fu	360.0	MPa
fabrication	rolled	

Warning: Strength reduction in function of the thickness is not supported for this type of cross-section.

.....SECTION CHECK:.....

Note: Classification is not supported for this type of cross-section.

The section is checked as elastic, class 3.

The critical check is on position 0.000 m

Internal forces		
NEd	45.36	kN
Vy,Ed	-1.76	kN
Vz,Ed	486.31	kN
TEd	0.38	kNm
My,Ed	-1322.67	kNm
Mz,Ed	3.70	kNm

Warning : The unity check for pure torsion is 0.01 for Ult. comb 1.

### Section properties

A	3.387456e 004 mm <sup>2</sup>	Az A	0.346
Ay A	0.572	z	1.623295e 008 mm <sup>4</sup>
y	4.228020e 009 mm <sup>4</sup>	t	5.437775e 006 mm <sup>4</sup>
yz	3.964839e 004 mm <sup>4</sup>		
	2.521201e 013 mm <sup>6</sup>		
Wely	8.527041e 006 mm <sup>3</sup>	Welz	1.082163e 006 mm <sup>3</sup>
Wply	9.902645e 006 mm <sup>3</sup>	Wplz	1.667659e 006 mm <sup>3</sup>
cy	44.16 mm	cz	150.00 mm
dy	0.00 mm	dz	-4.83 mm

### Normal force check

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.3. and formula (6.5)

Table of values		
Nt,Rd	7960.52	kN
Unity check	0.01	-

### Torsion check

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.7. and formula (6.23)

Table of values		
tau t,Rd	136.3	MPa
tau t, Ed	1.7	MPa
Unity check	0.01	-

### Shear check (Vy)

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.6. & 6.2.7 and formula (6.25)

Table of values		
Vc,Rd	2612.05	kN
Unity check	0.00	-

### Shear check (Vz)

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.6. & 6.2.7 and formula (6.25)

Table of values		
Vc,Rd	1580.06	kN

Table of values		
Unity check	0.31	-

#### Bending moment check (My)

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.5. and formula (6.12)  
Section classification is 3.

Table of values		
Mc,Rd	2003.85	kNm
Unity check	0.66	-

#### Bending moment check (Mz)

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.5. and formula (6.12)  
Section classification is 3.

Table of values		
Mc,Rd	254.31	kNm
Unity check	0.01	-

#### Combined bending, axial force and shear force check

According to article EN 1993-1-1 : 6.2 and formula (6.1)  
Section classification is 3.

Table of values		
sigma N	-1.3	MPa
sigma Myy	-155.1	MPa
sigma Mzz	-3.4	MPa
Tau y	0.0	MPa
Tau z	0.0	MPa
Tau t	1.7	MPa

ro 0.00 place 13  
Unity check 0.68 -

Element satisfies the section check!

.....:STABILITY CHECK:....

#### Lateral Torsional Buckling Check

According to article EN 1993-1-1 : 6.3.2.1. and formula (6.54)

LTB Parameters		
Method for T cur e	Art. 6.3.2.2.	
Wy	8.5270e-03	m <sup>3</sup>
Elastic critical moment Mcr	28921.45	kNm
Relative slenderness ambda, T	0.26	
Limit slenderness ambda, T,0	0.40	

The slenderness or bending moment is such that lateral Torsional buckling effects may be ignored according to EN 1993-1-1 article 6.3.2.2(4)  
Element satisfies the stability check!

## 1. Check of steel

Nonlinear calculation, Extreme : Global  
 Selection : All  
 Class : MSN  
 Cross-section : CS26 - ar ( EA550 480)

### EN 1993-1-1 Code Check

Member B57	I + I var	S 235	MSN V3	0.83
Basic data EC3 : EN 1993				
partial safety factor Gamma M0 for resistance of cross-sections	1.00			
partial safety factor Gamma M1 for resistance to instability	1.00			
partial safety factor Gamma M2 for resistance of net sections	1.25			

Material data		
yield strength fy	235.0	MPa
tension strength fu	360.0	MPa
fabrication	elded	

Warning: Strength reduction in function of the thickness is not supported for this type of cross-section.

....:SECTION CHECK:....

Note: Classification is not supported for this type of cross-section.  
 The section is checked as elastic, class 3.

The critical check is on position 0.800 m

Internal forces		
NEd	46.24	kN
Vy,Ed	-0.18	kN
Vz,Ed	483.69	kN
TEd	0.01	kNm
My,Ed	-925.82	kNm
Mz,Ed	0.62	kNm

### Section properties

A	2.931467e 004 mm <sup>2</sup>	Az A	0.241
Ay A	0.635	z	1.622702e 008 mm <sup>4</sup>
y	1.739208e 009 mm <sup>4</sup>	t	5.166802e 006 mm <sup>4</sup>
yz	2.684617e 004 mm <sup>4</sup>	Welz	1.081762e 006 mm <sup>3</sup>
	1.116551e 013 mm <sup>6</sup>	Wply	1.653407e 006 mm <sup>3</sup>
Wely	4.834530e 006 mm <sup>3</sup>	Wplz	1.653407e 006 mm <sup>3</sup>
Wply	6.044378e 006 mm <sup>3</sup>	cy	180.25 mm
cy	180.25 mm	cz	150.01 mm
dy	0.00 mm	dz	-18.83 mm

### Normal force check

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.3. and formula (6.5)

Table of values		
Nt,Rd	6888.95	kN
Unity check	0.01	-

### Shear check (Vy)

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.6. and formula (6.17)

Table of values		
Vc,Rd	2526.35	kN
Unity check	0.00	-

### Shear check (Vz)

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.6. and formula (6.17)

Table of values		
Vc,Rd	957.47	kN
Unity check	0.51	-

### Bending moment check (My)

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.5. and formula (6.12)

Section classification is 3.

Table of values		
Mc,Rd	1136.11	kNm
Unity check	0.81	-



**Bending moment check (Mz)**

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.5. and formula (6.12)  
 Section classification is 3.

Table of values		
Mc,Rd	254.21	kNm
Unity check	0.00	-

**Combined bending, axial force and shear force check**

According to article EN 1993-1-1 : 6.2 and formula (6.1)  
 Section classification is 3.

Table of values		
sigma N	-1.6	MPa
sigma Myy	-164.4	MPa
sigma Mzz	0.0	MPa
Tau y	0.0	MPa
Tau z	60.2	MPa
Tau t	0.0	MPa

ro 0.00 place 16  
 Unity check 0.83 -

Element satisfies the section check!

.....:STABILITY CHECK:.....

**Lateral Torsional Buckling Check**

According to article EN 1993-1-1 : 6.3.2.1. and formula (6.54)

LTB Parameters			
Method for T cur e	Art. 6.3.2.2.		
Wy	4.8345e-03	m <sup>3</sup>	
Elastic critical moment Mcr	20005.05	kNm	
Relative slenderness lambda, T	0.24		
Limit slenderness lambda, T,0	0.40		

The slenderness or bending moment is such that lateral Torsional buckling effects may be ignored according to EN 1993-1-1 article 6.3.2.2(4)  
 Element satisfies the stability check!

PRILOGA 2:

## 1. Check of steel

linear calculation, Extreme : Global  
 Selection : All  
 Class : MSN  
 Cross-section : CS25 - ar ( PE400 360)

### EN 1993-1-1 Code Check

Member B555	I + I var	S 235	MSN V3/3	0.70
<b>Basic data EC3 : EN 1993</b>				
partial safety factor Gamma M0 for resistance of cross-sections				1.00
partial safety factor Gamma M1 for resistance to instability				1.00
partial safety factor Gamma M2 for resistance of net sections				1.25

Material data		
yield strength fy	235.0	MPa
tension strength fu	360.0	MPa
fabrication	elded	

Warning: Strength reduction in function of the thickness is not supported for this type of cross-section.

