

Univerza  
v Ljubljani

Fakulteta  
za gradbeništvo  
in geodezijo



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

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

To je izvirna različica zaključnega dela.

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

Berčič, M., 2015. Projekt nadomestne strešne konstrukcije in požarnega stopnišča stavbe UL FGG. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Sinur, F., somentor Može, P.): 199 str.

Datum arhiviranja: 01-04-2015

University  
of Ljubljana

Faculty of  
Civil and Geodetic  
Engineering



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

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

This is original version of final thesis.

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

Berčič, M., 2015. Projekt nadomestne strešne konstrukcije in požarnega stopnišča stavbe UL FGG. B.Sc. Thesis. Ljubljana, University of Ljubljani, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Sinur, F., co-supervisor Može, P.): 199 pp.

Archiving Date: 01-04-2015

Univerza  
v Ljubljani

Fakulteta za  
*gradbeništvo in  
geodezijo*



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

UNIVERZITETNI ŠTUDIJSKI  
PROGRAM GRADBENIŠTVO  
KONSTRUKCIJSKA SMER

Kandidat:

**MIHA BERČIČ**

**PROJEKT NADOMESTNE STREŠNE KONSTRUKCIJE  
IN POŽARNEGA STOPNIŠČA STAVBE UL FGG**

Diplomska naloga št.: 3431/KS

**PROJECT OF THE NEW STEEL ROOF STRUCTURE  
AND FIRE STAIRCASE OF THE UL FGG BUILDING**

Graduation thesis No.: 3431/KS

**Mentor:**

doc. dr. Franc Sinur

**Predsednik komisije:**

izr. prof. dr. Janko Logar

**Somentor:**

doc. dr. Primož Može

**Član komisije:**

prof. dr. Boštjan Brank  
izr. prof. dr. Matjaž Dolšek

Ljubljana, 31. 03. 2015

## **STRAN ZA POPRAVKE, ERRATA**

## IZJAVA O AVTORSTVU

Spodaj podpisani Miha Berčič izjavljam, da sem avtor diplomskega dela z naslovom **»Projekt nadomestne strešne konstrukcije in požarnega stopnišča stavbe UL FGG«**.

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

Izjavljam, da dovoljujem objavo elektronske različice v digitalnem repozitoriju.

Ljubljana, 6. 3. 2015

Miha Berčič

## **BIBLIOGRAFSKA-DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK**

**UDK:** 727:624.014.2(497.4)(043.2)

**Avtor:** Miha Berčič

**Mentor:** doc.dr. Franc Sinur

**Somentor:** doc.dr. Primož Može

**Naslov:** Projekt nadomestne strešne konstrukcije in požarnega stopnišča stavbe UL FGG

**Tip dokumenta:** Dipl. nal. – UNI

**Obseg in oprema:** 199 str., 51 pregl., 132 sl.

**Ključne besede:** jeklena strešna konstrukcija, požarno stopnišče z dvigalom, statična analiza, potresna analiza, projektiranje spojev, dispozicijski načrti,

### **Izvleček:**

V diplomski nalogi projektiramo nadomestno jekleno strešno konstrukcijo in novo zunanje požarno stopnišče z dvigalom, za stavbo UL FGG na Hajdrihovi ulici. Najprej določimo zunanje obtežbe, ki vplivajo na streho in požarno stopnišče. Nato naredimo računski 3D model strešne konstrukcije in požarnega stopnišča v programu Scia Engineer. Nosilni sistem strehe je sestavljen iz pomičnih okvirov v prečni smeri in okvirov s centričnimi povezji v vzdolžni smeri. Pri požarnem stopnišču so nosilni štiri notranji in štiri zunanji stebri okoli katerih so nameščena vertikalna povezja. Med notranjimi in zunanjimi stebri je speljano stopnišče s podesti. V projektu naredimo za oba primera analizo mejnega stanja nosilnosti in potresno analizo, pri kateri uporabimo metodo vodoravnih sil. Pri strehi je potres merodajen pri dimenzioniranju vertikalnih povezij, za ostale elemente pa je merodajna analiza MSN. Pri požarnem stopnišču je za stebre in vertikalna povezja merodajen potres, ostale elemente pa dimenzioniramo na analizo za MSN. Pri obeh primerih projektiramo še spoje in narišemo pozicijske in detajlne načrte.

**BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT**

<b>UDC:</b>	<b>727:624.014.2(497.4)(043.2)</b>
<b>Author:</b>	<b>Miha Berčič</b>
<b>Supervisor:</b>	<b>assist. prof. Franci Sinur, Ph.D.</b>
<b>Cosupervisor:</b>	<b>assist. prof. Primož Može, Ph.D.</b>
<b>Title:</b>	<b>Project of the new steel roof structure and fire staircase of the UL FGG building</b>
<b>Notes:</b>	<b>199 p., 51 tab., 132 fig.</b>
<b>Key words:</b>	<b>steel roof structure, fire staircase with elevator, static analysis, seismic analysis, joint design, disposition plans</b>

This thesis is the project of replacing the steel roof construction and the outside fire staircase with elevator of the UL FGG building on Hajdrihova street. First we determine the loads for the roof and the fire staircase. Then we make a 3D model in the program Steel Engineer in order to calculate the internal forces. For the main structure of the roof we select the frame in one direction and frame with centric bracing in other direction. The fire staircase has four internal columns and four external columns around which vertical bracing is placed. Between internal and external columns there are stairs with intermediate platforms. In this project we make the ultimate limit state analysis and seismic analysis for both designs. The seismic analysis is performed using a simplified method of horizontal forces. At roof seismic analysis is used to design vertical bracings and to design the rest of the elements we use the ultimate limit state analysis. At fire staircase seismic analysis is used to design columns, beam and vertical bracings and the ultimate limit state analysis is used for the rest of the elements. In both cases we also design joints and draw the position and detail plans.

## **ZAHVALA**

Za pomoč pri diplomski nalogi se iskreno zahvaljujem mentorju doc.dr. Francu Sinurju in somentorju, ki mi je svetoval na večih področjih doc.dr. Primožu Možetu.

Hvala mami, očetu, bratu in prijateljem za vso podporo in motivacijo, ki sem jo bil deležen tekom študija..

**KAZALO VSEBINE**

<b>1</b>	<b>UVOD</b> .....	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>TEHNIČNO POROČILO</b> .....	<b>2</b>
2.1	Predstavitev konstrukcije .....	2
2.2	Lokacija .....	2
2.3	Programska in funkcionalna zasnova .....	2
2.4	Konstrukcijska zasnova obstoječega objekta.....	3
<b>3</b>	<b>VPLIVI NA JEKLENO KONSTRUKCIJO STREHE</b> .....	<b>6</b>
3.1	Lastna in stalna obtežba .....	6
3.2	Koristna obtežba .....	6
3.3	Sneg.....	6
3.4	Veter .....	8
3.5	Veter v X – smeri.....	13
3.6	Veter v Y – smeri.....	20
3.7	Obtežne kombinacije.....	27
3.8	Potresna obtežba .....	28
<b>4</b>	<b>ANALIZA JEKLENE KONSTRUKCIJE ZA MEJNO STANJE NOSILNOSTI</b> .....	<b>31</b>
4.1	Material .....	31
4.2	Zasnova računskega modela .....	31
4.3	Globalna nepopolnost konstrukcije .....	33
4.4	Reakcije v podporah .....	34
4.5	Notranje sile .....	35
<b>5</b>	<b>DIMENZIONIRANJE KONSTRUKCIJE PO STANDARDU EN 1993-1-1</b> .....	<b>38</b>
5.1	Lomljeni nosilec IPE 300.....	38
5.2	Lege SHS 100/100/4.....	48
5.3	Dimenzioniranje preostalih profilov .....	52
<b>6</b>	<b>POTRESNA ANALIZA</b> .....	<b>56</b>
6.1	2D model.....	56
<b>7</b>	<b>ANALIZA SPOJEV</b> .....	<b>65</b>
7.1	Spoj A - Momentni spoj: lomljeni nosilec IPE 300 - steber HEB 200 .....	65
7.2	Spoj B - Členkasti spoj (vezna pločevina): vogalni nosilec IPE 300 - slemenski nosilec IPE 200 .....	80
7.3	Spoj C - Členkasti spoj (vezna pločevina): Vogalni nosilec IPE300 – lomljeni nosilec IPE300 .....	85
7.4	Spoj D - Členkasti spoj (vezna pločevina) - nosilec IPE 200 – vogalni nosilec IPE 300 .....	90
7.5	Spoj E - Členkasti spoj (delna čelna pločevina): Prečka HEA 140 .....	93



7.6	Spoj F - Členkasti spoj (vezna pločevina): nosilec HEA 140 – steber HEB 200.....	96
7.7	Spoj G - Členkasti spoj (delna čelna pločevina): Slemenski nosilec (prečka) IPE 200 – lomljeni nosilec IPE 300.....	102
7.8	Spoj H - Členkasti spoj (delna čelna pločevina): nosilec IPE 200 – slemenski nosilec (prečka) IPE 200.....	104
<b>8</b>	<b>ZUNANJE POŽARNO STOPNIŠČE Z DVIGALOM .....</b>	<b>110</b>
8.1	Zasnova nosilne konstrukcije.....	110
8.2	Računski 2D model.....	113
8.3	Računski 3D model.....	134
8.4	Potresna analiza .....	140
8.5	Dimenzioniranje spojev.....	154
<b>9</b>	<b>ZAKLJUČEK.....</b>	<b>196</b>
<b>VIRI:</b>	<b>.....</b>	<b>197</b>

**KAZALO PREGLEDNIC**

Preglednica 1: Prikaz materialov v konstrukcijskem sklopu strehe in njihova teža.....	6
Preglednica 2: Vrednost parametrov .....	10
Preglednica 3: Vrednosti koeficientov in neto obtežbe vetra za posamezno območje - $W_x, neto, st$ .....	14
Preglednica 4: Vrednosti koeficientov in neto obtežbe vetra za posamezno območje dvokapne strehe - $W_x$ .....	16
Preglednica 5: Vrednosti koeficientov in neto obtežbe vetra za posamezno območje štirikapne strehe - $W_x$ .....	17
Preglednica 6: Vrednosti koeficientov in neto obtežbe vetra za posamezno območje pri stenah - $W_y, st$ .....	21
Preglednica 7: Vrednosti koeficientov in neto obtežbe vetra za posamezno območje pri dvokapni strehi - $W_y$ .....	22
Preglednica 8: Vrednosti koeficientov in neto obtežbe vetra za posamezno območje pri dvokapni strehi - $W_y$ .....	23
Preglednica 9: Prikaz vseh kombinacij pri obtežbi strehe .....	28
Preglednica 10: Karakteristike materiala .....	31
Preglednica 11: Največje globalne vrednosti notranjih sil za elemente s prečnim prerezom IPE 300 .....	35
Preglednica 12: Največje globalne vrednosti notranjih sil za elemente s prečnim prerezom HEB 200.....	36
Preglednica 13: Največje globalne vrednosti notranjih sil za elemente s prečnim prerezom IX 300 .....	36
Preglednica 14: Največje globalne vrednosti notranjih sil za elemente s prečnim prerezom IPE 200 .....	37
Preglednica 15: Največje globalne vrednosti notranjih sil za elemente s prečnim prerezom HEA140.....	37
Preglednica 16: Največje globalne vrednosti notranjih sil za elemente s prečnim prerezom RD12.....	37
Preglednica 17: Vrednosti parametrov pri kontroli stabilnosti elementa .....	46
Preglednica 18: Povzetek kontrol iz SCIA Steel check .....	47
Preglednica 19: Obremenitve, odpornosti in kontrole lege SHS 100/100/4.....	51
Preglednica 20: Obremenitve, odpornosti in kontrole nosilca B171 .....	54
Preglednica 21: Obremenitve, odpornosti in kontrole stebra B12.....	54
Preglednica 22: Obremenitve, odpornosti in kontrole stebra B190.....	55
Preglednica 23: Obremenitve, odpornosti in kontrole prečke B62.....	55
Preglednica 24: Obremenitve, odpornosti in kontrole diagonale B402 .....	55
Preglednica 25: Reakcije v podporah v rdečem območju - lastna teža .....	58
Preglednica 26: Reakcije v podporah v rdečem območju - stalna obtežba .....	58
Preglednica 27: Kontrole pri dimenzioniranju edinega stopnišnega nosilca U 180.....	118
Preglednica 28: Kontrole pri dimenzioniranju kontinuiranega nosilca HEA140 .....	120
Preglednica 32: Povzetek sil reakcij, ki se prenesejo na povezja .....	127
Preglednica 33: Etažne višine, sile in momenti v posamezni etaži .....	128
Preglednica 34: Sile $FM$ , ki nastanejo v povezjih zaradi momenta $M$ .....	128
Preglednica 35: Prikaz vrednosti sil, ki delujejo na notranje povezje.....	129

Preglednica 36: Obtežne kombinacije za notranje povezje v osi 3.....	130
Preglednica 37: Reakcije v podporah pri notranjem povezju.....	130
Preglednica 38: Prikaz osnih sil pri notranjem povezju za MSN.....	130
Preglednica 39: Prikaz vrednosti sil, ki delujejo na zunanje povezje.....	131
Preglednica 40: Nelinearne obtežne kombinacije pri zunanem povezju v osi 4.....	132
Preglednica 41: Reakcije v podporah pri zunanem povezju.....	132
Preglednica 42: Nelinearne kombinacije pri zunanem požarnem stopnišču.....	136
Preglednica 43: Osne sile v okviru v 3D modelu - os 3.....	137
Preglednica 44: Največje osne sile v okvirju s centričnim povezjem v osi 4.....	139
Preglednica 45: Vrednosti največjih globalnih horizontalnih pomikov.....	140
Preglednica 46: Vrednosti potresne sile po etažah in torzijskega momenta, ki nastane zaradi potresne sile $F_{bx}$ .....	144
Preglednica 47: Vrednosti potresne sile $F_{bx}$ na ostalih povezjih zaradi torzijskega momenta.....	144
Preglednica 48: Reakcije v podporah pri notranjem in zunanem povezju zaradi potresne sile $F_{bx}$ .....	145
Preglednica 49: Reakcije v podporah pri notranjem in zunanem povezju zaradi potresne sile $F_{bx}$ .....	146
Preglednica 50: Reakcije v podporah pri notranjem in zunanem povezju zaradi potresne sile $F_{by}$ .....	148
Preglednica 51: Reakcije v podporah pri notranjem in zunanem povezju zaradi potresne sile $F_{by}$ .....	148

**KAZALO SLIK**

Slika 1: Slika objekta iz zraka ( Vir: Google Maps) .....	2
Slika 2: Določitev oblikovnega koeficienta (Vir: SIST EN 1991-1-3 2004) .....	8
Slika 3: Prikaz obtežnih primerov .....	8
Slika 4: Pozitivni in negativni tlaki vetra .....	12
Slika 5: Prikaz smeri vetra na objekt .....	13
Slika 6: Razdelitev na območja pri stenah .....	14
Slika 7: Razdelitev na območja za dvokapno streho, ko piha veter vzdolžno na sleme .....	15
Slika 8: Razdelitev na območja za štirikapno obliko strehe .....	16
Slika 9: Neto obtežba vetra s tlaki v x smeri na strešine in stene, ko piha iz leve strani - $W_x, L$ .....	18
Slika 10: Neto obtežba vetra s tlaki v x smeri na strešine in stene, ko piha iz desne strani - $W_x, D$ .....	19
Slika 11: Neto obtežba vetra s srki v x smeri na strešine, ko piha iz leve ali desne strani - $W_x, LD, srk$ .....	20
Slika 12: Razdelitev na območja pri stenah .....	21
Slika 13: Razdelitev na območja pri dvokapni strehi .....	22
Slika 14: Razdelitev na območja pri štiri kapni strehi, ko veter piha v smeri slemena .....	23
Slika 15: Neto obtežba vetra s tlaki v y smeri na strešine, ko piha od zadaj - $W_y, ZD$ .....	24
Slika 16: Neto obtežba vetra s tlaki v y smeri na strešine, ko piha od spredaj - $W_y, SP$ .....	25
Slika 17: Neto obtežba vetra s srki v y smeri na strešine, ko piha od spredaj - $W_y, SP, srk$ .....	26
Slika 18: Neto obtežba vetra s srki v y smeri na strešine, ko piha od zadaj - $W_y, SP, srk$ .....	26
Slika 19: Vrednost projektnega pospeška tal v Sloveniji ( vir: Karta potresne nevarnosti, 2014.) .....	29
Slika 20: Karta mikrorajonizacije za mestno občino Ljubljana (Vir: ARSO – potresi, 2014) ...	29
Slika 21: Računski 3D model strešne konstrukcije .....	32
Slika 22: Globalna nepopolnost .....	33
Slika 23: Največje reakcije v podporah: ovojnica MSN .....	34
Slika 24: Vrednost največjih reakcij v podporah: ovojnica MSN .....	35
Slika 25: Dimenzije glavnega nosilnega okvirja .....	38
Slika 26: Dimenzije okvirja v osi 9 .....	39
Slika 27: Notranje sile nosilca IPE 300 v osi 10 pri obtežni kombinaciji NC 4 .....	40
Slika 28: Prva oblika bočne zvrnitve .....	44
Slika 29: Potek momenta $M_y, Ed$ na enem delu lomljenega nosilca, z lokacijo bočnih podpor .....	45
Slika 30: Največji upogib zlomljenega nosilca pri obtežni kombinaciji NC16 .....	47
Slika 31: Tloris strehe z legami .....	48
Slika 32: Notranje sile v legah MSN1 .....	50
Slika 33: Upogibek lege pri MSU1 .....	51
Slika 34: Notranje sile pri srku MSN2 .....	51
Slika 35: Reakcija $R_z$ v podporah pri MSN2 .....	52
Slika 36: Maksimalna izkoriščenost elementov glede na vrsto profila .....	52
Slika 37: Prikaz lokacije preostalih profilov .....	53

Slika 38: Prikaz notranjih sil za steber B12 pri kombinaciji NC1.....	53
Slika 39: Prikaz notranjih sil za steber B12 pri kombinaciji NC4.....	54
Slika 40: Prikaz notranjih sil za steber B190 pri kombinaciji NC3.....	54
Slika 41: Obravnavani del strehe.....	57
Slika 42: Reakcije v podporah pri stalni obtežbi .....	59
Slika 43: Reakcije v podporah pri lastni teži .....	59
Slika 44: Zasnova prečnega okvira z pripadajočo maso v kilogramih .....	60
Slika 45: Nihajni časi in faktorji participacije efektivnih mas prečnega okvira.....	60
Slika 46: Zasnova vzdolžnega okvira s pripadajočo maso v kilogramih .....	60
Slika 47: Nihajni časi in faktorji participacije efektivnih mas vzdolžnega okvira .....	61
Slika 48: Moment zaradi gravitacijskega dela ( stalna in lastna teža ) .....	62
Slika 49: Moment zaradi potresne sile - $F_{\perp} = 36,7 \text{ kN}$ .....	62
Slika 50: Moment zaradi potresne sile in gravitacijskega dela .....	62
Slika 51: Zasnova modela vzdolžnega okvira obremenjenega s potresno silo $F_{b, \parallel} = 179,5 \text{ kN}$ .....	63
Slika 52: Notranje osne sile zaradi potresne sile $F_{b, \parallel}$ .....	63
Slika 53: Horizontalni pomiki prečnega okvira zaradi potresne nadomestne sile .....	64
Slika 54: Lokacija posameznih spojev pri konstrukciji strehe .....	65
Slika 55: Zasnova momentnega spoja nosilec IPE 300 - steber HEB 200 .....	66
Slika 56: Prikaz parametrov pri prvi vrsti ojačene pasnice stebra .....	68
Slika 57: Graf, ki prikazuje vrednosti parametra $\alpha$ (Vir: Projektiranje jeklenih konstrukcij v skladu z Evrokodom 3 – kratek povzetek) .....	69
Slika 58: Prikaz parametrov prve vrste pri čelni pločevini.....	70
Slika 59: Prikaz parametrov pri drugi vrsti ojačene pasnice stebra .....	71
Slika 60: Prikaz parametrov pri drugi vrsti čelne pločevine .....	72
Slika 61: Graf, ki prikazuje vrednosti parametra $\alpha$ (Vir: Projektiranje jeklenih konstrukcij v skladu z Evrokodom 3 – kratek povzetek) .....	73
Slika 62: Sodelujoči del stojine pri nategu .....	75
Slika 63: Ojačitev stojine stebra.....	76
Slika 64: Skica raznosa obtežbe na stojino stebra .....	77
Slika 65: Skica tlačne ojačitve stojine stebra .....	79
Slika 66: Zasnova členkastega spoja med vogalnim nosilcem IPE 300 in prečko IPE 200... ..	80
Slika 67: Prečna sila v spoju B pri ovojnici MSN .....	82
Slika 68: Zasnova spoja med vogalnim nosilcem IPE 300 in lomljenim nosilcem IPE 300 ... ..	86
Slika 69: Največja prečna sila v spoju C za ovojnico MSN.....	87
Slika 70: Zasnova spoja D nosilca IPE 200 pod kotom na nosilec IPE 300 .....	90
Slika 71: Največja prečna sila v spoju D za ovojnico MSN.....	92
Slika 72: Spoj nosilca HEA 140 na stojino nosilca IPE 300 – slemenska lega.....	93
Slika 73: Spoj nosilca HEA 140 na steber HEB 200 – kapna lega .....	93
Slika 74: Največja osna natezna in tlačna sila za spoj E pri ovojnici MSN .....	95
Slika 75: Zasnova spoja prečke HEA 140 pod kotom na steber HEB 200 .....	97
Slika 76: Osne sile v vogalnih prečkah HEA140.....	98
Slika 77: Zasnova spoja G med prečko IPE 200 in lomljenim nosilcem IPE 300 .....	102
Slika 78: Osne in prečna sila za spoj G pri ovojnici MSN .....	103
Slika 79: Spoj nosilec IPE 200 na slemenski nosilec IPE 200.....	104
Slika 80: Največja prečna sila v spoju H pri ovojnici MSN.....	105

Slika 81: Čelna pločevina v strigu in strižnem iztrgu (simbolična slika, v našem primeru imamo štiri vijake in $p_3 = p_2$ ) (Vir: Simple Joints to Eurocode 3, 2011) .....	108
Slika 82: Prikaz tlorisa požarnega stopnišča 5. etaže.....	110
Slika 83: Prikaz požarnega stopnišča : a) 3D model s podesti in stopnicami, b) prerez v osi D .....	111
Slika 84: Pozicijski načrt posameznih elementov, ki sestavljajo zunanje požarno stopnišče .....	112
Slika 85: Ploskovna obtežba, ki odpade na stopniščni nosilec .....	113
Slika 86: Obtežba zunanjega stopniščnega nosilca in reakciji v podporah.....	114
Slika 87: Obtežba in reakcije notranjega stopniščnega nosilca .....	115
Slika 88: Stopniščni nosilec U 180 .....	116
Slika 89: Stalna in lastna obtežba .....	116
Slika 90: Točkovna obtežba reakcij sekundarnih nosilcev $R_z$ .....	117
Slika 91: Diagrami notranjih sil.....	117
Slika 92: Izkoriščenost nosilca .....	118
Slika 93: Upogib edinega lomljenega nosilca $uz$ .....	118
Slika 94: Računski model in obtežba na kontinuirani nosilec .....	119
Slika 95: Diagrami notranjih sil: $V_z$ in $M_y$ .....	120
Slika 96: Izkoriščenost kontinuiranega nosilca HEA 140 .....	120
Slika 97: Točkovna sila in reakcije v podporah pri MSN .....	121
Slika 98: Trojica točkovnih sil tehnološke obtežbe dvigala .....	122
Slika 99: Notranje sile zaradi tehnološke obtežbe dvigala in vertikalnega povezja .....	122
Slika 100: Prenos obtežbe na nosilce na strehi .....	123
Slika 101: Obtežba in reakcije pri prostoloežečem nosilcu na strehi .....	123
Slika 102: Obtežba in reakcije pri kontinuiranem nosilcu na strehi .....	124
Slika 103: Točkovna obtežba na nosilca v osi A in D .....	125
Slika 104: Prikaz glave dvigalnega jaša.....	125
Slika 105: Simbolični prikaz vertikalnih povezij in sile, ki odpadejo na posamezna povezja zaradi torzije.....	127
Slika 106: Prikaz sil, ki delujejo na notranje povezje .....	129
Slika 107: Prikaz sil, ki delujejo na notranje povezje .....	131
Slika 108: Prikaz sil, ki delujejo na zunanje povezje .....	132
Slika 109: Vrednosti osnih sil pri NC1 .....	133
Slika 110: Računski 3D model zunanjega požarnega stopnišča z dvigalom .....	134
Slika 111: Prikaz snega, stalne obtežbe in koristne obtežbe na stopnišče.....	135
Slika 112: Prikaz obtežbe vetra v obeh smereh in tehnološke obtežbe dvigala .....	136
Slika 113: Ovojnica osnih sil za MSN-TDR.....	138
Slika 114: Osne sile v stebrih in diagonal pri okviru v osi 4 – ovojnica MSN .....	138
Slika 115: Deformacija konstrukcije pri MSU1 .....	139
Slika 116: Deformacija konstrukcije pri MSU2 .....	140
Slika 117: Simboličen prikaz razdelitev sil pri potresu v x smeri in y smeri.....	144
Slika 118: Notranje sile pri notranjem in zunanjem povezju pri potresu v x smeri .....	145
Slika 119: Prikaz največjih notranjih sil v stebrih in diagonalah, ko potres deluje v x smeri v + smeri .....	147
Slika 120: Prikaz največjih notranjih sil v stebrih in diagonalah, ko potres deluje v y smeri v + smeri .....	149

Slika 121: Natezne osne sile v diagonalah .....	152
Slika 122: Horizontalni pomiki v stebrih pri zunanjem okviru v osi 4, zaradi potresne sile v smeri x .....	154
Slika 123: Spoj nosilca HEA 140 na pasnico stebra HEA 180 .....	155
Slika 124: Čelna pločevina v strigu in strižnem iztrgu (simbolična slika, v našem primeru imamo štiri vijake in $p_3 = p_2$ ) (Vir: Simple Joints to Eurocode 3, 2011 ) .....	158
Slika 125: Zasnova spoja.....	161
Slika 126: Zasnova momentnega spoja kontinuirani nosilec HEA140 – steber HEA180 ....	165
Slika 127: Prikaz parametrov pri ojačeni pasnici stebra .....	166
Slika 128: Graf, ki prikazuje vrednosti parametra $\alpha$ (Vir: Projektiranje jeklenih konstrukcij v skladu z Evrokodom 3 – kratek povzetek) .....	167
Slika 129: Prikaz parametrov prve vrste vijakov pri čelni pločevini.....	168
Slika 130: Simbolični prikaz dolžin za drugo vrsto vijakov pri čelni pločevini .....	170
Slika 131: Graf, ki prikazuje vrednosti parametra $\alpha$ (Vir: Projektiranje jeklenih konstrukcij v skladu z Evrokodom 3 – kratek povzetek) .....	171
Slika 132: Odpornost posamezne vrste vijakov in ročice .....	172
Slika 133: Sodelujoči del stojine pri nategu (Vir: Moment – resisting joints to Eurocode 3, 2013).....	173
Slika 134: Ojačitev stojine stebra.....	174
Slika 135: Sodelujoči del stojine in prečne ojačitve pri prevzemu tlačne prečne sile .....	175
Slika 136: Detajl slike z dimenzijami oddaljenosti vijakov.....	177
Slika 137: Ekscentričnost prečne sile glede na težišče zvara .....	178
Slika 138: Čelna pločevina v strigu in strižnem iztrgu (simbolična slika, v našem primeru imamo štiri vijake in $p_3 = p_2$ ) (Vir: Simple Joints to Eurocode 3, 2011) .....	180
Slika 139: Zasnova spoja M.....	182
Slika 140: Zasnova spoja O: Steber HEA 180 - AB točkovni temelj .....	183
Slika 141: Zasnova spoja P: Steber HEA 180 - steber HEA 180.....	188
Slika 142: Prikaz parametrov.....	189
Slika 143: Graf, ki prikazuje vrednosti parametra $\alpha$ .....	191
Slika 144: Prikaz sil za vrsto, ki je v nategu.....	192
Slika 131: Zasnova spoja P z dimenzijami za vezno pločevino.....	193
Slika 132: Ekscentričnost osne sile .....	194





## 1 UVOD

Jeklo se v gradbeništvu uporablja že od druge polovice 18. stoletja, danes pa je poleg armiranega betona drugi najbolje uporaben material. Zaradi svoje vzdržljivosti in uporabnosti so se začele jeklene konstrukcije tudi povečano uporabljati v stanovanjski gradnji. Jeklo kot samo ima estetske, okoljske, ekonomične, tehnične in varnostne prednosti. Nekatere izmed teh so:

- omogočajo raznovrstne oblike konstrukcij,
- možnost večjih razponi in odprti tlorisi,
- hitra in enostavna gradnja, ter poceni demontaža,
- dolga življenjska doba in trajnost materiala,
- dobro razmerje med nosilnostjo in težo konstrukcije – potresno bolj odporne
- možnost enostavnega spreminjanja in dograjevanja
- trdnost materiala v tlaku in nategu enaki
- kombiniranje z drugimi materiali
- možna reciklaža in ponovna uporaba.

Kot največja prednost v stanovanjski gradnji je njena dolga življenjska doba in trajnost materiala. Tako se izognemo nepotrebemu škripanju, gnilobi, deformiranju, širjenju, krčenju ali razpadanju konstrukcije, kar je po navadi značilno za lesene konstrukcije. Montaža jeklenih konstrukcij je hitra in enostavna, zato se čas gradnje občutno zmanjša v primerjavi z lesenimi in betonskimi konstrukcijami. Vsi potrebni deli konstrukcije se izdelajo in obdelajo v jeklarni, nato pa jih gradbeniki samo še sestavijo na gradbeni lokaciji.

Pri diplomski nalogi bomo v okviru projekta za pridobitev gradbenega dovoljenja obravnavali rekonstrukcijo in spremembo namembnosti podstrešja ter dozidavo zunanjega požarnega stopnišča obstoječega objekta FGG – oddelka za hidrotehniko na Hajdrihovi ulici 28 v Ljubljani. Prvotni namen je, da se obstoječi objekt potresno sanira. Pri tem so se vodilni na FGG odločili, da bodo pridobili še nove uporabne prostore v študijske namene. Zato se bo celotna obstoječa streha zamenjala in dvignila. Da bi nova strešna konstrukcija predstavljala čim manjšo obtežbo za obstoječi objekt, je smotrna uporaba jeklene konstrukcije. Pri zunanjem požarnem stopnišču z dvigalom, je tudi predvidena uporaba jeklene konstrukcije, saj je takšno požarno stopnišče veliko lažje in hitreje zgraditi. V nadaljevanju bomo najprej obravnavali obtežbe, ki so prisotne na strehi in požarnem stopnišču. Sledilo bo modeliranje strešne konstrukcije v programu SCIA Engineering 2012, kjer bomo naredili izračunali notranje sile ter pomike za mejno stanje nosilnosti, mejno stanje uporabnosti in potresno analizo. Nato bomo naredili kontrolo nosilnosti in stabilnosti elementov. Na koncu bomo še dimenzionirali spoje strešne jeklene konstrukcije. Zraven projekta spadajo še pozicijski načrti konstrukcije in vseh spojev, ki jih bomo obravnavali. Pri zunanjem stopnišču je postopek celotnega izračuna enak kot pri strešni konstrukciji.

## 2 TEHNIČNO POROČILO

### 2.1 Predstavitev konstrukcije

Pri moji diplomski nalogi sem obravnaval rekonstrukcijo in spremembo namembnosti podstrešja ter dozidavo zunanjega požarnega stopnišča obstoječega objekta FGG – oddelka za hidrotehniko na Hajdrihovi ulici 28 v Ljubljani.

Obstoječi objekt ne zadostuje zahtevam protipotresne varnosti, zato so se na FGG odločili da bodo objekt proti potresno sanirali. Objekt je sestavljen iz treh delov, kjer so na stikih izvedene dilatacije, zaradi česar objekt nima dovolj velike togosti. Zato se bo zgradil armiranobetonski venec, višine 70 cm, ki bo potekal okoli vseh treh delov objekta, da se bo dosegla večja togost objekta. Lesena konstrukcije strehe se bo porušila in izgradila se bo nova jeklena streha, ki bo po geometriji identična prejšnji. S povišanjem AB venca in jeklenimi stebri se bodo pridobile nove uporabne površine za potrebe študijskih programov.

### 2.2 Lokacija

Obstoječi objekt se nahaja v Ljubljani, na Hajdrihovi ulici 28, na nadmorski višini 293 m. Glavni vhod v objekt je na vzhodni strani objekta s Hajdrihove ulice, ki bo ostal nespremenjen. Na zahodni strani se nahaja servisni vhod, kjer se bo poleg njega zgradil prizidek stopnišča.



Slika 1: Slika objekta iz zraka ( Vir: Google Maps)

### 2.3 Programska in funkcionalna zasnova

Objekt Fgg – oddelek za hidrotehniko je sestavljen iz osrednjega dela in dveh stranskih kril, ki sta umeščeni pravokotno na osrednji del. Tlorisne dimenzije osrednjega dela so 12,5 x 25 m, severnega krila 10,5 x 25 m in južnega krila 10,5 x 24,5m. Objekt je dvonadstropen z

delno podkletitvijo osrednjega in severnega dela. Podstreha bo z obstoječimi etažami povezana z novim zunanjim požarnim stopniščem, ki se bo nahajal na zahodni strani osrednjega dela. V zunanjem stopnišču je predvideno tudi dvigalo. V južnem krilu, kjer je predviden tehnični prostor, bo z drugim nadstropjem povezana z že obstoječim servisnim stopniščem. V osrednjem delu podstrehe sta predvideni dve učilnici, večja in manjša. Manjša bo imela možnost delitve prostora v dva dela, zato sta predvidena tudi dva vhoda v prostor. Predvideni so tudi sanitarni prostori za ženske in moške s skupnim predprostorom. V severnem krilu sta načrtovana prostora za seminar in čitalnico. V tem delu je prev tako načrtovano novo stopnišče, ki bo povezoval drugo nadstropje z podstrešjem. Južno krilo bo zaradi manjše svetle višine prostora služil kot prostor za potrebe strojnih in električnih inštalacij, ostali del površine pa bo neizrabljeno podstrešje. Prizidek stopnišča z dvigalom bo pet etažen in bo povezoval obstoječe pritličje, prvo in drugo nadstropje s podstrešjem ter bo omogočal osvetlitev kletnih prostorov z novim svetlobnim jaškom, ki bo sestavni del kletnega dela prizidka.

## **2.4 Konstrukcijska zasnova obstoječega objekta**

### **2.4.1 Obstoječi temelji objekta**

Obstoječi objekt ima pasovne AB temelje v širini sten, temeljna peta pa je precej razširjena na približno 2 m po celotni dolžini temeljev. Temelji potekajo pod vsemi nosilnimi stenami. Ti podatki so povzeti po projektu obstoječega objekta.

### **2.4.2 Novi temelji požarnega stopnišča**

Požarno stopnišče vsebuje 8 jeklenih stebrov, ki so pritrjeni na armirano betonske temelje. Pod zunanjimi štirimi stebri so predvideni AB točkovni temelji, pod notranjimi stebri pa so predvidene AB stene pod katerimi je AB plošča debeline 40 cm. Pod njo je izvedena plast podložnega betona 10 cm. Na predvidenem mestu za temelje in kletni del stopnišča se nahajajo jašek in peskolov, ki se bosta v celoti odstranila, svetlobni jaški pa se bodo delno odstranili in nato prilagodila novim temeljem.

### **2.4.3 Nosilni sistem obstoječega objekta**

Nosilni sistem objekta v vertikalni in horizontalni smeri so zidane stene različnih debelin približno 40 cm. Na nivojih posameznih etaž ležijo masivne ali rebričaste AB plošče. V kleti so stene iz nearmiranega betona, v višjih etaža pa so opečnate stene debelin 51, 38 in 25 cm. Plošča nad drugim nadstropjem je v osrednjem delu izvedena kot rebričasta plošča z rebri dimenzij  $b/h = 18/38$  cm, nad njimi pa je tlačna plošča debeline 6 – 8 cm. Svetla razdalja med rebri znaša 82 cm, med njimi ni polnila. Nad tlačno ploščo je izvedeno še 10 cm nasutja in 5 cm cementnega estriha.

V severnem delu objekta je stropna plošča nad drugim nadstropjem izvedena kot rebričasta z dimenzijami reber  $b/h = 8/35$  cm, preko njih pa je izvedena tlačna plošča debeline 6 cm. Svetla razdalja med rebri je 75 cm, med njimi ni polnila. Preko tlačne plošče je še 10 cm nasutja in 5 cm cementnega estriha.

Plošča v južnem delu objekta je tudi rebričasta, dimenzija reber je  $b/h = 15/55$  cm, svetla razdalja med njimi pa je 43 cm. Preko njih je izvedena tlačna plošča debeline 6 – 7 cm, na njej pa je nasutje debeline 10 cm in nato še 5 cm cementnega estriha.

#### **2.4.4 Nosilni sistem požarnega stopnišča**

V terenu so nosilni AB zidovi širine 30 cm, ki so povezani z AB ploščo debeline 40 cm in segajo vse do zgornjega roba obstoječe plošče nad kletjo. Nosilna konstrukcija nad terenom je v celoti kovinska konstrukcija. Nosilni sistem so pomični okviri s centričnim povezjem, ki se nahajajo okoli notranjih in zunanjih stebrov. Na posameznih etažah so primarni nosilci na katerih ležijo sekundarni stopniščni nosilci, ki povezujejo podeste. Zunanja stebri služijo za pritrditev primarnih nosilcev in za pritrditev podkonstrukcije tipske zastekljene fasade.

#### **2.4.5 Strešna konstrukcija objekta in prizidka**

Obstoječo nosilno leseno konstrukcijo strehe sestavljajo lege in špriovci. Kapne lege ležijo na kolenčnem zidu, dve vmesni legi pa ležita na stebrih, ki imajo horizontalne AB opore nad stebri. Lesena konstrukcija se v celoti poruši. V AB vencu, ki se bo povišal na 70 cm, pa se bodo na mestih jeklenih stebrov vgradili sidra ustreznih dimenzij do nosilne talne AB konstrukcije oziroma do njene horizontalne vezi, ki na obodnem zidu zaključuje obstoječo rebričasto ploščo nad drugim nadstropjem.

Nova nosilna konstrukcija strehe je v celoti iz jekla. Tvorijo jo nosilni okviri iz IPE 300 in HEB 200 profilov (stebri in strešni nosilci), ki so pri tleh sidrani v AB ploščo s horizontalno ploščato vezjo, za prevzem horizontalnih sil. Nosilni okviri so v slemenu in v kapnih legah povezani z nosilci HEA 140, ki ležijo v isti ravnini kot strešni nosilci in potekajo pravokotno na njih. Sekundarni nosilci oziroma lege SHS 100/100/4 ležijo na primarnih nosilcih in potekajo v vzdolžni smeri objekta, pravokotno na okvir tako kot HEA 140.

#### **2.4.6 Streha**

Obstoječa streha je v osrednjem delu dvokapna, južno in severno krilo pa ima obliko štirikapne strehe. Naklon strehe je  $20^\circ$  in se ne spreminja. Strešna kritina je predvidena iz aluminijaste pločevine v pasovih širine 92 cm ali ožjih. Vsi zaključeni elementi so prav tako narejeni iz aluminijaste pločevine. Meteorna voda je iz strehe speljana po žlebu na fasadi v že obstoječe peskolove in nato v kanalizacijo. Konzolna lesena konstrukcija napušča se na zunanji strani zapre z oblogo iz fasadnih vodoodpornih mavčno vlaknenih plošč.

#### **2.4.7 Stene**

Na podstrešju se bodo vse obstoječe stene porušile, nove zidane stene pa niso predvidene zaradi zmanjšanja obremenitve. Naredile se bodo predelne in požarno odporne stene, ki bodo iz montažnih mavčno kartonskih plošč na tipski kovinski podkonstrukciji.

#### **2.4.8 Dimniki in zračniki**

Obstoječi zračniki so večinoma vsi nefunkcionalni. V spodnjem delu se uporabljajo za telekomunikacijski razvod in podobno, nekateri pa sploh niso več v uporabi. Edini uporabni zračnik odvaja zrak iz laboratorija in ga bo potrebno ohraniti oziroma zamenjati. Vsi ostali so predvideni za odstranitev. Dimniki tudi niso več v uporabi, razen tistih iz kurilnice. Odkar ima objekt centralno kurjavo, lokalnega kurjenja ni več zato so vsi ti dimniki na podstrešju neuporabni in predvideni za rušenje.

Vsi podatki so povzeti po tehničnem poročilu ( API, d.o.o., 2008)

### 3 VPLIVI NA JEKLENO KONSTRUKCIJO STREHE

#### 3.1 Lastna in stalna obtežba

Pri računskem modelu v programu SCIA je lastna teža profilov samodejno upoštevana v postopku izračuna.

Pri stalni obtežbi upoštevamo težo celotnega dela konstrukcijskega sklopa strehe, ki se porazdeli na lege SHS 100/100/4.

Preglednica 1: Prikaz materialov v konstrukcijskem sklopu strehe in njihova teža

Material	Debelina [m]	Gostota [kg/m <sup>3</sup> ]	Teža [kN/m <sup>2</sup> ]
Al pločevina PREFALZ	0,0007	2700	0,02
Smrekove deske	0,024	420	0,101
Letve 8/5 cm	/	420	0,140
AGEPAN DWD	0,016	420	0,067
TERVOL DP-5	0,22	50	0,110
HDPE folija	/	/	/
URSA TWF-1	0,1	18	0,011
KNAUF GKF	0,025	900	0,225
Lege SHS 100/100/4	0,10	7850	0,128
SKUPAJ			0,801

$$G = 0,8 \text{ kN/m}^2$$

#### 3.2 Koristna obtežba

Koristno obtežbo določimo po Eurocode SIST EN 1991-1-1\_2004, kjer so navedene vrednosti za koristno obtežbo strehe. Obravnavana streha spada v kategorijo H, kar pomeni da je dostopna le za normalno vzdrževanje in popravila  $Q = 0,4 \text{ kN/m}^2$

Ker je vrednost koristne obtežbe kar trikrat manjša od snega, jo lahko zanemarimo, saj vemo da ne bo merodajna.

#### 3.3 Sneg

V Eurocode standardu SIST EN 1991-1-3\_2004 je določeno, da moramo obtežbo snega obravnavati kot spremenljivo nepomično obtežbo. V Republiki Slovenije se obtežba snega upošteva kot nezgodna obtežba le v krajih, ki so višje od 1500 m nad morjem.

Pri projektiranju moramo upoštevati, da je na strehi možno več porazdelitev snega. Na porazdelitev snega vplivajo lastnosti strehe in drugi dejavniki:

- oblika strehe,

- toplotne lastnosti strehe,
- hrpavost površine,
- količina toplote, generirane pod streho,
- sosednje stavbe,
- teren v okolici stavbe,
- krajevne podnebne razmere (prevetrenost, temperaturne spremembe, verjetnost količine padavin)

Obtežbo snega na strehi določimo glede na trajno/začasno projektno stanje.

$$s = \mu_i * C_i * C_t * s_k \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

kjer so:

$s_k$       karakteristična obtežba snega na tleh

$\mu_i$       oblikovni koeficient obtežbe snega

$C_e$       koeficient izpostavljenosti

$C_t$       toplotni koeficient

**Karakteristična vrednost obtežbe** snega na tleh  $s_k$  je odvisna od nadmorske višine in klimatskih pogojev, kjer se objekt nahaja.. V nacionalnem dodatku SIST EN 1991-1-3: 2004/A101: 2008 so te vrednosti, podane z naslednjimi izrazi:

$$A1: s_k = 0,651 * [1 + (A/728)^2]$$

$$A2: s_k = 1,293 * [1 + (A/728)^2]$$

$$A3: s_k = 1,935 * [1 + (A/728)^2]$$

$$A4: s_k = 2,577 * [1 + (A/728)^2]$$

$$M1: s_k = 0,289 * [1 + (A/452)^2]$$

Zgradba se nahaja v Ljubljani na nadmorski višini 293 m in spada v cono A2.

$$s_k = 1,51 \text{ kN/m}^2$$

**Koeficient izpostavljenosti**  $C_e$  se uporablja pri določitvi snega na strehi. Odvisen je od prihodnjega stanja okolice, kjer se objekt nahaja. Obravnavana zgradba se nahaja na običajnem terenu, kjer veter ne prenaša snega na objektih, saj so zaščiteni zaradi drugih sosednjih objektov ali dreves. Zato je vrednost koeficienta izpostavljenosti  $C_e = 1,0$

**Toplotni koeficient**  $C_t$  je odvisen od toplotne prevodnosti strehe. Če ima streha veliko toplotno prevodnost ( $>1 \text{ W/m}^2\text{K}$ ) bo koeficient manjši od 1,0 in se bo zmanjšala vrednost obtežbe snega na strehi. Za vse ostale primere in tudi pri nas vzamemo vrednost  $C_t = 1,0$ .