....:SECTION CHECK:....

Note: Classification is not supported for this type of cross-section.  
 The section is checked as elastic, class 3.

The critical check is on position 0.000 m

Internal forces		
NEd	48.20	kN
Vy,Ed	0.19	kN
Vz,Ed	143.38	kN
TEd	-0.03	kNm
My,Ed	-392.96	kNm
Mz,Ed	-0.35	kNm

### Section properties

A	1.375809e 004 mm <sup>2</sup>	Az A	0.443
Ay A	0.482	z	1.977594e 007 mm 4
y	9.074544e 008 mm 4	t	8.102776e 005 mm 4
yz	-1.418780e-008 mm 4		
	1.718499e 012 mm 6		
Wely	2.465339e 006 mm 3	Welz	2.197327e 005 mm 3
Wply	2.930639e 006 mm 3	Wplz	3.459440e 005 mm 3
cy	31.91 mm	cz	90.00 mm
dy	0.00 mm	dz	-4.65 mm

### Normal force check

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.3. and formula (6.5)

Table of values		
Nt,Rd	3233.15	kN
Unity check	0.01	-

### Shear check (Vy)

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.6. and formula (6.17)

Table of values		
Vc,Rd	899.40	kN
Unity check	0.00	-

### Shear check (Vz)

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.6. and formula (6.17)

Table of values		
Vc,Rd	827.44	kN
Unity check	0.17	-

### Bending moment check (My)

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.5. and formula (6.12)

Section classification is 3.

Table of values		
Mc,Rd	579.35	kNm
Unity check	0.68	-

**Bending moment check (Mz)**

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.5. and formula (6.12)  
 Section classification is 3.

Table of values		
Mc,Rd	51.64	kNm
Unity check	0.01	-

**Combined bending, axial force and shear force check**

According to article EN 1993-1-1 : 6.2 and formula (6.1)  
 Section classification is 3.

Table of values		
sigma N	-3.5	MPa
sigma Myy	-159.4	MPa
sigma Mzz	-1.6	MPa
Tau y	0.0	MPa
Tau z	0.0	MPa
Tau t	-0.5	MPa

ro 0.00 place 11  
 Unity check 0.70 -

Element satisfies the section check!

.....:STABILITY CHECK:.....

**Lateral Torsional Buckling Check**

According to article EN 1993-1-1 : 6.3.2.1. and formula (6.54)

LTB Parameters			
Method for T cur e	Art. 6.3.2.2.		
Wy	2.4653e-03	m <sup>3</sup>	
Elastic critical moment Mcr	2770.00	kNm	
Relative slenderness lambda, T	0.46		
Limit slenderness lambda, T,0	0.40		

The slenderness or bending moment is such that lateral Torsional buckling effects may be ignored according to EN 1993-1-1 article 6.3.2.2(4)  
 Element satisfies the stability check!

## 1. Check of steel

Nonlinear calculation, Extreme : Global  
 Selection : All  
 Class : MSN  
 Cross-section : CS25 - ar ( PE400 360)

### EN 1993-1-1 Code Check

Member B555	I + I var	S 235	MSN V3	0,87
Basic data EC3 : EN 1993				
partial safety factor Gamma M0 for resistance of cross-sections	1,00			
partial safety factor Gamma M1 for resistance to instability	1,00			
partial safety factor Gamma M2 for resistance of net sections	1,25			

Material data		
yield strength fy	235.0	MPa
tension strength fu	360.0	MPa
fabrication	elded	

Warning: Strength reduction in function of the thickness is not supported for this type of cross-section.

....:SECTION CHECK:....

Note: Classification is not supported for this type of cross-section.  
 The section is checked as elastic, class 3.

The critical check is on position 0.800 m

Internal forces		
NEd	47.88	kN
Vy,Ed	0.06	kN
Vz,Ed	142.23	kN
TEd	0.00	kNm
My,Ed	-271.11	kNm
Mz,Ed	-0.11	kNm

### Section properties

A	1,137425e 004 mm <sup>2</sup>	Az A	0,322
Ay A	0,566	z	1,976125e 007 mm 4
y	3,549097e 008 mm 4	t	7,300817e 005 mm 4
yz	1,016440e-008 mm 4		
	7,553063e 011 mm 6		
Wely	1,358936e 006 mm 3	Welz	2,195695e 005 mm 3
Wply	1,766610e 006 mm 3	Wplz	3,408187e 005 mm 3
cy	138,83 mm	cz	90,00 mm
dy	0,00 mm	dz	-19,11 mm

### Normal force check

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.3. and formula (6.5)

Table of values		
Nt,Rd	2672.95	kN
Unity check	0.02	-

### Shear check (Vy)

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.6. and formula (6.17)

Table of values		
Vc,Rd	873.93	kN
Unity check	0.00	-

### Shear check (Vz)

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.6. and formula (6.17)

Table of values		
Vc,Rd	497.59	kN
Unity check	0.29	-

### Bending moment check (My)

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.5. and formula (6.12)

Section classification is 3.

Table of values		
Mc,Rd	319.35	kNm
Unity check	0.85	-

**Bending moment check (Mz)**

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.5. and formula (6.12)  
 Section classification is 3.

Table of values		
Mc,Rd	51.60	kNm
Unity check	0.00	-

**Combined bending, axial force and shear force check**

According to article EN 1993-1-1 : 6.2 and formula (6.1)  
 Section classification is 3.

Table of values		
sigma N	-4.2	MPa
sigma Myy	-199.5	MPa
sigma Mzz	0.0	MPa
Tau y	0.0	MPa
Tau z	9.5	MPa
Tau t	0.0	MPa

ro 0,00 place 12  
 Unity check 0.87 -

Element satisfies the section check!

.....:STABILITY CHECK:.....

**Lateral Torsional Buckling Check**

According to article EN 1993-1-1 : 6.3.2.1. and formula (6.54)

LTB Parameters			
Method for T cur e	Art. 6.3.2.2.		
Wy	1.3589e-03	m <sup>3</sup>	
Elastic critical moment Mcr	1968.61	kNm	
Relative slenderness lambda, T	0,40		
Limit slenderness lambda, T,0	0,40		

The slenderness or bending moment is such that lateral Torsional buckling effects may be ignored according to EN 1993-1-1 article 6.3.2.2(4)  
 Element satisfies the stability check!

Dakskobler, M. 2012. Statična analiza objekta v jekleni izvedbi.

Dipl. nal. - VSŠ. Ljubljana, UL FGG, Odd. za gradbeništvo, Konstrukcijska smer.