**Oblikovni koeficient** obtežbe snega moramo določiti glede na obliko strehe. Za vse tri dele objekta lahko posplošimo, da imajo dvokapno obliko strehe. Naklon strehe je povsod  $20^\circ$ .

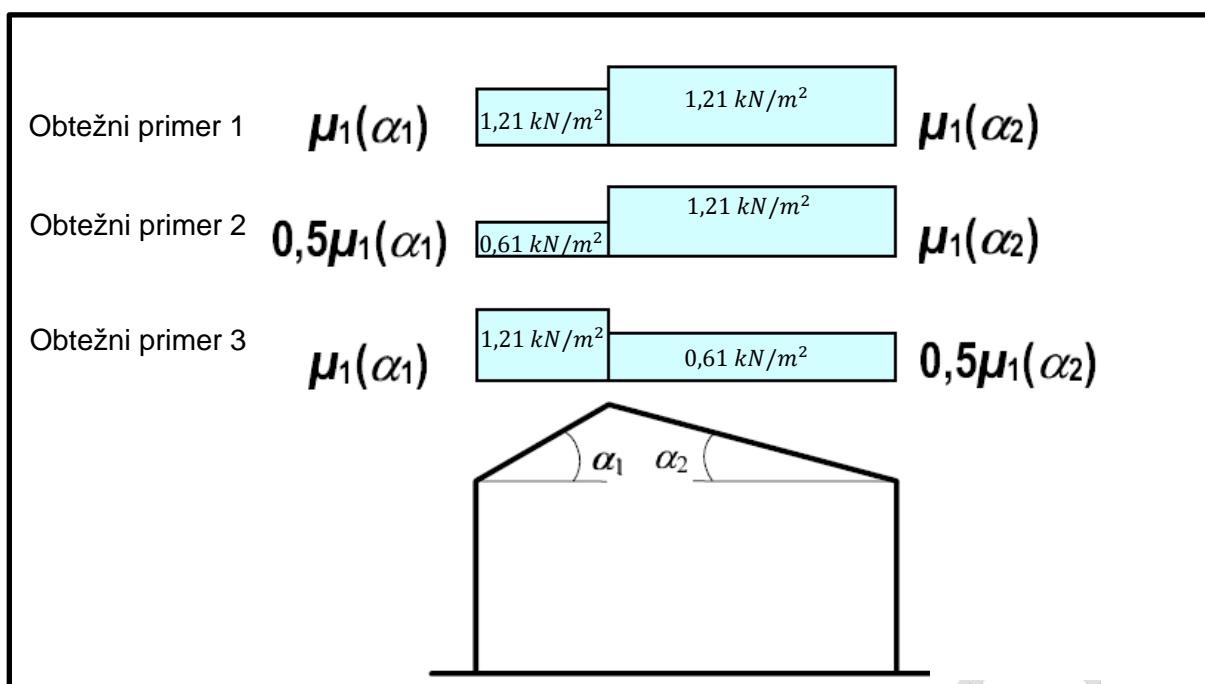
Nagib strehe $\alpha$	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
$\mu_1$	0,8	$0,8(60 - \alpha)/30$	0,0
$\mu_2$	$0,8 + 0,8 \alpha/30$	1,6	--

Slika 2: Določitev oblikovnega koeficienta (Vir: SIST EN 1991-1-3 2004)

$$\alpha_1 = \alpha_2 = 20^\circ \quad \mu_1 = 0,8 \quad \mu_2 = 1,333$$

$$s_1 = 0,8 * 1,0 * 1,0 * 1,51 \text{ kN/m}^2 = 1,21 \text{ kN/m}^2$$

$$s_2 = 0,5 * 0,8 * 1,0 * 1,0 * 1,51 \text{ kN/m}^2 = 0,61 \text{ kN/m}^2$$



Slika 3: Prikaz obtežnih primerov

Zaradi istega naklona strehe je pri tem objektu najbolj neugodna simetrična porazdelitev obtežbe snega. Porazdelitev prikazuje obtežni primer 1, ki je prikazan na zgornji sliki 3.

Obtežba snega:  $S = 1,21 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

### 3.4 Veter

#### 3.4.1 Največji tlak ob sunkih vetra

Vplive vetra na konstrukcijo in njene elemente je treba določiti z upoštevanjem zunanjskega in notranjskega tlaka vetra.

#### Osnovni pojmi:



**Temeljna vrednost osnovne hitrosti vetra:** 10-minutna srednja hitrost vetra z letno verjetnostjo prekoračitve 0,02, ne glede na smer, na višini 10m nad ravnim odprtim terenom, upoštevaje učinek nadmorske višine (če je zahtevano).

**Osnovna hitrost vetra:** Temeljna osnovna hitrost vetra v določeni smeri, upoštevaje letni čas (če je zahtevano).

**Srednja hitrost vetra:** Osnovna hitrost vetra, upoštevaje hrapavost in hribovitost terena.

**Koeficient tlaka:** Koeficient zunanega tlaka določa tlak vetra na zunanje površine stavbe. Koeficient notranjega tlaka določa tlak vetra na notranje površine stavbe. Koeficienti zunanega tlaka se delijo v celotne in krajevne. Krajevni koeficienti določajo tlak za površine 1 m<sup>2</sup> ali manj in se uporabljajo za projektiranje majhnih elementov in pritrditev. Celotni koeficienti določajo tlak za površine, večje od 10 m. Koeficienti neto tlaka določajo rezultirajoči vpliv vetra na konstrukcijo, konstrukcijski element ali sestavni del konstrukcije.

### 3.4.2 Osnovna vrednost vetra

Pri računanju obtežbe z vetrom moramo najprej določiti kategorijo terena, kjer se objekt nahaja. Temeljno vrednost osnovne hitrosti vetra določimo v SIST EN 1991-1-4 2004 v nacionalnem dodatku. Objekt se nahaja v Ljubljani, kar pomeni v coni 1 pod 800 m nadmorske višine in je vrednost vetra  $V_{b,0} = 20 \frac{m}{s}$ .

Osnovno hitrost vetra izračunamo po naslednji enačbi:

$$v_b = C_{dir} * C_{season} * v_{b,0}$$

kjer je:

$v_b$  osnovna hitrost vetra, določena kot funkcija smeri vetra in letnega časa 10m nad terenom II. kategorije.

$C_{dir}$  smerni faktor

$C_{season}$  faktor letnega časa

$v_{b,0}$  temeljna vrednost osnovne hitrosti vetra

Vrednosti smernega faktorja in faktorja letnega časa sta v nacionalnem dodatku določena kot priporočeni vrednosti  $C_{season} = 1,0$  in  $C_{dir} = 1,0$ .

$$v_b = 1,0 * 1,0 * 20 \frac{m}{s} = 20 \frac{m}{s}$$

### 3.4.3 Srednji veter

#### 3.4.3.1 Spreminjanje z višino

Srednja hitrost vetra  $v_m$  na višini  $z$  (m) je odvisna od hrapavosti in hribovitosti ter tudi od osnovne hitrosti vetra  $v_b$ . Določena je z izrazom:

$$v_m(z) = C_r(z) * C_0(z) * v_b$$

$$v_m(z) = 0,843 * 1,0 * 20 \frac{m}{s} = 16,86 \frac{m}{s}$$

kjer je;

$C_r$  faktor hrapavosti

$C_0$  faktor hribovitosti

### 3.4.3.2 Hrapavost terena

Faktor hrapavosti  $C_r(z)$  upošteva spremenljivost srednje hitrosti vetra na kraju konstrukcije zaradi višine nad tlemi in hrapavosti tal na privetni strani konstrukcije v smeri vetra. Teren, kjer se nahaja objekt spada v III. kategorijo, kjer je običajna vegetacija, stavbe ali druge posamezne ovire na razdalji največ 20 višin ovir (vasi, podeželsko naselje, stalni gozd...). Nacionalni dodatek zahteva, da določimo faktor hrapavosti terena po priporočenem postopku iz standarda SIST EN 1991-1-4\_2005:

$$C_r(z) = k_r * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{za} \quad z_{min} \leq z \leq z_{max}$$

$$C_r(z) = C_r(z_{min}) \quad \text{za} \quad z \leq z_{min}$$

Kjer so:

$z$  višina objekta

$z_0$  hrapavostna dolžina, določena glede na kategorijo terena

$k_r$  faktor terena, ki je odvisen od hrapavostne dolžine  $z_0$  in se izračuna po izrazu

$$k_r = 0,19 * \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07}$$

$z_{0,II} = 0,05$  m (II. kategorija terena)

$z_{min}$  najmanjša višina, določena glede na kategorijo terena

$z_{max} = 200$  m

Preglednica 2: Vrednost parametrov

$z$ [m]	$z_0$ [m]	$z_{0,II}$ [m]	$z_{min}$ [m]	$z_{max}$ [m]	$k_r$
15	0,3	0,05	5	200	0,215

$$C_r(z = 15m) = 0,215 * \ln\left(\frac{15m}{0,3m}\right) = 0,843$$

### 3.4.3.3 Hribovitost terena

Hribovitost terena se lahko zanemari, saj je teren v okolici objekta raven in se lahko vzame vrednost

$$C_o = 1,0$$

### 3.4.3.4 Vetrna turbulenca

Intenziteta turbulence  $l_v(z)$  na višini  $z$  je določena kot standardna deviacija turbulence, deljena s srednjo hitrostjo vetra. Priporočen postopek za računanje je dan z izrazom:

$$l_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_l}{c_0(z) * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)}$$

kjer je:

$k_l$  turbulenčni faktor, v nacionalnem dodatku je priporočena vrednost  $k_l = 1,0$

$$l_v(z = 15m) = \frac{1,0}{1,0 * \ln\left(\frac{15m}{0,3m}\right)} = 0,256$$

Na objektu določimo tlak pri največji hitrosti vetra  $q_p(z)$  na višini  $z$  od tal, ki vključuje srednjo hitrost in kratkotrajno spreminjanje hitrosti.

$$q_p(z) = [1 + 7 * l_v(z)] * \frac{1}{2} * \rho * v_m^2 = c_e(z) * q_b$$

Kjer je:

$\rho = 1,25 \frac{kg}{m^3}$  gostota zraka, ki je odvisna od nadmorske višine, temperature in zračnega tlaka.

$$q_p(z = 15m) = [1 + 7 * 0,256] * \frac{1}{2} * 1,25 \frac{kg}{m^3} * \left(16,86 \frac{m}{s}\right)^2 = 496,03 \frac{N}{m^2} = 0,496 \frac{kN}{m^2}$$

### 3.4.4 Tlak vetra na obloge, pritrditve konstrukcije in dele konstrukcije

Neto tlak na steno, streho ali element je razlika med tlakoma na nasprotnih ploskvah upoštevajoč njun predznak. Tlak usmerjen proti ploskvi je pozitiven, srk usmerjen stran od ploskve pa negativne ( Slika 4 )

$$W = W_e - W_i$$

Tlak vetra na zunanje ploskve izračunamo po naslednjem izrazu:

$$W_e = q_p(z_e) * c_{pe}$$

Kjer so:

$q_p(z_e)$  največji zunanji tlak pri sunkih vetra

$z_e$  referenčna višina za zunanji tlak

$c_{pe}$  koeficient zunanjega tlaka

Tlak vetra na notranje ploskve izračunamo po naslednjem izrazu:

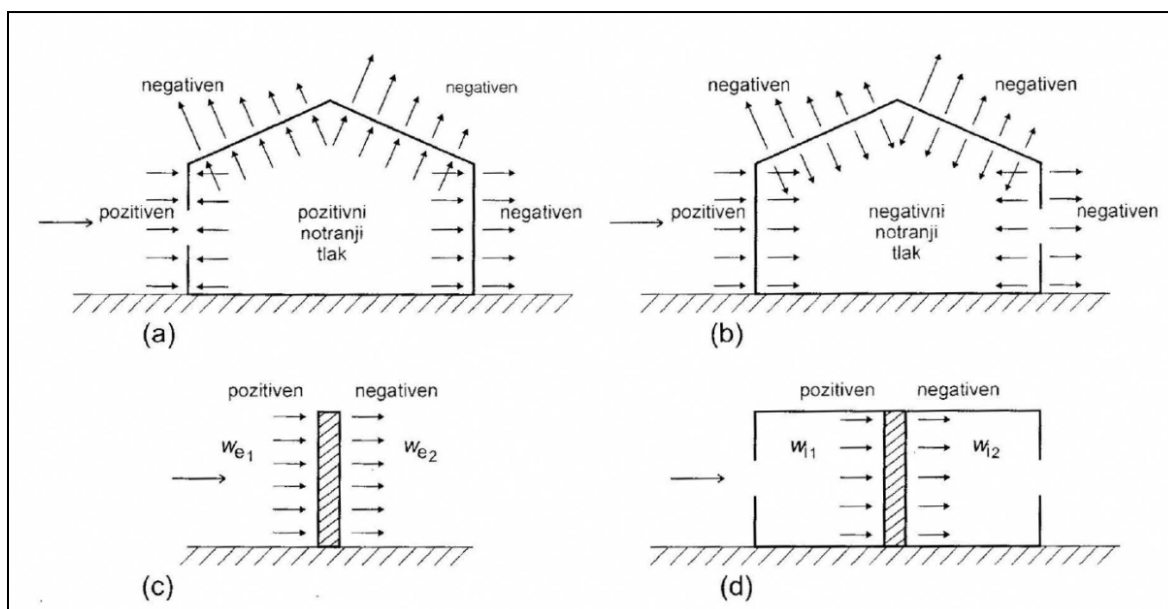
$$W_i = q_p(z_i) * c_{pi}$$

Kjer so:

$q_p(z_i)$  največji notranji tlak pri sunkih vetra

$z_i$  referenčna višina za notranji tlak

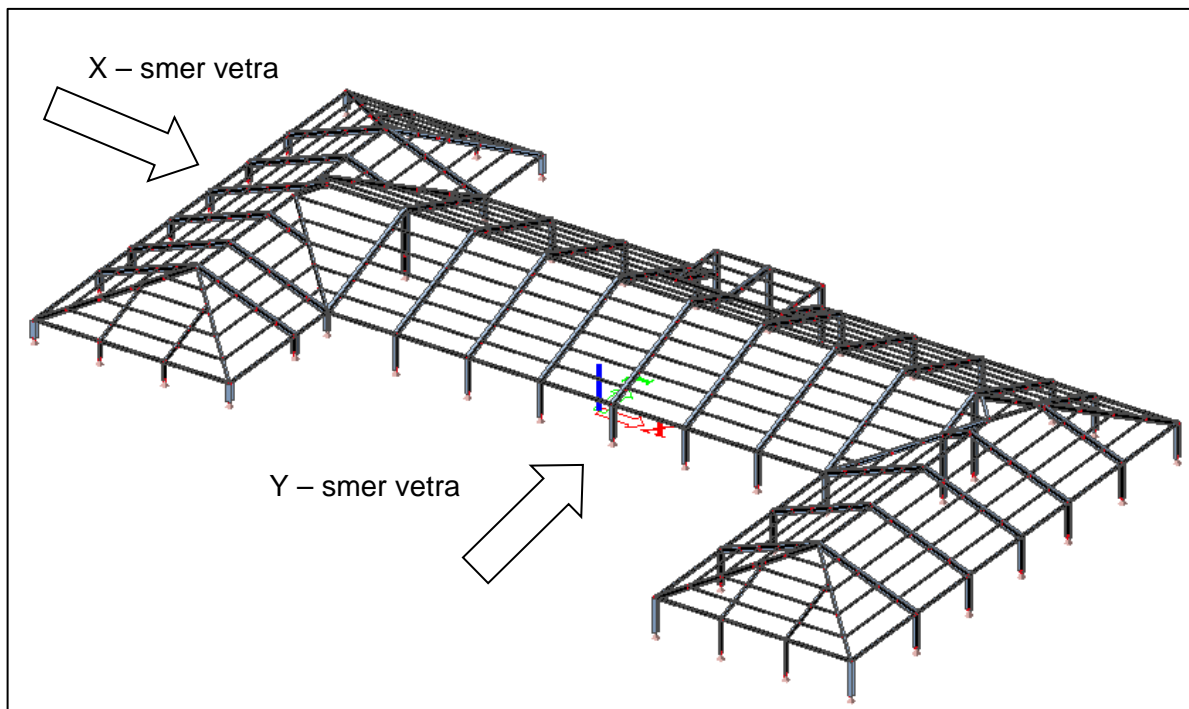
$c_{pi}$  koeficient notranjega tlaka



Slika 4: Pozitivni in negativni tlaki vetra

### 3.4.5 Koeficient zunanjega tlaka - stene

Koeficiente zunanjega tlaka -  $c_{pe}$  določimo glede na velikost obtežne površine A. Najprej določimo zunanje koeficiente za navpične stene. S predpostavko, da je tlorisna oblika zgradbe pravokotna, smo na varni strani, čeprav je tloris v resnici v obliki črke C. Določili smo koeficiente zunanjega tlaka na stene za smer vetra, ko piha v X – smeri in Y – smeri (slika 5). V Y - smeri veter piha na daljšo stranico oziroma na severovzhodno steno – fasado. V tem primeru je na severovzhodni steni prisoten tlak, na zaledni steni in obeh stranskih pa srk. Drug primer je, ko veter piha v X – smeri. Tedaj je na jugovzhodni steni prisoten tlak in na vseh ostalih srk.



Slika 5: Prikaz smeri vetra na objekt

### 3.4.6 Koeficienti notranjega tlaka

Upoštevati moramo da notranji in zunanji tlaki delujejo sočasno. Določiti moramo najneugodnejšo kombinacijo zunanjih in notranjih tlakov glede na kombinacijo možnih odprtin in drugih vrst prepuščanja. Koeficient notranjega tlaka je odvisen od velikosti in razporeditve odprtin po strehi. V našem primeru so odprtine približno enakomerno razporejene na privetni in zavetni strani strehe. Deleža odprtin -  $\mu$  predpostavimo, da ni mogoče določiti za vsako smer vetra posebej, zato lahko vzamemo za koeficiente notranjega tlaka bolj neugodno vrednost od  $c_{pi} = -0,3$  ali  $c_{pi} = 0,2$ .

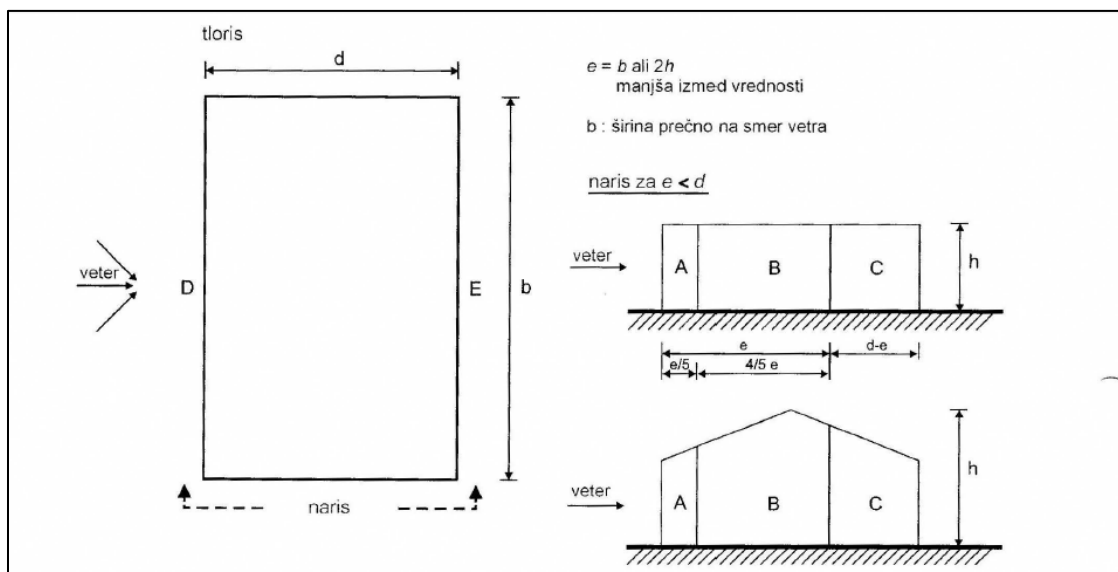
### 3.5 Veter v X – smeri

Pri obtežbi vetra v X – smeri upoštevamo v računskem modelu istočasni vpliv vetra na stene in strehe. Pri računanju obtežbe pa moramo posebej obravnavati vpliv vetra na stene in posebej na streho.

Za boljšo preglednost vrednosti vetra na posameznih strešinah, bomo osrednji del z obliko dvokapne strehe predstavili z indeksom »2«, levo in desno krilo z obliko štirikapne strehe, pa bomo predstavili z indeksom »4«.

#### 3.5.1 Stena

Stene razdelimo na območja kakor je navedeno v standardu SIST EN 1991-1-4: 2005. Koeficienti zunanjskega tlaka  $c_{pe,10}$  in  $c_{pe,1}$  so določeni s pomočjo razpredelnice navedene v istem standardu. V X smeri so stene razdeljene v območja A, B, C, D in E. Ker je površina vseh območij večja od  $10 \text{ m}^2$  upoštevamo, da je  $c_{pe} = c_{pe,10}$ .



Slika 6: Razdelitev na območja pri stenah

Preglednica 3: Vrednosti koeficientov in neto obtežbe vetra za posamezno območje -  $W_{x,neto,st}$ 

Območje	A	B	C	D	E
$A [m^2]$	65	260	266,5	325	325
$q_p [kN/m^2]$	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50
$c_{pe}$	-1,20	-0,80	-0,50	0,80	-0,70
$c_{pi}$	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
$c_{pi}$	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30
$W_e [kN/m^2]$	-0,60	-0,40	-0,25	0,40	-0,35
$W_{i,1} [kN/m^2]$	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10
$W_{i,2} [kN/m^2]$	-0,15	-0,15	-0,15	-0,15	-0,15
$W_{x,neto,1} [kN/m^2]$	<b>-0,70</b>	<b>-0,50</b>	<b>-0,35</b>	<b>0,30</b>	<b>-0,45</b>
$W_{x,neto,2} [kN/m^2]$	-0,45	-0,35	-0,10	0,55	-0,20

Op. Pri kombinaciji notranjega in zunanjega tlaka, moramo za vsa območja enkrat upoštevati samo tlake, drugič pa samo srke. To pomeni npr., da ne smemo upoštevati pri isti kombinaciji na območju D notranjih srkov, v območju E pa notranjih tlakov. Zato lahko kot neto obtežbo vetra izberemo za posamezna območja vrednosti iz kombinacije 1 ( $W_{x,neto,1}$ ) ali iz kombinacije 2 ( $W_{x,neto,2}$ ).

Na spodnjih slikah (slika 7 in slika 8) lahko vidimo obremenitev sten, ko veter piha v X smeri. Iz preglednice 3 izberemo najbolj neugodno kombinacijo vetra za steno D in E. Iz naslednjih preglednic 4 in 5 vidimo da je pri tlakah merodajna 2 kombinacija, pri srkih pa 1 kombinacija. Območja A,B in C ne upoštevamo, ker se ta območja uporabljajo za izračun pritrditve fasade, ki pa je v naše primeru nimamo. Pri kombiniranju obtežbe s streho vzamemo za tlake naslednje vrednosti:

$$W_{x,D} = 0,55 \text{ kN/m}^2$$

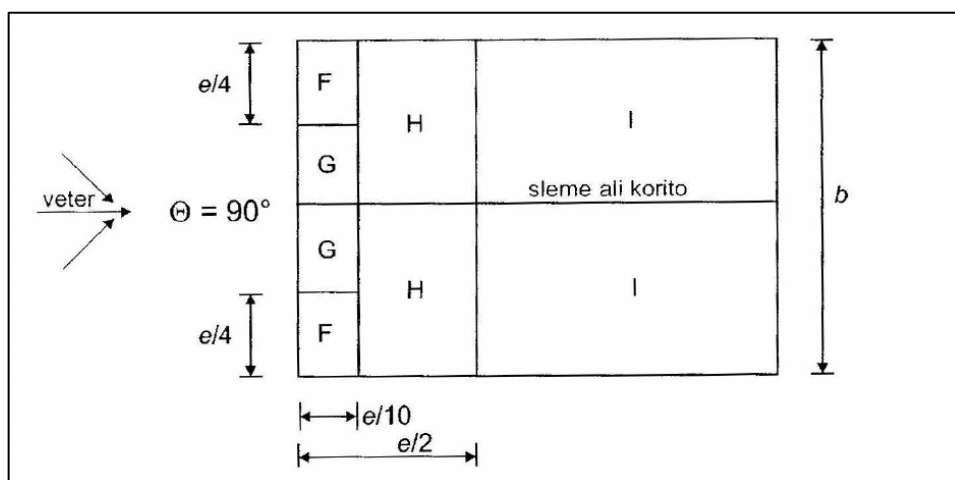
$$W_{x,srk,E} = -0,20 \text{ kN/m}^2$$

### 3.5.2 Streha

Pri določevanju koeficienta za streho razdelimo streho na severni del, južni del in osrednji del ter obliko strehe poenostavimo. Severni in južni del imata obliko štirikapnice in sta približno istih dimenzij, zato so koeficienti zunanje tlaka za oba dela enaki. Osrednji del predpostavimo, da ima obliko dvokapnice.

Koeficiente zunanje tlaka določimo s pomočjo razpredelnic in slik, ki kažejo območja na strehi, v standardu SIST EN 1991-1-4 2005.

#### 3.5.2.1 Osrednji del – dvokapna streha



Slika 7: Razdelitev na območja za dvokapno streho, ko piha veter vzdolžno na sleme

Osrednji del ima geometrijo: višina strehe je 15 m, širina pravokotno na smer vetra meri  $b = 12,5 \text{ m}$ , dolžina strehe vzdolžno na smer vetra pa znaša  $d = 25 \text{ m}$ . Vrednost  $e$  je določena kot manjša izmed vrednosti ( $b; 2h$ ).

$$\begin{aligned} b &= 12,5 \text{ m} \\ h &= 15 \text{ m} \\ d &= 25 \text{ m} \\ e &= 12,5 \text{ m} \\ e/10 &= 1,25 \text{ m} \\ e/4 &= 3,13 \text{ m} \\ e/2 &= 6,25 \text{ m} \end{aligned}$$

Ko veter piha v X – smeri, piha na osrednji del strehe v smeri slemena in takrat se tam ustvarijo samo srki in nobenih tlakov, kot je razvidno v spodnji tabeli. Če tudi notranji tlaki povzročijo tlak na streho se ti izničijo, saj so zunanji srki veliko večji od notranjih tlakov. Srki delujejo ugodno tudi, ko je prisoten sneg, saj je obtežba vetra manjša kot pa sneg, stalna in lastna teža. Ko pa ni snega, pa obstaja nevarnost da bi srk porušil streho. Zato moramo ustrezno poskrbeti, da je celotna streha pravilno pritrjena na nosilno konstrukcijo in odporna proti srku.

Preglednica 4: Vrednosti koeficientov in neto obtežbe vetra za posamezno območje dvokapne strehe -  $W_x$ 

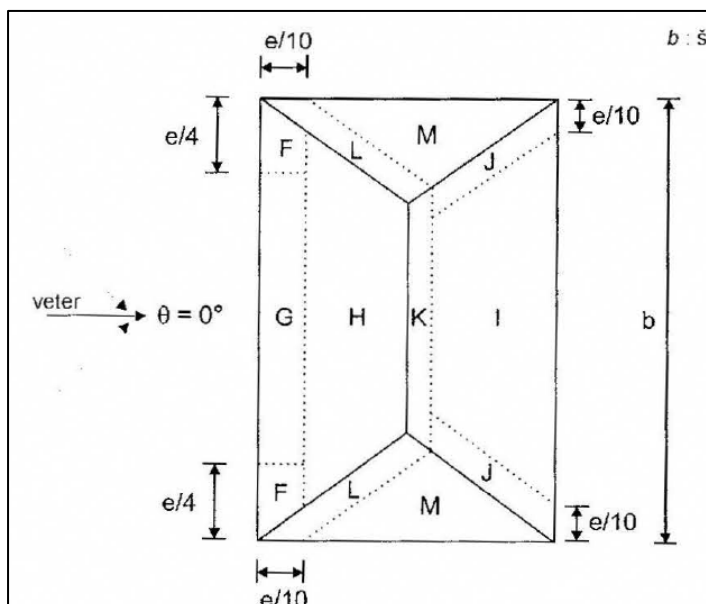
Območje	F	G	H	I
$A [m^2]$	3,6	3,6	57,6	234
$q_p [kN/m^2]$	0,50	0,50	0,50	0,50
$c_{pe}$	-1,5	-1,63	-0,67	-0,50
$c_{pi}$	0,20	0,20	0,20	0,20
$c_{pi}$	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30
$W_e [kN/m^2]$	-0,75	-0,82	-0,33	-0,25
$W_{i,1} [kN/m^2]$	0,10	0,10	0,10	0,10
$W_{i,2} [kN/m^2]$	-0,15	-0,15	-0,15	-0,15
$W_{x,neto,1} [kN/m^2]$	-0,6	-0,67	-0,18	-0,10
$W_{x,neto,2} [kN/m^2]$	<b>-0,85</b>	<b>-0,92</b>	<b>-0,43</b>	<b>-0,35</b>

Pri podajanju obtežbe vetra v računskem modelu, ko veter piha v X – smeri, na osrednji del strehe nanese negativne tlake (srk), saj takrat ni tlačnih tlačnih obremenitev vetra. Na osrednji del strehe podamo povprečno vrednost za obe strešini tako, da bomo še vedno na varni strani. Pri obravnavanju tlačnih obremenitev vetra na strešine krajnih kril, podamo za osrednji del na celotno površino strešine vrednosti iz druge kombinacije.

$$W_{2,x,srk,FGHI} = -0,40 \text{ kN/m}^2.$$

Op. Indeks »2« predstavlja osrednji del z obliko dvokapne strehe

### 3.5.2.2 Severno in južno krilo strehe – štirikapna oblika strehe



Slika 8: Razdelitev na območja za štirikapno obliko strehe

$$b = 25 \text{ m}$$

$$h = 15 \text{ m}$$

$$e = 25 \text{ m}$$

$$e/10 = 2,5 \text{ m}$$

$$e/4 = 6,25 \text{ m}$$



$$e/2 = 12,5 \text{ m}$$

Na zgornji sliki 8 je prikazana razdelitev območij za štirikapno streho, ko veter piha pravokotno na sleme. Pri tem nastanejo na privetni strani tlaki ali pa srki. Na zavetrni strani in obeh krajnih strešinah pa so samo srki.

Preglednica 5: Vrednosti koeficientov in neto obtežbe vetra za posamezno območje štirikapne strehe -  $W_x$

Območje	F		G		H		I	J	K	L	M
$A [m^2]$	15,4		37,8		66,3		84,6	13,3	23,5	14,3	22,1
$q_p [kN/m^2]$	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50
$c_{pe}$	-0,77	0,30	-0,70	0,37	-0,27	0,27	-0,47	-0,90	-0,97	-1,40	-0,67
$c_{pi}$	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
$c_{pi}$	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30
$W_e [kN/m^2]$	-0,38	0,15	-0,35	0,18	-0,13	0,13	-0,23	-0,45	-0,48	-0,70	-0,33
$W_{i1} [kN/m^2]$	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10
$W_{i2} [kN/m^2]$	-0,15	-0,15	-0,15	-0,15	-0,15	-0,15	-0,15	-0,15	-0,15	-0,15	-0,15
$W_{x,neto,1} [kN/m^2]$	<b>-0,48</b>	0,05	<b>-0,45</b>	0,08	<b>-0,23</b>	0,03	<b>-0,33</b>	<b>-0,55</b>	<b>-0,58</b>	<b>-0,80</b>	<b>-0,43</b>
$W_{x,neto,2} [kN/m^2]$	-0,23	<b>0,30</b>	-0,20	<b>0,33</b>	0,02	<b>0,28</b>	-0,08	-0,30	-0,33	-0,55	-0,18

Pri podajanju obtežbe na streho, smo zaradi lažjega nanosa obtežbe vetra na računski model v programu SCIA, izbrali največjo vrednost tlaka, vrednosti srkov na posameznih strešinah pa povprečimo in dobimo vrednosti. Za tlake izberemo vrednosti pri kombinaciji 2, za srke pa vrednosti pri kombinaciji 1.

Kombinacija 2 (tlaki):

$$W_{4,x,FGH} = 0,33 \text{ kN/m}^2$$

$$W_{4,x,srk,KIJ} = -0,20 \text{ kN/m}^2$$

$$W_{4,x,srk,LM} = -0,40 \text{ kN/m}^2$$

Kombinacija 1 (srki):

$$W_{4,x,srk,FGH} = -0,40 \text{ kN/m}^2$$

$$W_{4,x,srk,KIJ} = -0,40 \text{ kN/m}^2$$

$$W_{4,x,srk,LM} = -0,60 \text{ kN/m}^2$$

Op. Indeks »4« predstavlja levo in desno krilo z obliko štirikapne strehe

### 3.5.3 Združene vrednosti vetra za X - smer

Na spodnjih slikah ( slika 9 in slika 10 ) prikažemo obremenitev tlakom in srkom posameznih strešin ter sten, ko veter piha v x smeri z desne ali z leve smeri. Ko obravnavamo tlačno obremenitev vetra izberemo vrednosti iz kombinacije 2. Upoštevati moramo še srke na strešinah, kjer ni možnosti pojava tlaka. S tlakom so obremenjene samo privetrne strešine in

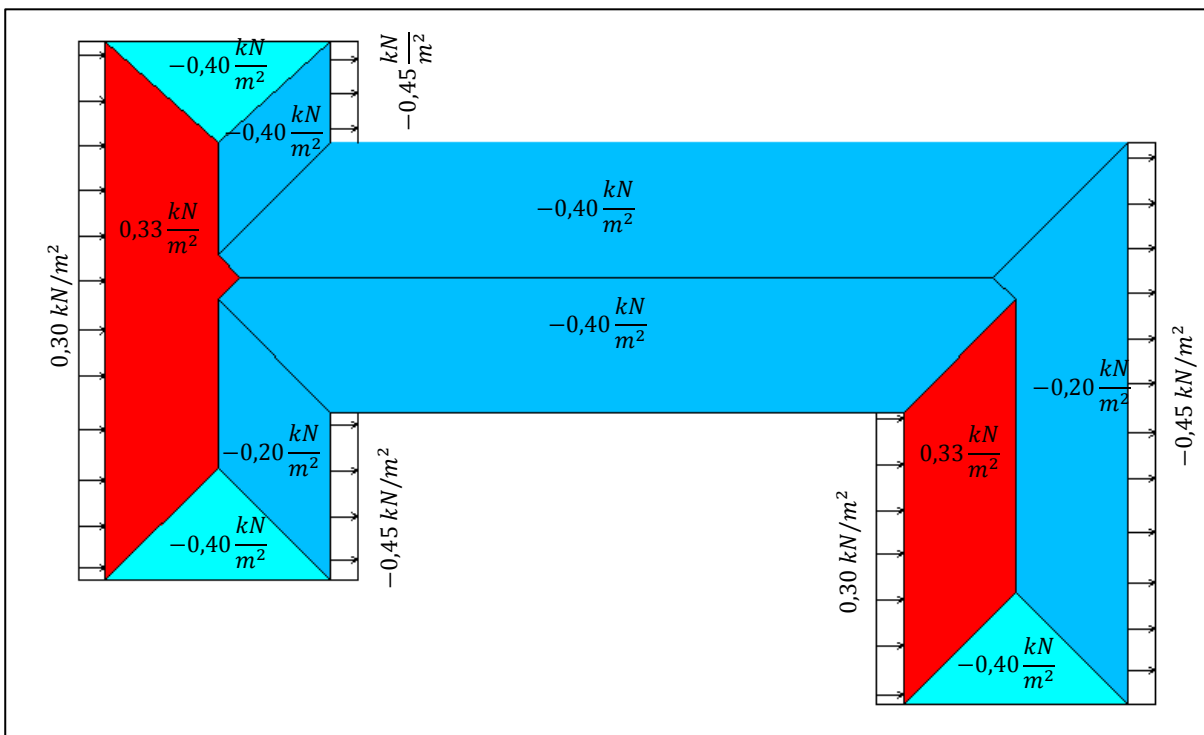
stene, vendar pa zaradi istočasnega delovanja srka, upoštevamo še srke na preostalih strešinah ( glej zgornji preglednici 4 in 5 ).

Ko deluje veter s tlaki v smeri X iz desne smeri upoštevamo naslednje vrednosti iz 2 kombinacije:

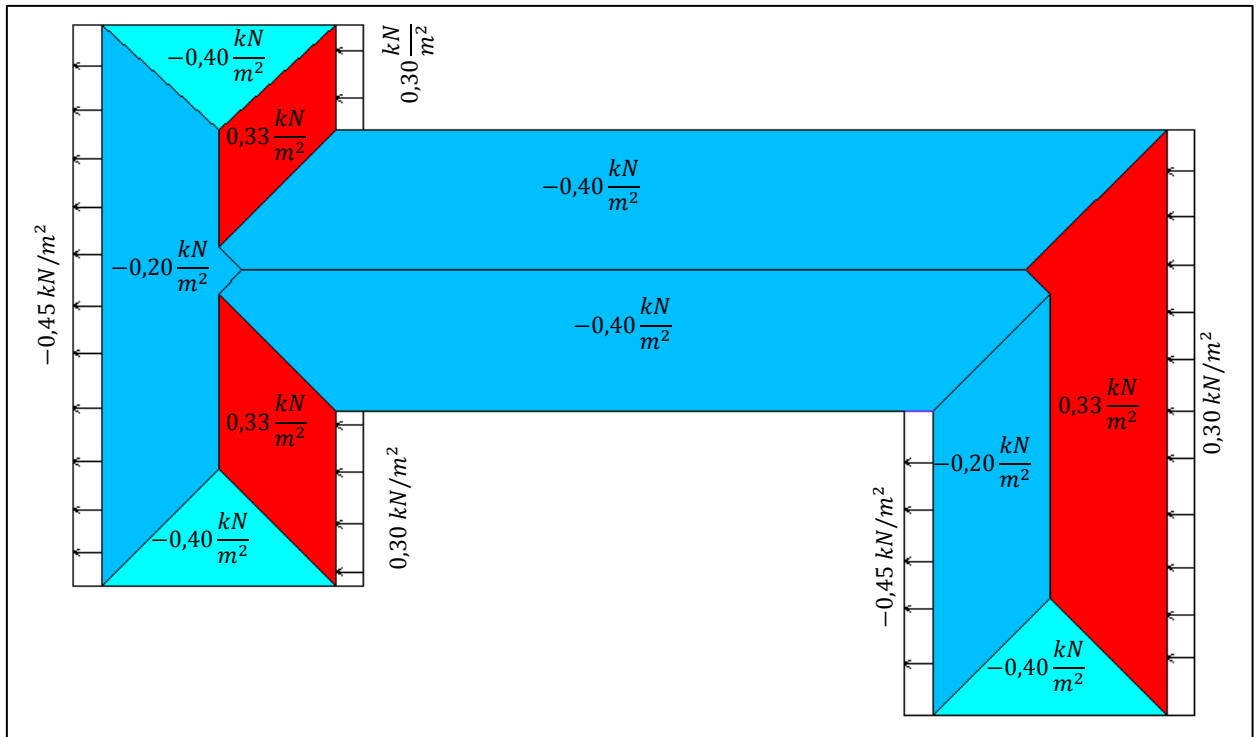
$$W_{xD} = W_{xD}(W_{x,D}; W_{x,srk,E}; W_{2,x,srk,FGHI}; W_{4,x,FGH}; W_{4,x,srk,KIJ}; W_{4,x,srk,LM})$$

Ko deluje veter s tlaki v smeri X iz leve smeri upoštevamo naslednje vrednosti iz druge kombinacije.

$$W_{xL} = W_{xL}(W_{x,D}; W_{x,srk,E}; W_{2,x,srk,FGHI}; W_{4,x,FGH}; W_{4,x,srk,KIJ}; W_{4,x,srk,LM})$$



Slika 9: Neto obtežba vetra s tlaki v x smeri na strešine in stene, ko piha iz leve strani -  $W_{x,L}$

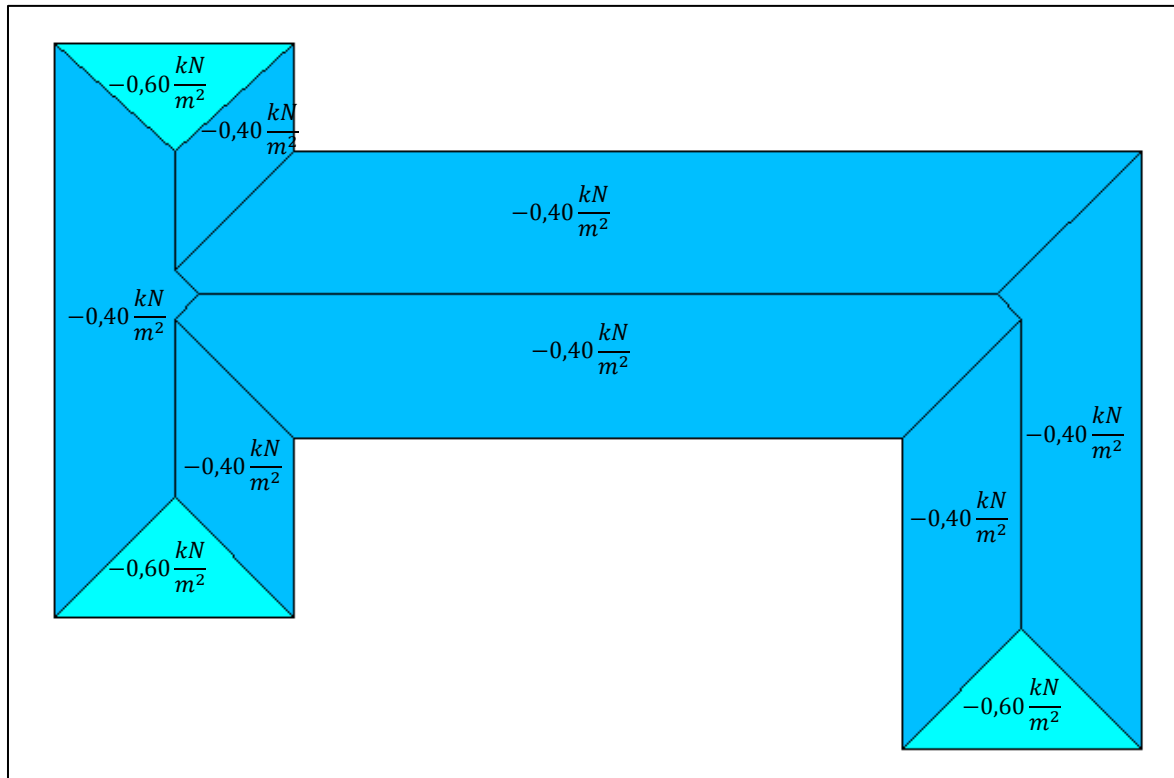


Slika 10: Neto obtežba vetra s tlaki v x smeri na strešine in stene, ko piha iz desne strani -  $W_{x,D}$

*Op. Negativne vrednosti na modrih strešinah predstavljajo srke, pozitivne vrednosti na rdečih strešinah pa predstavljajo tlake. S puščicami je označeno delovanje vetra na stene (tlak/nateg).*

Ko pa obravnavamo srke (slika 11), potem ne upoštevamo tlakov, saj bi ti delovali ugodno. Sedaj vzamemo vrednosti iz prve kombinacije. Na privetni strani je na strešinah možnost pojava tlaka ali pa srka, zato na privetnih straneh upoštevamo samo srke. Vrednosti srkov na strešinah, ko veter piha v X smeri iz leve ali desne, so enake.

$$W_{x,LD,srk} = (W_{x,LD,srk}(W_{2,x,srk,FGHI} ; W_{4,x,srk,FGH} ; W_{4,x,srk,KIJ} ; W_{4,x,srk,LM}))$$



Slika 11: Neto obtežba vetra s srki v x smeri na strešine, ko piha iz leve ali desne strani -  $W_{x,LD,srk}$

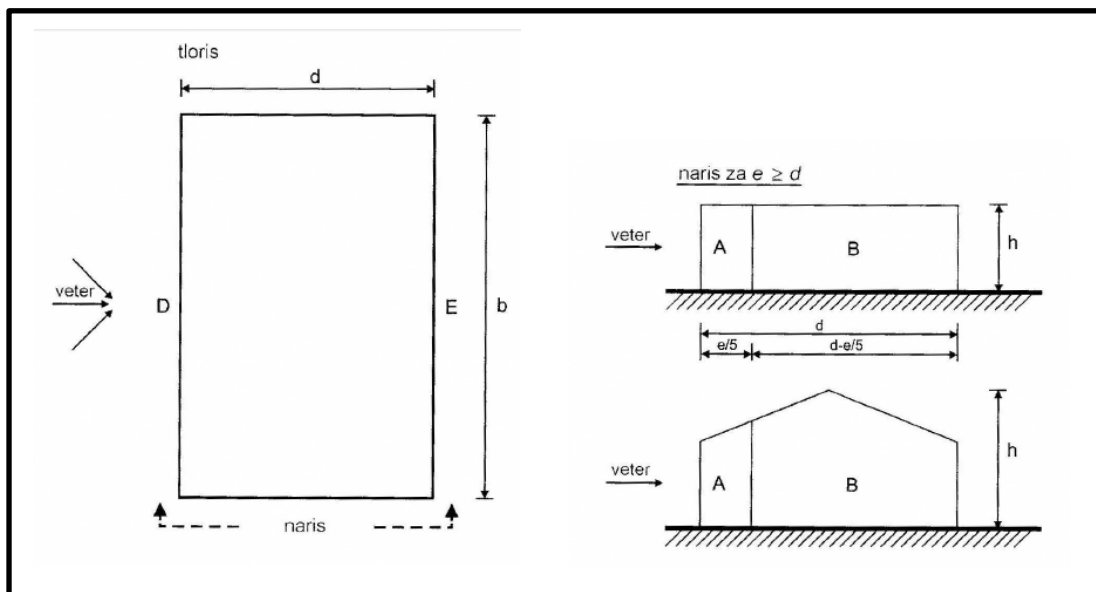
Op. Pri obtežbi vetra na strešine s srki ne upoštevamo obtežbe vetra na stene.

### 3.6 Veter v Y – smeri

Najprej obravnavamo navpične stene nato pa še streho. Za stene predpostavimo, da je tloris objekta pravokoten in da je celotna stena v isti ravnini.

#### 3.6.1 Stena

Na spodnji sliki 12, kjer je prikazan tloris posplošenega objekta, so prikazana območja na katere se razdelijo stene. Stena v katero piha veter je celotna v območju D, zavetrna stran objekta pa je v območju E. Stranski steni, ki sta prikazani v narisni sliki, se razdelita v dve območji A in B zaradi geometrijskih pogojev, kjer je vrednost  $e = 30 m$  večja od narisne dolžine  $d = 10,5 m$ .



Slika 12: Razdelitev na območja pri stenah

Preglednica 6: Vrednosti koeficientov in neto obtežbe vetra za posamezno območje pri stenah -  $W_{y,st}$

Območje	A	B	D	E
$A [m^2]$	67	244	592	592
$q_p [kN/m^2]$	0,50	0,50	0,50	0,50
$c_{pe}$	-1,20	-0,80	0,80	-0,38
$c_{pi}$	0,20	0,20	0,20	0,20
$c_{pi}$	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30
$W_e [kN/m^2]$	-0,60	-0,40	0,40	-0,19
$W_{i,1} [kN/m^2]$	0,10	0,10	0,10	0,10
$W_{i,2} [kN/m^2]$	-0,15	-0,15	-0,15	-0,15
$W_{y,neto,1} [kN/m^2]$	-0,45	-0,25	0,55	-0,04
$W_{y,neto,2} [kN/m^2]$	<b>-0,70</b>	<b>-0,50</b>	<b>0,30</b>	<b>-0,29</b>

Ko piha veter v y smeri, vzamemo vrednosti vetra pri najbolj neugodni kombinaciji. Pri obremenitvi sten upoštevamo samo območji D in E, stranskih sten pa ne upoštevamo, ker se ta območja uporabljajo pri izračunu pritrditve fasade.

Kombinacija 2:

$$W_{y,D} = 0,30 \text{ kN/m}^2$$

$$W_{y,srk,E} = -0,29 \text{ kN/m}^2$$

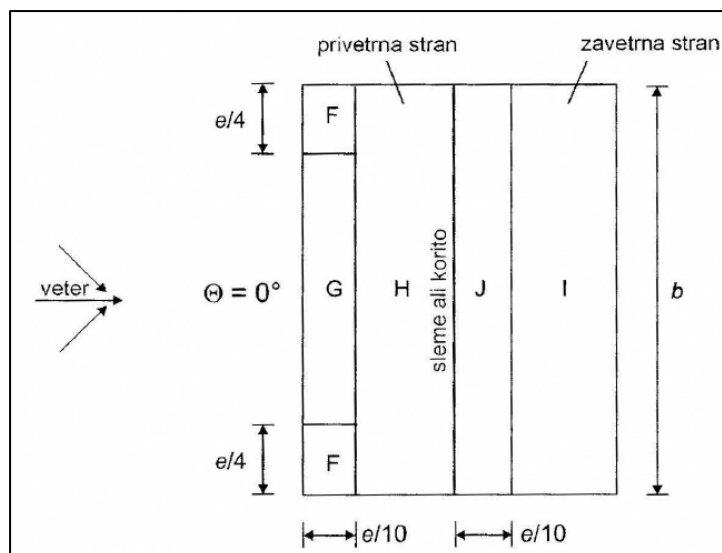
Kombinacija 1:

$$W_{y,D} = 0,55 \text{ kN/m}^2$$

$$W_{y,srk,E} = -0,04 \text{ kN/m}^2$$

### 3.6.2 Streha

#### 3.6.2.1 Osrednji del – dvokapna streha



Slika 13: Razdelitev na območja pri dvokapni strehi

Na privetni strani strehe, ko veter piha pravokotno na sleme, je možnost delovanja tlaka ali pa srka, zato imajo koeficienti pozitivno in negativno vrednost. V spodnji preglednici 7 so prikazane pozitivne in negativne vrednosti koeficientov zunanjšega  $c_{pe}$  in notranjšega tlaka  $c_{pi}$ .

Preglednica 7: Vrednosti koeficientov in neto obtežbe vetra za posamezno območje pri dvokapni strehi -  $W_y$

Območje	F		G		H		I		J	
$A [m^2]$	15,6		31,3		93,75		93,8		62,5	
$q_p [kN/m^2]$	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50
$c_{pe}$	-0,77	0,37	-0,70	0,37	-0,27	0,27	-0,40	0,00	-0,83	0,00
$c_{pi}$	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
$c_{pi}$	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30
$W_e [kN/m^2]$	-0,38	0,18	-0,35	0,18	-0,13	0,13	-0,20	0,00	-0,42	0,00
$W_{i,1} [kN/m^2]$	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10
$W_{i,2} [kN/m^2]$	-0,15	-0,15	-0,15	-0,15	-0,15	-0,15	-0,15	-0,15	-0,15	-0,15
$W_{y,neto,1} [kN/m^2]$	<b>-0,48</b>	0,08	<b>-0,45</b>	0,08	<b>-0,23</b>	0,03	<b>-0,30</b>	0,15	-0,27	<b>0,15</b>
$W_{y,neto,2} [kN/m^2]$	-0,23	<b>0,33</b>	-0,20	<b>0,33</b>	0,02	<b>0,28</b>	-0,05	<b>-0,10</b>	<b>-0,52</b>	-0,10

Pri podajanju obtežbe na konstrukcijo v računskem modelu smo upoštevali najbolj neugodno obežbo tako, da smo še vedno na varni strani. Na privetni in zavetni strani osrednjega dela smo upoštevali največjo vrednost tlakov – kombinacija 2 ( $W_{y,neto,2}$ ). Pri srkih pa smo povprečili vrednosti posameznih območjih – kombinacija 1 ( $W_{y,neto,1}$ ).

Kombinacija 2 (tlaki):

$$W_{2,y,FGH} = 0,33 \text{ kN/m}^2$$

$$W_{2,y,srk,IJ} = -0,10 \frac{kN}{m^2}$$

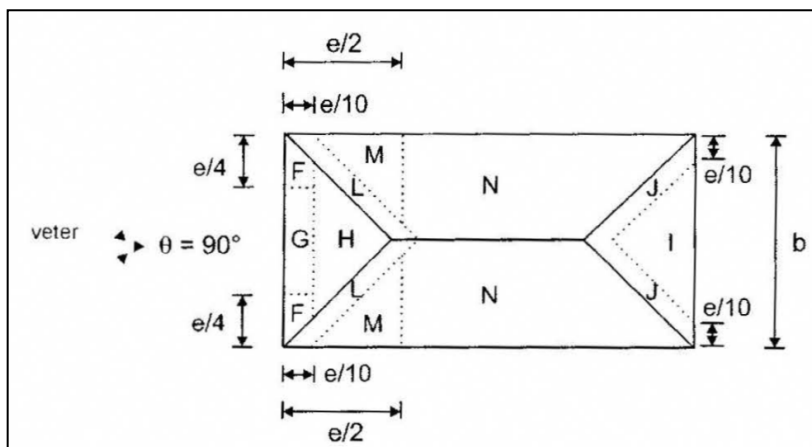
Kombinacija 1(srki):

$$W_{2,y,srk,FGH} = -0,40 \frac{kN}{m^2}$$

$$W_{2,y,srk,IJ} = -0,30 \frac{kN}{m^2}$$

### 3.6.2.2 Severno in južno krilo strehe – štirikapna oblika strehe

Pri stranskih krilih objekta upoštevamo, da imata obliko strehe štirikapnice in zato so tudi koeficienti zunanega tlaka pomembni pri določevanju tlaka oziroma srka na streho.



Slika 14: Razdelitev na območja pri štiri kapni strehi, ko veter piha v smeri slemena

Preglednica 8: Vrednosti koeficientov in neto obtežbe vetra za posamezno območje pri dvokapni strehi -  $W_y$

Območje	F	G	H	I	J	L	M	N			
$A [m^2]$	3,05	7,75	22,6	23,31	6,6	7,8	13,2	113,8			
$q_p [kN/m^2]$	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50			
$c_{pe}$	-1,32	0,30	-0,79	0,37	-0,27	0,27	-0,44	-0,92	-1,47	-0,67	-0,27
$c_{pi}$	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
$c_{pi}$	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30
$W_e [kN/m^2]$	-0,66	0,15	-0,39	0,18	-0,13	0,13	-0,22	-0,46	-0,73	-0,33	-0,13
$W_{i,1} [kN/m^2]$	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10
$W_{i,2} [kN/m^2]$	-0,15	-0,15	-0,15	-0,15	-0,15	-0,15	-0,15	-0,15	-0,15	-0,15	-0,15
$W_{x,neto,1} [kN/m^2]$	<b>-0,76</b>	0,05	<b>-0,49</b>	0,08	<b>-0,23</b>	0,03	<b>-0,32</b>	<b>-0,56</b>	<b>-0,83</b>	<b>-0,43</b>	<b>0,23</b>
$W_{x,neti,2} [kN/m^2]$	-0,51	<b>0,30</b>	-0,24	<b>0,33</b>	0,02	<b>0,28</b>	-0,07	-0,31	-0,58	-0,18	0,02

Pri štirikapni obliki strehe, ko veter piha v smeri slemena, so prisotni tlaki samo na privetnem delu strehe. Ostali deli strehe so obremenjeni s srkom. Za obtežbo s tlakom gledamo kombinacijo 2, za obtežbo s srki pa gledamo kombinacijo 1.

Kombinacija 2:

$$W_{4,y,FGH} = 0,33 \text{ kN/m}^2$$

$$W_{4,y,srk,LMN} = -0,15 \text{ kN/m}^2$$

$$W_{4,y,srk,IJ} = -0,15 \text{ kN/m}^2$$

Kombinacija 1:

$$W_{4,y,srk,FGH} = -0,50 \text{ kN/m}^2$$

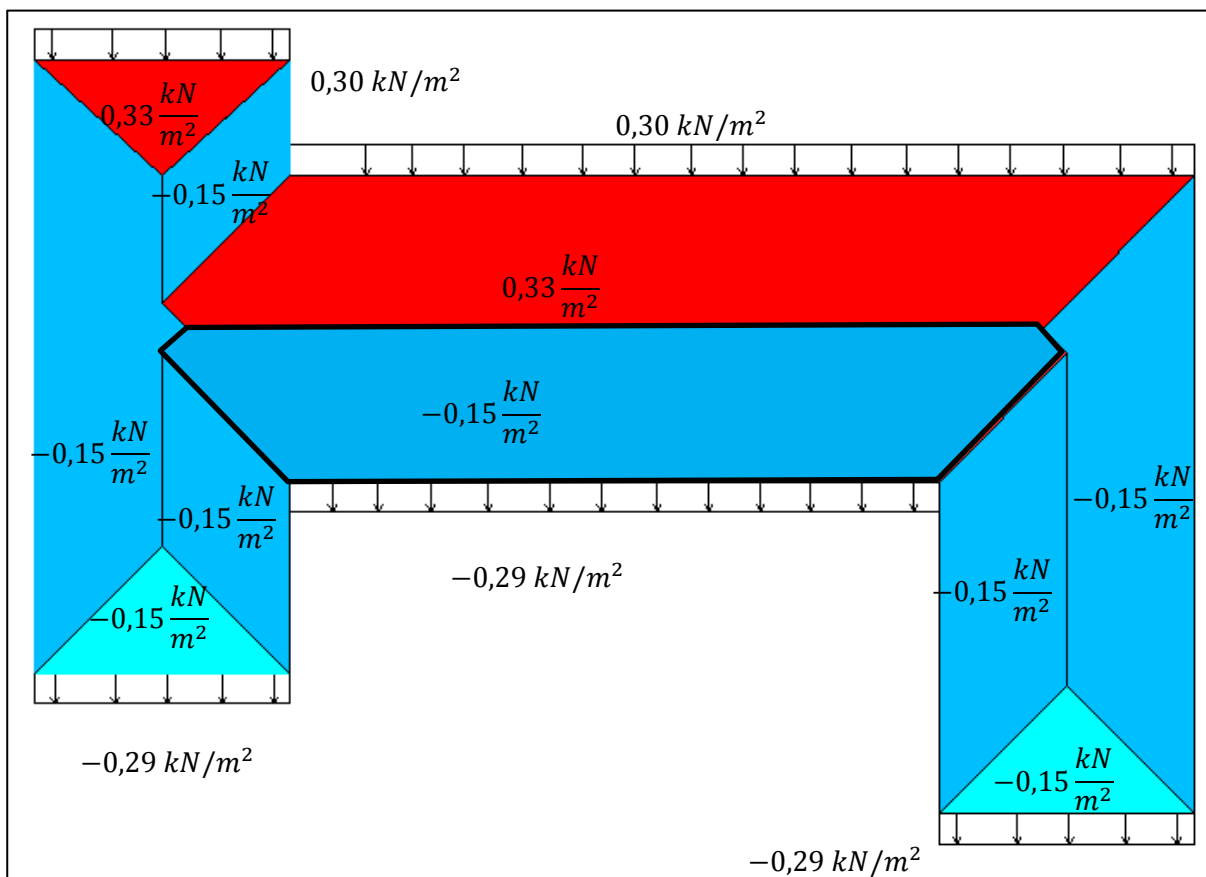
$$W_{4,y,srk,LMN} = -0,30 \text{ kN/m}^2$$

$$W_{4,y,srk,IJ} = -0,40 \text{ kN/m}^2$$

### 3.6.3 Neto vrednosti vetra za Y - smer

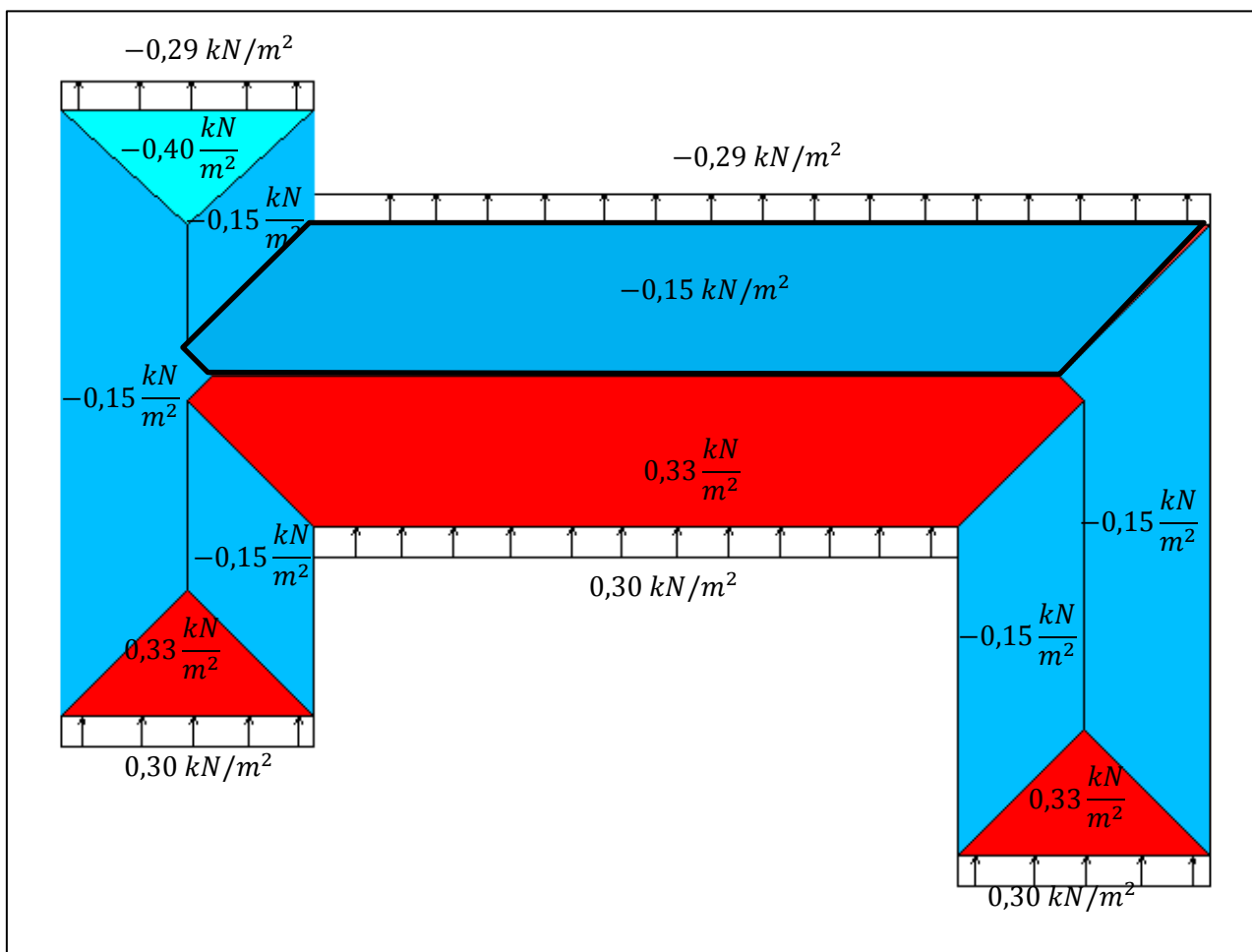
Pri vetru v smeri y, ko piha od zadaj ali spredaj in upoštevamo tlake uporabimo naslednje vrednosti za kombinacijo 2.

$$W_{y,ZD=SP} = W_{y,ZD=SP}(W_{y,D}; W_{y,srk,E}; W_{2,y,FGH}; W_{2,y,IJ}; W_{4,y,FGH}; W_{4,y,srk,LMN}; W_{4,y,srk,IJ})$$



Slika 15: Neto obtežba vetra s tlaki v y smeri na strešine, ko piha od zadaj -  $W_{y,ZD}$

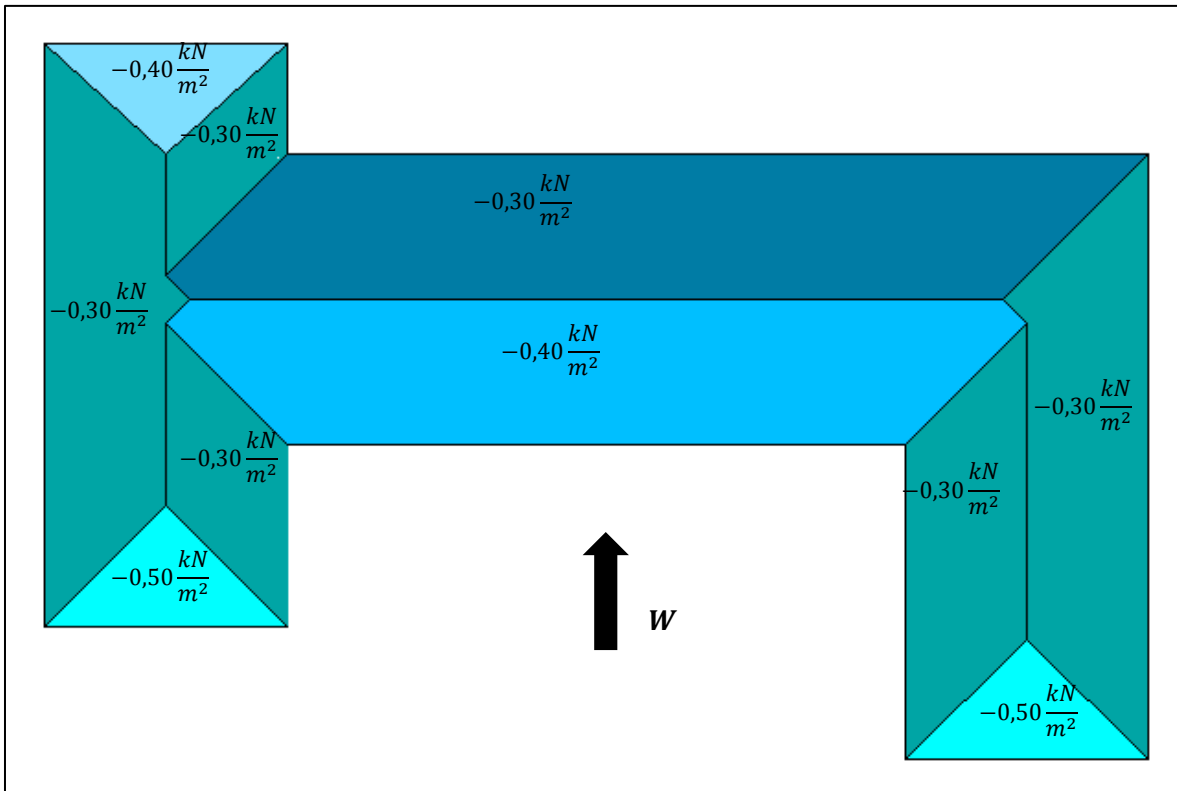
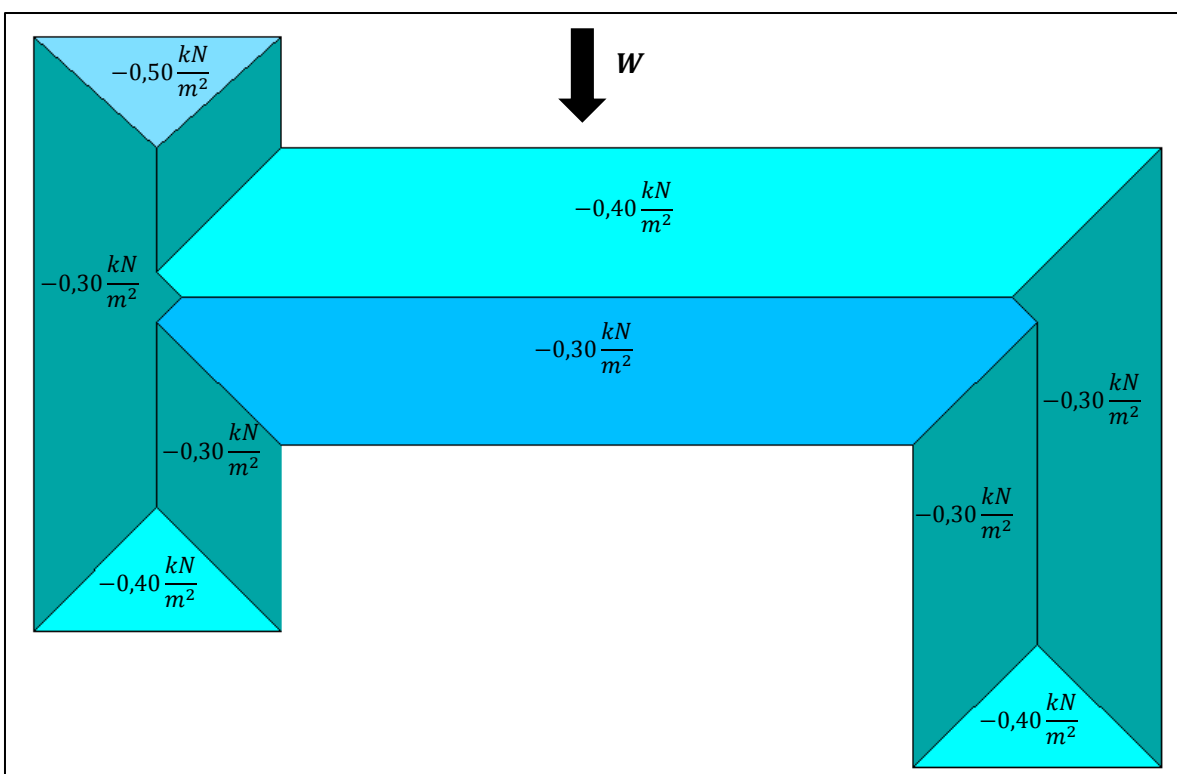




Slika 16: Neto obtežba vetra s tlaki v y smeri na strešine, ko piha od spredaj -  $W_{y,SP}$

Pri vetru v smeri y, ko piha od spredaj ali zadaj in upoštevamo srke, uporabimo naslednje vrednosti kombinacije 1:

$$W_{y,SP=ZD} = W_{y,SP=ZD} (W_{y,D} ; W_{y,srk,E} ; W_{2,y,FGH} ; W_{2,y,IJ} ; W_{4,y,FGH} ; W_{4,y,srk,LMN} ; W_{4,y,srk,IJ} )$$

Slika 17: Neto obtežba vetra s srki v y smeri na strešine, ko piha od spredaj -  $W_{y,SP,srk}$ Slika 18: Neto obtežba vetra s srki v y smeri na strešine, ko piha od zadaj -  $W_{y,SP,srk}$

### 3.7 Obtežne kombinacije

#### Povzetek obtežb:

$G = 0,80 \text{ kN/m}^2$	lastna+stalna obtežba
$S = 1,21 \text{ kN/m}^2$	obtežba snega
$W_{x,L}$	obtežba vetra v x – smeri (tlak), ko piha iz leve smeri (več različnih vrednosti – glej 3.5.3)
$W_{x,D}$	obtežba vetra v x – smeri (tlak), ko piha iz desne smeri (več različnih vrednosti – glej 3.5.3)
$W_{x,LD,srk}$	obtežba vetra v x – smeri (srk), ko piha iz desne ali leve smeri (več različnih vrednosti – glej 3.5.3)
$W_{y,L}$	obtežba vetra v y – smeri (tlak), ko piha iz leve smeri (več različnih vrednosti – glej 3.6.3)
$W_{y,D}$	obtežba vetra v y – smeri (tlak), ko piha iz desne smeri (več različnih vrednosti – glej 3.6.3)
$W_{y,ZD,srk}$	obtežba vetra v y – smeri (srk), ko piha od zadaj (več različnih vrednosti – glej 3.6.3)
$W_{y,SP,srk}$	obtežba vetra v y – smeri (srk), ko piha od spredaj (več različnih vrednosti – glej 3.6.3)

#### MSN kombinacije:

$$1,35 * G_{neugodno} + G_{ugodno} + 1,5 * Q_{k,1} + 1,5 * \sum_{i>1} Q_{k,i} \psi_{0,i}$$

- MSN1:  $1,35 G + 1,5 S + 0,9 W$  ( 2.kombinacija - tlak)
- MSN2:  $1,35 G + 1,5 W$  ( 2.kombinacija – tlak ) +  $0,75 S$
- MSN3:  $1,00 G + 1,5 W$  (1.kombinacija - srk)
- MSN4:  $1,35 G + 1,5 S$

#### MSU kombinacije:

Pri MSU upoštevam karakteristične kombinacije

$$G_{neugodno} + G_{ugodno} + Q_{k,1} + \psi_{0,1} Q_{k,2}$$

- MSU1:  $1,0 G + 1,0 S + 0,6 W$
- MSU2:  $1,0 G + 1,0 W + 0,5 S$

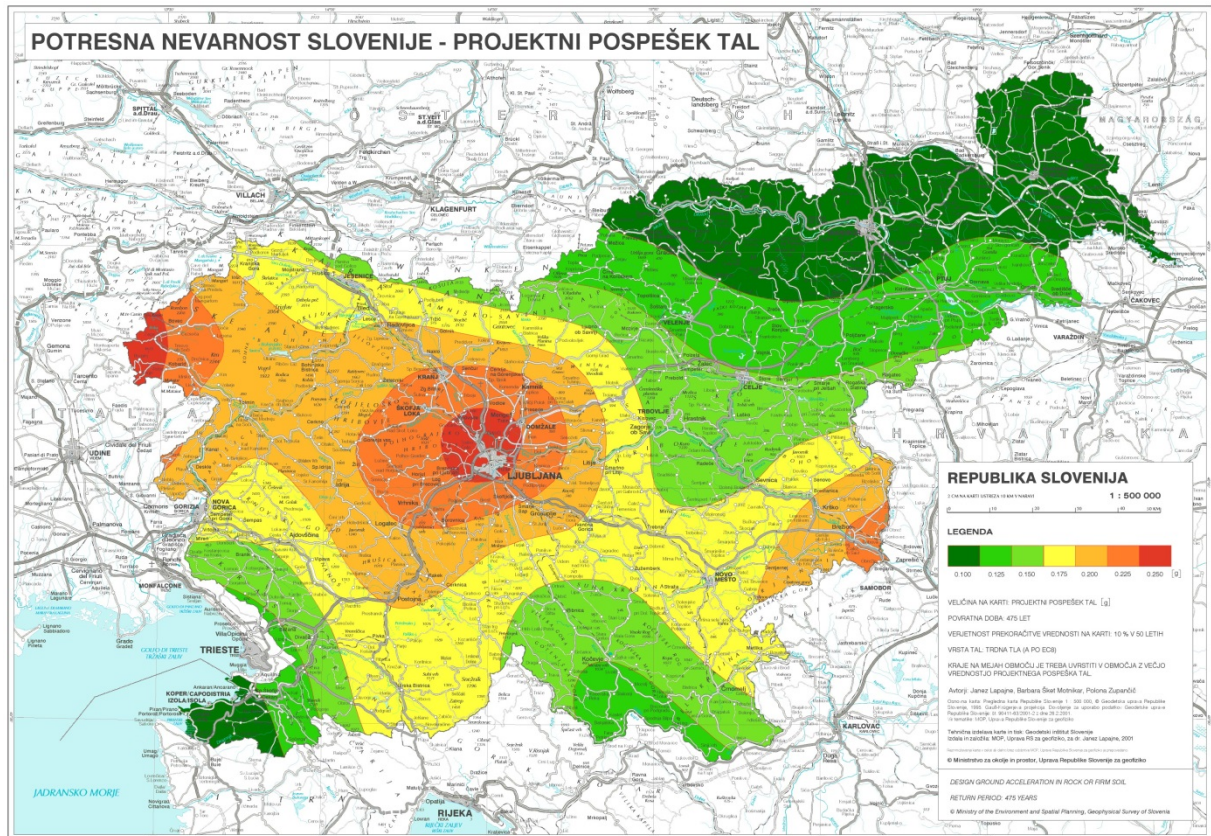
Preglednica 9: Prikaz vseh kombinacij pri obtežbi strehe

Kombinacija		G	S	$W_{xL}$	$W_{xD}$	$W_{yZD}$	$W_{ySP}$	$W_{xLD,srk}$	$W_{yZD,srk}$	$W_{ySP,srk}$
MSN1	NC 1	1,35	1,5	0,9						
	NC 2	1,35	1,5		0,9					
	NC 3	1,35	1,5			0,9				
	NC 4	1,35	1,5				0,9			
MSN2	NC 5	1,35	0,75				1,5			
	NC 6	1,35	0,75	1,5						
	NC 7	1,35	0,75		1,5					
	NC 8	1,35	0,75			1,5				
MSN3	NC 9	1,0						1,5		
	NC 10	1,0								1,5
	NC 11	1,0							1,5	
MSN4	NC 12	1,35	1,5							
MSU1	NC 13	1,0	1,0	0,6						
	NC 14	1,0	1,0		0,6					
	NC 15	1,0	1,0			0,6				
	NC 16	1,0	1,0				0,6			
MSU2	NC 17	1,0	0,5	1,0						
	NC 18	1,0	0,5		1,0					
	NC 19	1,0	0,5			1,0				
	NC 20	1,0	0,5				1,0			

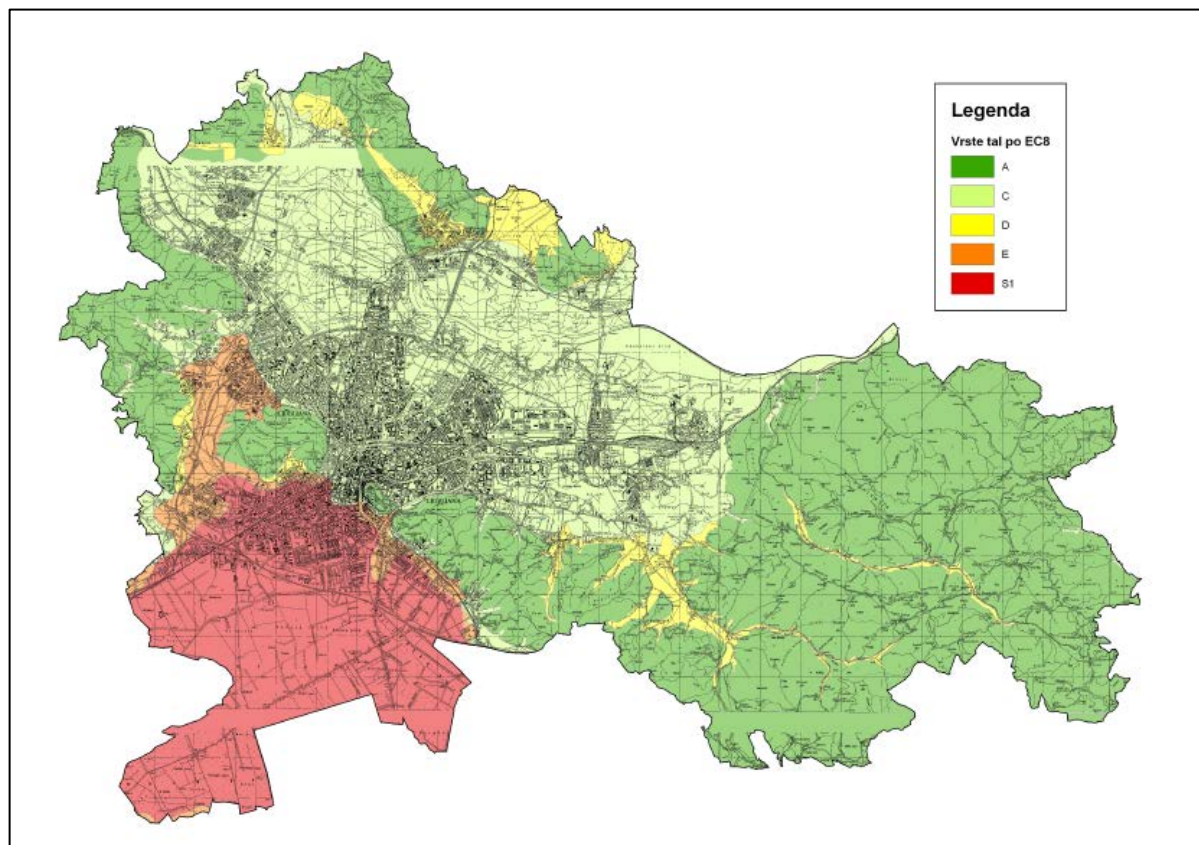
### 3.8 Potresna obtežba

Slovenija spada med območja s srednjo potresno nevarnostjo. Magnitude potresov v Sloveniji niso zelo velike, vendar pa so zaradi plitkih žarišč njihove posledice toliko večje. V Sloveniji poteka tektonska prelomnica od jugovzhoda skozi osrednji del Slovenije pa vse do severozahoda. V tem delu je potresno območje v Sloveniji največje. Dlje kot se oddaljujemo od tega pasu v smeri severovzhod ali jugozahod, manjši so potresni vplivi.

V Sloveniji je največji možni projektni pospešek tal 0,25g. Območja s takim projektnim pospeškom so Ljubljana in njena okolica ter Posočje (slika 19). Projektni pospešek tal je izračunan na povratno dobo 475 let. To pomeni, da je 90 % verjetnost, da projektni pospešek tal ne bo presegel vrednosti na karti v 50 letih, kolikor je predvidena življenjska doba navadnih objektov. Poleg tega so vrednosti projektnega pospeška izračunani za trdna tla oziroma skalo (vrsta tal A), kjer je hitrost strižnega valovanja vsaj 800 m/s in na kateri je največ 5 m slabšega površinskega materiala. Če imamo drugačno vrsto tal, potem moramo projektni pospešek tal pomnožiti s faktorjem tal S. V Eurocode 8 so podane vrednosti nihajnih časov in faktorji S za različne vrste tal (Vir: Priručnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po Evrokod standardih, 2009).



Slika 19: Vrednost projektnega pospeška tal v Sloveniji (vir: Karta potresne nevarnosti, 2014.)



Slika 20: Karta mikrorajonizacije za mestno občino Ljubljana (Vir: ARSO – potresi, 2014)

Lokacija našega obravnavanega objekta je v Ljubljani, ki spada v Sloveniji med najbolj potresna območja in je projektni pospešek tal enak  $0,25g$ . Pri določitvi tal na katerih je temeljen objekt, si pomagamo s karto mikrorajonizacije za mestno občino Ljubljana (slika 20).

Podatki za potresno obtežbo:

Lokacija: Ljubljana →  $a_g = 0,25g$

Vrsta tal: S1

Vrsta tal S1 predstavlja območje Ljubljanskega barja. Eurocode 8 nima podanih vrednosti nihajnih časov  $T_B, T_C$  in  $T_D$  za takšno vrsto tal. Na takšnih tleh se morajo izvesti posebne raziskave in nato določiti faktor tal S in pripadajoče nihajne čase. Pri naši potresni analizi bomo predpostavili, da so karakteristike tal enake vrsti tal E.

$$S = 1,7$$

$$T_B = 0,10 s$$

$$T_C = 0,4 s$$

$$T_D = 2,0 s$$

Faktor pomembnosti: Objekt je namenjen kot šolska ustanova → kategorija pomembnosti III  
 $\gamma_i = 1,0$

Koeficient  $\varphi$  za kombinacijo  $\psi_{Ei}$ :

Kategorija A - vrhnja etaža (streha) →  $\varphi = 1,0$

- etaže so zasedene neodvisno (požarno stopnišče) →  $\varphi = 0,5$

## 4 ANALIZA JEKLENE KONSTRUKCIJE ZA MEJNO STANJE NOSILNOSTI

### 4.1 Material

Material, ki smo ga uporabili v naši jekleni konstrukciji je jeklo kvalitete S235 J0 in S355 J0. Vsi elementi mansarde, razen strešnih leg imajo kvaliteto jekla S355. Povsod so uporabljeni vroče valjani profili.

Preglednica 10: Karakteristike materiala

Kvaliteta	$f_y$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	$f_u$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	$E$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	$\rho$ [kg/m <sup>3</sup> ]	$\nu$
S235 J0	23,5	36,0	21000	7850	0,3
S355 J0	35,5	49,0	21000	7850	0,3

Kjer je:

$f_y$     napetost tečenja

$f_u$     natezna trdnost

$E$      modul elastičnosti

$\rho$      gostota

$\nu$      Poissonov količnik

Varnostni faktorji za material:

$$\gamma_{M0} = 1,0$$

$$\gamma_{M1} = 1,0$$

$$\gamma_{M2} = 1,0$$

$$\gamma_{M3} = 1,25$$

### 4.2 Zasnova računskega modela

Vsebina statičnega izračuna je globalna analiza 3D računskega modela jeklene strešne konstrukcije. Statična analiza obsega kontrolo nosilnosti prereza in stabilnosti vseh elementov konstrukcije. Narejena je tudi globalna stabilnost konstrukcije. Notranje sile in pomiki so pri mansardi in zunanjem požarnem stopnišču izračunani z elastično analizo in upoštevanjem teorije drugega reda.

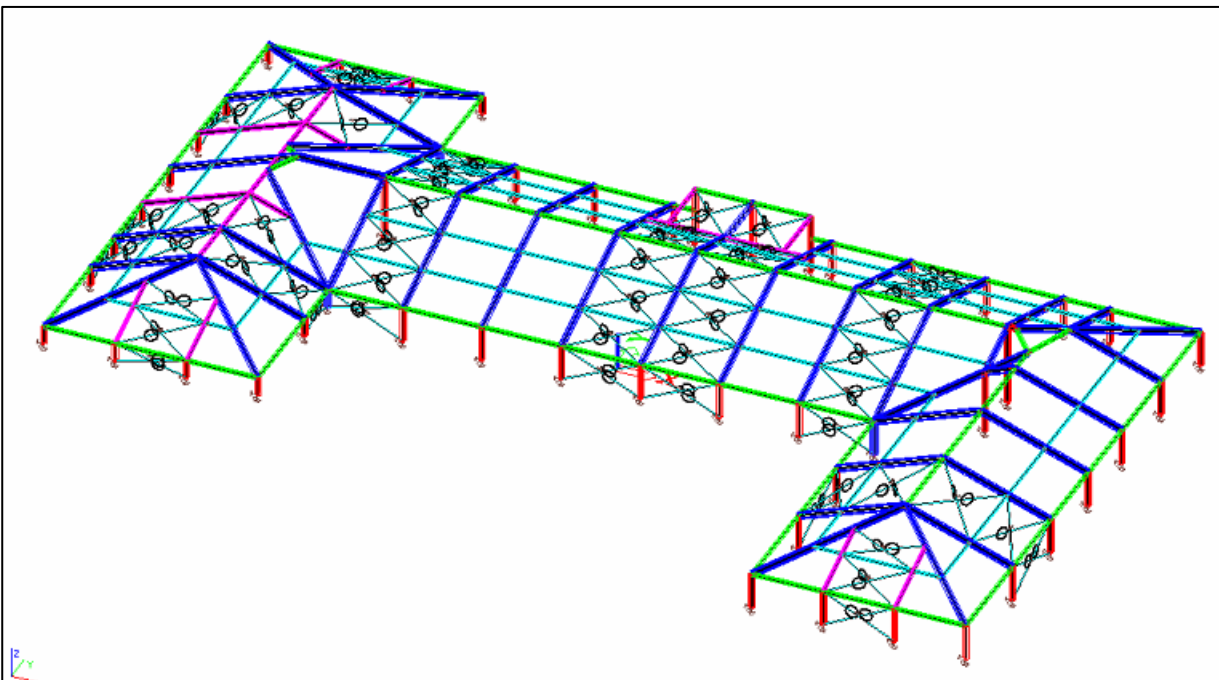
Jeklena konstrukcija ostrejša oziroma mansarde pokriva celotni tloris objekta. Mansarda je sestavljena iz treh glavnih delov (osrednji del ter levo in desno krilo). V posameznem delu imamo pomične okvire v prečni smeri in okvir s centričnim povezjem v vzdolžni smeri. Okvir v prečni smeri ima dva zunanja stebra, ki ležita na zunanjem nosilnem armirano betonskem

vencu. Povezava stebra z AB vencem je modelirana z vrtljivo nepomično podporo. V osrednjem delu mansarde so trije stebri ki, ležijo v prostoru in sicer nad nosilnimi zidovi v drugi etaži. Strešni lomljeni nosilci v osrednjem delu tvorijo obliko dvokapne strehe, v levem in desnem krilu pa obliko štiri kapne strehe. V vzdolžni smeri so okvirji členkasto povezani v slemenski in kapni legi. Vsak del vsebuje tudi zavetrovalno konstrukcijo, saj s tem zagotovimo uspešen prenos horizontalnih sil in zadostno togost objekta. Vsi trije deli mansarde so med seboj povezani, tako da ima celotna konstrukcija zadostno togost v obeh smereh.