---

PRILOGA 3:

## 1. Check of steel

linear calculation, Extreme : Global  
 Selection : All  
 Class : MSN  
 Cross-section : CS2 - E 550

### EN 1993-1-1 Code Check

Member B34	HEB550	S 355	MSN V3/1	0.47
Basic data EC3 : EN 1993				
partial safety factor Gamma M0 for resistance of cross-sections				1.00
partial safety factor Gamma M1 for resistance to instability				1.00
partial safety factor Gamma M2 for resistance of net sections				1.25

Material data		
yield strength fy	355.0	MPa
tension strength fu	490.0	MPa
fabrication	rolled	

#### .....SECTION CHECK:.....

Width-to-thickness ratio for internal compression parts (EN 1993-1-1 : Tab.5.2. sheet 1).  
 ratio 29.20 on position 0.000 m

ratio		
maximum ratio 1	26.85	
maximum ratio 2	30.92	
maximum ratio 3	36.55	

Class cross-section 2  
 Width-to-thickness ratio for outstand flanges (EN 1993-1-1 : Tab.5.2. sheet 2).  
 ratio 3.98 on position 0.000 m

ratio		
maximum ratio 1	7.32	
maximum ratio 2	8.14	
maximum ratio 3	11.20	

Class cross-section 1  
**The critical check is on position 0.000 m**

Internal forces		
NEd	-1348.87	kN
Vy,Ed	0.06	kN
Vz,Ed	-12.33	kN
TEd	0.00	kNm
My,Ed	36.22	kNm
Mz,Ed	0.00	kNm

#### Compression check

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.4 and formula (6.9)  
 Section classification is 2.

Table of values		
Nc,Rd	9020.55	kN
Unity check	0.15	-

#### Shear check (Vy)

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.6. and formula (6.17)

Table of values		
Vc,Rd	3695.42	kN
Unity check	0.00	-

#### Shear check (Vz)

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.6. and formula (6.17)

Table of values		
Vc,Rd	2051.85	kN
Unity check	0.01	-

#### Bending moment check (My)

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.5. and formula (6.12)  
 Section classification is 2.



Table of values		
Mc,Rd	1988.00	kNm
Unity check	0.02	-

#### Combined bending, axial force and shear force check

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.9.1. and formula (6.31)  
Section classification is 2.

Table of values		
MNVy,Rd	1988.00	kNm
MNVz,Rd	475.70	kNm

alfa 2.00 beta 1.00  
Unity check 0.02 -

Element satisfies the section check!

...:STABILITY CHECK:...:

#### Flexural Buckling Check

According to article EN 1993-1-1 : 6.3.1.1. and formula (6.46)

Buckling parameters	yy	zz	
System type	sym	non-sym	
System length	8.300	8.300	m
Buckling factor k	1.00	1.00	
Buckling length cr	8.300	8.300	m
Critical Euler load Ncr	41127.41	3935.23	kN
Slenderness	35.78	115.68	
Relative slenderness lambda	0.47	1.51	
Limit slenderness lambda,0	0.20	0.20	
Buckling curve	a	b	
Imperfection Alpha	0.21	0.34	
Reduction factor Chi	0.93	0.34	
Buckling resistance Nb,Rd	8423.63	3041.07	kN

Table of values		
A	2.5410e-02	m <sup>2</sup>
Buckling resistance Nb,Rd	3041.07	kN
Unity check	0.44	-

#### Lateral Torsional Buckling Check

According to article EN 1993-1-1 : 6.3.2.1. and formula (6.54)

LTB Parameters		
Method for T curve	Art. 6.3.2.2.	
Wy	5.6000e-03	m <sup>3</sup>
Elastic critical moment Mcr	4101.65	kNm
Relative slenderness lambda, T	0.70	
Limit slenderness lambda, T,0	0.40	

The slenderness or bending moment is such that lateral Torsional buckling effects may be ignored according to EN 1993-1-1 article 6.3.2.2(4)

#### Compression and bending check

According to article EN 1993-1-1 : 6.3.3. and formula (6.61), (6.62)  
Interaction Method 1

Table of values		
kyy	1.366	
kyz	0.826	
kzy	0.697	
kzz	0.866	
Delta My	0.00	kNm
Delta Mz	0.00	kNm
A	2.5410e-02	m <sup>2</sup>
Wy	5.6000e-03	m <sup>3</sup>
Wz	1.3400e-03	m <sup>3</sup>
NRk	9020.55	kN
My,Rk	1988.00	kNm
Mz,Rk	475.70	kNm
My,Ed	-66.12	kNm
Mz,Ed	0.54	kNm
Interaction Method 1		
Mcr0	1721.83	kNm
reduced slenderness 0	1.07	
Cmy,0	0.978	
Cmz,0	0.749	
Cmy	0.986	

Table of values	
Cmz	0.749
Cm T	1.261
muy	0.998
muz	0.743
y	1.127
z	1.500
npl	0.150
a T	0.996
b T	0.000
c T	0.038
d T	0.000
e T	0.011
Cyy	0.938
Cyz	0.953
Czy	0.713
Czz	0.978

Unity check (6.61)                    0.16   0.05   0.00   0.21  
 Unity check (6.62)                    0.44   0.02   0.00   0.47

**Shear buckling check**

in buckling field 1  
 According to article EN 1993-1-5 : 5. & 7.1. and formula (5.10) & (7.1)

Table of values	
h t	32.800

The slenderness is such that the Shear buckling Check is not required.  
 Element satisfies the stability check!

Student version

PRILOGA 4:

## 1. Check of steel

linear calculation, Extreme : Global  
 Selection : All  
 Class : MSN  
 Cross-section : CS1 - EA450

### EN 1993-1-1 Code Check

Member B321	HEA450	S 355	MSN V1/4	0.35
Basic data EC3 : EN 1993				
partial safety factor Gamma M0 for resistance of cross-sections	1.00			
partial safety factor Gamma M1 for resistance to instability	1.00			
partial safety factor Gamma M2 for resistance of net sections	1.25			

Material data		
yield strength fy	355.0	MPa
tension strength fu	490.0	MPa
fabrication	rolled	

#### .....SECTION CHECK:.....

Width-to-thickness ratio for internal compression parts (EN 1993-1-1 : Tab.5.2. sheet 1).  
 ratio 29.91 on position 0.519 m

ratio		
maximum ratio 1	1	26.85
maximum ratio 2	2	30.92
maximum ratio 3	3	49.35

Class cross-section 2  
 Width-to-thickness ratio for outstand flanges (EN 1993-1-1 : Tab.5.2. sheet 2).  
 ratio 5.58 on position 0.519 m

ratio		
maximum ratio 1	1	7.32
maximum ratio 2	2	8.14
maximum ratio 3	3	11.20

Class cross-section 1

The critical check is on position 0.000 m

Internal forces		
NEd	-542.30	kN
Vy,Ed	-0.05	kN
Vz,Ed	44.67	kN
TEd	0.00	kNm
My,Ed	-121.46	kNm
Mz,Ed	0.00	kNm

#### Compression check

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.4 and formula (6.9)  
 Section classification is 1.

Table of values		
Nc,Rd	6319.00	kN
Unity check	0.09	-

#### Shear check (Vy)

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.6. and formula (6.17)

Table of values		
Vc,Rd	2710.18	kN
Unity check	0.00	-

#### Shear check (Vz)

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.6. and formula (6.17)

Table of values		
Vc,Rd	1347.71	kN
Unity check	0.03	-

#### Bending moment check (My)

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.5. and formula (6.12)  
 Section classification is 1.

Table of values		
Mc,Rd	1143.10	kNm
Unity check	0.11	-

#### Combined bending, axial force and shear force check

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.9.1. and formula (6.31)  
Section classification is 1.

Table of values		
MNVy,Rd	1143.10	kNm
MNVz,Rd	342.93	kNm

alfa 2.00 beta 1.00  
Unity check 0.11 -

Element satisfies the section check!