Vertikalna obtežba se prenaša preko strešnih leg na strešne nosilce in preko njih v stebre ter na zunanje stene. Horizontalna obtežba se prenaša preko prečk v slemenski in kapni legi do zavetrovalne konstrukcije in potem v sidrišča stebrov. Stebri so členkasto povezani z AB vencem. Horizontalno reakcijo nevtraliziramo z nateznimi vezmi v armiranobetonski plošči.

V osrednjem delu, kjer je razpon največji imamo na zlomljenih nosilcih 14 leg, na vsaki strani po 7 leg. Medsebojni razmak med legami znaša 106 cm. V levem in desnem krilu je razpon okvirja manjši, tako da imamo na zlomljenih nosilcih 12 leg, na vsaki po 6 leg. Raster med legami ostane enak 106 cm.

V računskem modelu zrišemo vse elemente razen leg. Izjema so le lege, ki služijo kot bočne podpore zlomljenemu nosilcu in so del zavetrovalne konstrukcije. V osrednjem delu sta druga in tretja lega, v levem in desnem krilu pa samo tretja lega. Izbočne sile, ki nastanejo pri nosilcu IPE 300 se prenesejo preko nategov v legah in prečkah do sosednjih povezij. Zaradi velikega števila povezij, so velikosti izbočnih sil, ki se prenašajo po legah ali prečkah majhne, zato jih ne upoštevamo. Lege modeliramo posebej, ker so zarotirane okoli svoje osi za  $20^\circ$  in zato pride do obremenitve v y in z smeri, glede na prečni prerez leg.



Slika 21: Računski 3D model strešne konstrukcije

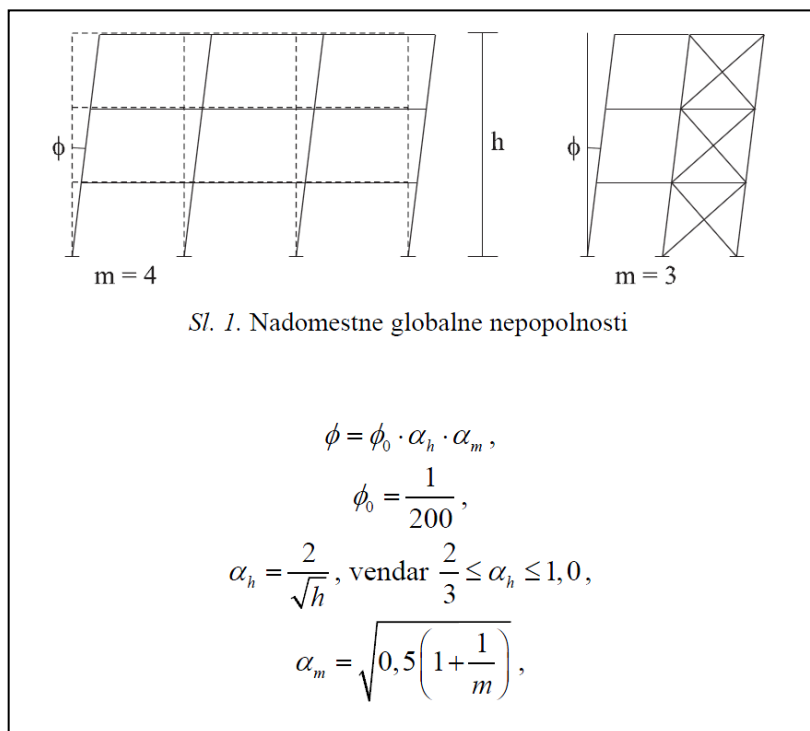
Rdeči stebri  – HEB 200



- Modri stebri in nosilci ■ – IPE 300  
 Zelene prečke (kap, sleme) ■ – HEA 140  
 Roza nosilci ■ – IPE 200  
 Svetlo modre lege ■ - SHS 100/100/4

### 4.3 Globalna nepopolnost konstrukcije

Ker delamo elastično analizo z upoštevanjem teorije drugega reda, moramo predpisati začetne pomike konstrukcije pri nelinearnih kombinacijah. Pri globalni nepopolnosti obravnavamo glavni nosilni okvir v prečni smeri v svoji ravnini.



Slika 22: Globalna nepopolnost

kjer je:

m            število stebrov v obravnavani ravnini okvira (vključeni so samo stebri, ki nosijo vsaj 50% povprečne navpične obtežbe stebrov v obravnavani ravnini),

h            višina okvira v metrih

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}} = \frac{2}{\sqrt{1,684m}} = 1,54 < 1,0 \rightarrow \alpha_h = 1,0$$

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 * \left(1 + \frac{1}{m}\right)} = \sqrt{0,5 * \left(1 + \frac{1}{2}\right)} = 0,866$$

$$\phi = \phi_0 * \alpha_h * \alpha_m = \frac{1}{200} * 1,0 * 0,866 = 0,0043 \frac{m}{m}$$

$$d_x = d_y = 4,3 \frac{mm}{m}$$

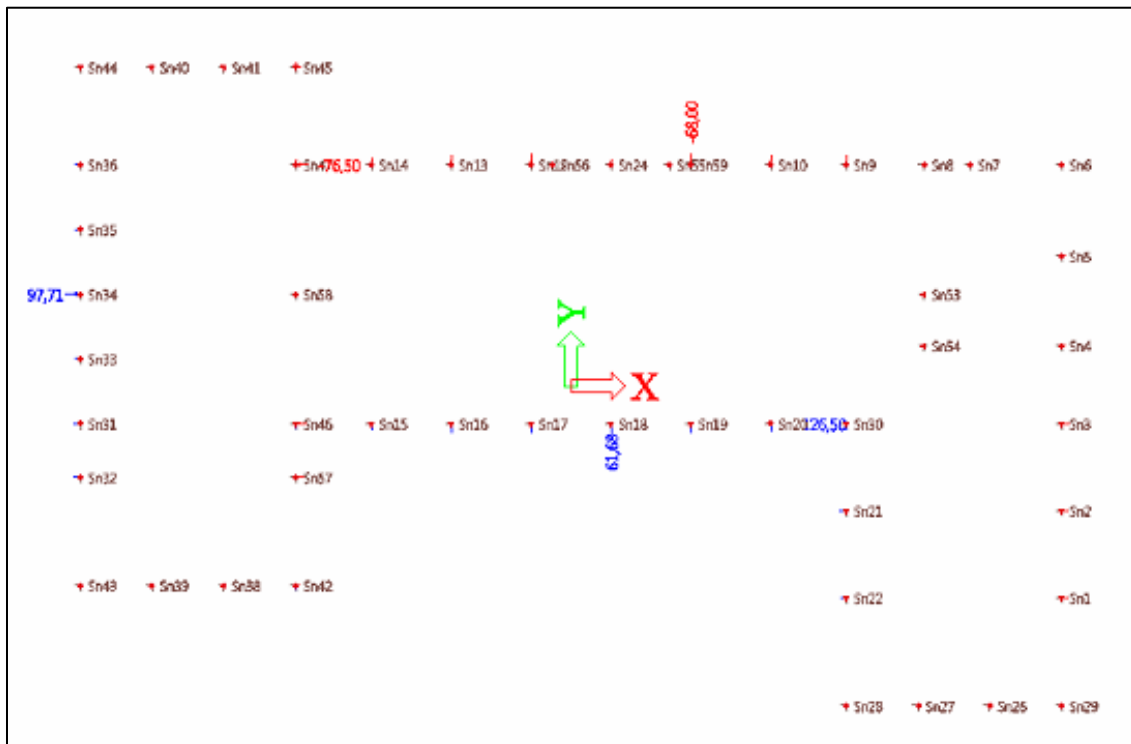
Začetni pomiki okvirov za osrednji del in oba krila so enaki, torej so pomiki v x in y smeri

$$d_x = d_y = 4,3 \frac{mm}{m}.$$

Vrednosti faktorjev  $\alpha_{cr}$  so podane v prilogi P1

#### 4.4 Reakcije v podporah

Zanimajo nas največje reakcije v podporah, ki nastanejo pri analizi MSN. S pomočjo programa Scia Engineer določimo katere kombinacije so merodajne za določeno smer reakcije v podporah. Na spodnjih dveh slikah (slika 23 in slika 24) lahko vidimo v katerih podporah so največje sile in kolikšna je vrednost le teh.



Slika 23: Največje reakcije v podporah: ovojnica MSN

### 3. Reactions

Nonlinear calculation, Extreme : Global  
 Selection : All  
 Class : RC3\_MSN\_nelin

Support	Case	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]
Sn47/N135	NC1	<b>-76,50</b>	-34,59	98,66
Sn34/N52	NC2	<b>97,71</b>	0,38	84,07
Sn59/N22	NC4	0,31	<b>-68,00</b>	83,46
Sn18/N36	NC3	-4,36	<b>61,68</b>	85,06
Sn39/N125	NC13	0,01	2,04	<b>2,47</b>
Sn30/N136	NC3	24,88	44,28	<b>126,50</b>

Slika 24: Vrednost največjih reakcij v podporah: ovojnica MSN

Ker so stebri povezani z AB vencem, se morajo sile, ki delujejo pravokotno na AB venec ustrezno eliminirati. Tega detajla sicer ne obravnavamo, vendar pa lahko predvidimo da morajo biti sidra, s katerimi se pritrdijo stebri na AB venec, dovolj dolga, da se izvede preklap z natezno ploščato vezjo, ki se nadaljuje v novo zgrajeni tlačni del medetažne plošče.

#### 4.5 Notranje sile

Izpišemo največje globalne vrednosti za posamezen prečni prerez. Pri dimenzioniranju bomo s pomočjo Steel check, določili kateri element za posamezen prečni prerez je najbolj izkoriščen.

Preglednica 11 Največje globalne vrednosti notranjih sil za elemente s prečnim prereзом IPE 300

### 1. Internal forces on member

Nonlinear calculation, Extreme : Cross-section, System : Principal  
 Selection : All  
 Class : RC3\_MSN\_nelin  
 Cross-section : CS1 - IPE300

Member	Case	dx [m]	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	My [kNm]	Mz [kNm]
B506	NC12	2,126	<b>-116,77</b>	0,11	-43,61	-81,87	0,36
B141	NC1	6,377	<b>69,37</b>	-0,54	-29,15	-27,91	-0,60
B531	NC4	0,018	-33,05	<b>-7,77</b>	8,15	22,43	-0,89
B520	NC2	2,388	-13,21	<b>15,95</b>	-3,58	0,00	0,00
B506	NC1	2,126	-113,49	0,10	<b>-45,16</b>	-78,42	0,34
B162	NC4	0,000	-37,93	0,24	<b>60,05</b>	-100,40	-0,46
B158	NC4	0,000	-90,67	1,34	53,37	<b>-114,86</b>	-0,60
B163	NC3	1,063	-45,15	-0,07	2,28	<b>53,64</b>	0,24
B141	NC3	0,000	18,21	2,80	25,35	-26,65	<b>-4,41</b>
B170	NC12	0,000	-47,95	-3,38	25,90	-48,69	<b>4,42</b>

Preglednica 12: Največje globalne vrednosti notranjih sil za elemente s prečnim prerezom HEB 200

<b>2. Internal forces on member</b>							
Nonlinear calculation, Extreme : Global, System : Principal							
Selection : All							
Class : RC3_MSN_nelin							
Cross-section : CS32 - HEB200							
Member	Case	dx [m]	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	My [kNm]	Mz [kNm]
<i>*Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version*</i>							
B266	NC4	3,046	<b>-121,59</b>	-0,13	-1,41	0,00	0,00
B92	NC9	0,131	<b>-0,96</b>	-0,03	-3,06	-0,40	0,00
B187	NC12	0,000	-41,94	<b>-41,98</b>	2,09	0,00	0,00
B182	NC12	0,000	-39,53	<b>36,81</b>	-0,05	0,00	0,00
B26	NC12	0,000	-82,92	0,01	<b>-94,73</b>	0,00	0,00
B12	NC4	0,000	-82,85	0,07	<b>68,77</b>	0,00	0,00
B19	NC3	1,684	-85,20	0,00	-59,69	<b>-102,69</b>	0,01
B496	NC4	0,842	-81,80	-0,01	67,28	<b>114,85</b>	-0,01
B187	NC12	0,864	-41,33	-41,82	2,12	1,84	<b>-36,24</b>
B182	NC12	0,864	-38,90	36,68	-0,03	-0,02	<b>31,78</b>

Preglednica 13: Največje globalne vrednosti notranjih sil za elemente s prečnim prerezom IX 300

<b>3. Internal forces on member</b>							
Nonlinear calculation, Extreme : Global, System : Principal							
Selection : All							
Class : RC3_MSN_nelin							
Cross-section : CS9 - IX (IPE300, IPET300)							
Member	Case	dx [m]	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	My [kNm]	Mz [kNm]
<i>*Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version*</i>							
B190	NC3	0,000	<b>-122,47</b>	<b>45,93</b>	-22,27	0,00	0,00
B189	NC9	0,864	<b>-13,14</b>	-4,59	8,77	7,59	-3,97
B189	NC4	0,000	-98,57	<b>-38,45</b>	53,17	0,00	0,00
B190	NC1	1,684	-115,23	35,61	<b>-24,89</b>	<b>-41,41</b>	60,36
B189	NC1	0,000	-91,90	-31,83	<b>59,56</b>	0,00	0,00
B189	NC1	0,864	-90,99	-31,76	59,45	<b>51,48</b>	-27,50
B189	NC4	0,864	-97,65	-38,37	53,07	45,96	<b>-33,23</b>
B190	NC3	1,684	-120,70	45,50	-22,12	-37,50	<b>77,15</b>

Preglednica 14: Največje globalne vrednosti notranjih sil za elemente s prečnim prerezom IPE 200

4. Internal forces on member							
Nonlinear calculation, Extreme : Global, System : Principal							
Selection : All							
Class : RC5_MSU_nelin							
Cross-section : CS6 - IPE200							
Member	Case	dx [m]	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	My [kNm]	Mz [kNm]
B109	NC15	0,998	<b>-109,02</b>	-0,46	1,52	1,64	-0,53
B196	NC18	0,000	<b>0,06</b>	0,00	3,85	0,00	0,00
B195	NC16	0,750	-2,93	<b>-1,23</b>	-3,70	0,93	0,31
B535	NC13	0,998	-105,26	<b>0,86</b>	0,69	0,00	0,00
B501	NC13	2,126	-36,31	-0,05	<b>-21,81</b>	<b>-22,74</b>	-0,09
B80	NC16	0,000	-15,11	-0,19	<b>14,02</b>	-14,42	0,09
B81	NC15	0,000	-13,58	-0,04	-12,28	<b>15,37</b>	-0,07
B536	NC13	1,999	-50,87	-0,58	-0,63	-0,79	<b>-0,81</b>
B194	NC16	2,700	-4,43	0,44	1,05	3,64	<b>1,22</b>

Preglednica 15: Največje globalne vrednosti notranjih sil za elemente s prečnim prerezom HEA140

5. Internal forces on member			
Nonlinear calculation, Extreme : Global, System : Principal			
Selection : All			
Class : RC3_MSN_nelin			
Cross-section : CS27 - HEA140			
Member	Case	dx [m]	N [kN]
B62	NC12	1,752	<b>-67,55</b>
B102	NC3	0,000	<b>56,97</b>

Preglednica 16: Največje globalne vrednosti notranjih sil za elemente s prečnim prerezom RD12

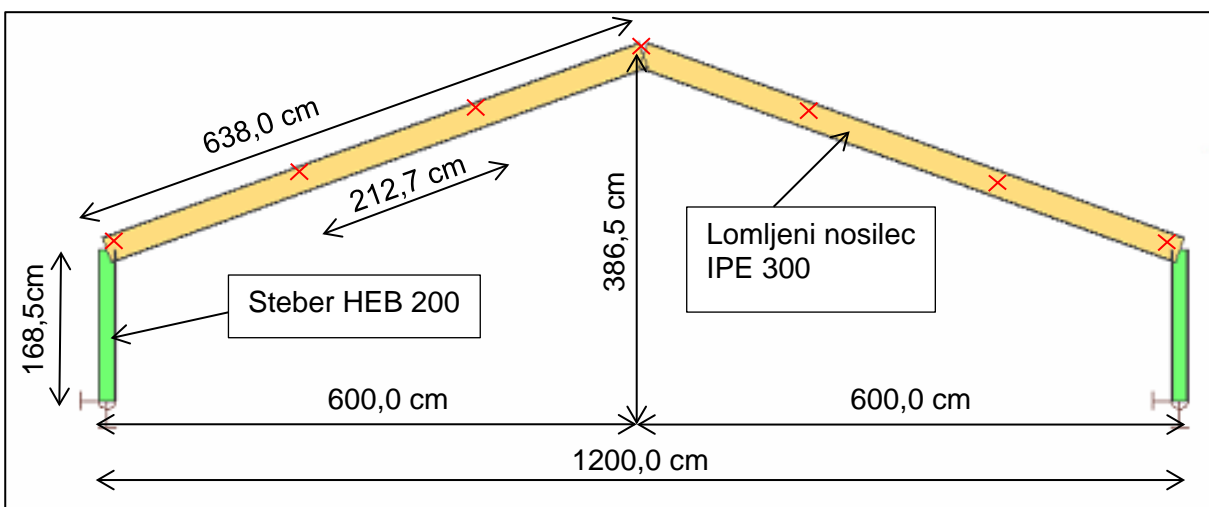
6. Internal forces on member								
Nonlinear calculation, Extreme : Global, System : Principal								
Selection : All								
Class : RC3_MSN_nelin								
Cross-section : CS31 - RD12								
Member	Case	dx [m]	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
B425	NC7	2,356	<b>0,00</b>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
B402	NC1	0,000	<b>26,39</b>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
B279	NC1	0,000	4,40	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>

## 5 Dimenzioniranje konstrukcije po standardu EN 1993-1-1

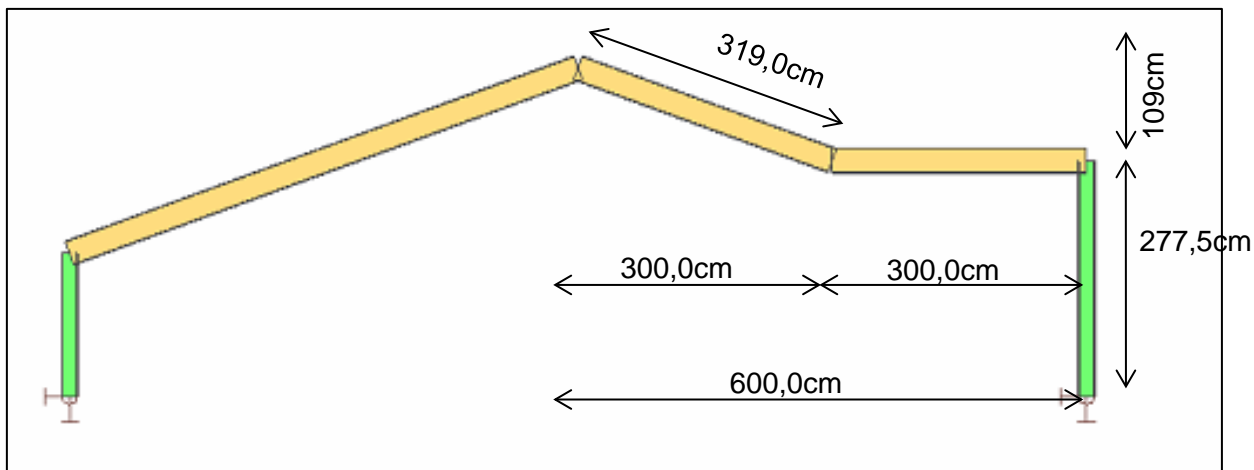
Pri dimenzioniranju moramo najprej določiti v kateri razred kompaktnosti spada določen prečni prerez elementa, ki ga obravnavamo. Razred kompaktnosti je odvisen od geometrijskih karakteristik in notranjih sil na mestu, kjer je element najbolj neugodno obremenjen. Z razredom kompaktnosti določimo uporabo elastičnih ali plastičnih karakteristik prereza. Nato naredimo kontrolo nosilnosti prereza (tlak, nateg, strig, upogib,  $M+N$ ,  $M+N+V$ ). Potem pa še naredimo kontrolo stabilnosti elementa (uklon, bočna zvrnitev ali interakcija uklona z upogibnim momentom).

### 5.1 Lomljeni nosilec IPE 300

Lomljeni nosilec je del primarnega nosilnega sistema, to je pomičnega okvira. V osrednjem delu se nahaja osem okvirjev, ki so nosilni v  $y$  smer. Nahajajo se med osjo 5 in osjo 12. Med seboj so povezani v kapni in slemenski legi s prečkami HEA 140. Okvir je sestavljen iz stebra HEB 200 in lomljenega nosilca IPE 300 (slika 25). Edino v osi 9 je okvir drugačne oblike, saj je tam vhod v objekt iz zunanjega požarnega stopnišča. Tam se del strehe dvigne, tako da je dovolj visoka svetla višina. Dolžina in višina okvirja ostane enaka, samo desni del se še enkrat zlomi (Slika 26).



Slika 25: Dimenzije glavnega nosilnega okvirja



Slika 26: Dimenzije okvirja v osi 9

Obravnavali bomo lomljeni nosilec IPE 300 v osi 10, ki ima dolžino nosilcev  $L = 2 * 638 \text{ cm}$  in višine  $H = 218 \text{ cm}$  se nahaja v osrednjem delu strehe, kjer je razpon med stebri največji 12,0 m (Slika 25). Dimenzionirali bomo samo en del zlomljenega nosilca. V našem primeru bomo dimenzionirali desni del.

Pri interakciji upogibnega uklona in bočne zvrnitve, preverjamo uklon okoli močne osi  $y$  in okoli šibke osi  $z$ . Bočno zvrnitev preverjamo okoli šibke osi  $z$ . Uklonska dolžina okoli močne osi je 638 cm, uklonska dolžina okoli šibke osi pa 212,7 cm (Slika 25)

#### Geometrijske karakteristike profila IPE 300

$$\begin{aligned} b &= 150 \text{ mm} \\ h &= 300 \text{ mm} \\ t_f &= 10,7 \text{ mm} \\ t_w &= 7,1 \text{ mm} \\ r &= 15 \text{ mm} \end{aligned}$$

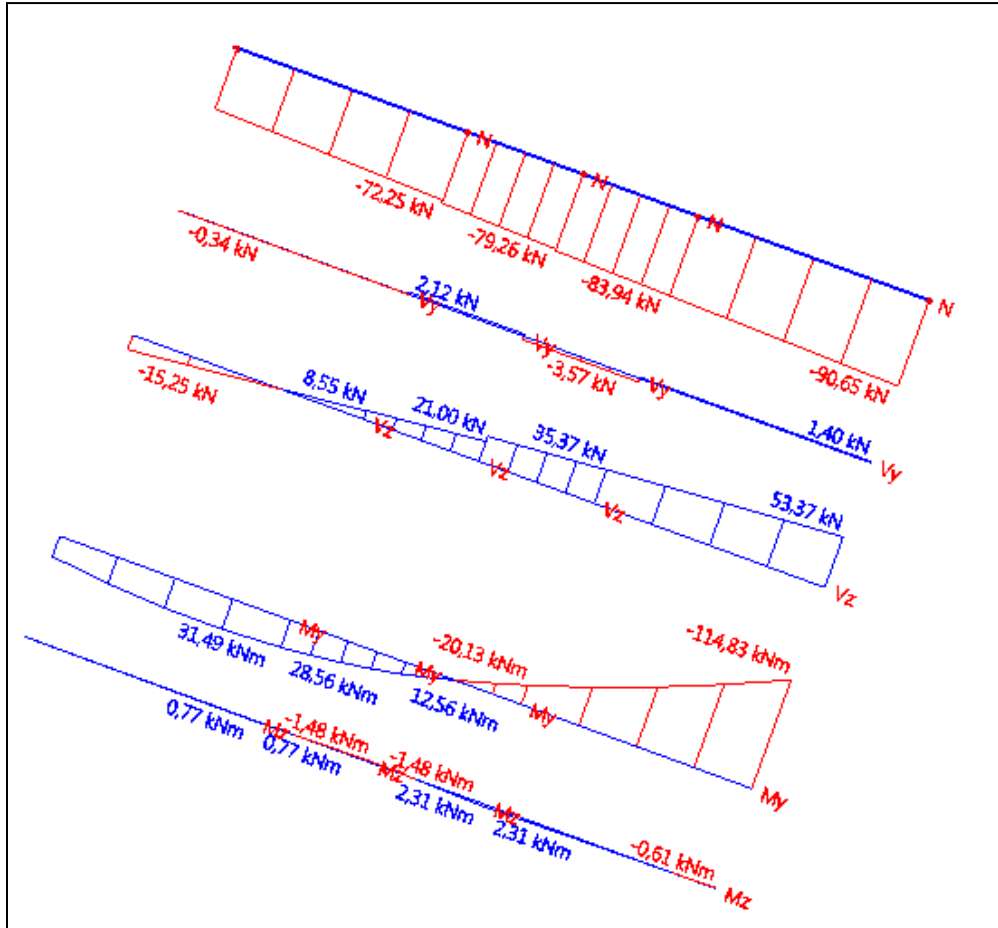
$$\begin{aligned} A &= 53,8 \text{ cm}^2 \\ L_{uy} &= 638 \text{ cm} \\ L_{uz} &= 212,7 \text{ cm} \\ I_y &= 8360,0 \text{ cm}^4 \\ I_z &= 604 \text{ cm}^4 \\ i_y &= 12,5 \text{ cm} \\ i_z &= 3,35 \text{ cm} \\ W_{pl,y} &= 628,0 \text{ cm}^3 \\ W_{pl,z} &= 80,5 \text{ cm}^3 \\ I_\omega &= 125000 \text{ cm}^6 \\ I_t &= 20,1 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

##### **5.1.1.1 Notranje sile za okvir v osi 10**

Notranje sile izračunamo, za celotni 3D model s programom SCIA Engineer. Na spodnji sliki 27 prikazemo notranje sile zlomljenega nosilca pri najbolj neugodni obtežni kombinaciji NC4, ko je izkoriščenost nosilca največja. Na te notranje sile naredimo kontrole nosilnosti prereza.

Prav tako lahko vidimo, da so notranje sile  $M_{z,Ed}$  in  $V_{y,Ed}$  zelo majhne, zato jih lahko zanemarimo in obravnavamo nosilec samo v svoji ravnini.

Pri dimenzioniranju prikažemo postopek računa za vse potrebne kontrole, ki jih naredimo. V nadaljevanju si bomo pomagali z izpisom v SCII, kjer so podane vse potrebne kontrole, tako da postopka izračunov ne bomo več pisali.



Slika 27: Notranje sile nosilca IPE 300 v osi 10 pri obtežni kombinaciji NC 4

### 5.1.1.2 Razred kompaktnosti

Kontrolo kompaktnosti delamo na mestu nosilca, kjer se stika s stebrom. Na tem mestu je največji upogibni moment in največja tlačna osna sila.

#### Notranji tlačeni deli – tlak in upogib

$$c = 248 \text{ mm}$$

$$t_w = 7,1 \text{ mm}$$

$$\alpha = 0,542$$

$$\varepsilon = 0,81$$

$$\alpha = 0,5 \left( 1 + \frac{N_{Ed}}{c * t_w * f_y} \right) = 0,5 \left( 1 + \frac{90,7 \text{ kN}}{24,8 \text{ cm} * 0,71 \text{ cm} * 35,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} \right) = 0,577$$



$$\alpha > 0,5 \rightarrow c/t_w \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1}$$

$$\frac{248\text{mm}}{7,1\text{mm}} \leq \frac{396 * 0,81}{13 * 0,577 - 1} \rightarrow 34,93 \leq 49,34 \rightarrow OK$$

Notranji del prereza je v prvem razredu kompaktnosti (1. RK).

### Previsni deli pasnic

Celotni del previsne pasnice je v tlaku.

$$c = \left( \frac{150}{2} - \frac{7,1}{2} - 15 \right) = 56,45 \text{ mm}$$

$$t_f = 10,7 \text{ mm}$$

$$c/t_f = 5,28 \text{ mm}$$

$$\varepsilon = 0,81$$

$$\frac{c}{t_f} \leq 9\varepsilon \rightarrow 4,82 \leq 7,29 \rightarrow OK$$

Previsni deli prereza so v 1 RK.

### Kompaktnost stojine

$$h_w = 278,6 \text{ mm}$$

$$t_w = 7,1 \text{ mm}$$

$$\varepsilon = 0,81$$

$$\eta = 1,2$$

$$\frac{h_w}{t_w} \leq 72 \frac{\varepsilon}{\eta} \rightarrow \frac{278,6\text{mm}}{7,1\text{mm}} \leq \frac{72 * 0,81}{1,2} \rightarrow 39,2 \leq 48,6 \rightarrow OK$$

Stojina je kompaktna. Celoten prerez je v 1 RK.

### 5.1.1.3 Nosilnost prereza

Nosilnost prečnega prereza preverjamo na obremenitev z upogibnim momentom, osno silo in prečno silo.

$$N_{Ed} = -90,7 \text{ kN}$$

$$M_{y,Ed} = -114,8 \text{ kNm}$$

$$V_{z,Ed} = 53,4 \text{ kN}$$

### Strig

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

$$t_w = 7,1 \text{ mm}$$

$$h = 300 \text{ mm}$$

$$t_f = 10,7 \text{ mm}$$

$$b = 150 \text{ mm}$$

$$r = 15 \text{ mm}$$

$$\eta = 1,2$$

$$V_{Ed} \leq V_{pl,Rd} = \frac{A_v * f_y}{\gamma_{M0} * \sqrt{3}}$$

$$A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f$$

$$A_v = 53,8\text{cm}^2 - 2 * 15\text{cm} * 1,07\text{cm} + (0,71\text{cm} + 2 * 1,5\text{cm}) * 1,07\text{cm} = 25,67\text{cm}^2$$

$$A_v \geq \eta * h_w t_w = 1,2 * 30\text{cm} * 0,71\text{cm} = 25,56\text{cm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{25,67\text{cm}^2 * 35,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,0 * \sqrt{3}} = 526,1\text{ kN}$$

Vpliva prečnih sil na projektno upogibno nosilnost ne upoštevamo, ker velja pogoj:

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

$$53,4\text{ kN} \leq 196,04\text{ kN}$$

### **Interakcija enososnega upogiba in tlačne sile**

$$N_{pl,Rd} = f_y * A = 35,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} * 53,8\text{ cm}^2 = 1909,9\text{ kN}$$

$$M_{pl,yRd} = f_y * W_{pl,y} = 35,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} * 628\text{cm}^3 = 222,9\text{ kNm}$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = \frac{90,7\text{kN}}{1909,9\text{kN}} = 0,048 \leq 0,25 \rightarrow M_{N,y,Rd} = M_{pl,yRd}$$

$$M_{Ed,y} \leq M_{N,yRd} \rightarrow \frac{114,8\text{ kNm}}{222,9\text{ kNm}} = 0,517 \leq 1 \quad OK$$

Nosilnost prečnega prereza IPE 300 zadostuje pogojem.

#### **5.1.1.4 Stabilnost nosilca – interakcija upogibnega uklona in bočne zvrnitve**

Za izračun interakcije moramo najprej izračunati redukcijska faktorja za uklon okoli obeh osi -  $\chi_y, \chi_z$  in redukcijski faktor bočne zvrnitve -  $\chi_{LT}$

### **Upogibni uklon**

Pri upogibnem uklonu, preverjamo uklon okoli močne osi y in okoli šibke osi z. Na nosilcih so privijačene lege, ki služijo tudi kot bočne podpore za nosilce. Na enem delu nosilca je sedem leg, torej jih je skupno na celotnem nosilcu štirinajst. Razmak med legami znaša 106,3 cm. Kot bočna podpora služi vsaka druga lega, torej sta bočni podpori tretja in peta lega. Uklonska dolžina okoli močne osi je 1200 cm, uklonska dolžina okoli šibke osi pa 212,6 cm.

$$L_{uy} = 1200\text{ cm}$$

$$L_{uz} = 212,6\text{ cm}$$

Izračun relativne vitkosti ( $\lambda$ ) in redukcijskega uklonskega faktorja ( $\chi$ )

$$\bar{\lambda}_y = \frac{l_{u,y}}{i_y \lambda_1} = \frac{1200 \text{ cm}}{12,5 \text{ cm} * 93,9 * 0,81} = 1,262$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{l_{u,z}}{i_z \lambda_1} = \frac{212,6 \text{ cm}}{3,35 \text{ cm} * 93,9 * 0,81} = 0,834$$

$$\phi_y = 0,5(1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2) = 0,5(1 + 0,21(1,26 - 0,2) + 1,26^2) = 1,405$$

$$\phi_z = 0,5(1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2) = 0,5(1 + 0,34(0,834 - 0,2) + 0,834^2) = 0,955$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 + \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{1,405 + \sqrt{0,1,405^2 + 1,26^2}} = 0,492$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 + \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{0,955 + \sqrt{0,955^2 + 0,834^2}} = 0,704$$

Projektna uklonska nosilnost

Uklon okoli močne osi - y:

$$N_{b,y,Rd} = \frac{\chi_y A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,492 * 53,8 \text{ cm}^2 * 35,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,0} = 939,8 \text{ kN}$$

Uklon okoli šibke osi - z:

$$N_{b,z,Rd} = \frac{\chi_z A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,704 * 53,8 \text{ cm}^2 * 35,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,0} = 1344,1 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} \leq \min\{N_{b,y,Rd}; N_{b,z,Rd}\}$$

$$90,7 \text{ kN} \leq \min\{939,8 \text{ kN}; 1334,1 \text{ kN}\} = 939,8 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad OK$$

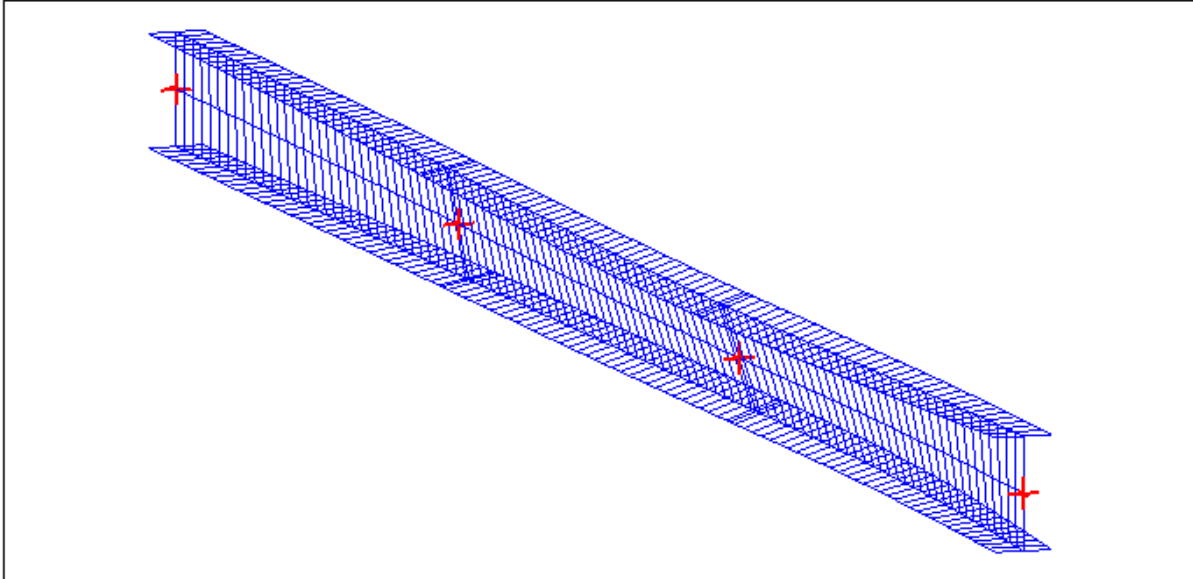
### **Bočna zvrnitev**

#### Izračun elastičnega kritičnega momenta - $M_{CR}$

Lomljeni nosilec ima sedem bočnih podpor na medsebojni razdalji 212,3 cm. Kjer je negativni moment, tam bočno podpremo spodnjo tlačno pasnico z t.i. ročicami, ki so povezane z lego. Če je pozitiven moment, ročic ne potrebujemo, ker je tlačna zgornja pasnica in bočno podporo predstavlja lega sama.

Elastični kritični moment  $M_{CR}$  izračunamo s pomočjo računalniškega programa LTBeam, kjer podamo profil nosilca, potek upogibnega momenta in osne tlačne sile ter pozicijo bočnih podpor.

Mode	$\mu_{cr}$	$M_{max,cr}$ [kN.m]	$x(M_{max})$ [m]	$N_{max,cr}$ [kN]	$x(N_{max})$ [m]
1	4,041	-448,56	6,38	-354,25	6,316



Slika 28: Prva oblika bočne zvrnitve

$$M_{CR} = 448,56 \text{ kNm}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{628 \text{ cm}^3 * 35,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{44856 \text{ kNcm}}} = 0,705$$

$$\phi_{LT} = 0,5(1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta * \bar{\lambda}_{LT}^2)$$

$$\phi_{LT} = 0,5(1 + 0,34(0,705 - 0,4) + 0,75 * 0,705^2) = 0,738$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 + \beta \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{0,738 + \sqrt{0,738^2 + 0,75 * 0,705^2}} = 0,867$$

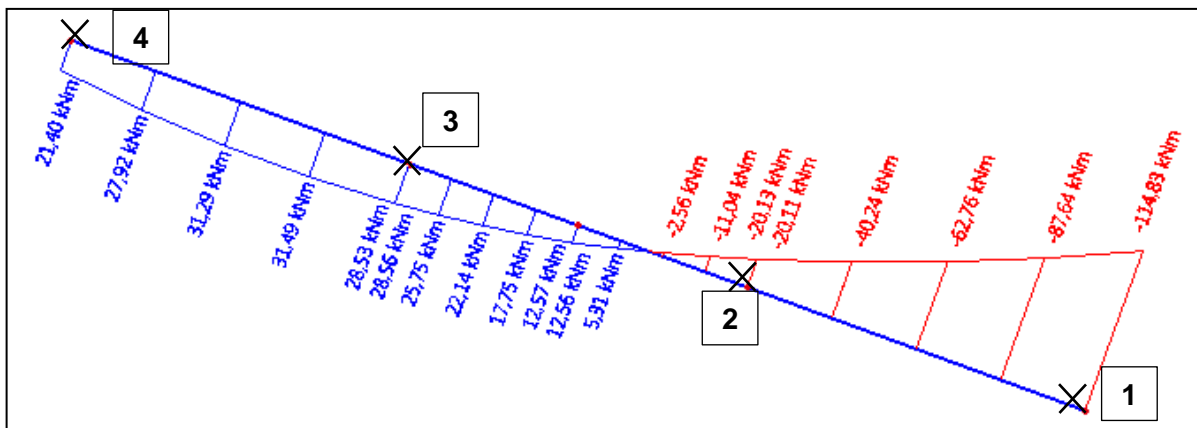
$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,867 * 628 \text{ cm}^3 * 35,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,0} = 193,29 \text{ kNm}$$

$$\beta = 0,75; \bar{\lambda}_{LT,0} = 0,4; \alpha_{LT} = \alpha \text{ (krivulja b)} = 0,34$$

$$M_{b,Rd} = 193,29 \text{ kNm} < M_{y,Ed} = 114,8 \text{ kNm} \quad \text{OK}$$

### Interakcija tlačno in upogibno obremenjenih elementov

Faktorji nadomestnega upogibnega momenta :



Slika 29: Potek momenta  $M_{y,Ed}$  na enem delu lomljenega nosilca, z lokacijo bočnih podpor

Prvo in četrto bočno podpore predstavljajo slemenske in kapne prečke HEA 140, ki se priključijo na sredino lomljenega nosilca IPE 300. Drugo in četrto bočno podpore pa predstavljajo strešne lege SHS 100/100/4, ki so privijačene s kotniki na zgornjo pasnico nosilca IPE 300. Pri vseh legah, ki služijo kot bočne podpore predpišemo ročice, ki so povezane s spodnjo pasnico nosilca, tako da tudi podpirajo spodnji del pasni, ki so lahko v tlaku.

$$C_{my} : \begin{cases} \Psi = \frac{21,4kNm}{-114,8kNm} = -0,186 \\ \alpha_s = \frac{31,5}{-114,8} = -0,274 \end{cases} \rightarrow C_{my} = 0,1(1 - \Psi) - 0,8\alpha_s = 0,339 \geq 0,4 \rightarrow C_{my} = 0,4$$

$$C_{mLT} : \Psi = \frac{21,4kNm}{114,8kNm} = 0,186 \rightarrow C_{mLT} = 0,6 + 0,4 * 0,186 = 0,672 \geq 0,4 \rightarrow C_{mLT} = 0,672$$

$$C_{mz} = 0$$

### Izračun interakcijskih faktorjev

Račun interakcijskih faktorjev naredimo za elemente, ki so občutljivi na bočno zvrnitev in spadajo v 1. ali 2. RK.

$$k_{yy} = \min \left\{ C_{my} \left( 1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y A_i f_y / \gamma_{M1}} \right); \left\{ C_{my} \left( 1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y A_i f_y / \gamma_{M1}} \right) \right\} \right.$$

$$= \min \left\{ \begin{array}{l} 0,4 \left( 1 + (1,262 - 0,2) \frac{92,3kN}{0,492 * 53,8cm^2 * 35,5 \frac{kN}{cm^2}} \right) = 0,441 \\ 0,4 \left( 1 + 0,8 \frac{92,3kN}{0,492 * 53,8cm^2 * 35,5 \frac{kN}{cm^2}} \right) = 0,431 \end{array} \right. \rightarrow k_{yy} = 0,431$$

$$k_{zy} = \max \left\{ 1 - \frac{0,1\bar{\lambda}_z N_{Ed}}{(C_{mLT} - 0,25)\chi_z A_i f_y / \gamma_{M1}}; 1 - \frac{0,1N_{Ed}}{(C_{mLT} - 0,25)\chi_z A_i f_y / \gamma_{M1}} \right\}$$

$$= \max \left\{ \begin{array}{l} \left( 1 - \frac{0,1 * 0,833 * 90,7kN}{(0,672 - 0,25)0,704 * 53,8cm^2 * 35,5 \frac{kN}{cm^2}} \right) = 0,986 \\ \left( 1 - \frac{0,1 * 90,7kN}{(0,672 - 0,25)0,704 * 53,8cm^2 * 35,5 \frac{kN}{cm^2}} \right) = 0,984 \end{array} \right. \rightarrow k_{zy} = 0,986$$

$$KONTROLA 1 \quad \frac{N_{Ed}}{\chi_y A_i f_y / \gamma_{M1}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} W_{pl,y} f_y / \gamma_{M1}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{W_{pl,z} f_y / \gamma_{M1}} \leq 1,0$$

$$\frac{90,7kN}{0,492 * 53,8cm^2 * 35,5 \frac{kN}{cm^2} / 1,0} + 0,431 * \frac{114,8kNm * 100}{0,867 * 628cm^3 * 35,5 \frac{kN}{cm^2} / 1,0} = 0,359 \leq 1,0 \quad OK$$

$$KONTROLA 2 \quad \frac{N_{Ed}}{\chi_z A_i f_y / \gamma_{M1}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} W_{pl,y} f_y / \gamma_{M1}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{W_{pl,z} f_y / \gamma_{M1}} \leq 1,0$$

$$\frac{90,7kN}{0,704 * 53,8cm^2 * 35,5 \frac{kN}{cm^2} / 1,0} + 0,986 * \frac{114,8kNm * 100}{0,867 * 628cm^3 * 35,5 \frac{kN}{cm^2} / 1,0} = 0,653 \leq 1,0 \quad OK$$

Preglednica 17: Vrednosti parametrov pri kontroli stabilnosti elementa

Vrednosti parametrov pri kontrolah stabilnosti elementa B158 - IPE 300		
Bočna zvrnitev	$M_{CR} [kNm]$	448,56
	$\lambda_{LT}$	0,705
	$\chi_{LT}$	0,867
	$M_{b,Rd} [kNm]$	193,3
Upogibni uklon	$\lambda_y$	1,262
	$\lambda_z$	0,833
	$\chi_y$	0,492
	$\chi_z$	0,704
	$N_{b,y,Rd} [kN]$	939,8
	$N_{b,z,Rd} [kN]$	1344,1
Interakcijski faktorji in faktorji nadomestnega	$C_{my}$	0,4
	$C_{mz}$	0
	$C_{mLT}$	0,664

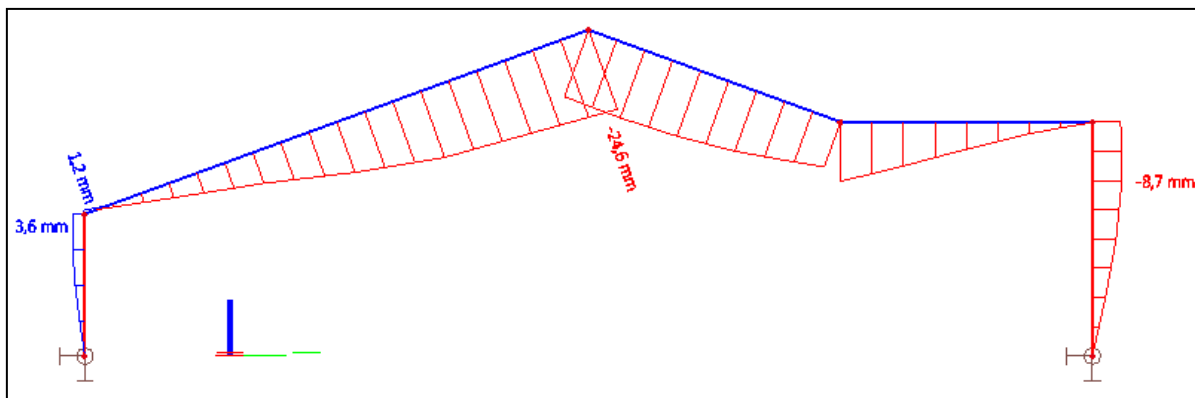
upogibnega momenta	$k_{yy}$	0,431		
	$k_{zy}$	0,986		
<b>KONTROLA 1</b>		<b>0,359</b>		<b>1 ok</b>
<b>KONTROLA 2</b>		<b>0,653</b>		<b>1 ok</b>

Preglednica 18: Povzetek kontrol iz SCIA Steel check

NOSILEC B158 – IPE 300, 3. RK						
Projektna obremenitev		Projektna odpornost		Izkoriščenost	Kontrole	
$N_{Ed}[kN]$	-90,7	$N_{pl,Rd}[kN]$	1909,9	0,05	M+N+V	0,28
$M_{y,Ed}[kNm]$	-114,9	$M_{pl,y,Rd}[kNm]$	223,1	0,51	Uklon	0,11
$M_{z,Ed}[kNm]$	-0,6	$M_{pl,z,Rd}[kNm]$	44,5	0,01	Bočna zvrnitev	/
$V_{y,Ed}[kN]$	1,3	$V_{pl,y,Rd}[kN]$	697,3	0,0	K1	0,77
$V_{z,Ed}[kN]$	53,4	$V_{pl,z,Rd}[kN]$	526,1	0,10	K2	0,81

### 5.1.1.5 Kontrola pomikov

Pri kontroli vertikalnih pomikov uporabimo karakteristično obtežno kombinacijo za MSU, saj upogibki predstavljajo reverzibilno stanje, torej elastične deformacije. Največji upogib okvira se zgodi pri dvakrat zlomljenemu nosilcu v osi 9. To je tudi največji vertikalni upogib konstrukcije, ki se zgodi pri obtežni kombinaciji NC16.