...:STABILITY CHECK:...:

#### Flexural Buckling Check

According to article EN 1993-1-1 : 6.3.1.1. and formula (6.46)

Buckling parameters	yy	zz	
System type	sym	non-sym	
System length	8.300	8.300	m
Buckling factor k	1.00	1.00	
Buckling length cr	8.300	8.300	m
Critical Euler load Ncr	19164.71	2849.13	kN
Slenderness	43.88	113.79	
Relative slenderness lambda	0.57	1.49	
Limit slenderness lambda,0	0.20	0.20	
Buckling curve	a	b	
Imperfection Alpha	0.21	0.34	
Reduction factor Chi	0.90	0.35	
Buckling resistance Nb,Rd	5683.99	2187.76	kN

Table of values		
A	1.7800e-02	m <sup>2</sup>
Buckling resistance Nb,Rd	2187.76	kN
Unity check	0.25	-

#### Lateral Torsional Buckling Check

According to article EN 1993-1-1 : 6.3.2.1. and formula (6.54)

LTB Parameters		
Method for T curve	Art. 6.3.2.2.	
Wy	3.2200e-03	m <sup>3</sup>
Elastic critical moment Mcr	2244.29	kNm
Relative slenderness lambda, T	0.71	
Limit slenderness lambda, T,0	0.40	

The slenderness or bending moment is such that lateral Torsional buckling effects may be ignored according to EN 1993-1-1 article 6.3.2.2(4)

#### Compression and bending check

According to article EN 1993-1-1 : 6.3.3. and formula (6.61), (6.62)  
Interaction Method 1

Table of values		
kyy	0.922	
kyz	0.790	
kzy	0.458	
kzz	0.837	
Delta My	0.00	kNm
Delta Mz	0.00	kNm
A	1.7800e-02	m <sup>2</sup>
Wy	3.2200e-03	m <sup>3</sup>
Wz	9.6600e-04	m <sup>3</sup>
NRk	6319.00	kN
My,Rk	1143.10	kNm
Mz,Rk	342.93	kNm
My,Ed	249.27	kNm
Mz,Ed	-0.43	kNm
Interaction Method 1		
Mcr0	958.76	kNm
reduced slenderness 0	1.09	
Cmy,0	0.679	
Cmz,0	0.767	
Cmy	0.880	

Table of values	
Cmz	0.767
Cm T	1.000
muy	0.997
muz	0.867
y	1.110
z	1.500
npl	0.086
a T	0.996
b T	0.000
c T	0.297
d T	0.000
e T	0.091
Cyy	0.980
Cyz	0.834
Czy	0.884
Czz	0.982

Unity check (6.61)                    0.10   0.20   0.00   0.30  
 Unity check (6.62)                    0.25   0.10   0.00   0.35

**Shear buckling check**

in buckling field 1  
 According to article EN 1993-1-5 : 5. & 7.1. and formula (5.10) & (7.1)

Table of values	
h t	34.609

The slenderness is such that the Shear buckling Check is not required.  
 Element satisfies the stability check!

Student version

Dakskobler, M. 2012. Statična analiza objekta v jekleni izvedbi.

Dipl. nal. - VSŠ. Ljubljana, UL FGG, Odd. za gradbeništvo, Konstrukcijska smer.

---

PRILOGA 5:

## 1. Check of steel

linear calculation, Extreme : Global  
 Selection : All  
 Class : MSN  
 Cross-section : CS14 - PE400

### EN 1993-1-1 Code Check

Member B178				
IPE400	S 235	Streha/5	0.51	
<b>Basic data EC3 : EN 1993</b>				
partial safety factor Gamma M0 for resistance of cross-sections	1.00			
partial safety factor Gamma M1 for resistance to instability	1.00			
partial safety factor Gamma M2 for resistance of net sections	1.25			

<b>Material data</b>		
yield strength fy	235.0	MPa
tension strength fu	360.0	MPa
fabrication	rolled	

.....SECTION CHECK:.....

Width-to-thickness ratio for internal compression parts (EN 1993-1-1 : Tab.5.2. sheet 1).  
 ratio 38.49 on position 0.000 m

<b>ratio</b>		
maximum ratio	1	63.66
maximum ratio	2	73.31
maximum ratio	3	106.67

Class cross-section 1  
 Width-to-thickness ratio for outstand flanges (EN 1993-1-1 : Tab.5.2. sheet 2).  
 ratio 4.79 on position 0.000 m

<b>ratio</b>		
maximum ratio	1	9.00
maximum ratio	2	10.00
maximum ratio	3	13.84

Class cross-section 1  
**The critical check is on position 0.000 m**

<b>Internal forces</b>		
N <sub>Ed</sub>	-74.16	kN
V <sub>y,Ed</sub>	-9.69	kN
V <sub>z,Ed</sub>	84.20	kN
T <sub>Ed</sub>	0.10	kNm
M <sub>y,Ed</sub>	-138.40	kNm
M <sub>z,Ed</sub>	1.43	kNm

Warning : The unity check for pure torsion is 0.02 for Ult. comb 1.

### Compression check

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.4 and formula (6.9)  
 Section classification is 1.

<b>Table of values</b>		
N <sub>c,Rd</sub>	1985.75	kN
Unity check	0.04	-

### Torsion check

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.7. and formula (6.23)

<b>Table of values</b>		
tau t <sub>Rd</sub>	136.3	MPa
tau t <sub>Ed</sub>	2.6	MPa
Unity check	0.02	-

### Shear check (Vy)

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.6. & 6.2.7 and formula (6.25)

<b>Table of values</b>		
V <sub>c,Rd</sub>	705.90	kN
Unity check	0.01	-

### Shear check (Vz)



According to article EN 1993-1-1 : 6.2.6. & 6.2.7 and formula (6.25)

Table of values		
Vc,Rd	575.40	kN
Unity check	0.15	-

#### Bending moment check (My)

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.5. and formula (6.12)  
Section classification is 1.

Table of values		
Mc,Rd	307.14	kNm
Unity check	0.45	-

#### Bending moment check (Mz)

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.5. and formula (6.12)  
Section classification is 1.

Table of values		
Mc,Rd	53.81	kNm
Unity check	0.03	-

#### Combined bending, axial force and shear force check

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.9.1. and formula (6.41)  
Section classification is 1.

Table of values		
MNVy,Rd	307.14	kNm
MNVz,Rd	53.81	kNm

alfa 2.00                      beta 1.00  
Unity check 0.23                      -

Element satisfies the section check!

....:STABILITY CHECK:....

#### Flexural Buckling Check

According to article EN 1993-1-1 : 6.3.1.1. and formula (6.46)

Buckling parameters	yy	zz	
System length	6.005	2.650	m
Buckling factor k	1.00	1.00	
Buckling length cr	6.005	2.650	m
Critical Euler load Ncr	13292.64	3889.94	kN
Slenderness	36.30	67.10	
Relative slenderness lambda	0.39	0.71	
Limit slenderness lambda,0	0.20	0.20	

The slenderness or compression force is such that flexural buckling effects may be ignored according to EN 1993-1-1 article 6.3.1.2(4)

#### Lateral Torsional Buckling Check

According to article EN 1993-1-1 : 6.3.2.1. and formula (6.54)

LTB Parameters		
Method for T curve	Art. 6.3.2.2.	
Wy	1.3070e-03	m <sup>3</sup>
Elastic critical moment Mcr	1595.81	kNm
Relative slenderness lambda, T	0.44	
Limit slenderness lambda, T,0	0.40	

The slenderness or bending moment is such that lateral Torsional buckling effects may be ignored according to EN 1993-1-1 article 6.3.2.2(4)

#### Compression and bending check

According to article EN 1993-1-1 : 6.3.3. and formula (6.61), (6.62)  
Interaction Method 1

Table of values		
kyy	1.015	
kyz	0.607	
kzy	0.538	
kzz	0.767	
Delta My	0.00	kNm
Delta Mz	0.00	kNm
A	8.4500e-03	m <sup>2</sup>
Wy	1.3070e-03	m <sup>3</sup>