Slika 30: Največji upogib zlomljenega nosilca pri obtežni kombinaciji NC16

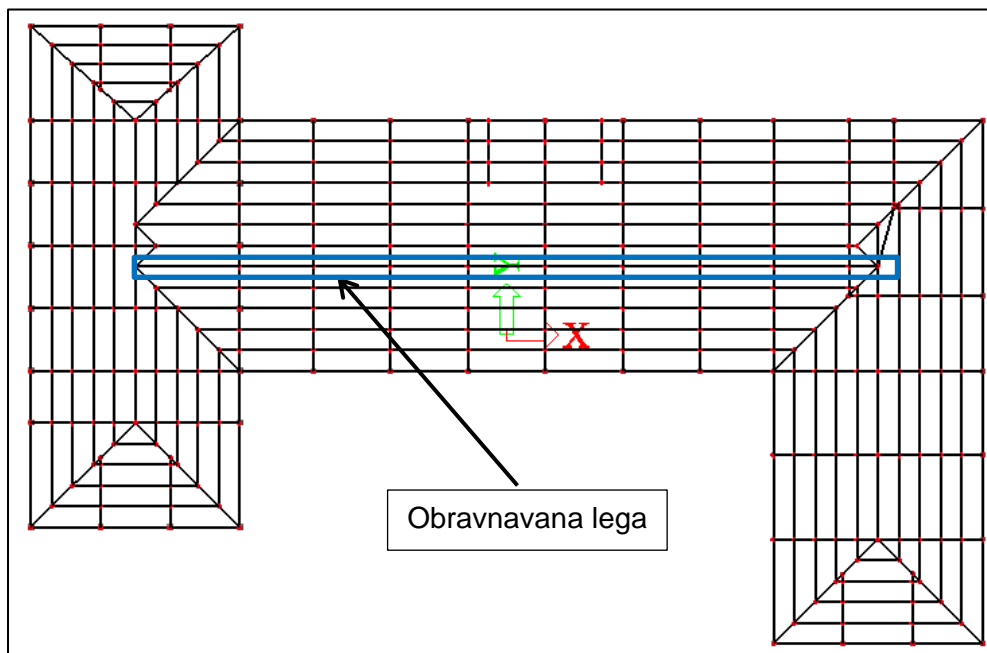
$$u_{z,Ed,IPE300} = 24,6 \text{ mm} < u_{z,max} = \frac{L}{300} = \frac{12000\text{mm}}{300} = 40 \text{ mm}$$

$$u_{y,Ed,HEB200} = 8,7 \text{ mm} < u_{y,max} = \frac{L}{300} = \frac{2775\text{mm}}{300} = 9,25 \text{ mm}$$

Vertikalni pomik konstrukcije je manjši od dovoljene maksimalne vrednosti. Za kriterij smo izbrali streho oziroma strop, ki nosi krhko oblogo (npr. mavec)

## 5.2 Lege SHS 100/100/4

Lege so na strehi razporejene v rastru 106 cm. V osrednjem delu je na eni strešini 7 leg, v levem in desnem krilu pa 6 leg. Lego modeliramo posebej kot kontinuirani nosilec, kjer podpore predstavljajo nosilni okviri kamor nalegajo lege. Obravnavana lega nima funkcije prenosa horizontalnih sil, zaradi vetra, potresa ali izbočnih sil. Horizontalne sile prenašajo tretja in peta lega, vendar pa se v teh legah pojavijo veliko manjši momenti zaradi manjšega razpona med podporami. Tlačne sile, ki se pojavijo v teh legah so majhne, cca 20 kN. Zato dimenzioniramo lego, ki ima največji razpon med podporama ( slika 31 ).



Slika 31: Tloris strehe z legami

### 5.2.1 Obtežba

Površinsko obtežbo pretvorimo na linijsko, tako da jo pomnožimo z razdaljo med legami  $b = 1,06$  m. Obtežbo s snegom in stalno težo moramo razdeliti na dve komponenti in sicer na komponento v z smeri in y smeri. Tako pride v legi do dvoosnega upogiba. Obravnavamo lego, ki ima največji razpon med podporama  $L = 5$  m. Za lego izberemo pravokotni votel profil SHS 100/100/4.

Lastna in stalna obtežba: 
$$G = 0,70 \frac{kN}{m^2} * 1,06 m = 0,742 \frac{kN}{m}$$

Sneg: 
$$S = 1,21 \frac{kN}{m^2} * 1,06 m = 1,283 \frac{kN}{m}$$

Veter (tlak): 
$$W(tlak) = 0,334 \frac{kN}{m^2} * 1,06 m = 0,354 \frac{kN}{m}$$

Veter (srk): 
$$W(srk) = 0,40 \frac{kN}{m^2} * 1,06 m = 0,424 \frac{kN}{m}$$

**Obtežba v z smeri:**



$$G = 0,742 \frac{kN}{m} * \cos(20^\circ) = 0,695 \frac{kN}{m}$$

$$S = 1,283 \frac{kN}{m} * \cos(20^\circ) = 1,205 \frac{kN}{m}$$

$$W(tlak) = 0,354 \frac{kN}{m}$$

$$W(srk) = 0,424 \frac{kN}{m}$$

### Obtežba v y smeri:

$$G = 0,742 \frac{kN}{m} * \sin(20^\circ) = 0,254 \frac{kN}{m}$$

$$S = 1,283 \frac{kN}{m} * \sin(20^\circ) = 0,439 \frac{kN}{m}$$

### Kombinacije vplivov :

Pri MSN za lege obravnavamo 2 različna primera. Prvi primer je, ko na lege deluje tlak zaradi obtežbe vetra in drugi primer je, ko deluje srk.

1. Tlak:  $MSN1 = 1,35 G + 1,5 S + 0,9 W(tlak)$

2. Srk:  $MSN2 = 1,00 G + 1,5 W(srk)$

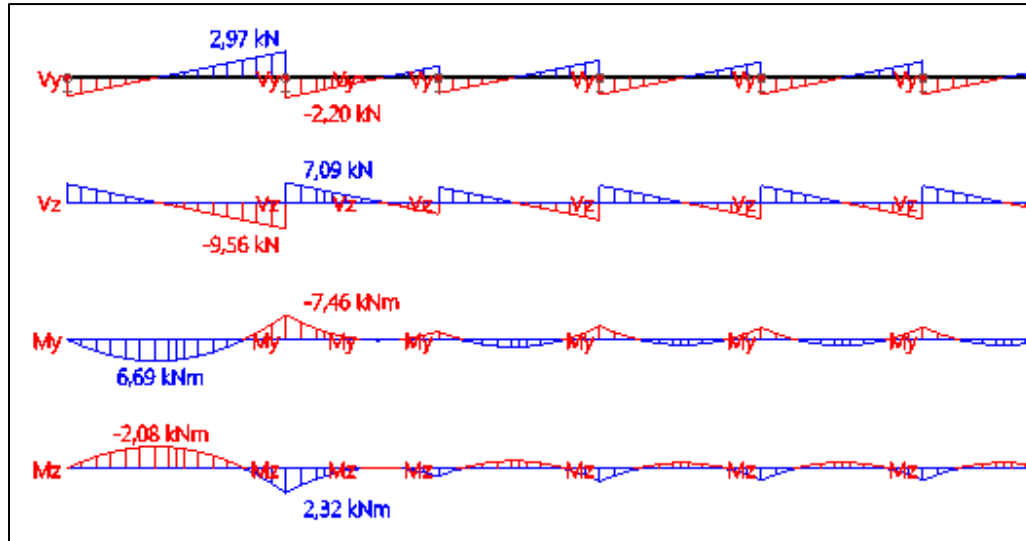
Pri MSU imamo karakteristično kombinacijo vplivov. Upoštevamo samo tlak.

Tlak:  $MSU1 = 1,0 G + 1,0 S + 0,5 W$

$$MSU2 = 1,0 G + 1,0 W + 0,6 S$$

## 5.2.2 Tlačna obremenitev vetra

### 5.2.2.1 Notranje sile



Slika 32: Notranje sile v legah MSN1

Notranje sile:

$$M_{Ed,y} = -7,46 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,z} = -2,32 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed,z} = -9,56 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} = -2,97 \text{ kN}$$

Geometrijske karakteristike:

$$A = 15,2 \text{ cm}^2$$

$$L_{uy} = 500 \text{ cm}$$

$$L_{uz} = 500 \text{ cm}$$

$$t_w = 5 \text{ mm}$$

$$h_w = 100 \text{ mm}$$

$$t_f = 5 \text{ mm}$$

$$b = 100 \text{ mm}$$

$$r = 6 \text{ mm}$$

$$\eta = 1,2$$

### 5.2.2.2 Dimenzioniranje lege

**Notranji tlačeni deli – tlak**

$$c/t \leq 33\varepsilon \rightarrow \frac{88\text{mm}}{4\text{mm}} \leq 33 * 1,0 \rightarrow 22,0 \leq 33,0$$

Notranji del prereza je v 1. RK.

**Kompaktnost stojine**

$$\frac{h_w}{t_w} \leq 72 \frac{\varepsilon}{\eta} \rightarrow \frac{100\text{mm}}{4\text{mm}} \leq \frac{72 * 1,0}{1,2} \rightarrow 25,0 \leq 60,0$$

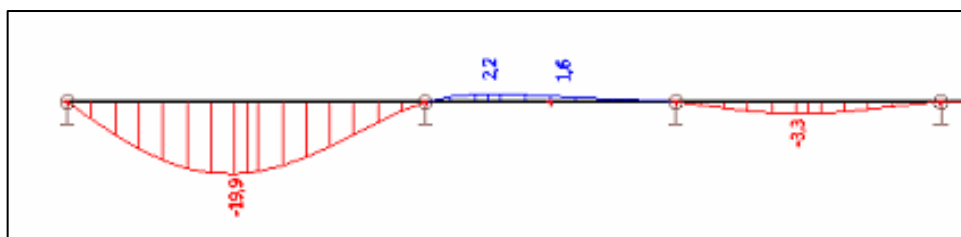
Stojina je kompaktna. Celoten prerez je v 1. RK.

V spodnji tabeli so izpisane vrednosti maksimalnih obremenitev in projektne odpornosti profila. Izpisane so kontrole nosilnosti prereza in stabilnosti elementa.

Preglednica 19: Obremenitve, odpornosti in kontrole lege SHS 100/100/4

LEGA SHS 100/100/4, 1.RK						
Projektna obremenitev		Projektna odpornost		Izkoriščenost	Kontrole	
$N_{Ed}[kN]$	/	$N_{pl,Rd}[kN]$	357,2	/	Dvoosni upogib	0,47
$M_{y,Ed}[kNm]$	-7,46	$M_{pl,y,Rd}[kNm]$	12,69	0,59	Uklon	/
$M_{z,Ed}[kNm]$	2,32	$M_{pl,z,Rd}[kNm]$	12,69	0,18	Bočna zvrnitev	/
$V_{y,Ed}[kN]$	2,97	$V_{pl,y,Rd}[kN]$	103,11	0,03	K1	0,70
$V_{z,Ed}[kN]$	-9,56	$V_{pl,z,Rd}[kN]$	103,11	0,09	K2	0,54

### 5.2.2.3 Kontrola pomikov

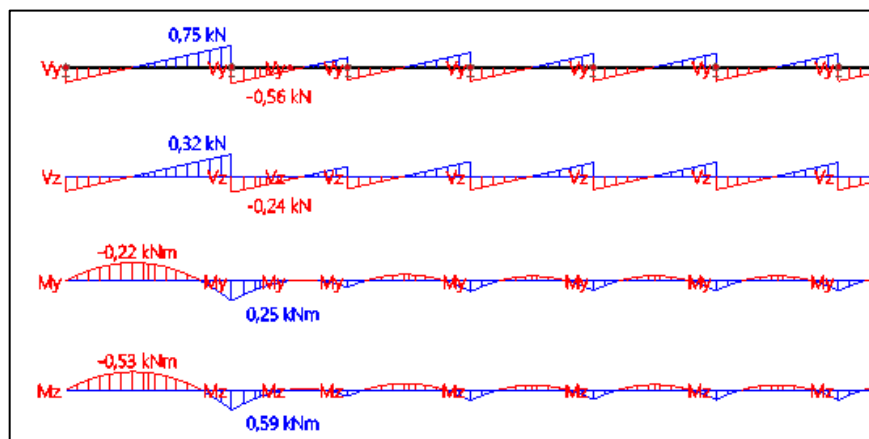


Slika 33: Upogibek lege pri MSU1

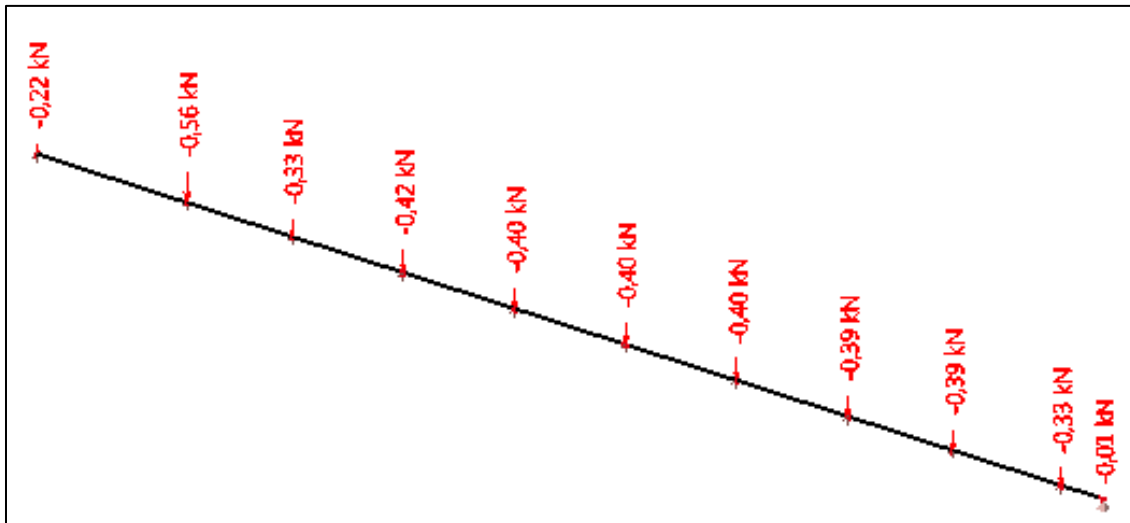
$$u_{z,Ed,MSU} = 19,9 \text{ mm} < u_{z,max} = \frac{L}{250} = \frac{5000\text{mm}}{250} = 20 \text{ mm}$$

### 5.2.3 Srk

Notranje sile pri obtežbi srkov so veliko manjše od notrajnih sil pri obtežbi tlaka. Iz rezultatov notranjih sil, lahko sklepamo, da srki niso merodajni.



Slika 34: Notranje sile pri srku MSN2

Slika 35: Reakcija  $R_z$  v podporah pri MSN2

Natezne sile, ki se pojavijo v podporah so zelo majhne  $R_{z,srk} = 0,56 \text{ kN}$ , zato jih lahko zanemarimo. Pri spoju leg na nosilce nam ne bo treba dimenzionirati spoja na iztrg vijakov.

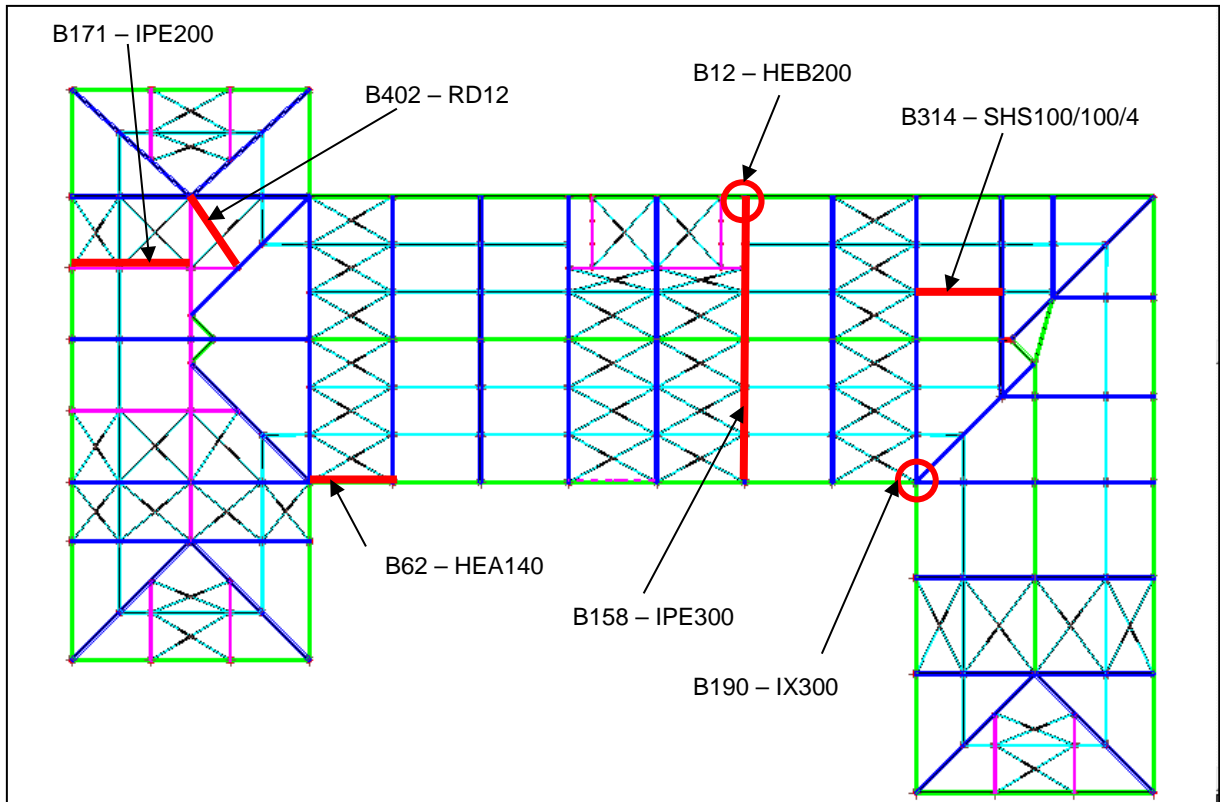
### 5.3 Dimenzioniranje preostalih profilov

Pri dimenzioniranju obravnavamo najbolj obremenjen oziroma izkoriščen element glede na tip prečnega prereza. V programu SCIA najprej določimo elemente, ki so najbolj izkoriščeni za vsak profil posebej. Pri dimenzioniranju si pomagamo s programom SCIA Engineer, ki nam izračuna vse potrebne kontrole in njihovo izkoriščenost. Pomembno je, da izkoriščenost ne preseže vrednosti 1,0. Program uporabi pri kontroli stabilnost, kjer pride do interakcije uklona in upogibnega momenta enačbe iz standarda SIST EN 1993-1-1, poglavje 6.3.3 (6.61) in (6.62). Za izračun interakcijskih faktorjev  $k_{ij}$  smo določili 1. metodo, ki je zahtevnejša in bolj natančna. Enačbe za izračun interakcijskih faktorjev so na voljo v standardu SIST EN 1993-1-1: 2005, Dodatek A.

6. Check of steel							
Nonlinear calculation, Extreme : Cross-section							
Selection : All							
Class : RC3_MSN_nelin							
Case	Member	css	mat	dx [m]	un.check [-]	sec.check [-]	stab.check [-]
NC4	B12	CS32 - HEB200	S 355	0,000	0,53	0,14	0,53
NC16	B62	CS27 - HEA140	S 355	1,752	0,16	0,06	0,16
NC1	B171	CS6 - IPE200	S 355	3,189	0,96	0,17	0,96
NC4	B158	CS1 - IPE300	S 355	0,000	0,81	0,51	0,81
NC3	B190	CS9 - IX	S 355	0,000	0,56	0,17	0,56
NC7	B314	CS20 - SHS100/100/4.0	S 235	1,803	0,22	0,12	0,22
NC1	B402	CS31 - RD12	S 355	0,000	0,66	0,66	0,00

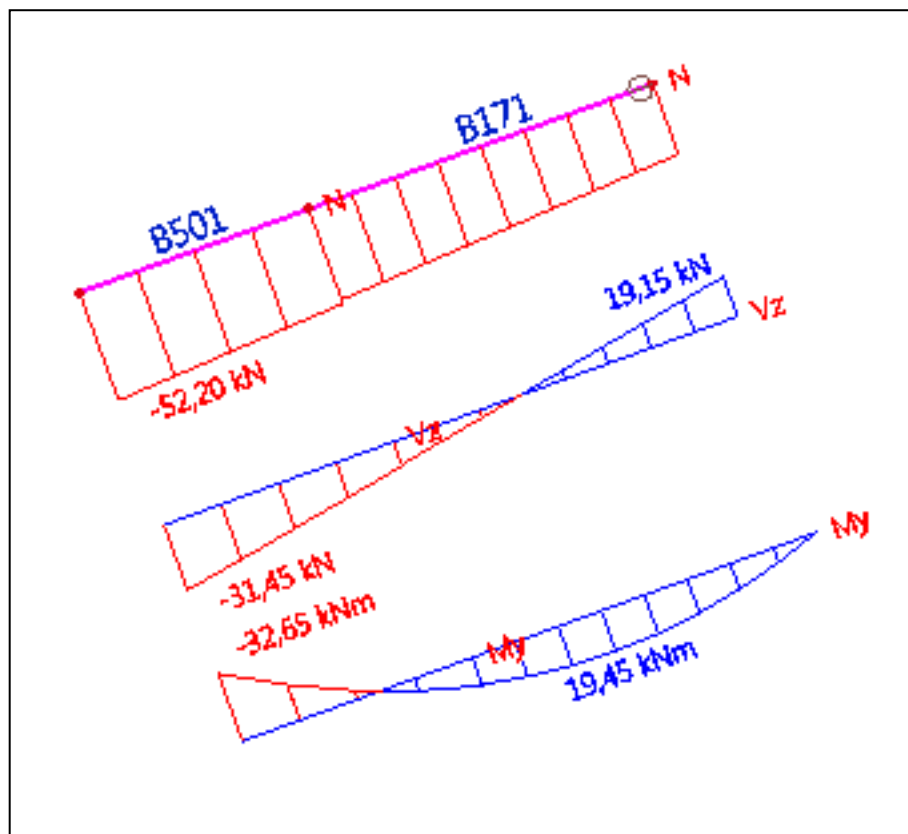
Slika 36: Maksimalna izkoriščenost elementov glede na vrsto profila

Izkoriščenosti nekaterih elementov so nizke. Steber HEB 200 in IX 300 sta izkoriščena le nekaj več kot 50%. Vedeti moramo, da smo take stebre izbrali zaradi same izvedbe in nosilnosti momentnih spojev, ki so projektirani na plastično nosilnost nosilcev IPE 300.



Slika 37: Prikaz lokacije preostalih profilov

### 5.3.1 Nosilec B175 – IPE 200

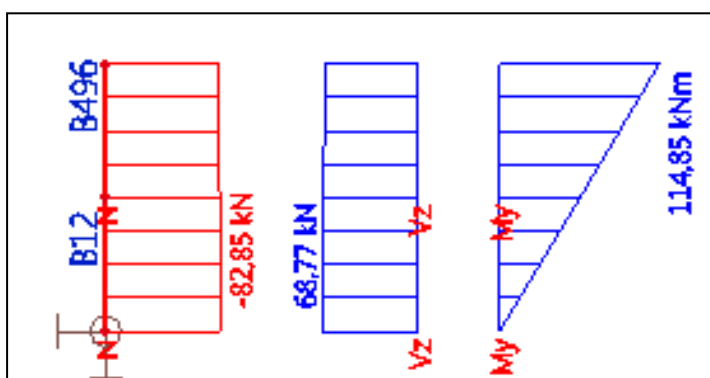


Slika 38: Prikaz notranjih sil za steber B12 pri kombinaciji NC1

Preglednica 20: Obremenitve, odpornosti in kontrole nosilca B171

Nosilec B171 – IPE 200, 2. RK						
Projektna obremenitev		Projektna odpornost		Izkoriščenost	Kontrole	
$N_{Ed}$ [kN]	-45,8	$N_{pl,Rd}$ [kN]	1011,8	0,05	M+N	0,03
$M_{y,Ed}$ [kNm]	13,0	$M_{pl,y,Rd}$ [kNm]	78,3	0,17	Uklon	0,18
$M_{z,Ed}$ [kNm]	/	$M_{pl,z,Rd}$ [kNm]	/	/	Bočna zvrnitev	0,31
$V_{y,Ed}$ [kN]	/	$V_{pl,y,Rd}$ [kN]	/	/	K1	0,96
$V_{z,Ed}$ [kN]	-11,0	$V_{pl,z,Rd}$ [kN]	287,3	0,04	K2	0,65

### 5.3.2 Steber B12 – HEB 200

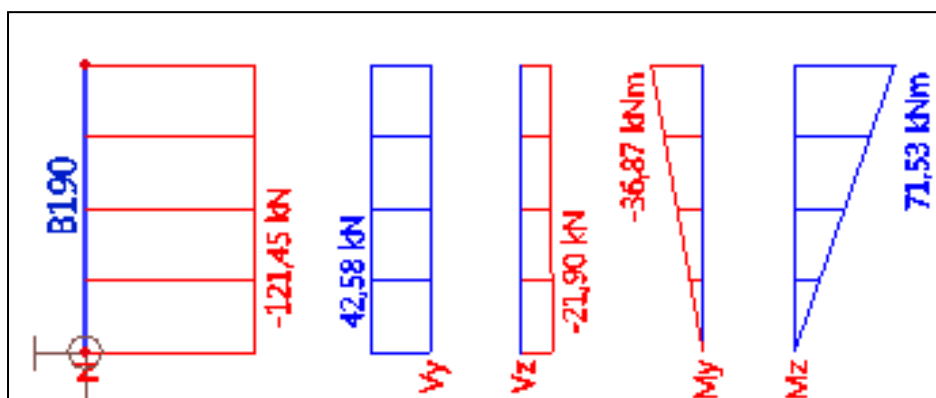


Slika 39: Prikaz notranjih sil za steber B12 pri kombinaciji NC4

Preglednica 21: Obremenitve, odpornosti in kontrole stebra B12

Steber B12 – HEA 200, 1. RK						
Projektna obremenitev		Projektna odpornost		Izkoriščenost	Kontrole	
$N_{Ed}$ [kN]	-82,8	$N_{pl,Rd}$ [kN]	2772,6	0,03	M+N	0,51
$M_{y,Ed}$ [kNm]	0	$M_{pl,y,Rd}$ [kNm]	228,3	0,51	Uklon	/
$M_{z,Ed}$ [kNm]	/	$M_{pl,z,Rd}$ [kNm]	108,6	/	Bočna zvrnitev	/
$V_{y,Ed}$ [kN]	/	$V_{pl,y,Rd}$ [kN]	1286,7	/	K1	0,53
$V_{z,Ed}$ [kN]	68,8	$V_{pl,z,Rd}$ [kN]	508,9	0,14	K2	0,29

### 5.3.3 Steber B190 – IX 300 (2 x IPE 300)



Slika 40: Prikaz notranjih sil za steber B190 pri kombinaciji NC3

Preglednica 22: Obremenitve, odpornosti in kontrole stebra B190

Steber B190 – IX (IPE 300, IPET 300) 3. RK						
Projektna obremenitev		Projektna odpornost		Izkoriščenost	Kontrole	
$N_{Ed}[kN]$	-122,5	$N_{pl,Rd}[kN]$	3824,0	0,03	N+V	0,17
$M_{y,Ed}[kNm]$	0	$M_{pl,y,Rd}[kNm]$	274,5	0,0	Uklon	/
$M_{z,Ed}[kNm]$	0	$M_{pl,z,Rd}[kNm]$	267,8	0,0	Bočna zvrnitev	/
$V_{y,Ed}[kN]$	-22,3	$V_{pl,y,Rd}[kN]$	472,3	0,05	K1	0,56
$V_{z,Ed}[kN]$	45,9	$V_{pl,z,Rd}[kN]$	481,0	0,10	K2	0,56

Op. Pri izpisu program izračuna, da je prerez v 3 razredu kompaktnosti. To se zgodi zato, ker ga izračuna na mestu podpore, kjer je vrednost momenta enaka nič. Zato nam poda tudi vrednosti notranjih sil na mestu, kjer je izračunan razred kompaktnosti. Na tem mestu naredi tudi kontrolo nosilnosti prereza. Kontrolo stabilnosti elementa dela na celotnem elementu po odsekih, kjer pa so momenti različni od nič.

### 5.3.4 Povezovalni nosilec B62 – HEA 140

Preglednica 23: Obremenitve, odpornosti in kontrole prečke B62

Prečka B62 – HEA 140, 1 RK						
Projektna obremenitev		Projektna odpornost		Izkoriščenost	Kontrole	
$N_{Ed}[kN]$	-67,6	$N_{pl,Rd}[kN]$	1114,7	0,06	Uklon	0,16

Pri prečkah HEA 140 upoštevamo kot merodajno kontrolo uklon elementa, zaradi tlačne sile. V izpisu SCIE so izvedene vse kontrole, saj program upošteva vse notranje sile, tudi moment zaradi lastne teže. Ta je zanemarljivo majhen.

### 5.3.5 Paličje RD 12

Preglednica 24: Obremenitve, odpornosti in kontrole diagonale B402

Diagonala B402 – RD 12						
Projektna obremenitev		Projektna odpornost		Izkoriščenost	Kontrole	
$N_{Ed}[kN]$	28,8	$N_{pl,Rd}[kN]$	40,15	0,70	Nateg	0,70

## 6 POTRESNA ANALIZA

Pri analizi strešne jeklene konstrukcije upoštevamo tudi potresno obtežbo. Ker analiziramo strešno konstrukcijo posebej od obstoječega objekta, pride pri upoštevanju potresa do manj natančnih rezultatov. Za bolj natančno potresno analizo bi morali upoštevati celoten obstoječi objekt in strešno konstrukcijo kot celoto.

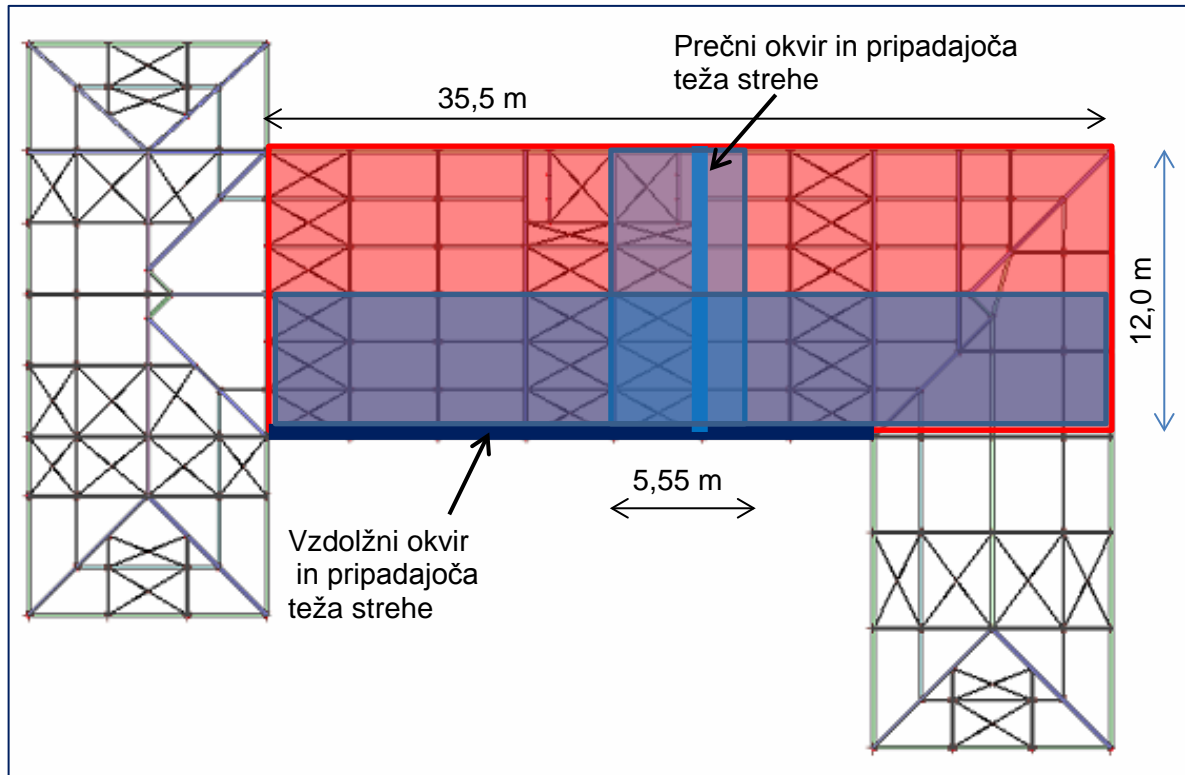
Zaradi majhne lastne teže strešne konstrukcije in stalne obtežbe predvidevamo, da potresna obremenitev ne bo velika in s tem ne bo narekovala dimenzije elementov. Predpostavimo, da je obravnavana strešna konstrukcija postavljena na popolnoma togem objektu, ki stoji na tleh tipa S1. To pomeni, da ima konstrukcija nizko stopnjo duktilnosti, kjer se sipa zelo malo energije. Faktor obnašanja konstrukcije predpostavimo, da je  $q = 1,5$ . To pomeni, da ima konstrukcija nizko stopnjo duktilnosti, kjer se sipa zelo malo energije. Vsi elementi bodo ostali v elastičnem območju. S tem dvema predpostavkama dobimo večje notranje sile.

Potresne sile bomo izračunali na poenostavljen način, z metodo vodoravnih sil. Naredili bomo 2D model, kjer obravnavamo samo osrednji del strehe. V prečni smeri obravnavamo pomični okvir, v vzdolžni smeri pa okvir s centričnim povezjem.

### 6.1 2D model

Ker bomo obravnavali strešno konstrukcijo ločeno od obstoječega objekta, bomo pri 2D modelu naredili določene poenostavitve, s katerimi bomo na varni strani. Obravnavali bomo osrednji del, kjer največ teže odpade na pomični okvir. Pri delu, kjer se zunanje požarno stopnišče priključi na obstoječi objekt se nahaja edini - dvakrat zlomljeni nosilec. Na tem mestu se na obeh straneh nosilca nahaja horizontalno povezje. Namen tega povezja je, da razbremenimo ta nosilec in prenesemo del vertikalne obremenitve na sosednja pomična okvira. Zato lahko predpostavimo, da sosednja okvira prevzameta tudi del teže, ki bi sicer moral odpasti na ta okvir. Tako sta te dva okvira najbolj obremenjena v celotni konstrukciji in ju zato tudi obravnavamo pri potresu.





Slika 41: Obravnavani del strehe

Za kontrolo rezultatov modalne analize pri 3D modelu bomo naredili še 2D model. Obravnavali bomo osrednji del strehe, kjer bomo analizirali pomični okvir v prečni y smeri in okvir s centričnim povezjem v vzdolžni x smer. Naredili bomo linearno elastično analizo z uporabo metode vodoravnih sil.

### 6.1.1 Podatki za izračun tež

Dimenzije tlorisa strehe označenega območja na zgornji sliki 41

$$a = 35,5 \text{ m}$$

$$b = 12,0 \text{ m}$$

Dimenzije nosilcev in stebrov

$$l_{IPE300} = 2 * 6,38 \text{ m}$$

$$h_{HEB200} = 1,685 \text{ m}$$

#### Teža strehe, ki odpade na prečni okvir:

Označeni prečni okvir na sliki 41 prevzame obremenitev:

$$G_{\perp, stalna} = 0,8 \frac{kN}{m^2} * 12,0m * 5,55m = 53,3 \text{ kN}$$

$$G_{\perp, lastna} = G_{HEB200} * 2 * h + G_{IPE300} * l$$

$$= \left( 61,3 \frac{kg}{m} * 2 * 1,685m + 42,2 \frac{kg}{m} * 2 * 6,38m \right) * 9,81 \frac{m}{s^2} * 10^{-3} = 7,68 kN$$

$$G_{\perp} = G_{\perp, stalna} + G_{\perp, lastna} = 53,3 kN + 7,68 kN = 61,0 kN$$

$$M_{\perp} = \frac{61,0 kN * 1000}{9,81 m/s^2} = 6218,1 kg$$

### **Teža strehe, ki odpade na vzdolžni okvir:**

Težo strehe in težo stalne obtežbe bomo za označeno rdeče območje izračunali iz reakcij v podporah v tem območju (slika 42 in slika 43). V rdečem območju sta dva vzdolžna okvira, zato na enega odpade polovica izračunane teže.

$$G_{\parallel, lastna} = \sum R_{z, lastna} = 160,5 kN$$

$$G_{\parallel, stalna} = \sum R_{z, stalna} = 436,2 kN$$

$$G_{\parallel} = \frac{G_{stalna} + G_{lastna}}{2} = \frac{436,2 kN + 160,5 kN}{2} = 298,4 kN$$

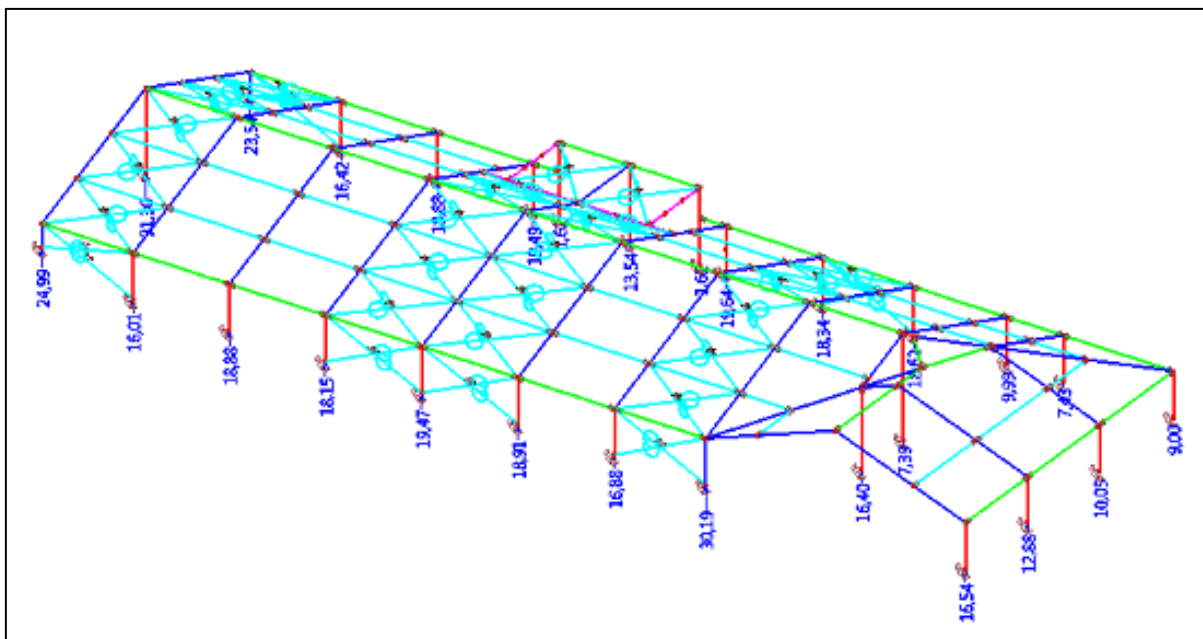
$$M_{\parallel} = \frac{298,4 kN * 1000}{9,81 m/s^2} = 30418 kg$$

Preglednica 25: Reakcije v podporah v rdečem območju - lastna teža

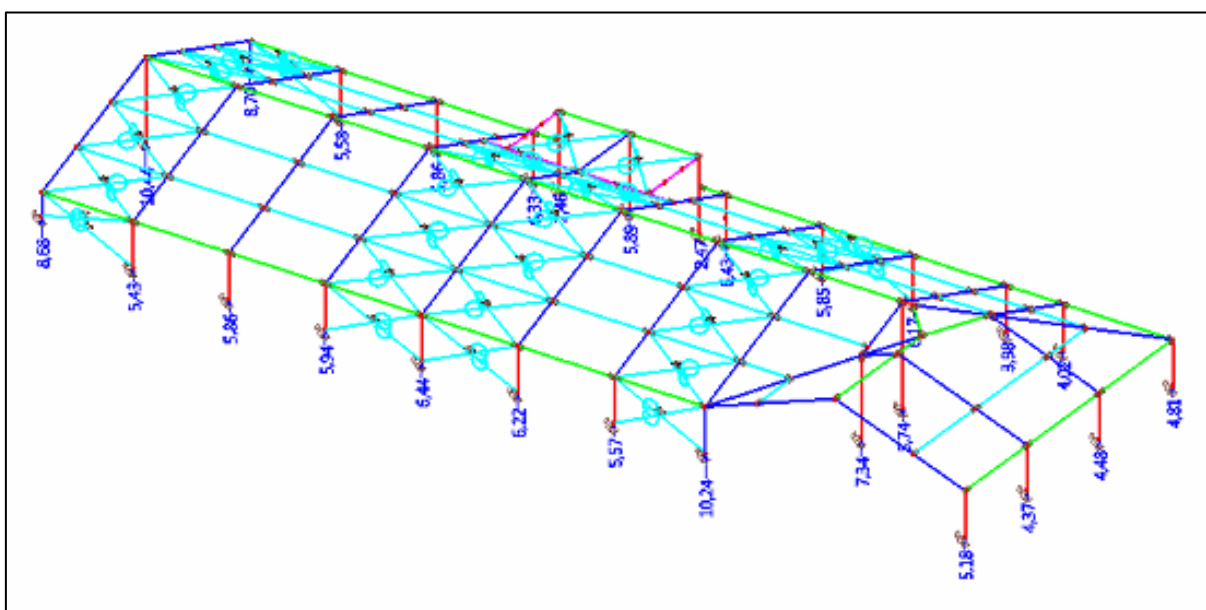
Reakcije – $R_{z, lastna, i}$ [kN]										
8,68	5,43	5,86	5,94	6,44	6,22	5,57	10,24	5,18	4,37	4,48
4,81	4,02	3,98	6,17	5,85	6,43	2,47	5,89	2,46	6,33	5,86
5,58	8,7	10,44	7,34	5,74						

Preglednica 26: Reakcije v podporah v rdečem območju - stalna obtežba

Reakcije – $R_{z, stalna, i}$ [kN]										
25	16	18,88	18,15	19,47	18,91	16,88	30,19	16,54	12,88	10,09
9	7,43	9,99	18,62	18,34	19,64	1,62	13,54	1,62	19,49	18,88
16,42	23,54	31,3	16,4	7,39						



Slika 42: Reakcije v podporah pri stalni obtežbi



Slika 43: Reakcije v podporah pri lastni teži

### 6.1.2 Podatki za projektni spekter pospeškov

Faktor obnašanja

$$q_{\perp} = 1,5$$

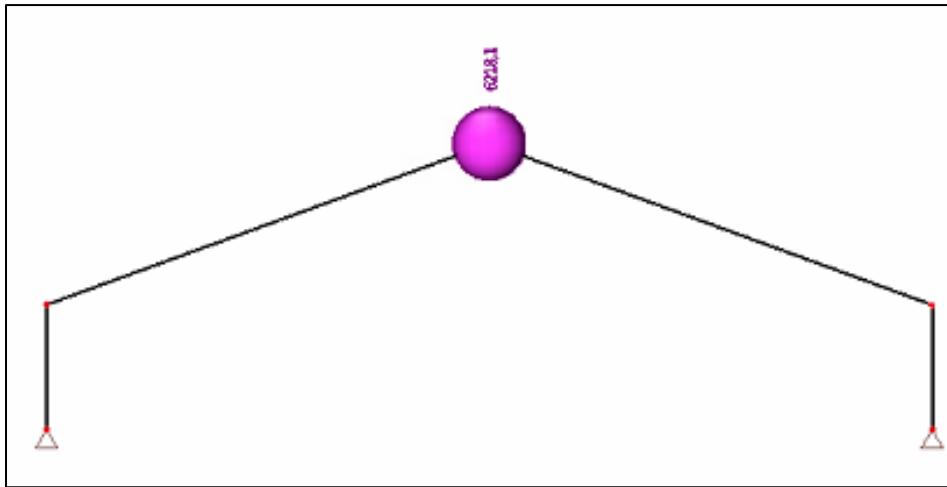
$$q_{\parallel} = 1,5$$

Pospešek tal

$$a_g = 0,25g$$

### 6.1.3 Zasnova modelov za potres in nihajni časi

#### Zasnova prečnega okvira:



Slika 44: Zasnova prečnega okvira z pripadajočo maso v kilogramih

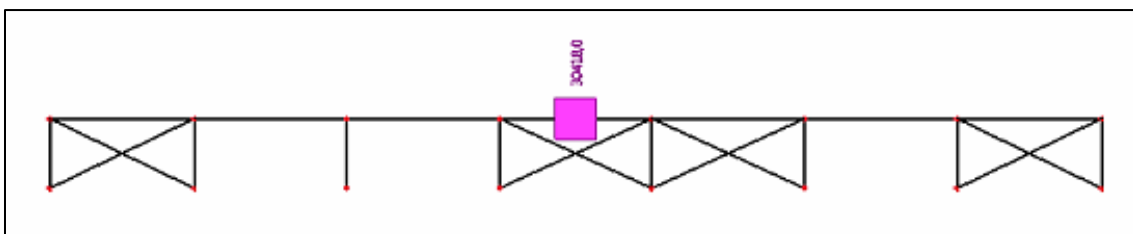
#### **Modal participation factors**

Mode	Omega	Period	Freq. [Hz]	Wxi / Wxtot	Wyi / Wytot	Wzi / Wztot
<i>*Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version*</i>						
1	22.6649	0.2772	3.6072	0.0000	0.0000	0.9393
2	24.1210	0.2605	3.8390	1.0000	0.0000	0.0000
3	917.2872	0.0068	145.9908	0.0000	0.0000	0.0093
4	936.7183	0.0067	149.0834	0.0000	0.0000	0.0000
				1.0000	0.0000	0.9486

Slika 45: Nihajni časi in faktorji participacije učinkovitih mas prečnega okvira

Nihajni čas prečnega okvira izračunamo s pomočjo programa SCIA (slika 45). Merodajna je druga nihajna oblika, kjer je nihajni čas  $T_{\perp} = 0,261\text{ s}$ . Nihajni čas se nahaja na platoju projektnega spektra pospeškov ( $T_B = 0,1\text{ s} < T_{\perp} = 0,261\text{ s} < T_C = 0,4\text{ s}$ ).

#### Zasnova vzdolžnega okvira



Slika 46: Zasnova vzdolžnega okvira s pripadajočo maso v kilogramih

<b>Modal participation factors</b>						
Mode	Omega	Period	Freq. [Hz]	Wxi / Wxtot	Wyi / Wytot	Wzi / Wztot
<i>*Student version*</i>						
1	44.2532	0.1420	7.0431	0.9989	0.0000	0.0000
2	157.3403	0.0399	25.0415	0.0005	0.0000	0.0000
3	251.9742	0.0249	40.1029	0.0000	0.0000	0.4877
4	252.1755	0.0249	40.1350	0.0000	0.0000	0.4878
				0.9994	0.0000	0.9755

Slika 47: Nihajni časi in faktorji participacije učinkovitih mas vzdolžnega okvira

Nihajni čas vzdolžnega okvira izračunamo s pomočjo programa SCIA (slika 47). Merodajna je prva nihajna oblika, kjer je nihajni čas  $T_{||} = 0,142 s$ . Nihajni čas se nahaja na platoju projektnega spektra pospeškov ( $T_B = 0,1s < T_{||} = 0,142s < T_C = 0,4 s$ ).

#### 6.1.4 Spekter pospeškov

Oba nihajna časa sta v območju platoja spektra pospeškov

$$\text{Prečna smer: } S_{d,\perp} = a_g * S * \frac{2,5}{q_y} = 0,25g * 1,7 * \frac{2,5}{1,5} = 0,708g$$

$$\text{Vzdolžna smer: } S_{d,\parallel} = a_g * S * \frac{2,5}{q_y} = 0,25g * 1,7 * \frac{2,5}{1,5} = 0,708g$$

#### 6.1.5 Celotna potresna sila posameznega okvira

$$F_{b,\perp} = S_{d,\perp} * G_{\perp} * \lambda = 0,708g * 61,0 kN * 0,85 = 36,7 kN$$

$$F_{b,\parallel} = S_{d,\parallel} * G_{\parallel} * \lambda = 0,708g * 298,4 kN * 0,85 = 179,5 kN$$

Kjer je:

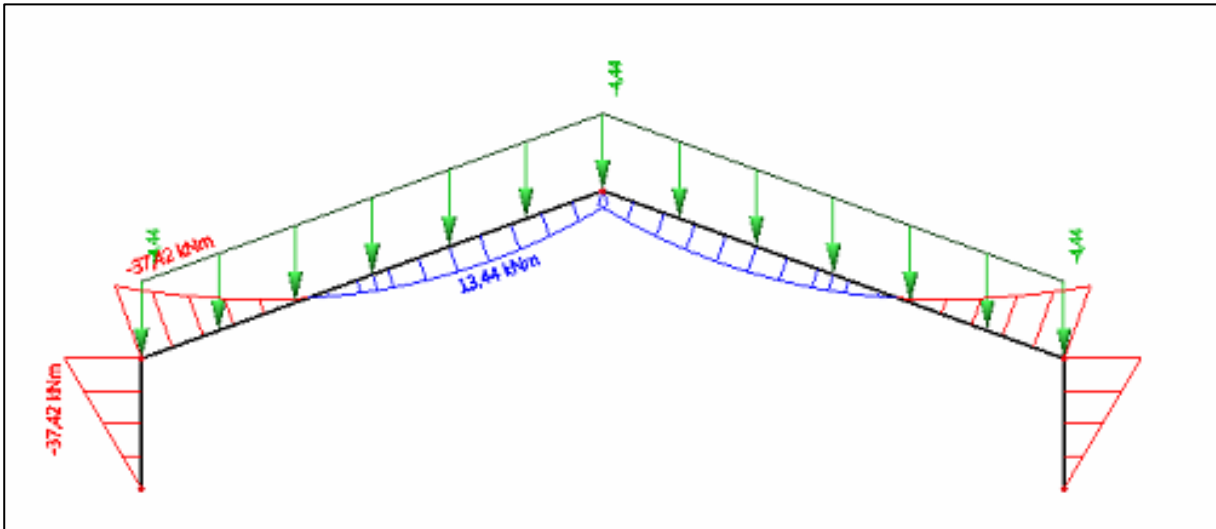
$$\lambda = 0,85 \quad \text{korekcijski koeficient, ki upošteva vpliv višine stavbe}$$

$$\lambda = \begin{cases} 0,85; & \text{če } T_1 < 2T_C \text{ in ima stavba več kot dve etaži} \\ 1,0 & \text{sicer} \end{cases}$$

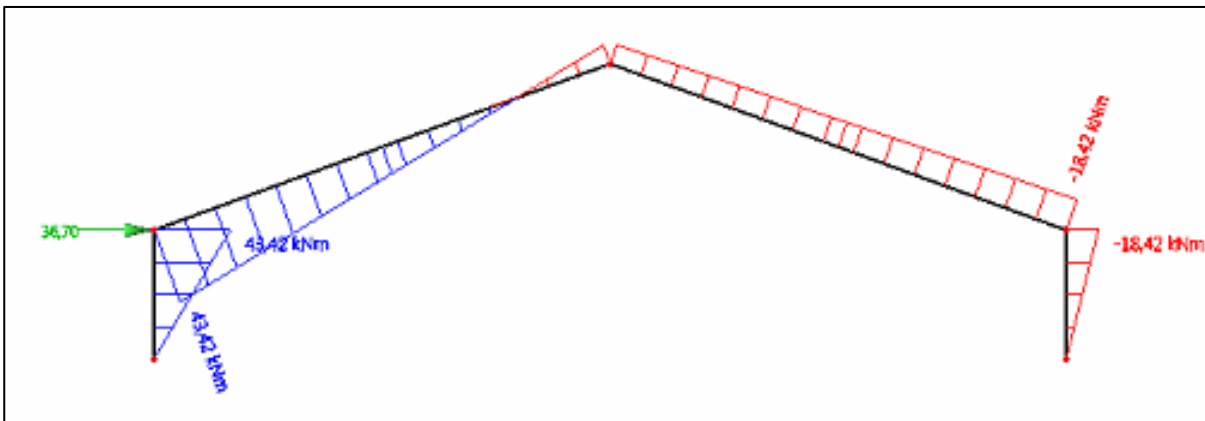
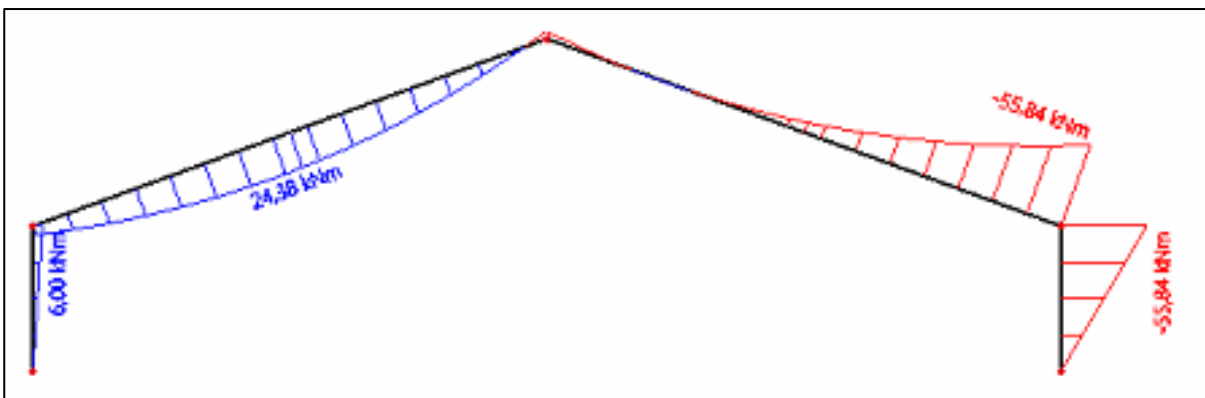
#### 6.1.6 Notranje sile za prečni pomični okvir

Sedaj bomo s potresno silo, ki smo jo izračunali pri poglavju 5.3.5 obremenili prečni okvir na vrhu stebra. Moment, ki ga bomo dobili je lahko pozitivnega ali pa negativnega predznaka, saj potres deluje v obeh smereh. Pri seizmičnem projektnem stanju moramo upoštevati sile, ki jih dobimo zaradi potresa in sile, ki jih dobimo zaradi stalne in lastne teže.

Kombinacija vplivov za seizmično projektno stanje :  $G_k \pm A_{Ed}$



Slika 48: Moment zaradi gravitacijskega dela ( stalna in lastna teža )

Slika 49: Moment zaradi potresne sile -  $F_{B\perp} = 36,7 \text{ kN}$ 

Slika 50: Moment zaradi potresne sile in gravitacijskega dela

Zanima nas potek momentne linije pri kombinaciji potresnega in gravitacijskega vpliva ( slika 48, 49 in 50 ). Opazimo, da je moment na eni strani zlomljenega nosilca negativnega predznaka, na drugi strani pa pozitivnega predznaka. Nikjer pa ni vrednost momenta večja od vrednosti momenta izračunanega pri analizi MSN. Pozitivna vrednost momenta v območju spoja nas zanima zato, ker bi v primeru velikih vrednosti morali zasnovati spoje, tako da bi bili polno nosilni z upoštevanjem dodatne nosilnosti in simetričnosti spoja. Na mestih, kjer

strešne lege predstavljajo bočne podpore zlomljenim nosilcem IPE 300, predpišemo še ročice, ki podpirajo spodnjo tlačeno pasnico nosilca IPE 300.

$$M_{y,Ed,F_{B\perp}} = \pm 43,42 \text{ kNm}$$

$$M_{y,Ed,G} = -37,4 \text{ kNm}$$

$$M_{y,Ed,potres,\perp} = M_{y,Ed,G} \pm M_{y,Ed,F_{B\perp}} = 37,4 \text{ kNm} \pm 43,4 \text{ kNm} = -80,8 \text{ kNm} (6,0 \text{ kNm})$$

$$M_{y,Ed,potres,\perp} = |-80,8| \text{ kNm} < M_{y,Ed,MSN} = |-114,9| \text{ kNm}$$

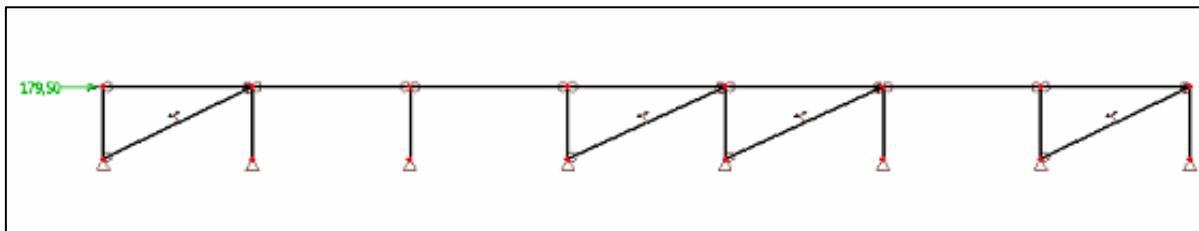
$$M_{y,Ed,potres,2D,spoj} = 2,20 \text{ kNm}$$

Op. Vrednost momentov v okvirih pri seizmičnem projektne stanju ne presegajo vrednosti momentov pri analizi MSN, zato potres ni merodajen pri dimenzioniranju prečnih okvirjev.

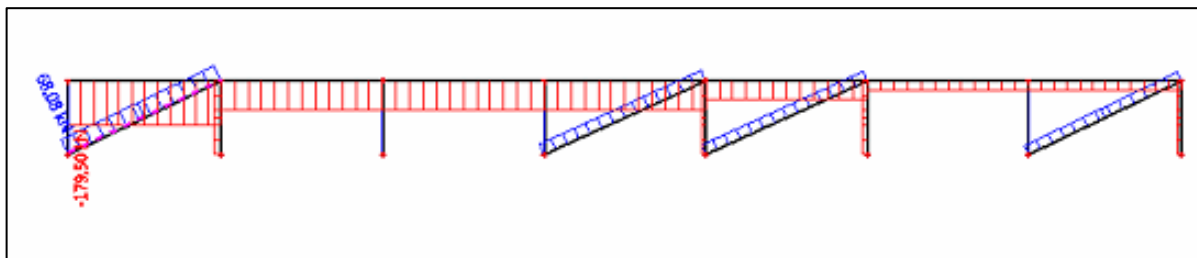
### 6.1.7 Notranje sile za vzdolžni okvir s centričnim povezjem

Tudi v tej smeri nosijo okviri, ki se nahajajo v levem in desnem krilu. Mi bomo obravnavali samo osrednji del in predpostavimo, da se potresna obtežba osrednjega dela v vzdolžni smeri prenese samo na povezja v osrednjem delu. S to predpostavko smo na varni strani.

Model vzdolžnega okvira naredimo samo z nateznimi diagonalami, saj diagonale v tlaku ne nosijo in se izklonijo (slika 51)



Slika 51: Zasnova modela vzdolžnega okvira obremenjenega s potresno silo  $F_{b,\parallel} = 179,5 \text{ kN}$



Slika 52: Notranje osne sile zaradi potresne sile  $F_{b,\parallel}$

$$N_{Ed,potres,RD16} = 68,08 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,potres,HEA140} = 179,5 \text{ kN}$$

Osne sile v vertikalnem povezju so pri potresni obremenitvi večje kot je natezna odpornost diagonal -  $N_{pl,Rd,RD12} = 40,1 \text{ kN}$ . Zato bomo povečali premer diagonal na RD 16. Prečka HEA 140 pa je pri potresni obremenitvi obremenjena s tlačno silo 179,5 kN, kar je pa tudi več kot

pri analizi MSN. Torej bomo prečko HEA 140 in diagonalo RD 16 dimenzionirali na potresno obremenitev.

Diagonala RD 16

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2,01 \text{ cm}^2 * 35,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,0} = 71,4 \text{ kN} > N_{Ed,potres,RD16} = 68,1 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

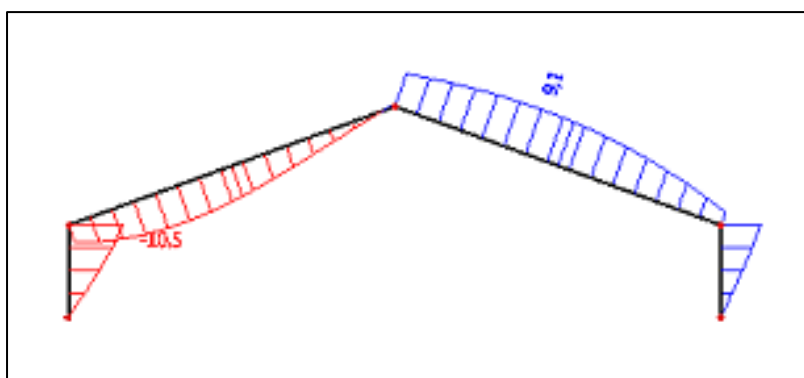
Prečka HEA 140

Pri prečki zanemarimo lastno težo in delamo kontrolo elementa samo na upogibni uklon. Prezrež je v 1. razredu kompaktnosti. Kontrolo naredimo s pomočjo programa SCIA – steel check. Merodajen bo uklon okoli šibke osi z.

Prečka HEA 140						
Projektna obremenitev		Projektna odpornost		Izkoriščenost	Kontrole	
$N_{Ed} [kN]$	-179,5	$N_{pl,Rd} [kN]$	1114,7	0,16	Uklon	0,41

### 6.1.8 Kontrola poškodb

Kontrolo poškodb naredimo samo za prečni okvir, saj so tu horizontalni pomiki večji, kot pa pri vzdolžnem okviru. Višina stebrov je pri obeh okvirih enaka.



Slika 53: Horizontalni pomiki prečnega okvira zaradi potresne nadomestne sile

Predpostavimo duktilne nekonstrukcijske elemente.

$$d_{e,1} = 10,5 \text{ mm}$$

$$d_{r,1} = d_{e,1} * q_{\perp} = 10,5 \text{ mm} * 1,5 = 15,75 \text{ mm}$$

Stavba z duktilnimi nekonstrukcijskimi elementi mora zadoščati sledečemu pogoju (SIST EN 1998-1 2005, poglavje 4.4.3.2 (1) b )

$$d_{r,i} * v \leq 0,0075 * h_i$$

$$v(\gamma_I = 1,0) = 0,5$$

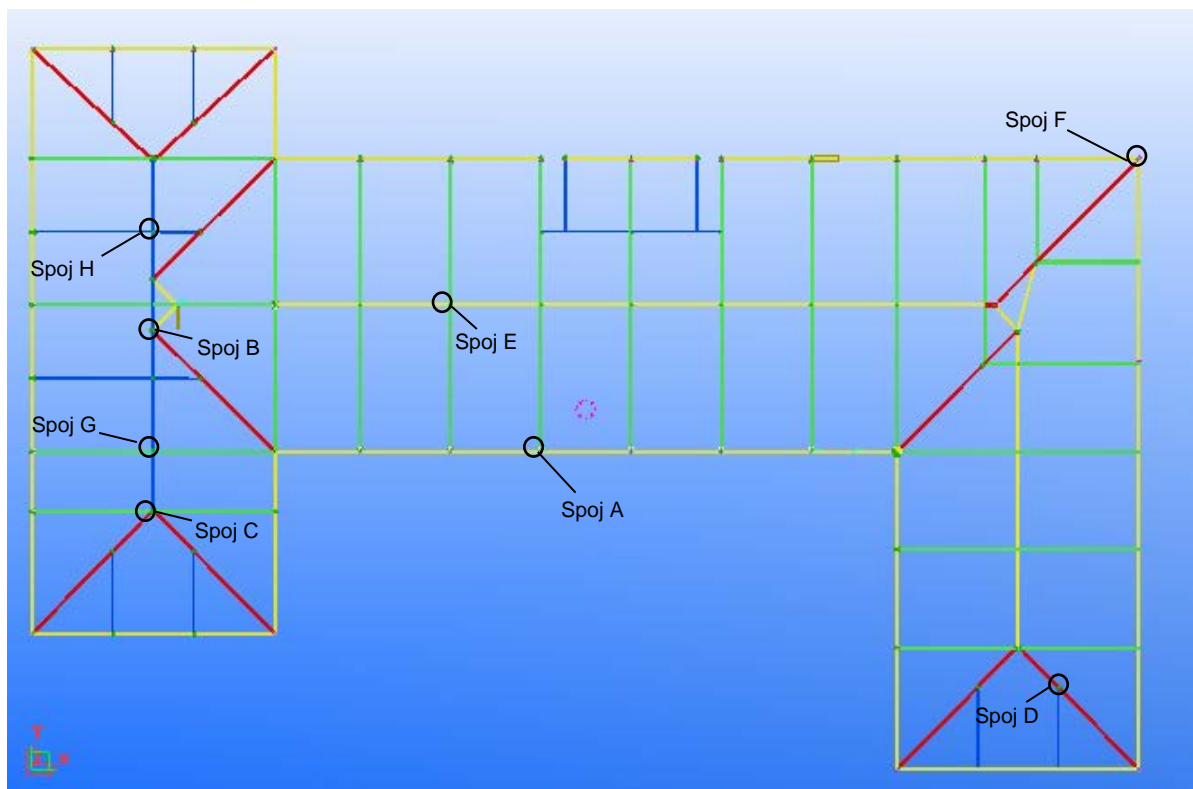
$$h_1 = 1685 \text{ mm}$$

$$d_{r,1} * v = 15,75 \text{ mm} * 0,5 = 7,9 \text{ mm} < 0,0075 * h_1 = 0,0075 * 1685 \text{ mm} = 12,6 \text{ mm} \quad \text{OK}$$



## 7 ANALIZA SPOJEV

Na spodnji sliki (slika 54) prikažemo lokacijo posameznih vrst spojev na nosilni konstrukciji strehe.



Slika 54: Lokacija posameznih spojev pri konstrukciji strehe

### 7.1 Spoj A - Momentni spoj: lomljeni nosilec IPE 300 - steber HEB 200

Momentni spoj uporabimo pri glavnih nosilnih okvirih med nosilcem IPE300 in stebrom HEB200. Spoj dimenzioniramo na plastično nosilnost nosilca IPE 300. Upogibna odpornost spoja mora biti večja ali enaka plastični upogibni odpornosti nosilca.

$$M_{Rd,spoj} \geq M_{pl,nosilec}$$

Momentni spoj bomo dimenzionirali s plastično analizo z metodo nadomestnih T – elementov. Pri tej metodi bomo posebej analizirali pasnico stebra in čelno pločevino v upogibu. Možni so trije mehanizmi porušitve posameznega nadomestnega T – elementa. Merodajna bo najmanjša nosilnost.

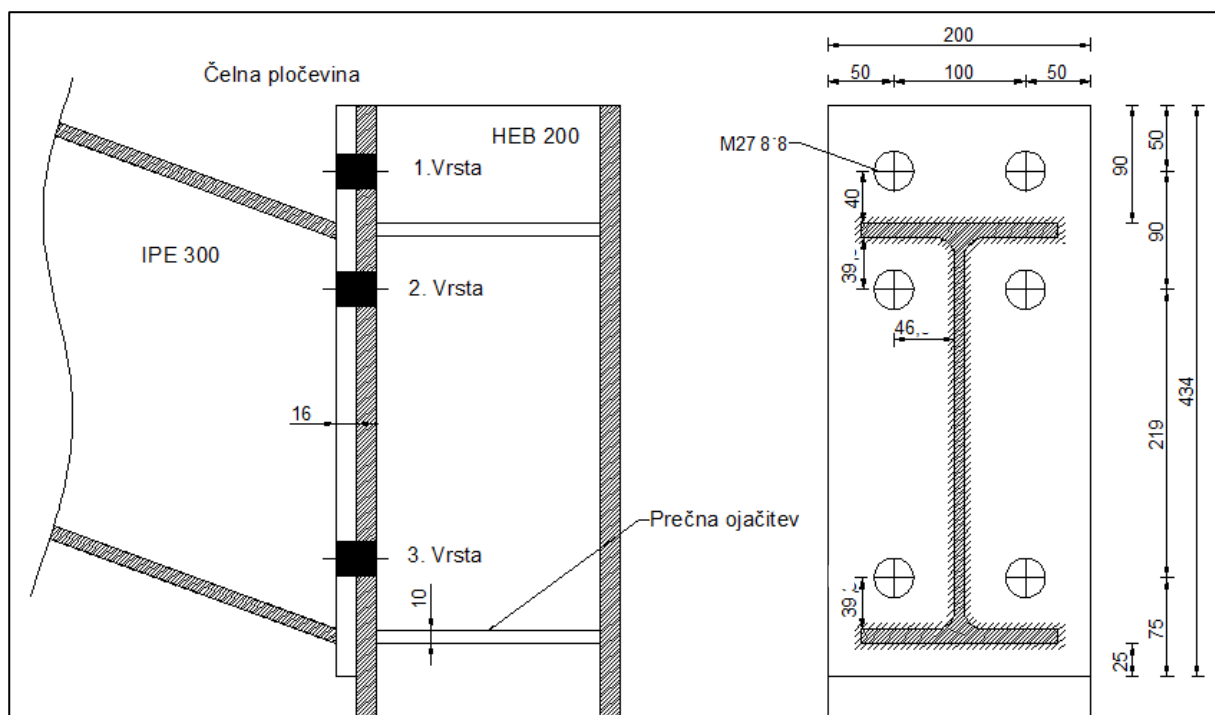
1. Mehanizem porušitve: Popolna plastifikacija pasnic -  $F_{t,Rd,1}$
2. Mehanizem porušitve: Porušitev vijaka z istočasno plastifikacijo pasnic -  $F_{t,Rd,2}$
3. Mehanizem porušitve: Porušitev vijaka -  $F_{t,Rd,3}$

Posamezno vrsto vijakov bomo analizirali najprej kot vsako vrsto vijakov posebej, nato pa še kot skupino vrst vijakov. Analizirali bomo prvo in drugo vrsto vijakov, saj te pripomorejo k

največji upogibni nosilnosti spoja. Tretje vrste ne obravnavamo, ker je za aktivacijo tretje vrste je potrebna velika duktilnost čelne pločevine

*Opomba: Ker smo predpostavili konstrukcijo z majhnim sipanjem energije – DCL ( $q = 1,5$ ), nam ni potrebno dimenzionirati po standardu SIST EN 1998-1, kjer sta zahtevani dodatna nosilnost in simetrija spoja. Pri našem primeru je maksimalni pozitiven moment, ki se lahko pojavi pri potresu  $M_{y,Ed,potres,2D,spoj} = 2,20 \text{ kNm}$  (glej poglavje 5.2.7). Odpornost spoja na pozitivni moment, pa je  $M_{Rd,poz} = 111,7 \text{ kNm}$  (glej poglavje 6.1.3.3)*

### 7.1.1 Zasnova spoja in podatki



Slika 55: Zasnova momentnega spoja nosilec IPE 300 - steber HEB 200

#### **IPE 300**

$b = 150 \text{ mm}$   
 $h = 300 \text{ mm}$   
 $t_f = 10,7 \text{ mm}$   
 $t_w = 7,1 \text{ mm}$   
 $r = 15 \text{ mm}$   
 Kvaliteta S355

#### **HEB 200**

$b = 200 \text{ mm}$   
 $h = 200 \text{ mm}$   
 $t_f = 15 \text{ mm}$   
 $t_w = 7,1 \text{ mm}$   
 $r = 15 \text{ mm}$   
 Kvaliteta S355

### Čelna pločevina:

Višina	$h_p = 434 \text{ mm}$
Širina	$b_p = 200 \text{ mm}$
Debelina	$t_p = 17 \text{ mm}$
Kvaliteta	S355

### Vijaki M27 8'8

Premer vijaka	$d = 27 \text{ mm}$
Premer luknje	$d_0 = 30 \text{ mm}$
Prerez skozi steblo	$A = 5,73 \text{ cm}^2$
Prerez skozi navoj	$A_s = 4,59 \text{ cm}^2$
Napetost tečenja	$f_{yb} = 64,0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$
Natezna trdnost	$f_{ub} = 80,0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$

### Oddaljenost vijakov:

#### Pasnica stebra

Razdalja do vrha	$e_1 = 55 \text{ mm}$
Razdalja med vijakoma	$w = 100 \text{ mm}$
Razdalja do roba	$e_c = 50 \text{ mm}$
Razdalja med vrsto 1-2	$p_{1-2} = 80 \text{ mm}$
Razdalja med 1 vrsto in ojačitev	$p_{1-2} = 35 \text{ mm}$
Razdalja med 2 vrsto in ojačitev	$p_{1-2} = 35 \text{ mm}$

#### Čelna pločevina

Razdalja do vrha	$e_x = 55 \text{ mm}$
Razdalja med vijakoma	$w = 100 \text{ mm}$
Razdalja do roba	$e_p = 50 \text{ mm}$
Razdalja med pasnico in 1 vrsto	$x = 34,3 \text{ mm}$
Razdalja med vrsto 1-2	$p_{1-2} = 80 \text{ mm}$

### **7.1.2 Obremenitev spoja**

Spoj dimenzioniramo na plastično nosilnost nosilca IPE 300, zato je merodajna obremenitev spoja je plastična upogibna nosilnost lomljenega nosilca.

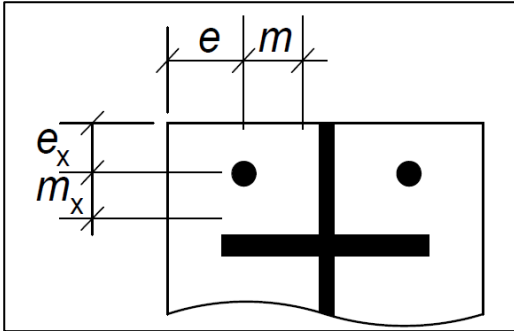
$$M_{pl,Rd,IPE300} = \frac{W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{628 \text{ cm}^3 * 35,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,0} = 222,94 \text{ kNcm}$$

$$M_{Ed,y} = M_{pl,Rd,IPE300} = 222,94 \text{ kNcm}$$

### 7.1.3 Kontrola nosilnosti spoja

#### 7.1.3.1 Prva vrsta

##### Pasnica stebra



Slika 56: Prikaz parametrov pri prvi vrsti ojačene pasnice stebra

##### Določitev parametrov $m$ , $e$ , $n$ in $l_{eff}$ za ojačeno pasnico stebra

$$m = \frac{w}{2} - \frac{t_{wc}}{2} - 0,8r_c = \frac{100mm}{2} - \frac{9mm}{2} - 0,8 * 18mm = 31,1mm$$

$$e = 50 mm$$

$$e_x = 55mm$$

$$m_x = 35mm - 0,8 * \sqrt{2} * 4mm = 30,5 mm$$

$$n = e = 50 mm < 1,25m = 1,25 * 31,1mm = 38,9mm \rightarrow n = 38,9mm$$

$$l_{eff,cp} = 2\pi m = 2 * \pi * 31,1mm = 195,4 mm$$

$$l_{eff,cp} = \pi m + 2e_x = \pi * 31,1mm + 2 * 55mm = 207,7 mm$$

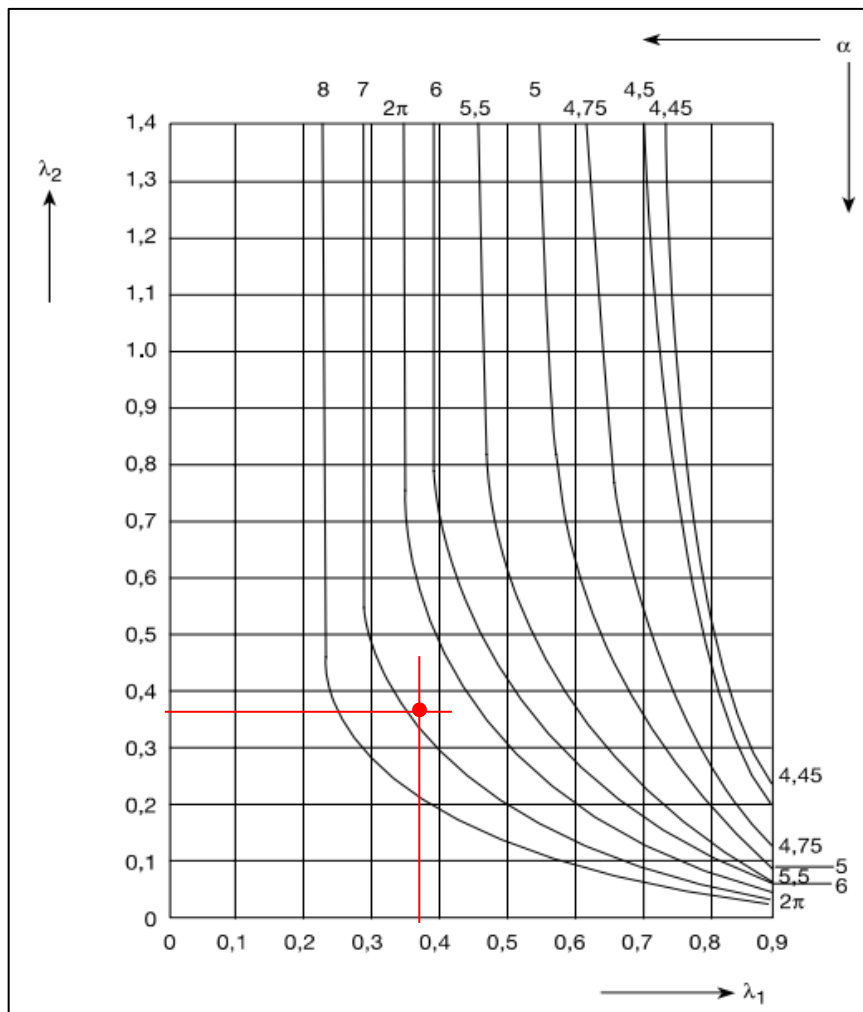
$$l_{eff,nc} = e_x + \alpha m - (2m + 0,625e) = 55mm + 6,85 * 31,1mm - 2 * 31,1mm - 0,625 * 50mm = 174,6 mm$$

Koeficient  $\alpha$  določimo s pomočjo spodnje slike (slika 57) in koeficientov  $\lambda_1$  in  $\lambda_2$

$$\lambda_1 = \frac{m}{m + e} = \frac{31,1mm}{31,1mm + 50mm} = 0,383$$

$$\lambda_2 = \frac{m_x}{m + e} = \frac{30,5mm}{31,1mm + 50mm} = 0,376$$

$$\alpha = 6,85$$



Slika 57: Graf, ki prikazuje vrednosti parametra  $\alpha$  (Vir: Projektiranje jeklenih konstrukcij v skladu z Evrokodom 3 – kratek povzetek)

$$l_{eff1} = \min(l_{eff,nc}, l_{eff,cp}) = 174,6 \text{ mm}$$

$$l_{eff2} = l_{eff,nc} = 174,6 \text{ mm}$$

### Izračun momenta in nosilnosti vrste vijakov

$$M_{pl1} = M_{pl2} = \frac{l_{eff1} * t_{fc}^2 * f_y}{4 * \gamma_{M0}} = \frac{17,46 \text{ cm} * (1,5 \text{ cm})^2 * 35,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{4 * 1,0} = 348,7 \text{ kNcm}$$

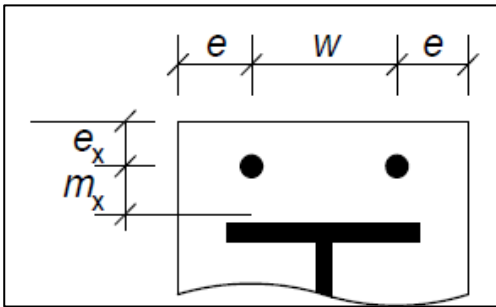
$$F_{t,Rd,1} = \frac{4M_{pl1}}{m} = \frac{4 * 348,7 \text{ kNm}}{3,11 * 1,0} = 448,43 \text{ kN}$$

$$F_{t,Rd,2} = \frac{2M_{pl2} + n \sum F_{t,Rd}}{m + n} = \frac{2 * 348,7 \text{ kNcm} + 3,89 \text{ cm} * 528,8 \text{ kN}}{3,11 \text{ cm} + 3,89 \text{ cm}} = 393,4 \text{ kN}$$

$$F_{t,Rd,3} = \sum F_{t,Rd} = 2 * 264,4 \text{ kN} = 528,8 \text{ kN}$$

Upogibna odpornost pasnice stebra za 1. vrsto vijakov

$$F_{t,fc,Rd} = \min(F_{t,Rd,1}; F_{t,Rd,2}; F_{t,Rd,3}) = F_{t,Rd,1} = 393,4 \text{ kN}$$

**Čelna pločevina**

Slika 58: Prikaz parametrov prve vrste pri čelni pločevini

**Določitev parametrov  $e$ ,  $e_x$ ,  $m_x$ ,  $n$  in  $l_{eff}$** 

$$e = 50 \text{ mm}$$

$$e_x = 55 \text{ mm}$$

$$m_x = 35 \text{ mm} - 0,8\sqrt{2}a = 35 \text{ mm} - 0,8\sqrt{2} * 4 \text{ mm} = 30,5 \text{ mm}$$

$$n = 55 \text{ mm} < 1,25m = 1,25 * 30,5 \text{ mm} = 38,13 \text{ mm} \rightarrow n = 38,13 \text{ mm}$$

$$l_{eff,cp} = 2\pi m_x = 2\pi * 30,5 \text{ mm} = 191,6 \text{ mm}$$

$$l_{eff,cp} = \pi m_x + w = \pi * 30,5 \text{ mm} + 100 \text{ mm} = 195,8 \text{ mm}$$

$$l_{eff,cp} = \pi m_x + 2e = \pi * 30,5 \text{ mm} + 2 * 50 \text{ mm} = 195,8 \text{ mm}$$

$$l_{eff,nc} = 4m_x + 1,25e_x = 4 * 30,5 \text{ mm} + 1,25 * 55 \text{ mm} = 190,8 \text{ mm}$$

$$l_{eff,nc} = e + 2m_x + 0,625e_x = 50 \text{ mm} + 2 * 30,5 \text{ mm} + 0,625 * 55 \text{ mm} = 145,4 \text{ mm}$$

$$l_{eff,nc} = 0,5b_p = 0,5 * 200 \text{ mm} = 100 \text{ mm}$$

$$l_{eff,nc} = 0,5w + 2m_x + 0,625e_x = 0,5 * 100 \text{ mm} + 2 * 30,5 \text{ mm} + 0,625 * 55 \text{ mm} = 145,4 \text{ mm}$$

$$l_{eff1} = \min(l_{eff,nc}, l_{eff,cp}) = 100 \text{ mm}$$

$$l_{eff2} = l_{eff,nc} = 100 \text{ mm}$$

**Izračun momenta in nosilnosti vrste vijakov**

$$M_{pl1} = M_{pl2} = \frac{l_{eff1} * t_p^2 * f_y}{4 * \gamma_{M0}} = \frac{10,0 \text{ cm} * 1,7^2 \text{ cm}^2 * 35,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{4 * 1,0} = 256,5 \text{ kNcm}$$

$$F_{t,Rd,1} = \frac{4 * M_{pl1}}{m} = 4 * \frac{256,5 \text{ kNcm}}{3,05 \text{ cm}} = 336,4 \text{ kN}$$

$$F_{t,Rd,2} = \frac{2M_{pl2} + n\sum F_{t,Rd}}{m + n} = \frac{2 * 256,5 \text{ kNcm} + 3,81 \text{ cm} * 528,8 \text{ kN}}{3,05 \text{ cm} + 3,81 \text{ cm}} = 368,5 \text{ kN}$$

$$F_{t,Rd,3} = \sum F_{t,Rd} = 2 * 264,4 \text{ kN} = 528,8 \text{ kN}$$

Upogibna odpornost čelne pločevine za 1. vrsto vijakov:

$$F_{t,\check{c}p,Rd} = \min(F_{t,Rd,1}; F_{t,Rd,2}; F_{t,Rd,3}) = F_{t,Rd,1} = 336,4 \text{ kN}$$

**Odpornost prve vrste vijakov:**

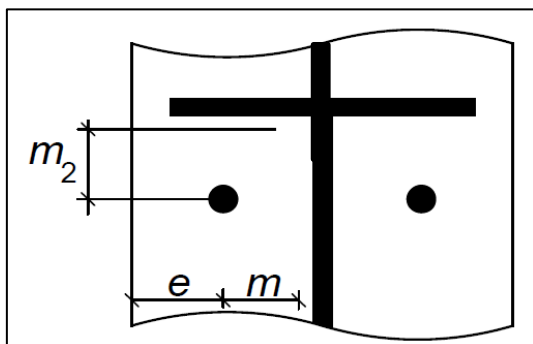
Upogibna odpornost pasnice:  $F_{t,fc,Rd} = 393,4 \text{ kN}$

Upogibna odpornost čelne pločevine:  $F_{t,čp,Rd} = 336,4 \text{ kN}$

Sledi, potencialna odpornost prve vrste vijakov:  $F_{1t,Rd} = 336,4 \text{ kN}$

### 7.1.3.2 Druga vrsta vijakov

#### Pasnica stebra



Slika 59: Prikaz parametrov pri drugi vrsti ojačene pasnice stebra

#### Določitev parametrov $m$ , $e$ , $m_2$ , $n$ in $l_{eff}$ :

$$m = \frac{w}{2} - \frac{t_{wc}}{2} - 0,8r_c = \frac{100\text{mm}}{2} - \frac{9\text{mm}}{2} - 0,8 * 18\text{mm} = 31,1\text{mm}$$

$$e = 50 \text{ mm}$$

$$m_2 = 35\text{mm} - 0,8 * \sqrt{2} * 4\text{mm} = 30,5 \text{ mm}$$

$$n = e = 50 \text{ mm} < 1,25m = 1,25 * 31,1\text{mm} = 38,9\text{mm} \rightarrow n = 38,9\text{mm}$$