Table of values			
Wz	2.2900e-04	m <sup>3</sup>	
NRk	1985.75	kN	
My,Rk	307.14	kNm	
Mz,Rk	53.81	kNm	
My,Ed	-138.40	kNm	
Mz,Ed	1.43	kNm	
Interaction Method 1			
Mcr0	850.32	kNm	
reduced slenderness 0	0.60		
Cmy,0	0.995		
Cmz,0	0.752		
Cmy	0.999		
Cmz	0.752		
Cm T	1.011		
muy	1.000		
muz	1.000		
y	1.131		
z	1.500		
npl	0.037		
a T	0.998		
b T	0.002		
c T	0.309		
d T	0.053		
e T	1.275		
Cyy	1.001		
Cyz	0.873		
Czy	0.984		
Czz	1.000		

Unity check (6.61)                    0.04   0.46   0.02   0.51  
 Unity check (6.62)                    0.04   0.24   0.02   0.30

**Shear buckling check**

in buckling field 1

According to article EN 1993-1-5 : 5. & 7.1. and formula (5.10) & (7.1)

Table of values	
h t	43.372

The eb slenderness is such that the Shear buckling Check is not required.  
 Element satisfies the stability check!

Student version

PRILOGA 6:

## 1. Check of steel

Nonlinear calculation, Extreme : Global  
 Selection : All  
 Class : MSN-nl  
 Cross-section : CS6 - RND16

### EN 1993-1-1 Code Check

Member B59	RND16	S 235	NC1	0.93
<b>Basic data EC3 : EN 1993</b>				
*Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *S				
partial safety factor Gamma M0 for resistance of cross-sections	1.00			
partial safety factor Gamma M1 for resistance to instability	1.00			
partial safety factor Gamma M2 for resistance of net sections	1.25			

<b>Material data</b>		
*Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *S		
yield strength fy	235.0	MPa
tension strength fu	360.0	MPa
fabrication	rolled	

Warning: Strength reduction in function of the thickness is not supported for this type of cross-section.

....:SECTION CHECK:....

Note: Classification is not supported for this type of cross-section.  
 The section is checked as elastic, class 3.

The critical check is on position 0.000 m

<b>Internal forces</b>		
*Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *S		
NEd	43.86	kN
Vy,Ed	0.00	kN
Vz,Ed	0.00	kN
TEd	0.00	kNm
My,Ed	0.00	kNm
Mz,Ed	0.00	kNm

### Normal force check

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.3. and formula (6.5)

<b>Table of values</b>		
*Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *S		
Nt.Rd	47.23	kN
Unity check	0.93	-

### Combined bending, axial force and shear force check

According to article EN 1993-1-1: 6.2.9.2. & 6.2.10 and formula (6.42)

Section classification is 3.

<b>Table of values</b>		
*Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *S		
sigma N	-218.2	MPa
sigma Myy	0.0	MPa
sigma Mzz	0.0	MPa

ro 0.00 place 20  
 Unity check 0.93 -

Element satisfies the section check!

....:STABILITY CHECK:....

Element satisfies the stability check!

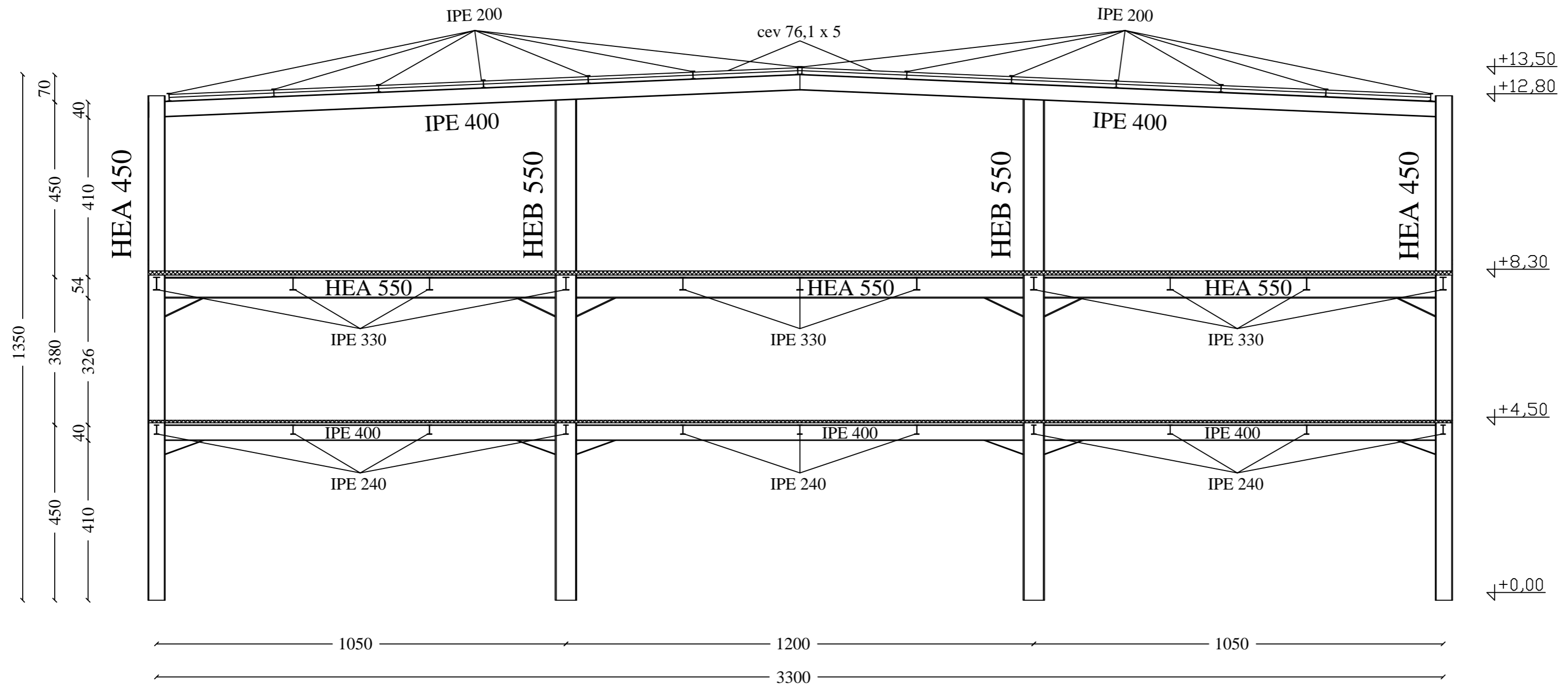
Dakskobler, M. 2012. Statična analiza objekta v jekleni izvedbi.

Dipl. nal. - VSŠ. Ljubljana, UL FGG, Odd. za gradbeništvo, Konstrukcijska smer.