Vrednost parametra  $\alpha$  je enaka kot pri prvi vrsti pasnice (glej 3.6.1.1.1 ).

$$\alpha = 6,85$$

$$l_{eff,cp} = 2\pi m = 2 * \pi * 31,1\text{mm} = 195,4 \text{ mm}$$

$$l_{eff,nc} = \alpha m = 6,85 * 31,1\text{mm} = 213,0 \text{ mm}$$

$$l_{eff1} = \min(l_{eff,nc}, l_{eff,cp}) = 195,4 \text{ mm}$$

$$l_{eff2} = l_{eff,nc} = 213,0 \text{ mm}$$

#### Izračun momenta in nosilnosti vrste vijakov

$$M_{pl1} = \frac{l_{eff1} * t_{fc}^2 * f_y}{4 * \gamma_{M0}} = \frac{195,4\text{cm} * (1,5\text{cm})^2 * 35,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{4 * 1,0} = 390,2 \text{ kNcm}$$

$$M_{pl2} = \frac{l_{eff2} * t_{fc}^2 * f_y}{4 * \gamma_{M0}} = \frac{213,0\text{cm} * (1,5\text{cm})^2 * 35,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{4 * 1,0} = 425,3 \text{ kNcm}$$

$$F_{t,Rd,1} = \frac{4M_{pl1}}{m} = \frac{4 * 390,2kNm}{3,11cm * 1,0} = 501,9 kN$$

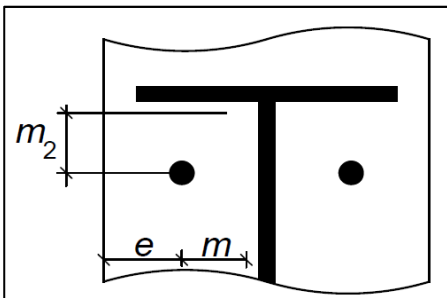
$$F_{t,Rd,2} = \frac{2M_{pl2} + n\sum F_{t,Rd}}{m + n} = \frac{2 * 415,3kNcm + 3,89cm * 528,8 kN}{3,11cm + 3,89cm} = 415,3 kN$$

$$F_{t,Rd,3} = \sum F_{t,Rd} = 2 * 264,4 kN = 528,8 kN$$

Upogibna odpornost pasnice stebra za 2. vrsto vijakov

$$F_{t,fc,Rd} = \min(F_{t,Rd,1}; F_{t,Rd,2}; F_{t,Rd,3}) = F_{t,Rd,1} = \mathbf{415,3 kN}$$

### Čelna pločevina



Slika 60: Prikaz parametrov pri drugi vrsti čelne pločevine

### Določitev parametrov $m$ , $e$ , $m_2$ , $n$ in $l_{eff}$ .

$$m = \frac{w}{2} - \frac{t_{wb}}{2} - 0,8\sqrt{2}a = \frac{100mm}{2} - \frac{7,1mm}{2} - 0,8 * \sqrt{2} * 4mm = 41,9mm$$

$$e = 50 mm$$

$$m_2 = 34,3mm - 0,8 * \sqrt{2} * 4mm = 29,8 mm$$

$$n = e = 50 mm < 1,25m = 1,25 * 41,9mm = 52,4mm \rightarrow n = 50mm$$

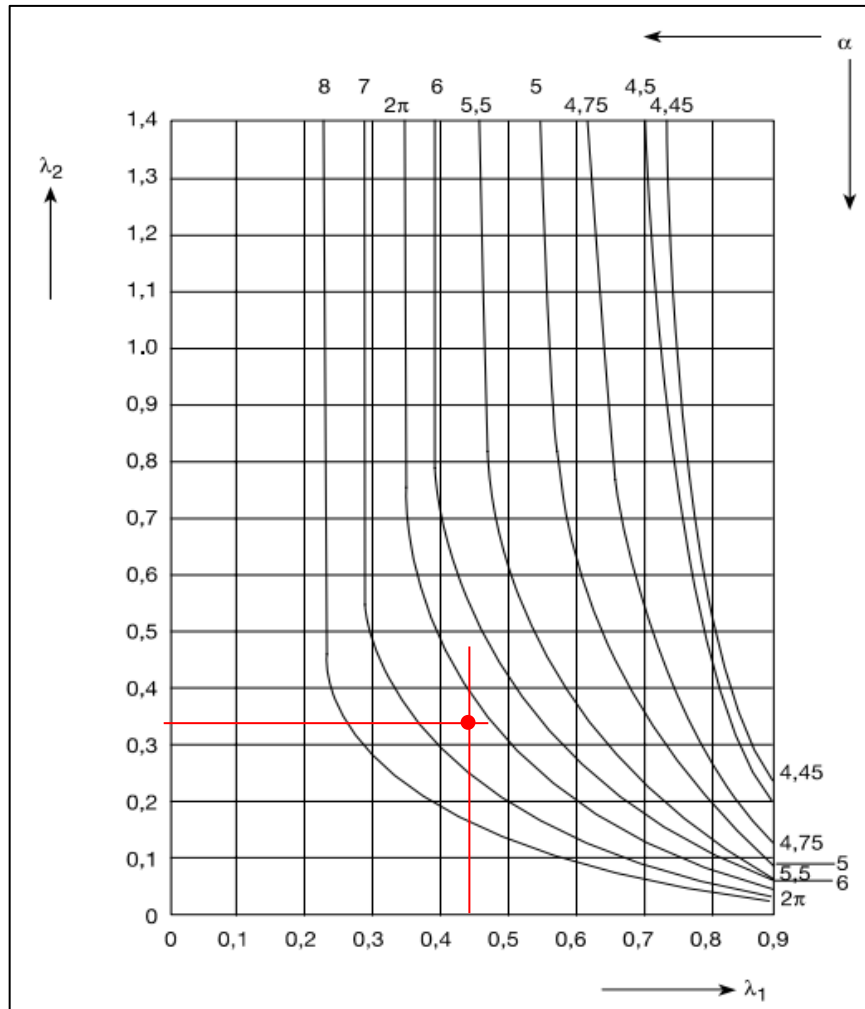
Koeficient  $\alpha$  določimo s pomočjo spodnjega grafa in koeficientov  $\lambda_1$  in  $\lambda_2$

$$\lambda_1 = \frac{m}{m + e} = \frac{41,9mm}{41,9mm + 50mm} = 0,456$$

$$\lambda_2 = \frac{m_x}{m + e} = \frac{29,8mm}{41,9mm + 50mm} = 0,332$$

$$\alpha = 6,45$$





Slika 61: Graf, ki prikazuje vrednosti parametra  $\alpha$  (Vir: Projektiranje jeklenih konstrukcij v skladu z Evrokodom 3 – kratek povzetek)

$$l_{eff,cp} = 2\pi m = 2 * \pi * 41,9mm = 263,3 mm$$

$$l_{eff,nc} = \alpha m = 6,45 * 41,9mm = 270,3 mm$$

$$l_{eff1} = \min(l_{eff,nc}, l_{eff,cp}) = 263,3 mm$$

$$l_{eff2} = l_{eff,nc} = 270,3 mm$$

### Izračun momenta in nosilnosti vrste vijakov

$$M_{pl1} = \frac{l_{eff1} * t_{fp}^2 * f_y}{4 * \gamma_{M0}} = \frac{263,3cm * (1,7cm)^2 * 35,5 \frac{kN}{cm^2}}{4 * 1,0} = 675,3 kNcm$$

$$M_{pl2} = \frac{l_{eff2} * t_{fp}^2 * f_y}{4 * \gamma_{M0}} = \frac{270,3cm * (1,7cm)^2 * 35,5 \frac{kN}{cm^2}}{4 * 1,0} = 693,3 kNcm$$

$$F_{t,Rd,1} = \frac{4M_{pl1}}{m} = \frac{4 * 675,3kNcm}{4,19cm * 1,0} = 644,7 kN$$

$$F_{t,Rd,2} = \frac{2M_{pl2} + n\sum F_{t,Rd}}{m + n} = \frac{2 * 675,3kNcm + 5,0cm * 693,3 kN}{4,19cm + 5,0cm} = 438,6 kN$$

$$F_{t,Rd,3} = \sum F_{t,Rd} = 2 * 264,4 kN = 528,8 kN$$

Upogibna odpornost čelne pločevine za 2. vrsto vijakov

$$F_{t,\check{c}p,Rd} = \min(F_{t,Rd,1}; F_{t,Rd,2}; F_{t,Rd,3}) = F_{t,Rd,2} = 438,6 kN$$

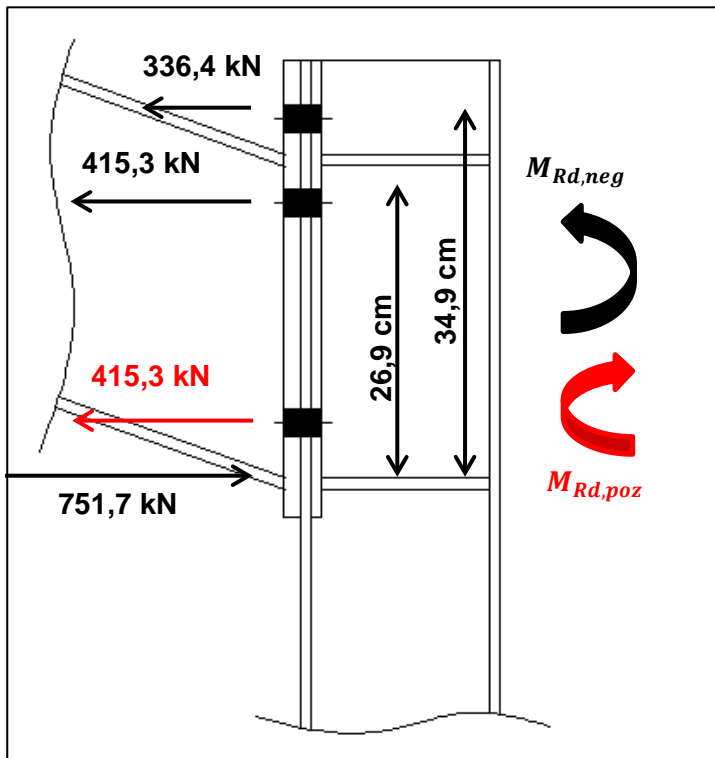
### Odpornost druge vrste vijakov:

Upogibna odpornost pasnice:  $F_{t,fc,Rd} = 415,3 kN$

Upogibna odpornost čelne pločevine:  $F_{t,\check{c}p,Rd} = 438,6 kN$

Sledi, potencialna odpornost druge vrste vijakov:  $F_{t2,Rd} = 415,3 kN$

### 7.1.3.3 Ravnotežje sil in odpornostni moment



$$F_{1,t,Rd} + F_{2,t,Rd} = F_{c,Ed}$$

$$336,4kN + 415,3kN = 751,7kN$$

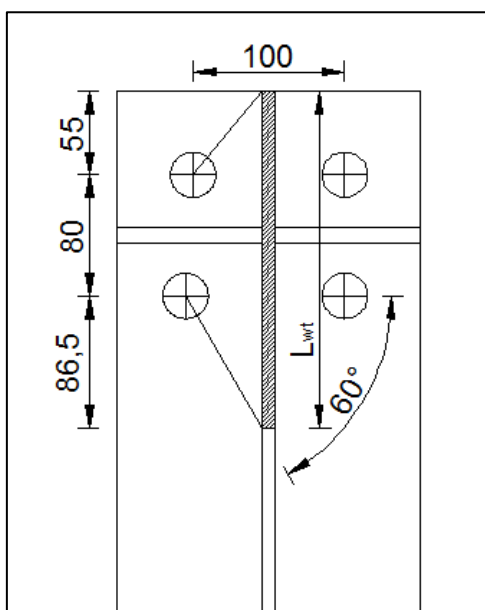
$$M_{Rd,neg} = 336,4 kN * 34,9cm + 415,3 * 26,9cm = 22910 kNcm = 229,1 kNm$$

$$M_{Rd,poz} = 415,3 * 26,9cm = 11172 kNcm = 111,7 kNm$$

Komentar: Odpornost spoja na upogibni moment z negativnim predznakom znaša  $M_{Rd,neg} = 229,1 \text{ kNm}$ , odpornost spoja na upogibni moment s pozitivnim predznakom pa znaša  $M_{Rd,poz} = 111,7 \text{ kNm}$ .

#### 7.1.3.4 Ojačitev natezne cone pri stebri

Nosilnost stojine stebra v strigu preverjamo po standardu SIST EN 1993-1-8 []



Slika 62: Sodelujoči del stojine pri nategu

$$F_{t,wc,Rd} = \frac{\omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_y}{\gamma_{M0}}$$

Del sodelujoče širine -  $b_{eff,t,wc}$  stojine stebra, ki sodeluje pri nategu je pri vijačenih spojih enaka dolžini nadomestnega T-elementa, s katerim je modelirana pasnica stebra (glej 6.1.3.1).

$$b_{eff,t,wc} = l_{eff1} = 174,6 \text{ mm}$$

$$F_{t,wc,Rd} = \frac{\omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_y}{\gamma_{M0}}$$

Imamo enostranski spoj, torej sledi

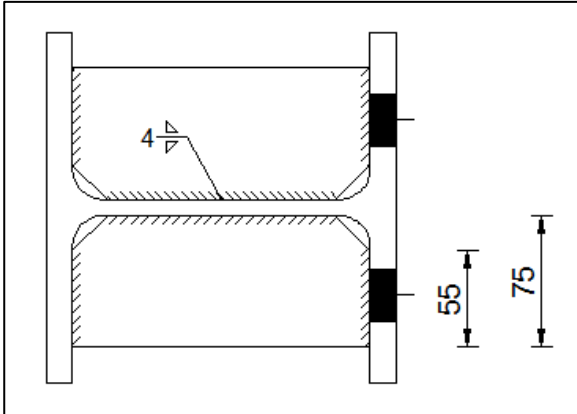
$$\beta = 1,0 \rightarrow \omega = \omega_1$$

$$\omega_1 = \frac{1}{\sqrt{1 + 1,3 \left( \frac{b_{eff,t,wc} t_{wc}}{A_{vc}} \right)^2}} = \frac{1}{\sqrt{1 + 1,3 \left( \frac{17,46 \text{ cm} * 0,9 \text{ cm}}{24,85 \text{ cm}^2} \right)^2}} = 0,811$$

$$F_{t,wc,Rd} = \frac{0,811 * 17,46 \text{ cm} * 0,9 \text{ cm} * 35,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,0} = 452,4 \text{ kN}$$

$$F_{1,t,Rd} + F_{2,t,Rd} = 751 \text{ kN}$$

Nosilnost stojine je manjša od nateznih sil, ki jih povzročita prva in druga vrsta, kar pomeni, da moramo dodati natezno ojačitev.



Slika 63: Ojačitev stojine stebra

Minimalna širina:

$$b_{sg} \geq \frac{0,75(b_c - t_{wc})}{2} = \frac{0,75(200\text{mm} - 9\text{mm})}{2} = 71,63 \text{ mm}$$

Izberemo  $b_{sg} = 75\text{mm}$

$$b_{sn} = b_{sg} - 20\text{mm} = 75\text{mm} - 20\text{mm} = 55\text{mm}$$

Izberemo debelino ojačitve  $t_s = 10$

$$F_{t,s,Rd} = \frac{2b_{sn}t_s * f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2 * 5,5\text{cm} * 1\text{cm} * 35,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,0} = 390,5 \text{ kN}$$

Sile v vseh štirih vijakih, ki so na obeh straneh ojačitve se delno prenesejo na stojino in delno na ojačitev. Predpostavimo da se sile porazdelijo proporcionalno glede na oddaljenost vijakov od stojine oziroma ojačitve.

Prva vrsta:

$$F_{t,s,1} = \frac{m F_{1,t,Rd}}{m + m_2} = \frac{31,1\text{mm} * 336,4\text{kN}}{31,1\text{mm} + 30,5\text{mm}} = 169,8 \text{ kN}$$

Druga vrsta:

$$F_{t,s,2} = \frac{m F_{2,t,Rd}}{m + m_2} = \frac{31,1\text{mm} * 415,3\text{kN}}{31,1\text{mm} + 30,5\text{mm}} = 209,7 \text{ kN}$$

$$F_{t,s} = F_{t,s,1} + F_{t,s,2} = 169,8\text{kN} + 209,7\text{kN} = 379,5 \text{ kN}$$

$$F_{t,s} = 379,5 \text{ kN} \leq F_{t,s,Rd} = 390,5 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

### 7.1.3.5 Tlačna cona

#### Tlačna nosilnost pasnice nosilca IPE 300

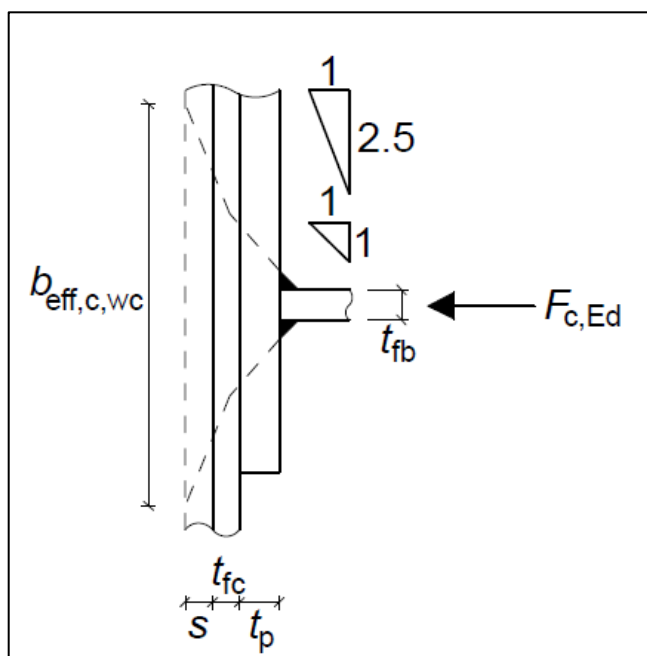
Tlačno nosilnost pasnice nosilca lahko izračunamo z naslednjo enačbo:

$$F_{c,fb,Rd} = \frac{M_{pl,b,Rd}}{h_b - t_{fb}} = \frac{22294 \text{ kNcm}}{30\text{cm} - 1,07\text{cm}} = 770,6 \text{ kN}$$

Tlačna nosilnost pasnice bosilca mora biti enaka ali manjša od vsote natezne nosilnosti prve in druge vrste.

$$F_{c,Ed} = 751,7 \text{ kN} \leq F_{c,fb,Rd} = 770,6 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

#### Stojina stebra v prečnem tlaku



Slika 64: Skica raznosa obtežbe na stojino stebra

$$F_{c,Ed} = 751,7 \text{ kN}$$

$$t_{fb} = 10,7\text{mm}$$

$$t_{fc} = 15\text{mm}$$

$$d_c = 134\text{mm}$$

$$a_p = 4\text{mm}$$

$$s = r_c = 18\text{mm}$$

$$s_p = 2t_p = 34\text{mm}$$

$$F_{c,fc,Rd} = \frac{\omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_y}{\gamma_{M0}} < \frac{\omega \rho k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$\begin{aligned} b_{eff,c,wc} &= t_{fb} + 2\sqrt{2}a_p + 5(t_{fc} + s) + s_p \\ &= 10,7\text{mm} + 2 * \sqrt{2} * 4\text{mm} + 5(15\text{mm} + 18\text{mm}) + 34\text{mm} = 221,0 \text{ mm} \end{aligned}$$

Momentni spoj se izvede na eni strani stebra, kar pomeni da je parameter  $\beta = 1 \rightarrow \omega = \omega_1$  in faktor  $k_{wc} = 1,0$ . (Vir: SIST EN 1993-1-8 2005, preglednica 5.3 in preglednica 6.3)

$$\omega = \omega_1 = \frac{1}{\sqrt{1 + 1,3 \left( \frac{b_{eff,t,wc} t_{wc}}{A_{vc}} \right)^2}} = \frac{1}{\sqrt{1 + 1,3 \left( \frac{22,1cm * 0,9cm}{24,85cm^2} \right)^2}} = 0,739$$

$$\bar{\lambda}_p = 0,932 \sqrt{\frac{b_{eff,c,wc} d_c f_y}{E t_{wc}^2}} = 0,932 \sqrt{\frac{22,10cm * 13,4cm * 35,5 \frac{kN}{cm^2}}{21000 \frac{kN}{cm^2} * 0,9^2 cm^2}} = 0,733$$

$$\bar{\lambda}_p > 0,72 \rightarrow \rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,2}{\bar{\lambda}_p^2} = \frac{0,733 - 0,2}{0,733^2} = 0,992$$

$\rho$  - redukcijski faktor pri lokalnem izbočenju pločevin

$\bar{\lambda}_p$  - vitkost pločevine

$$F_{c,fc,Rd} = \frac{0,739 * 1,0 * 22,1cm * 0,9cm * 35,5 \frac{kN}{cm^2}}{1,0} = 521,8kN$$

$$F_{c,fc,Rd} = 521,8 kN < \frac{0,739 * 0,992 * 1,0 * 22,1cm * 0,9cm * 35,5 \frac{kN}{cm^2}}{1,0} = 517,6 kN$$

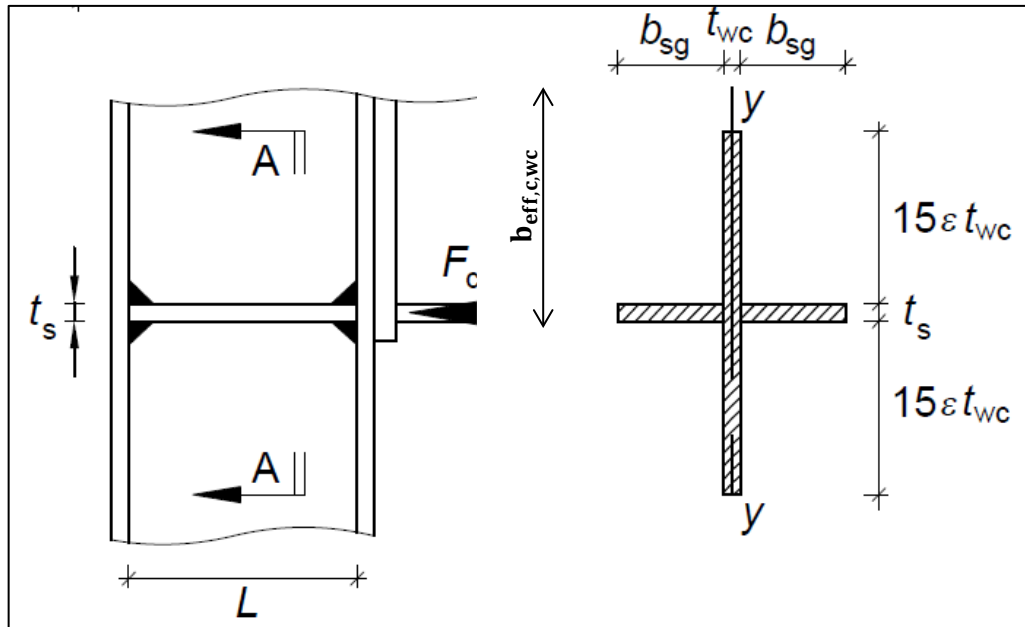
Projektna nosilnost neojačene stojine stebra v prečnem tlaku znaša  $F_{c,fc,Rd} = 517,6 kN$ . Da bo stojina stebra lahko prevzela silo  $F_{c,Ed}$ , dodamo tlačno ojačitev panela.

### Ojačitev tlačne cone

V tlačni coni bomo uporabili enake ojačitve kot smo jih uporabili v natezni coni.

Širina	$b_{sg} = 75mm$
Dolžina	$l = 170 mm$
Debelina	$t_s = 10mm$
Material	S355

Pri kotih, kjer je zaokrožitev, odrežemo trikotnike dimenzij 20/20 mm.



Slika 65: Skica tlačne ojačitve stojine stebra

Dimenzije ojačitve morajo biti take, da je plošča še vedno v tretjem razredu kompaktnosti.

$$\frac{b_{sg}}{t_s} \leq 13 \varepsilon \rightarrow \frac{75\text{mm}}{10\text{mm}} = 7,5 \leq 13 * 0,81 = 10,53 \quad \text{OK}$$

$$A_{s,eff} = b_{eff,c,wc} * t_w + 2b_{sg} t_s = 22,1 * 0,9\text{cm} + 2 * 7,5\text{cm} * 1\text{cm} = 34,9 \text{ cm}^2$$

Nosilnost prereza ojačitve

$$N_{c,Rd} = A_{s,eff} * \frac{f_{ys}}{\gamma_{M0}} = 34,9\text{cm}^2 * 35,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 1239,0 \text{ kN}$$

Uklon:

$$I_s = \frac{(2b_{sg} + t_{wc})^3 t_s}{12} = \frac{(2 * 7,5\text{cm} + 0,9\text{cm})^3 0,9\text{cm}}{12} = 335,0 \text{ cm}^4$$

$$i_s = \sqrt{\frac{I_s}{A_{s,eff}}} = \sqrt{\frac{335,0\text{cm}^4}{35,6\text{cm}^2}} = 3,07\text{cm}$$

$$\bar{\lambda} = \frac{l}{i_s \lambda_1} = \frac{17\text{cm}}{3,07\text{cm} * 93,9 * 0,81} = 0,066 < 0,2$$

Ni nevarnosti uklona

Nosilnost ojačitve skupaj s stojino je  $N_{c,Rd} = 1239,0 \text{ kN}$

### 7.1.3.6 Kontrola zvara med zlomljenim nosilcem IPE 300 in čelno pločevino

Za spoj med čelno pločevino in zlomljenim nosilcem IPE 300 so predpisani polno nosilni kotni zvari debeline 5mm.

Zahteva za polno nosilni kotni zvar:

$$a_{min} = 3,0 \text{ mm}$$

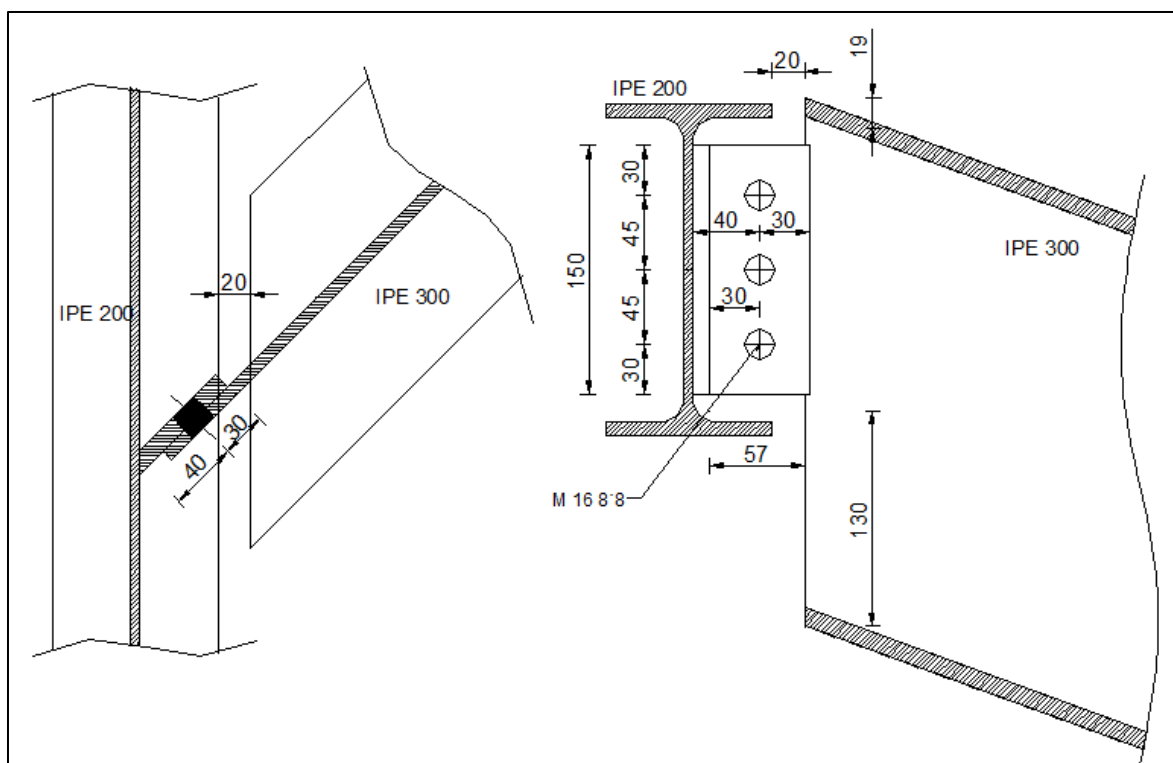
$$a_{max} = 0,58 * t_{wb} = 0,58 * 7,1 \text{ mm} = 4,1 \text{ mm}$$

$$a_{max} = 0,58 * t_{\check{c}p} = 0,46 * 17 \text{ mm} = 9,9 \text{ mm}$$

Izberemo  $a = 5 \text{ mm}$

## 7.2 Spoj B - Členkasti spoj (vezna pločevina): vogalni nosilec IPE 300 - slemenski nosilec IPE 200

### 7.2.1 Zasnova spoja in podatki



Slika 66: Zasnova členkastega spoja med vogalnim nosilcem IPE 300 in prečko IPE 200

#### **IPE 300**

$$b = 150 \text{ mm}$$

$$h = 300 \text{ mm}$$

$$t_f = 10,7 \text{ mm}$$

$$t_w = 7,1 \text{ mm}$$

$$r = 15 \text{ mm}$$

Kvaliteta S355

#### **IPE 200**

$$b = 100 \text{ mm}$$

$$h = 200 \text{ mm}$$

$$t_f = 8,5 \text{ mm}$$

$$t_w = 5,6 \text{ mm}$$



$r = 12 \text{ mm}$   
Kvaliteta S355

### Vezna pločevina

Višina	$h_p = 150 \text{ mm}$
Širina	$b_p = 70 \text{ mm}$
Debelina	$t_p = 8 \text{ mm}$
Kvaliteta	S235

### Vijaki M16 8'8

Premer vijaka	$d = 16 \text{ mm}$
Premer luknje	$d_0 = 18 \text{ mm}$
Prerez skozi steblo	$A = 2,01 \text{ cm}^2$
Prerez skozi navoj	$A_s = 1,57 \text{ cm}^2$
Napetost tečenja	$f_{yb} = 64,0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$
Natezna trdnost	$f_{ub} = 80,0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$

### Oddaljenost vijakov:

#### Vezna pločevina

Razdalja do vrha	$e_1 = 28 \text{ mm}$
Razdalja med vijakoma	$p_1 = 47 \text{ mm}$
Razdalja do roba	$e_2 = 30 \text{ mm}$
Razdalja od težišča vijakov do zvara	$e = 40 \text{ mm}$

#### Stojina nosilca IPE 300

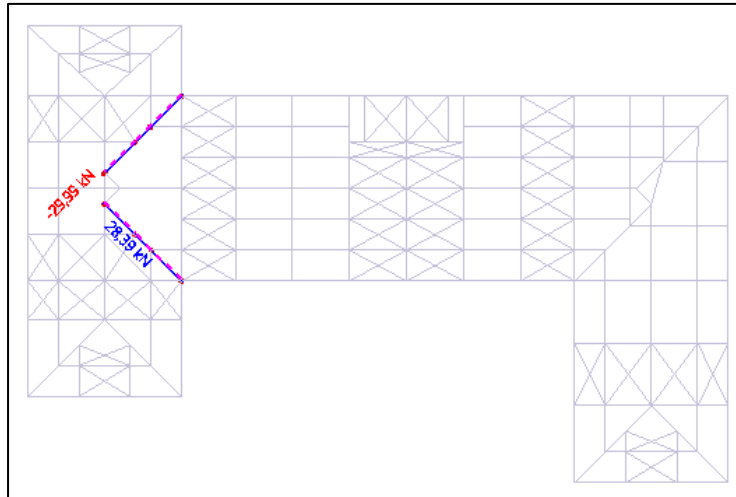
Razdalja do vrha	$e_1 = 28 \text{ mm}$
Razdalja med vijakoma	$p_1 = 47 \text{ mm}$
Razdalja do roba	$e_2 = 30 \text{ mm}$
Rega	$\Delta = 10 \text{ mm}$

## 7.2.2 Obremenitev spoja

Spoj kontroliramo na največjo prečno silo, ki se prenese iz vogalnega nosilca IPE 300 na prečko IPE 200. Ker je spoj členek, ga dimenzioniramo na prečno silo in nominalni moment, ki nastane zaradi oddaljenosti od težišča vijakov do stojine prečke IPE 200.

$$V_{Ed} = 29,8 \text{ kN (slika 67)}$$

$$\Delta M = V_{Ed} * e = 29,8 \text{ kN} * 4,0 \text{ cm} = 119,2 \text{ kNcm}$$



Slika 67: Prečna sila v spoju B pri ovojnici MSN

### 7.2.3 Kontrole nosilnosti spoja

#### 7.2.3.1 K1 Kontrola zvara

Zvari med vezno pločevino in stojino lomljenega nosilca IPE 300 so predpisani kot polno penetrirani čelni »V« zvari in so polno nosilni.

*Op: Tak zvar izberemo zato, ker se vogalni nosilec IPE 300 priključi preko vezne pločevine na stojino prečke IPE 200 pod kotom 45°.*

#### 7.2.3.2 K2 Kontrola strižne nosilnosti vezne pločevine in stojine vogalnega nosilca IPE 300 (bruto in neto prerez) ter strižnem iztrgu

##### Vezna pločevina

Strižna nosilnost na bruto prerezu:

$$V_{pl,Rd,bruto} = \frac{A_{bruto} f_{y,p}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$$

$$A_{bruto} = h_p t_p = 15 \text{ cm} * 0,8 \text{ cm} = 12,0 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,Rd,bruto} = \frac{12 \text{ cm}^2 * 23,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{\sqrt{3} * 1,0} = 162,8 \text{ kN}$$

Strižna nosilnost na neto prerezu:

$$V_{pl,Rd,neto} = \frac{A_{neto} f_{u,p}}{\sqrt{3} \gamma_{M2}}$$

$$A_{neto} = t_p (h_p - 3 d_0) = 0,8 \text{ cm} * (15 \text{ cm} - 3 * 1,8 \text{ m}) = 7,68 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,Rd,neto} = \frac{7,68cm^2 * 36 \frac{kN}{cm^2}}{\sqrt{3} * 1,25} = 127,7N$$

**Strižni iztrg:**

$$V_{eff,1,Rd} = 0,5A_{nt} \frac{f_u}{\gamma_{M2}} + A_{nv} \frac{f_y}{\gamma_{M0}\sqrt{3}}$$

$$A_{nt} = t_p \left( e_2 - \frac{d_0}{2} \right) = 0,8cm \left( 3,0cm - \frac{1,8cm}{2} \right) = 1,68 cm^2$$

$$A_{nv} = t_p (h_p - e_1 - 2,5d_0) = 0,8cm (15cm - 2,8cm - 2,5 * 1,8cm) = 6,16 cm^2$$

$$V_{eff,1,Rd} = 0,5 * 1,68cm^2 \frac{36 \frac{kN}{cm^2}}{1,25} + 6,16cm^2 \frac{23,5 \frac{kN}{cm^2}}{1,0 * \sqrt{3}} = 107,8 kN$$

$$V_{pl,Rd,vp} = \min\{V_{pl,Rd,bruto}; V_{pl,Rd,neto}; V_{eff,1,Rd}\} = 107,8 kN$$

$$V_{pl,Rd,vp} = 107,8 > V_{Ed} = 29,8 kN \quad \text{OK}$$

**Stojina vogalnega nosilca**

**Strižna nosilnost na bruto prerezu:**

$$V_{pl,Rd,bruto} = \frac{A_{bruto} f_{y,p}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$$

$$A_{bruto} = h_{wb} t_w = 15cm * 0,71cm = 10,65 cm^2$$

$$V_{pl,Rd,bruto} = \frac{10,65cm^2 * 35,5 \frac{kN}{cm^2}}{\sqrt{3} * 1,0} = 218,3 kN$$

**Strižna nosilnost na neto prerezu:**

$$V_{pl,Rd,neto} = \frac{A_{neto} f_{u,p}}{\sqrt{3} \gamma_{M2}}$$

$$A_{neto} = t_w (h_{wb} - 3d_0) = 0,71cm * (15cm - 2 * 1,8cm) = 8,09 cm^2$$

$$V_{pl,Rd,neto} = \frac{8,09cm^2 * 49 \frac{kN}{cm^2}}{\sqrt{3} * 1,25} = 183,1 kN$$

**Strižni iztrg:**

$$V_{eff,1,Rd} = 0,5A_{nt} \frac{f_u}{\gamma_{M2}} + A_{nv} \frac{f_y}{\gamma_{M0}\sqrt{3}}$$

$$A_{nt} = t_w \left( e_2 - \frac{d_0}{2} \right) = 0,71cm \left( 3,0cm - \frac{1,8cm}{2} \right) = 1,49 cm^2$$

$$A_{nv} = t_w(h_{wb} - e_1 - 2,5d_0) = 0,71\text{cm}(15\text{cm} - 2,8\text{cm} - 2,5 * 1,8\text{cm}) = 5,46 \text{ cm}^2$$

$$V_{eff,1,Rd} = 0,5 * 1,49\text{cm}^2 \frac{49 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,25} + 5,46\text{cm}^2 \frac{35,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,0 * \sqrt{3}} = 131,5 \text{ kN}$$

$$V_{pl,Rd,w,IPE300} = \min\{V_{pl,Rd,bruto}; V_{pl,Rd,neto}; V_{eff,1,Rd}\} = 131,5 \text{ kN}$$

$$V_{pl,Rd,w,IPE300} = 131,5 > V_{Ed} = 29,8 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

### 7.2.3.3 K3 Kontrola vezne pločevine in stojine nosilca IPE 300 na bočni pritisk

#### Vezna pločevina - S235

$$F_{b,rd,vp,1} = \frac{k_1 \alpha_b f_{u,p} d t_{vp}}{\gamma_{M2}}$$

$$k_1 = \min\left\{2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 2,5\right\}$$

$$k_1 = \min\left\{2,8 \frac{30\text{mm}}{18\text{mm}} - 1,7 = 2,97; 2,5\right\} = 2,5$$

$$\alpha_b = \min\left\{\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - 0,25; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right\}$$

$$\alpha_b = \min\left\{\frac{28\text{mm}}{3 * 18\text{mm}} = 0,519; \frac{47\text{mm}}{3 * 18\text{mm}} - 0,25 = 0,620; \frac{80 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{49 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 1,63; 1\right\} = 0,519$$

$$F_{b,rd,vp,1} = \frac{2,5 * 0,519 * 36 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} * 1,6\text{cm} * 0,8\text{cm}}{1,25} = 47,8 \text{ kN}$$

#### Stojina nosilca IPE 300 -S355

$$F_{b,rd,wb,1} = \frac{k_1 \alpha_b f_{u,p} d t_{wb}}{\gamma_{M2}}$$

$$k_1 = \min\left\{2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 2,5\right\}$$

$$k_1 = \min\left\{2,8 \frac{30\text{mm}}{18\text{mm}} - 1,7 = 2,97; 2,5\right\} = 2,5$$

$$\alpha_b = \min\left\{\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - 0,25; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right\}$$

$$\alpha_b = \min\left\{\frac{28\text{mm}}{3 * 18\text{mm}} = 0,519; \frac{47\text{mm}}{3 * 18\text{mm}} - 0,25 = 0,620; \frac{80 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{49 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 1,63; 1\right\} = 0,519$$

$$F_{b,rd,wb,1} = \frac{2,5 * 0,519 * 49 \frac{kN}{cm^2} * 1,6cm * 0,71cm}{1,25} = 57,8 kN$$

$$F_{b,rd,1} = \min(F_{b,rd,vp,1}, F_{b,rd,wb,1}) = 47,8 kN$$

V spoju imamo tri vijake:

$$F_{b,rd} = 3 * 47,8 kN = 143,3 kN > V_{Ed} = 29,8 kN \quad \text{OK}$$

#### 7.2.3.4 K4 Kontrola strižne nosilnosti vijaka

$$F_{v,rd,1} = \frac{0,6 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}}$$

$$F_{v,rd,1} = \frac{0,6 * 80 \frac{kN}{cm^2} * 1,57cm^2}{1,25} = 60,3 kN$$

$$F_{v,Rd} = 60,3kN * 3 = 180,9 kN > V_{Ed} = 29,8 kN \quad \text{OK}$$

Strižna nosilnost vijakov je večja od bočne nosilnosti vezne pločevine ali stojine in s tem zadostimo pogoju duktilnega obnašanje spoja.

$$F_{b,rd,1} = 60,3kN \leq F_{v,Rd} = 47,8 kN \quad \text{OK} \rightarrow \text{duktilno obnašanje}$$

#### 7.2.3.5 K5 Kontrola upogibne nosilnosti vezne pločevine

Upogibno nosilnost vezne pločevine preverjamo na mestu težišča vijakov, saj je tam moment  $M_{\Delta}$ , ki nastane zaradi prečne sile  $V_{Ed}$  in ročice  $e$  največji.

$$M_{\Delta} = 119,2 kNcm$$

$$W_{vp} = \frac{h_p^2 t_p}{6} = \frac{(17cm)^2 * 0,8cm}{6} = 38,53 cm^3$$

$$M_{vp,Rd} = W_{vp} f_{y,p} / \gamma_{M0} = 38,53cm^3 * 23,5kN/cm^2 = 905,5 kNcm$$

Izračunamo kolikšna prečna sila bi bila potrebna, da bi dosegla upogibno nosilnost vezne pločevine:

$$V_{Rd} = \frac{M_{vp,Rd}}{e} = \frac{905,5 kNcm}{4cm} = 226,4 kN$$

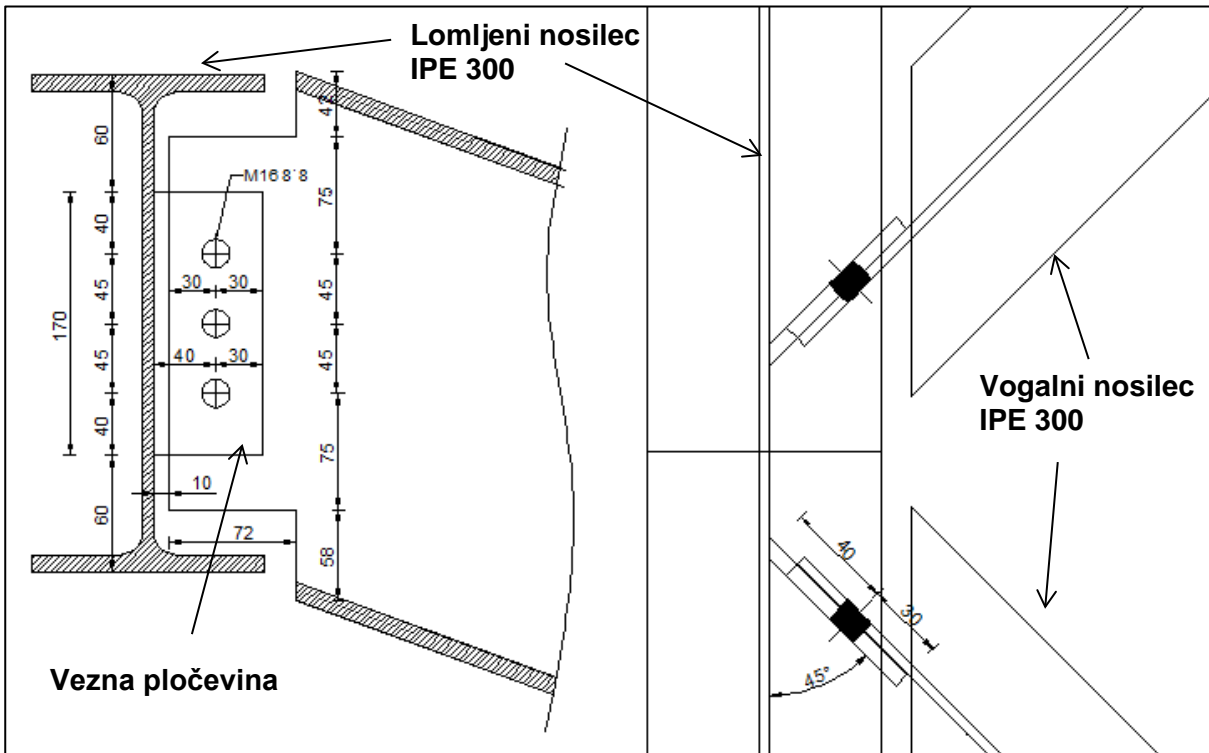
### 7.3 Spoj C - Členkasti spoj (vezna pločevina): Vogalni nosilec IPE300 – lomljeni nosilec IPE300

Spoj C povezuje vogalne nosilce IPE 300 (žlote) z lomljenim nosilcem IPE 300. Povezava je izvedena z vezno pločevino, saj se tak spoj najlažje izvede, še posebej ker se vogalni nosilec priključi na lomljeni nosilec pod vertikalnim (20°) in horizontalnim (45°) kotom. Pri nominalno členkastem spoju z vezno pločevino moramo zagotoviti duktilno obnašanje spoja in preprečiti

neduktilne porušitve (vijaki, zvari). Zvare med stojino lomljenega nosilca in vezno pločevino izvedemo kot polno nosilne, strižna nosilnost vijaka ( $F_{v,Rd}$ ) pa mora biti večja od nosilnosti na bočni pritisk vezne pločevine ali stojine vogalnega nosilca ( $F_{b,Rd}$ ).