---

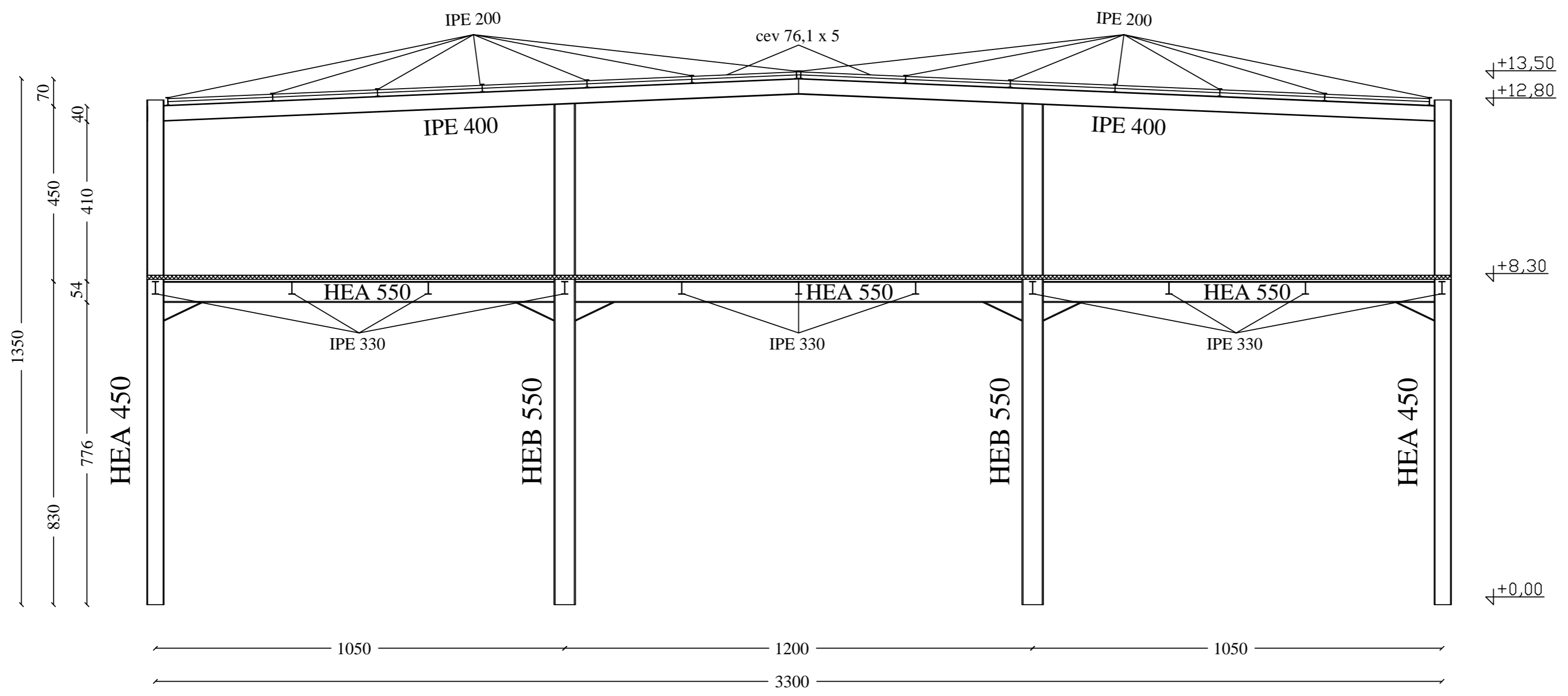
PRILOGA 7:

# PREREZ A-A



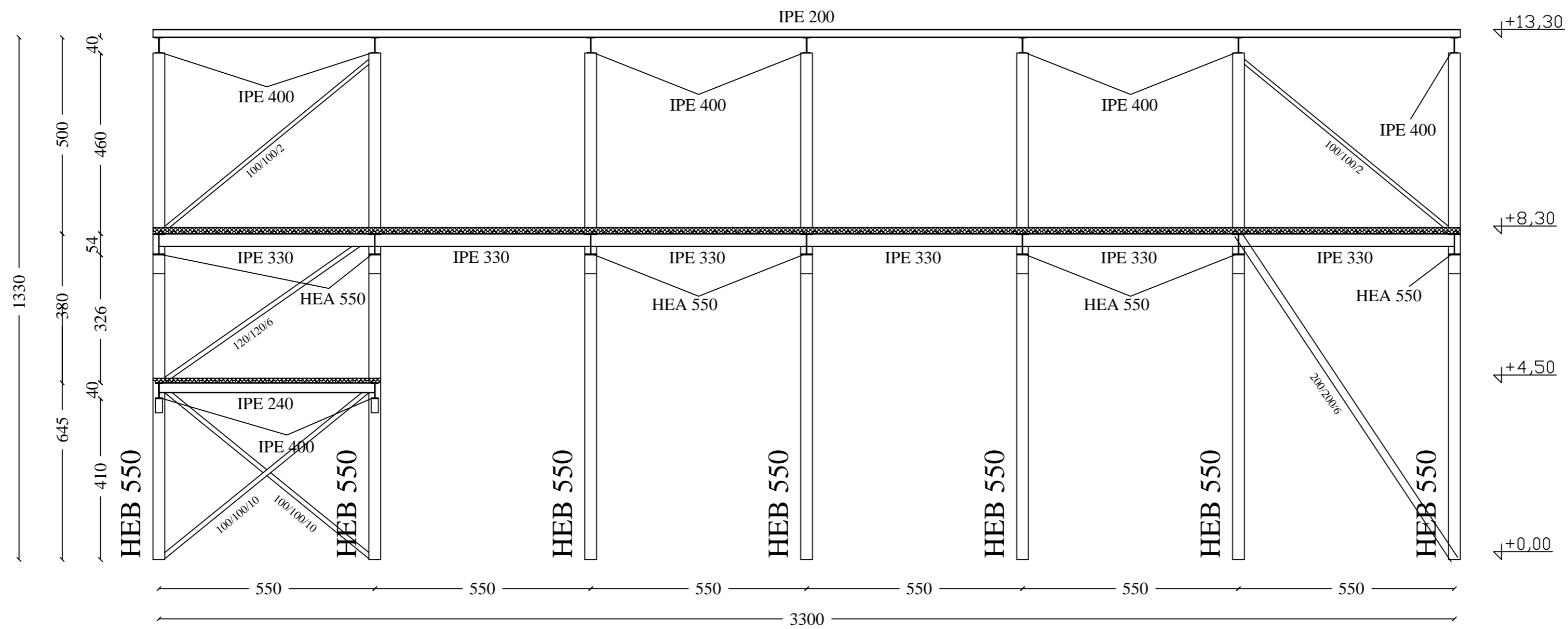
LEGENDA:  
 ■ jeklo  
 ▨ armiran beton

# PREREZ B-B



PREREZ A-A
PREREZ B-B
MERILO 1:100
MATEJ DAKSKOBLER
DECEMBER 2011

# PREREZ C-C



LEGENDA:

■ jeklo

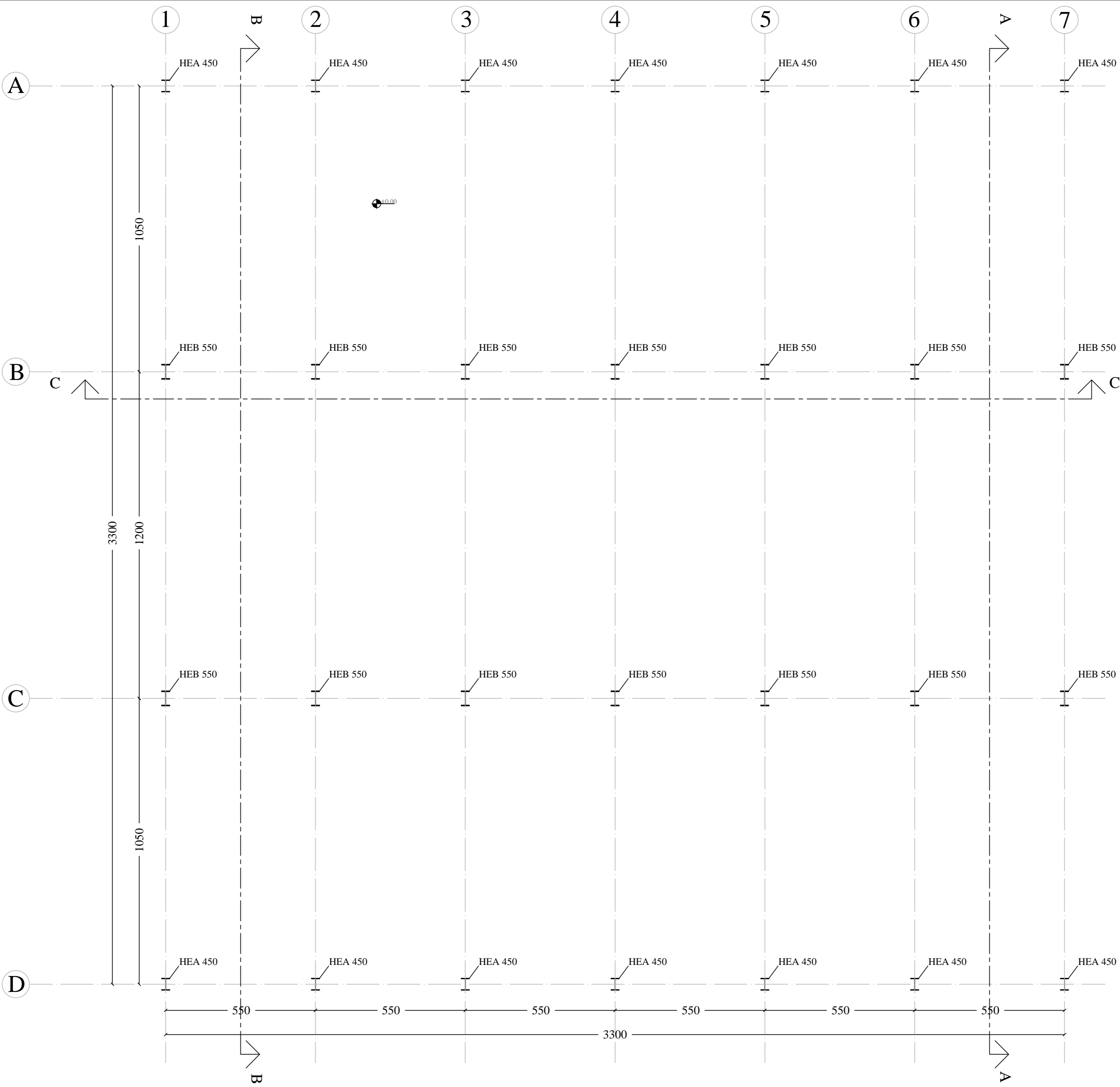
▨ armiran beton

PREREZ C-C

MERILO 1:100

MATEJ DAKSKOBLER

DECEMBER 2011

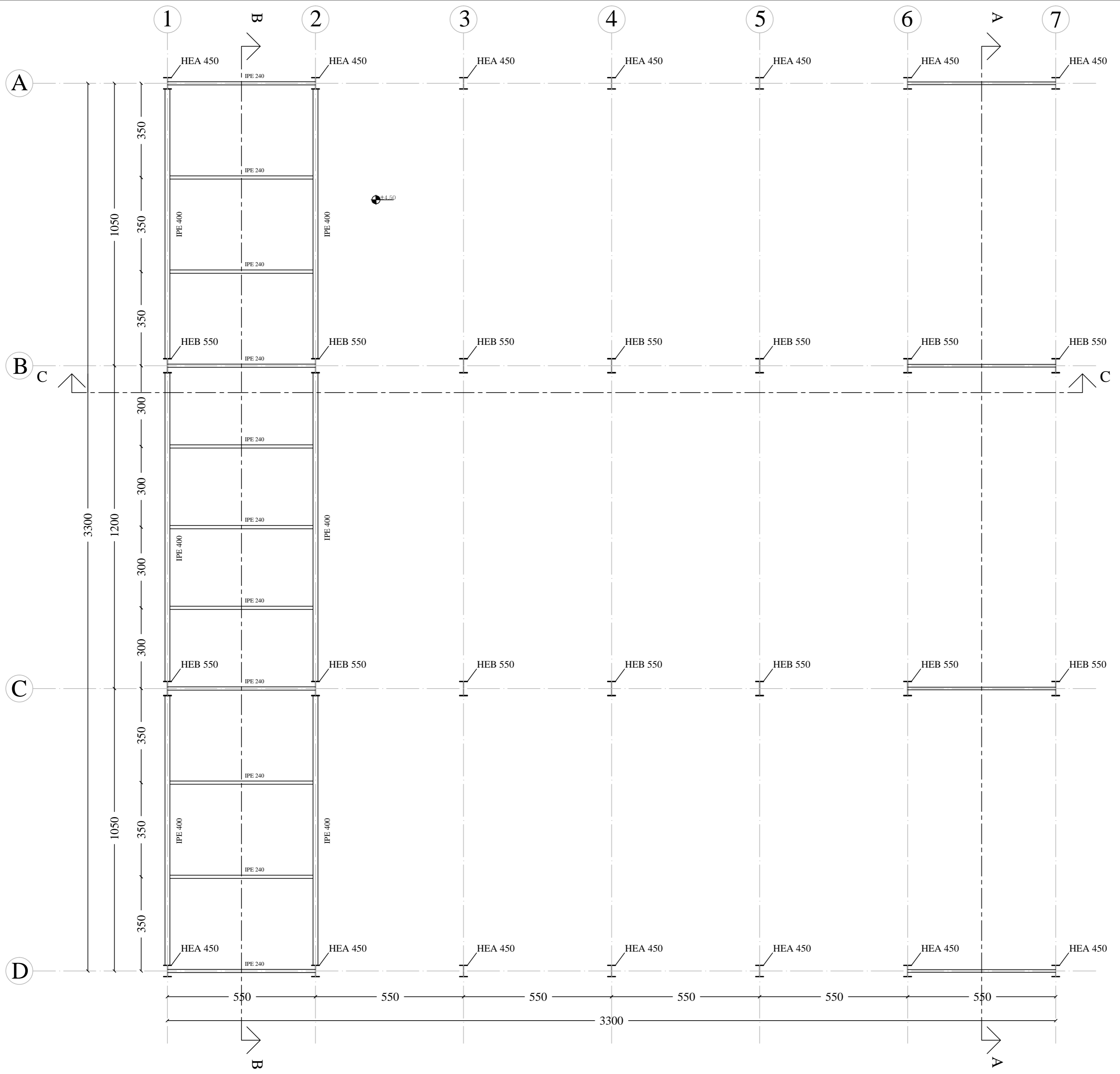


LEGENDA:

■ jeklo

TLORIS 1. ETAŽE
MERILO 1:100
MATEJ DAKSKOBLER
DECEMBER 2011

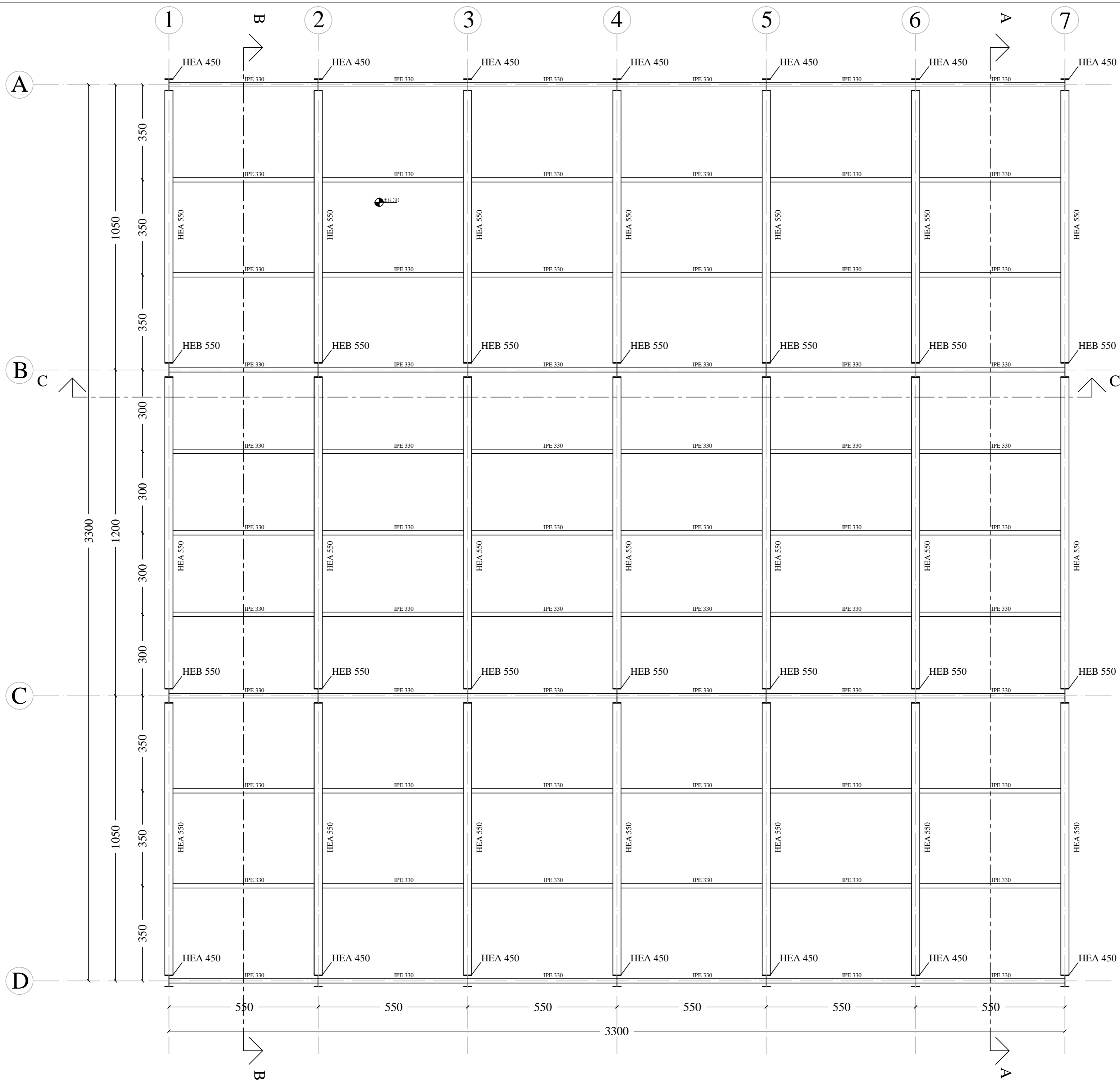




LEGENDA:

■ jeklo

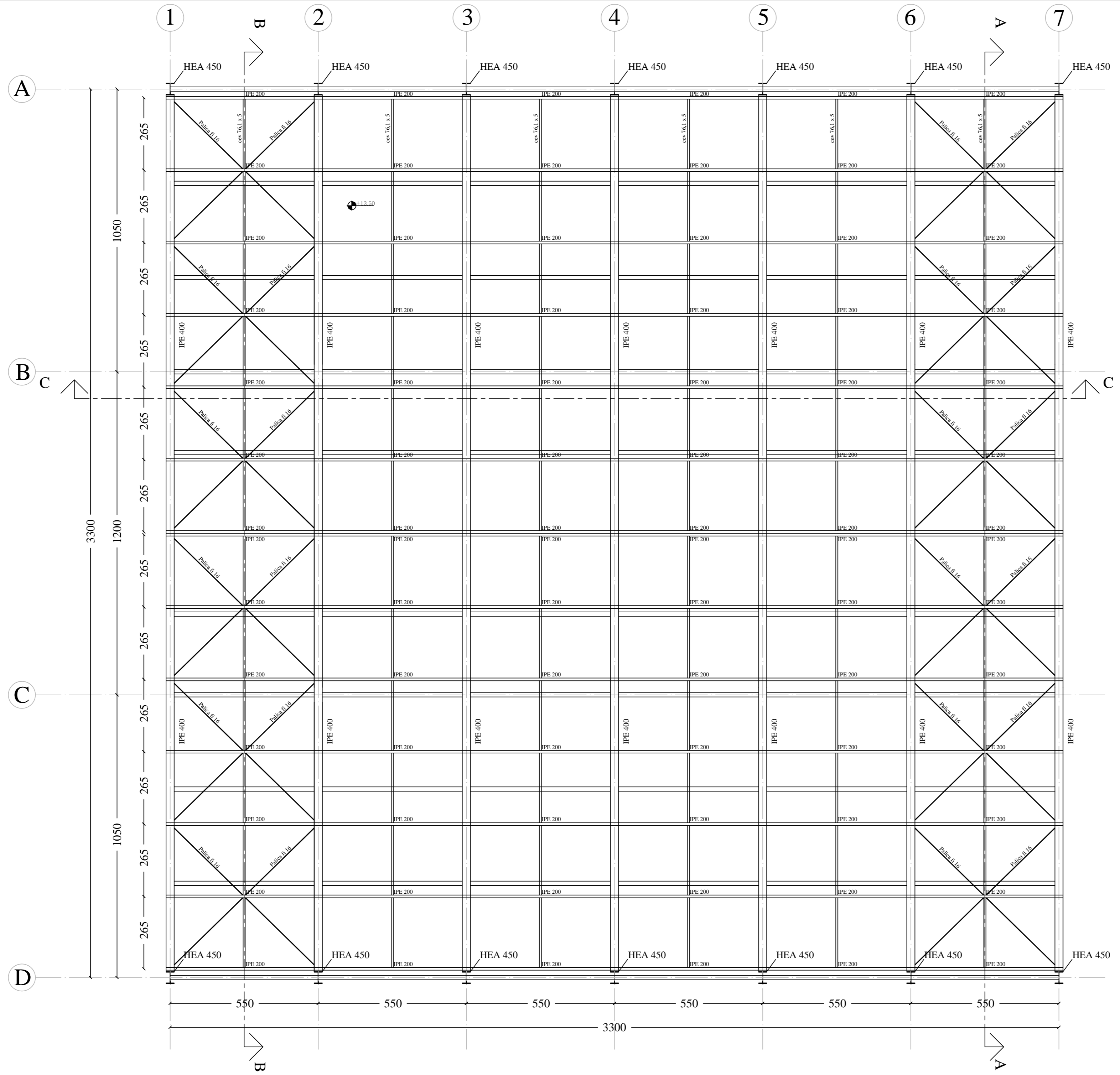
TLORIS 2. ETAŽE
MERILO 1:100
MATEJ DAKSKOBLER
DECEMBER 2011



LEGENDA:

■ jeklo

TLORIS 3. ETAŽE
MERILO 1:100
MATEJ DAKSKOBLER
DECEMBER 2011



LEGENDA:  
 jeklo

TLORIS OSTREŠJA
MERILO 1:100
MATEJ DAKSKOBLER
DECEMBER 2011