### 7.3.1 Zasnova spoja in podatki

Vogalnemu nosilcu se pri spoju odreže del zgornjega in spodnjega nosilca dimenzij 72/40mm



Slika 68: Zasnova spoja med vogalnim nosilcem IPE 300 in lomljenim nosilcem IPE 300

#### **IPE 300**

$b = 150 \text{ mm}$   
 $h = 300 \text{ mm}$   
 $t_f = 10,7 \text{ mm}$   
 $t_w = 7,1 \text{ mm}$   
 $r = 15 \text{ mm}$   
 Kvaliteta S355

#### **Vezna pločevina:**

Višina	$h_p = 170 \text{ mm}$
Širina	$b_p = 70 \text{ mm}$
Debelina	$t_p = 8 \text{ mm}$
Kvaliteta	S235

#### **Vijaki M16 8.8**

Premer vijaka	$d = 16 \text{ mm}$
Premer luknje	$d_0 = 18 \text{ mm}$
Prerez skozi steblo	$A = 2,01 \text{ cm}^2$

Prerez skozi navoj	$A_s = 1,57 \text{ cm}^2$
Napetost tečenja	$f_{yb} = 64,0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$
Natezna trdnost	$f_{ub} = 80,0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$

### Oddaljenost vijakov:

#### Vezna pločevina

Razdalja do vrha	$e_1 = 40 \text{ mm}$
Razdalja med vijakoma	$p_1 = 45 \text{ mm}$
Razdalja do roba	$e_2 = 30 \text{ mm}$
Razdalja od težišča vijakov do zvara	$e = 40 \text{ mm}$
Rega	$\Delta = 10 \text{ mm}$

#### Stojina nosilca

Razdalja do vrha	$e_1 = 75 \text{ mm}$
Razdalja med vijakoma	$p_1 = 55 \text{ mm}$
Razdalja do roba	$e_2 = 30 \text{ mm}$

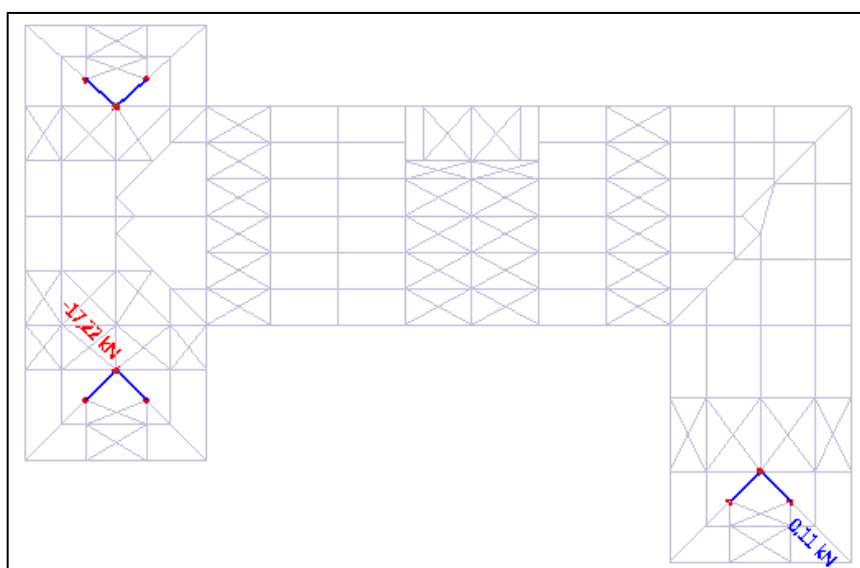
### 7.3.2 Obremenitev spoja

Spoj dimenzioniram na največjo prečno silo, ki nastane v vogalnem nosilcu IPE 300.

$$V_{Ed} = 16,7 \text{ kN}$$

$$M_{\Delta} = V_{Ed} * e = 16,7 \text{ kN} * 4 \text{ cm} = 65,6 \text{ kNcm}$$

Ker je obremenitev v spoju majhna, kontrole niso merodajne. Vseeno bomo izračunali odpornost spoja na prečno silo. Spoj je zasnovan tako, da se bo vogalni nosilec IPE 300 čim lažje priključil na lomljeni nosilec IPE 300.



Slika 69: Največja prečna sila v spoju C za ovojnico MSN

### 7.3.3 Kontrole nosilnost spoja

#### 7.3.3.1 K1 Kontrola zvara

Zvari med vezno pločevino in stojino lomljenega nosilca IPE 300 so predpisani kot polno penetrirani čelni zvari in so polno nosilni.

*Op: Tak zvar izberemo zato, ker se vogalni nosilec IPE 300 priključi preko vezne pločevine na stojino zlomljenega nosilca pod kotom 45°.*

#### 7.3.3.2 K2 Kontrola strižne nosilnosti vezne pločevine in stojine vogalnega nosilca (bruto in neto prerez) ter strižnem iztrgu

##### Vezna pločevina

Glede na spoj B, ki je podoben spoju C, vemo da je merodajni strižni iztrg.

Strižni iztrg:

$$V_{eff,1,Rd} = 0,5A_{nt} \frac{f_u}{\gamma_{M2}} + A_{nv} \frac{f_y}{\gamma_{M0}\sqrt{3}}$$

$$A_{nt} = t_p \left( e_2 - \frac{d_0}{2} \right) = 0,8cm \left( 3,0cm - \frac{1,8cm}{2} \right) = 1,68 cm^2$$

$$A_{nv} = t_p (h_p - e_1 - 2,5d_0) = 0,8cm(17cm - 4,0cm - 2,5 * 1,8cm) = 6,8 cm^2$$

$$V_{eff,1,Rd} = 0,5 * 1,68cm^2 \frac{36 \frac{kN}{cm^2}}{1,25} + 6,8cm^2 \frac{23,5 \frac{kN}{cm^2}}{1,0 * \sqrt{3}} = 116,5 kN$$

$$V_{pl,Rd,p} = \min\{V_{pl,Rd,bruto}; V_{pl,Rd,neto}; V_{eff,1,Rd}\} = 116,5 kN$$

##### Stojina vogalnega nosilca

Nosilnost stojine na strig je večja od nosilnosti vezne pločevine, saj je višina stojine, ki sodeluje pri strigu veliko večja ( $h_{wb} = 24 cm$ ) in kvaliteta materiala je prav tako boljša S355.

Merodajna nosilnost je strižni iztrg pri vezni pločevini  $V_{pl,Rd} = 116,5 kN$ .

#### 7.3.3.3 K3 Kontrola vezne pločevine in stojine nosilca na bočni pritisk

##### Vezna pločevina

$$F_{b,rd,vp,1} = \frac{k_1 \alpha_b f_{u,p} d t_p}{\gamma_{M2}}$$

$$k_1 = \min \left\{ 2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right\}$$



$$k_1 = \min \left\{ 2,8 \frac{30\text{mm}}{18\text{mm}} - 1,7 = 2,97; 2,5 \right\} = 2,5$$

$$\alpha_b = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - 0,25; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right\}$$

$$\alpha_b = \min \left\{ \frac{40\text{mm}}{3 * 18\text{mm}} = 0,648; \frac{45\text{mm}}{3 * 18\text{mm}} - 0,25 = 0,583; \frac{80 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{36 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 2,2; 1 \right\} = 0,583$$

$$F_{b,rd,vp,1} = \frac{2,5 * 0,583 * 36 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} * 1,6\text{cm} * 0,8\text{cm}}{1,25} = 53,7 \text{ kN}$$

### **Stojina nosilca**

$$F_{b,rd,wb,1} = \frac{k_1 \alpha_b f_{u,p} d t_p}{\gamma_{M2}}$$

$$k_1 = \min \left\{ 2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right\}$$

$$k_1 = \min \left\{ 2,8 \frac{30\text{mm}}{18\text{mm}} - 1,7 = 2,97; 2,5 \right\} = 2,5$$

$$\alpha_b = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - 0,25; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right\}$$

$$\alpha_b = \min \left\{ \frac{75\text{mm}}{3 * 18\text{mm}} = 1,39; \frac{45\text{mm}}{3 * 18\text{mm}} - 0,25 = 0,583; \frac{80 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{49 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 1,63; 1 \right\} = 0,583$$

$$F_{b,rd,wb,1} = \frac{2,5 * 0,583 * 49 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} * 1,8\text{cm} * 0,71\text{cm}}{1,25} = 64,9 \text{ kN}$$

$$F_{b,rd,1} = \min(F_{b,rd,vp,1}, F_{b,rd,wb,1}) = 53,7 \text{ kN}$$

$$F_{b,rd} = 3 * 53,7 \text{ kN} = 161,2 \text{ kN}$$

### **7.3.3.4 K4 Kontrola strižne nosilnosti vijaka**

$$F_{v,rd,1} = \frac{0,6 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}}$$

$$F_{v,rd,1} = \frac{0,6 * 80 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} * 1,57\text{cm}^2}{1,25} = 60,3 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rd} = 60,3\text{kN} * 3 = 180,9 \text{ kN}$$

Strižna nosilnost vijakov je večja od bočne nosilnosti vezne pločevine ali stojine in s tem pogojem zadostimo duktilno obnašanje spoja.

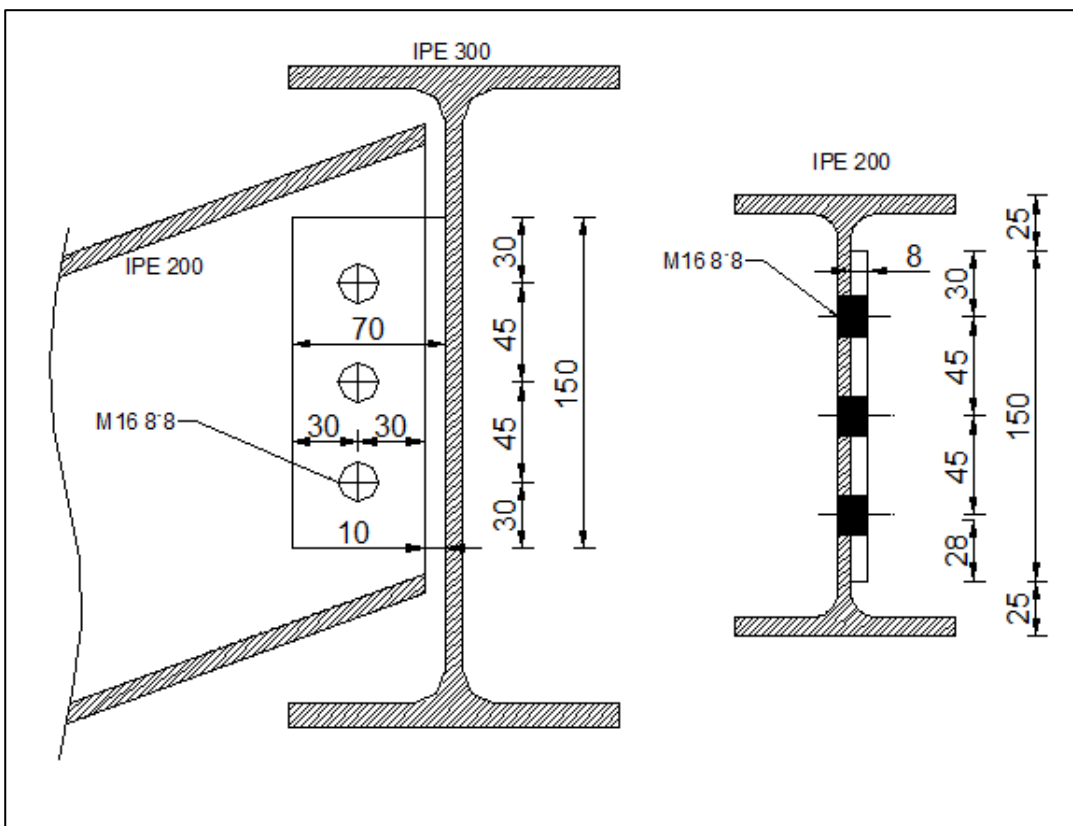
$$F_{b,Rd} = 53,7 \text{ kN} \leq F_{v,Rd} = 60,3 \text{ kN}$$

OK → duktilno obnašanje

#### 7.4 Spoj D - Členkasti spoj (vezna pločevina) - nosilec IPE 200 – vogalni nosilec IPE 300

##### 7.4.1 Zasnova spoja in podatki

Spoj D uporabimo, kjer se nosilec IPE 200 pod kotom 20° členkasto priključi na vogalni nosilec IPE 300. Spoj je zasnovan enako kot spoj B, le da je tu priključeni element IPE 200.



Slika 70: Zasnova spoja D nosilca IPE 200 pod kotom na nosilec IPE 300

##### IPE 300

$b = 150 \text{ mm}$   
 $h = 300 \text{ mm}$   
 $t_f = 10,7 \text{ mm}$   
 $t_w = 7,1 \text{ mm}$   
 $r = 15 \text{ mm}$   
 Kvaliteta S355

##### IPE 200

$b = 100 \text{ mm}$   
 $h = 200 \text{ mm}$

$t_f = 8,5 \text{ mm}$   
 $t_w = 5,6 \text{ mm}$   
 $r = 12 \text{ mm}$   
Kvaliteta S355

### Vezna pločevina:

Višina  $h_p = 150 \text{ mm}$   
Širina  $b_p = 70 \text{ mm}$   
Debelina  $t_p = 8 \text{ mm}$   
Kvaliteta S235

### Vijaki M16 8'8

Premer vijaka  $d = 16 \text{ mm}$   
Premer luknje  $d_0 = 18 \text{ mm}$   
Prerez skozi steblo  $A = 2,01 \text{ cm}^2$   
Prerez skozi navoj  $A_s = 1,57 \text{ cm}^2$   
Napetost tečenja  $f_{yb} = 64,0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$   
Natezna trdnost  $f_{ub} = 80,0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$

### Oddaljenost vijakov:

#### Vezna pločevina

Razdalja do vrha  $e_1 = 30 \text{ mm}$   
Razdalja med vijakoma  $p_1 = 45 \text{ mm}$   
Razdalja do roba  $e_2 = 30 \text{ mm}$   
Razdalja od težišča vijakov do zvara  $e = 40 \text{ mm}$   
Rega  $\Delta = 10 \text{ mm}$

#### Stojina nosilca

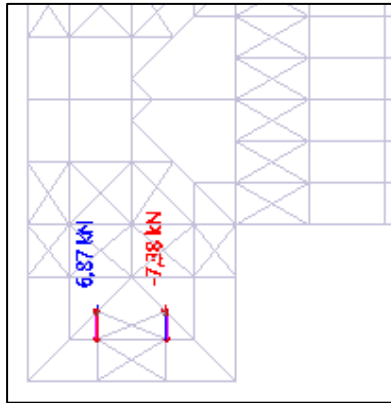
Razdalja do vrha  $e_1 = 106 \text{ mm}$   
Razdalja med vijakoma  $p_1 = 55 \text{ mm}$   
Razdalja do roba  $e_2 = 30 \text{ mm}$

## 7.4.2 Obremenitev spoja

Spoj dimenzioniramo na največjo prečno silo, ki nastane v nosilcu IPE 200.

$$V_{Ed} = 7,3 \text{ kN}$$

$$M_{\Delta} = V_{Ed} * e = 7,3 \text{ kN} * 4 \text{ cm} = 29,2 \text{ kNcm}$$



Slika 71: Največja prečna sila v spoju D za ovojnico MSN

### 7.4.3 Kontrola nosilnosti spoja

Ker je spoj enak spoju B, je merodajna kontrola nosilnost stojine nosilca IPE 200 na bočni pritisk. Ostalih kontrol nam ni potrebno delati.

#### 7.4.3.1 K1 Kontrola vezne pločevine in stojine nosilca IPE 200 na bočni pritisk

##### Vezna pločevina

$$F_{b,Rd,vp,1} = 47,8 \text{ kN} \text{ (glej 6.2.3.3)}$$

##### Stojina nosilca

$$F_{b,Rd,wb,1} = \frac{k_1 \alpha_b f_{u,p} d t_p}{\gamma_{M2}}$$

$$k_1 = \min \left\{ 2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right\}$$

$$k_1 = \min \left\{ 2,8 \frac{30 \text{ mm}}{18 \text{ mm}} - 1,7 = 2,97; 2,5 \right\} = 2,5$$

$$\alpha_b = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - 0,25; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right\}$$

$$\alpha_b = \min \left\{ \frac{106 \text{ mm}}{3 * 18 \text{ mm}} = 1,96; \frac{45 \text{ mm}}{3 * 18 \text{ mm}} - 0,25 = 0,583; \frac{80 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{49 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 1,63; 1 \right\} = 0,583$$

$$F_{b,Rd,wb,1} = \frac{2,5 * 0,583 * 49 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} * 1,8 \text{ cm} * 0,56 \text{ cm}}{1,25} = 51,2 \text{ kN}$$

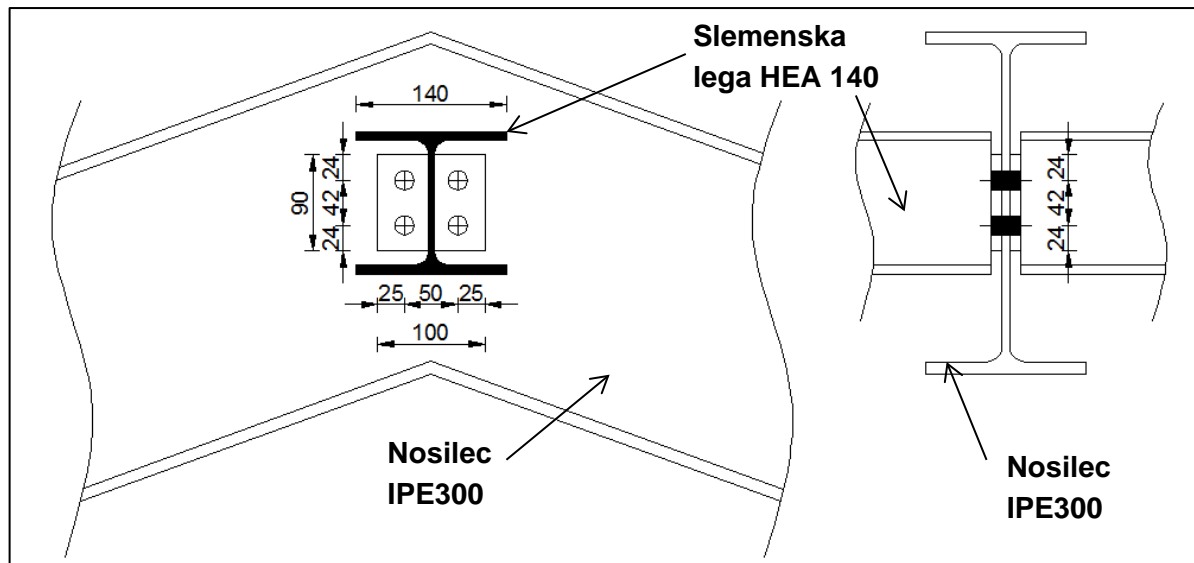
$$F_{b,Rd,1} = \min(F_{b,Rd,vp,1}, F_{b,Rd,wb,1}) = 47,8 \text{ kN}$$

Nosilnost stojine nosilca IPE 200 na bočni pritisk je večja od nosilnosti vezne pločevine, tako da je nosilnost spoja enaka nosilnosti spoja B. Spoj je prav tako duktilen.

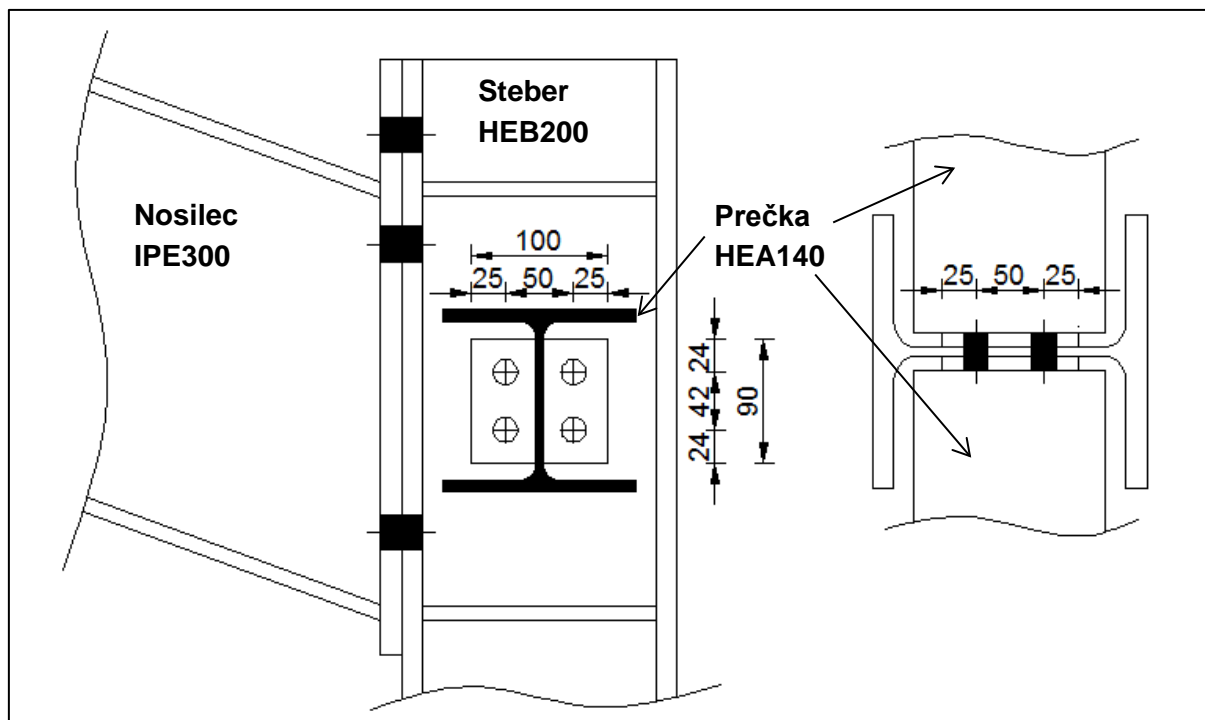
## 7.5 Spoj E - Členkasti spoj (delna čelna pločevina): Prečka HEA 140

Povsod, kjer so prečke HEA 140 ravne se izvede z delno čelno pločevino v območju stojine stebra HEB 200 in nosilca IPE 300. Prečka ima predvsem funkcijo podpiranja glavnih okvirov izven njihove ravnine in prenos horizontalnih sil v povezja, zato spoj nima nobenih večjih obremenitev.

### 7.5.1 Zasnova spoja in podatki



Slika 72: Spoj nosilca HEA 140 na stojino nosilca IPE 300 – slemenska lega



Slika 73: Spoj nosilca HEA 140 na steber HEB 200 – kapna lega

Duktilno obnašanje takšnega spoja zagotovimo s polno nosilnimi zvari ob čelni pločevini in z upogibom čelne pločevine izven svoje ravnine. Pri tem se v vijakih razvijejo natezne sile, ki preprečimo z dvema ukrepoma: strižno nosilnost vijakov izkoristimo le do 80 % in z dovolj tanko čelno pločevino, da omejimo njeno upogibno nosilnost.

### **Vijaki M16 8'8**

Premer vijaka	$d = 16 \text{ mm}$
Premer luknje	$d_0 = 18 \text{ mm}$
Prerez skozi steblo	$A = 2,01 \text{ cm}^2$
Prerez skozi navoj	$A_s = 1,57 \text{ cm}^2$
Napetost tečenja	$f_{yb} = 64,0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$
Natezna trdnost	$f_{ub} = 80,0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$

### **Razporeditev vijakov:**

$$e_1 = 24 \text{ mm} > 1,2 d_0 = 21,6 \text{ mm}$$

$$p_1 = 42 \text{ mm} > 2,2 d_0 = 40 \text{ mm}$$

$$e_2 = 25 \text{ mm} > 1,2 d_0 = 21,6 \text{ mm}$$

$$p_2 = 50 \text{ mm} > 2,4 d_0 = 43,2 \text{ mm}$$

### **Čelna pločevina**

Čelna pločevina mora biti dovolj tanka, da zagotovimo duktilnost spoja.

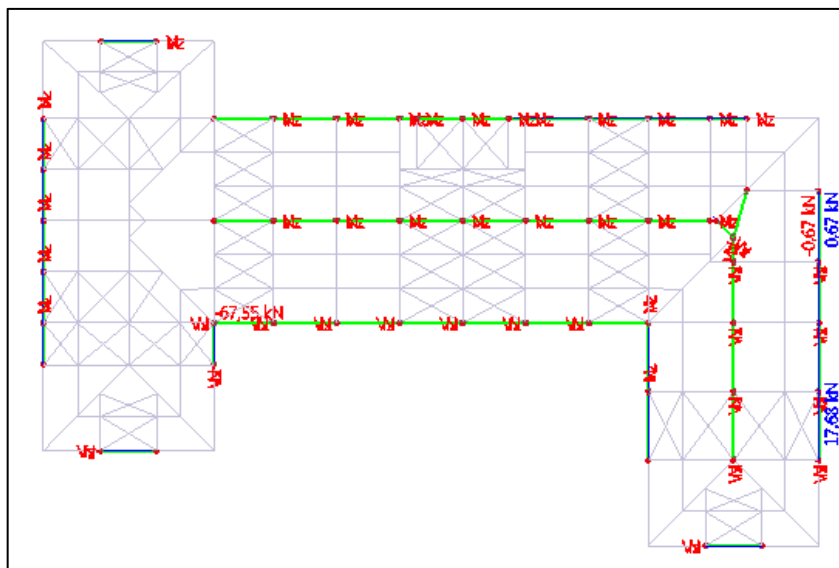
$$\frac{d}{t_p} \geq 2,8 \sqrt{\frac{f_{y,p}}{f_{ub}}}$$

$$t_p \leq \frac{d}{2,8 \sqrt{f_{yp}/f_{ub}}} = \frac{1,6 \text{ cm}}{2,8 \sqrt{23,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} / 80 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}} = 1,95 \text{ cm}$$

Višina	$h_p = 2 * e_1 + p_1 = 90 \text{ mm}$
Širina	$b_p = 2 * e_2 + p_2 = 100 \text{ mm}$
Debelina	$t_p = 8 \text{ mm}$
Kvaliteta	S235

### **7.5.2 Obremenitev spoja**

V povezovalnem nosilcu se pojavijo natezne ali tlačne osne sile. Prečne sile so majhne



Slika 74: Največja osna natezna in tlačna sila za spoj E pri ovojnici MSN

$$V_{Ed,z} = 0,67 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 17,8 \text{ kN (nateg)}$$

$$N_{Ed} = 67,6 \text{ (tlak)}$$

Zaradi zanemarljivo majhne prečne sile  $V_{Ed,z} = 0,67 \text{ kN}$ , nam kontrol ni potrebno narediti. Naredimo kontrolo natezne nosilnosti spoja. Spoj izvedemo z minimalnimi zahtevami, kjer uporabimo štiri vijake M16 in dovolj tanko čelno pločevino.

### 7.5.3 Kontrole nosilnosti spoja

#### 7.5.3.1 K1 Kontrola in debelina zvara:

Spoj med prečko in čelno pločevino naredimo z kotnim zvarom. Zvar je polno nosilen.

Zahteva za polno nosilni kotni zvar:

$$a_{min} = 3,0 \text{ mm}$$

$$a_{max} = 0,58 * t_{wb} = 0,58 * 5,6 \text{ mm} = 3,23 \text{ mm}$$

$$a_{max} = 0,46 * t_{cp} = 0,46 * 8 \text{ mm} = 3,68 \text{ mm}$$

Izberemo:

$$a = 4 \text{ mm}$$

$$l_{zv} = h_p = 90 \text{ mm}$$

#### 7.5.3.2 K2 Natezna nosilnost vijakov

Kontrolo spoja naredimo še na nateg, ki se pojavi v prečki, ki je del zavetrovalne konstrukcije.

1.Način: Plastifikacija čelne pločevine -  $F_{Rd,u,1}$

2.Način: Sočasna plastifikacija čelne pločevine in porušitev vijaka -  $F_{Rd,u,2}$

3. Način: Porušitev vijaka -  $F_{Rd,u,3}$ Določitev parametrov  $m, n$  in  $l_{eff}$ :

$$m = \frac{p_2 - t_{w,HEA140} - 2 * 0,8 * a\sqrt{3}}{2} = \frac{50mm - 5,5mm - 2 * 0,8 * 3mm * \sqrt{3}}{2} = 18,1 mm$$

$$n = e_{min} = e_2 = 25 mm \leq 1,25m = 1,25 * 18,1 = 22,6 mm$$

$$n = 22,6 mm$$

$$l_{eff} = 2e_1 + (n_1 - 1)p_1 = 2 * 24mm + (2 - 1) * 42mm = 90,0 mm$$

$$M_{pl1} = \frac{l_{eff} t_p^2 f_{u,p}}{4\gamma_{M0}} = \frac{9,0cm * (0,8cm)^2 * 23,5 \frac{kN}{cm^2}}{4 * 1,0} = 33,84 kNcm$$

$$F_{t,Rd,1} = \frac{4M_{pl1}}{m} = \frac{4 * 33,84 kNcm}{1,81 cm} = 74,8 kN$$

$$F_{t,Rd,2} = \frac{2M_{pl1} + n \sum F_{t,Rd}}{m + n} = \frac{2 * 33,84kNcm + 2,26cm * 361,7kN}{1,81cm + 2,26cm} = 217,5 kN$$

$$F_{t,Rd,3} = \sum F_{t,Rd} = 4 * \frac{0,9 * f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} = 4 * \frac{0,9 * 80 \frac{kN}{cm^2} * 1,57cm^2}{1,25} = 361,7 kN$$

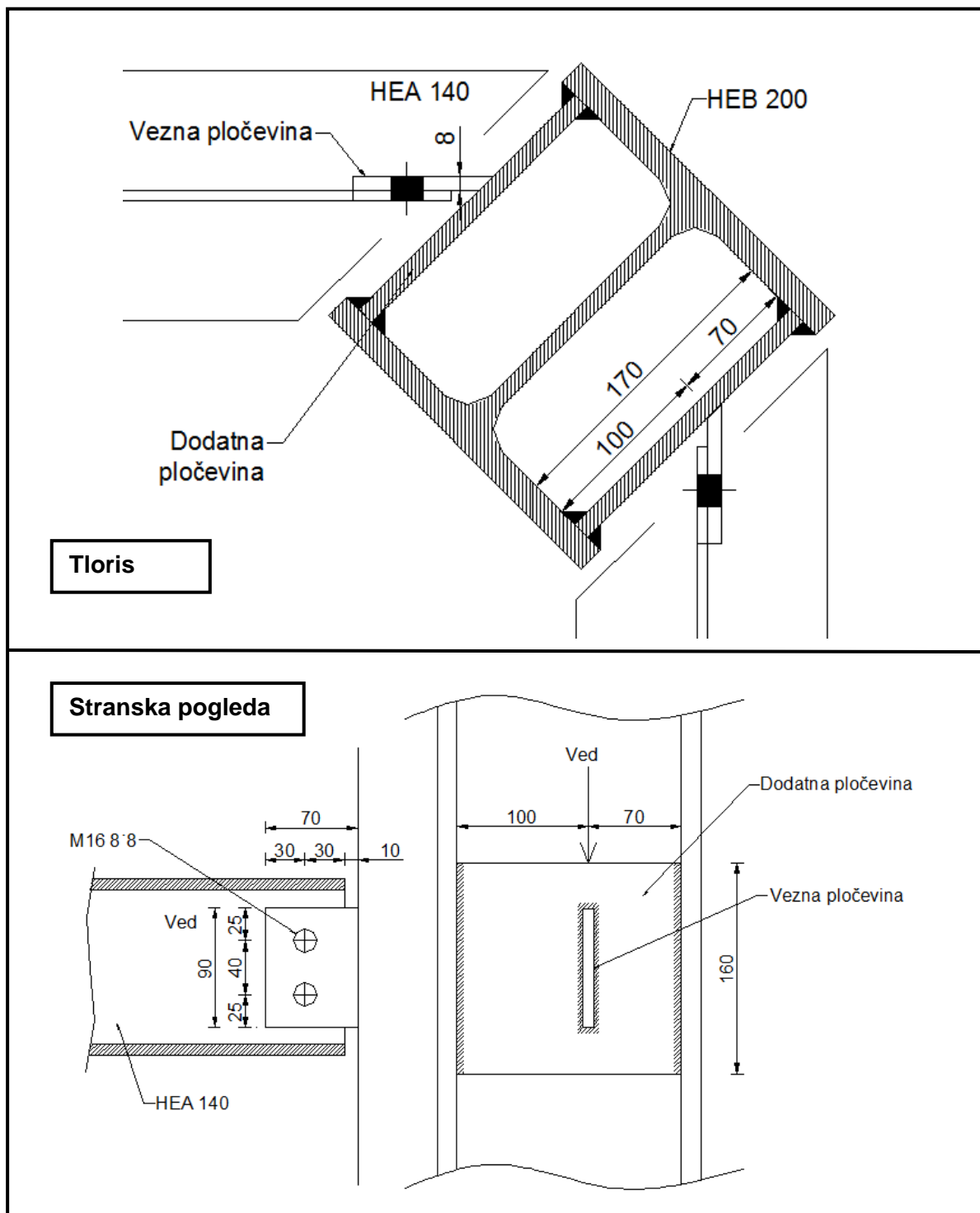
$$F_{t,Rd} = \min\{ 74,8 kN ; 226,8 kN ; 361,7 kN \} = 74,8 kN$$

Spoj lahko prevzame maksimalno natezno silo  $F_{t,Rd} = 148,4 kN < N_{Ed,nateg} = 17,8kN$ **7.6 Spoj F - Členasti spoj (vezna pločevina): nosilec HEA 140 – steber HEB 200**

Spoj G uporabimo, kjer se prečka HEA 140 priključi na vogalni steber HEB 200. Ker je steber zasukan za 45°, privarimo dodatno vertikalno pločevino med pasnici kamor se privari vezna pločevina. Prečna sila, ki se pojavi v prečki je zanemarljivo majhna, zato nam ni potrebno delati kontrol. Poskrbeti moramo, da so kotni zvari med dodatno vertikalno pločevino in stebrom dimenzionirani na nosilnost vezne pločevine.



### 7.6.1 Zasnova spoja in podatki



Slika 75: Zasnova spoja prečke HEA 140 pod kotom na stebler HEB 200

#### **Vijaki M16 8'8**

Premer vijaka	$d = 16 \text{ mm}$
Premer luknje	$d_0 = 18 \text{ mm}$
Prerez skozi steblo	$A = 2,01 \text{ cm}^2$
Prerez skozi navoj	$A_s = 1,57 \text{ cm}^2$

$$\begin{aligned} \text{Napetost tečenja} \quad f_{yb} &= 64,0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \\ \text{Natezna trdnost} \quad f_{ub} &= 80,0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \end{aligned}$$

### Vezna pločevina

$$\begin{aligned} \text{Višina} \quad h_p &= 2 * e_1 + p_1 = 90 \text{ mm} \\ \text{Širina} \quad b_p &= 2 * e_2 + \Delta = 70 \text{ mm} \\ \text{Debelina} \quad t_{vp} &= 8 \text{ mm} \\ \text{Kvaliteta} & \text{ S235} \end{aligned}$$

### Dodatna vertikalna pločevina

$$\begin{aligned} \text{Višina} \quad h_{dp} &= 2 * e_1 + p_1 = 160 \text{ mm} \\ \text{Širina} \quad b_{dp} &= 2 * e_2 + p_2 = 170 \text{ mm} \\ \text{Debelina} \quad t_{dp} &= 8 \text{ mm} \\ \text{Kvaliteta} & \text{ S235} \end{aligned}$$

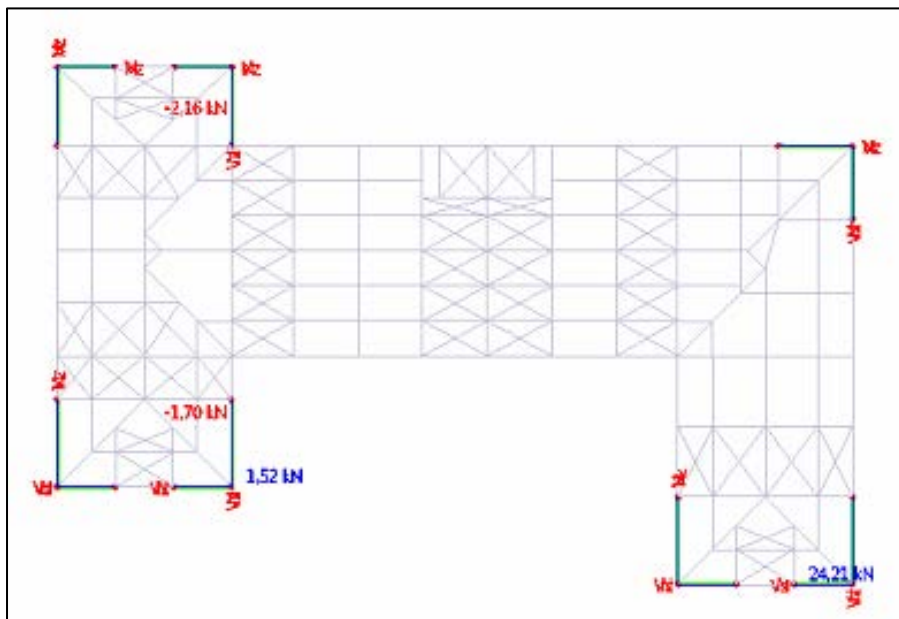
### Razporeditev vijakov:

#### Vezna pločevina

$$\begin{aligned} e_1 &= 25 \text{ mm} > 1,2 d_0 = 21,6 \text{ mm} \\ p_1 &= 40 \text{ mm} > 2,2 d_0 = 40 \text{ mm} \\ e_2 &= 30 \text{ mm} > 1,2 d_0 = 21,6 \text{ mm} \end{aligned}$$

### 7.6.2 Obremenitev spoja

Obremenitev spoja na prečno silo pri analizi MSN je zanemarljivo majhna, saj je  $V_{Ed} = 1,7 \text{ kN}$ . To je pričakovano, saj prečka ne prevzema vertikalnih obremenitev ampak samo horizontalne obremenitve. Maksimalna osna natezna ali tlačna sila, ki se pojavi pri analizi MSN znaša (slika 76).



Slika 76: Osne sile v vogalnih prečkah HEA140

$$N_{Ed,tlak} = -21,6kN$$

$$N_{Ed,nateg} = 24,2 kN$$

### 7.6.3 Kontrola nosilnosti spoja

Pri kontrolah nosilnosti spoja se osredotočimo na nosilnost vezne pločevine, saj mora biti nosilnost zvara med dodatno pločevino in stebrom HEB 200 večja, od nosilnosti vezne pločevine. Pri vezni pločevini preverimo nosilnost na strig, bočni pritisk in zvar med vezno pločevino in dodatno pločevino.

#### 7.6.3.1 K1 Kontrola strižne nosilnosti vezne pločevine (bruto in neto prerez) ter strižnem iztrgu

##### Vezna pločevina

Strižna nosilnost na bruto prerezu:

$$V_{pl,Rd,bruto} = \frac{A_{bruto} f_{y,p}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$$

$$A_{bruto} = h_p t_{vp} = 9cm * 0,8cm = 7,2 cm^2$$

$$V_{pl,Rd,bruto} = \frac{7,2cm^2 * 23,5 \frac{kN}{cm^2}}{\sqrt{3} * 1,0} = 97,7kN$$

$$V_{pl,Rd,bruto} = 97,7kN$$

Strižna nosilnost na neto prerezu:

$$V_{pl,Rd,neto} = \frac{A_{neto} f_{u,p}}{\sqrt{3} \gamma_{M2}}$$

$$A_{neto} = t_p (h_p - 2d_0) = 0,8cm * (9cm - 2 * 1,8cm) = 4,32 cm^2$$

$$V_{pl,Rd,neto} = \frac{4,32cm^2 * 36 \frac{kN}{cm^2}}{\sqrt{3} * 1,25} = 71,8 kN$$

$$V_{pl,Rd,neto} = 71,8 kN$$

Strižni iztrg:

$$V_{eff,1,Rd} = 0,5 A_{nt} \frac{f_u}{\gamma_{M2}} + A_{nv} \frac{f_y}{\gamma_{M0} \sqrt{3}}$$

$$A_{nt} = t_p (e_2 - d_0/2) = 0,8cm(3cm - 1,8cm/2) = 1,68cm^2$$

$$A_{nv} = t_p (h_p - e_1 - 1,5d_0) = 0,8cm(9cm - 2,5cm - 1,5 * 1,8cm) = 3,04 cm^2$$

$$V_{eff,1,Rd} = 0,5 * 1,68cm^2 \frac{36 \frac{kN}{cm^2}}{1,25} + 3,04cm^2 \frac{23,5 \frac{kN}{cm^2}}{1,0 * \sqrt{3}} = 65,4kN$$

$$V_{pl,Rd,vp} = \min\{V_{pl,Rd,bruto}; V_{pl,Rd,neto}; V_{eff,1,Rd}\} = 65,4 kN$$

Merodajen je strižni iztrg.

### 7.6.3.2 K2 nosilnost vezne pločevine in stojine nosilca IPE 300 na bočni pritisk

#### Vezna pločevina

$$F_{b,Rd,vp,1} = \frac{k_1 \alpha_b f_{u,p} d t_{vp}}{\gamma_{M2}}$$

$$k_1 = \min\left\{2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 2,5\right\}$$

$$k_1 = \min\left\{2,8 \frac{30mm}{18mm} - 1,7 = 2,97; 2,5\right\} = 2,5$$

$$\alpha_b = \min\left\{\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - 0,25; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right\}$$

$$\alpha_b = \min\left\{\frac{25mm}{3 * 18mm} = 0,463; \frac{40mm}{3 * 18mm} - 0,25 = 0,490; \frac{80 \frac{kN}{cm^2}}{36 \frac{kN}{cm^2}} = 2,22; 1\right\} = 0,463$$

$$F_{b,Rd,vp,1} = \frac{2,5 * 0,463 * 36 \frac{kN}{cm^2} * 1,6cm * 0,8cm}{1,25} = 42,7 kN$$

V spoju imamo dva vijaka:

$$F_{b,Rd,vp} = 2 * 42,7kN = 85,4 kN$$

### 7.6.3.3 K3 Nosilnost zvara med vezno pločevino in dodatno pločevino

Zvar med vezno pločevino in dodatno pločevino predpišemo kot polno nosilni čelni »V« zvar. Tak zvar izberemo zato, ker se vezna pločevina privari na dodatno pločevino pod kotom 45°.

### 7.6.3.4 K3 Kontrola zvara med dodatno pločevino in stebrom HEB 200

Zvare med dodatno pločevino in stebrom kontroliramo na nosilnost vezne pločevine  $V_{pl,Rd,vp} = 65,4 kN$ . Ker vezna pločevina ni privarjena na sredino dodatne pločevine, izračunamo koliko sile  $V_{vp,Rd}$  se prenese na najbolj obremenjen zvar.

$$V_{Ed} = \frac{V_{vp,Rd} r_L}{c_{HEB200}} = \frac{65,4kN * 100mm}{170mm} = 38,5 kN$$

Debelina zvara:

$$a_{min} = 3,0 \text{ mm}$$

$$a_{max} = 0,46 * t = 3,68 \text{ mm}$$

$$t = \min\{t_{dp}; t_{fHEB200}\} = \{8\text{mm}; 15\text{mm}\} = 8 \text{ mm}$$

Izberemo:

$$a = 4 \text{ mm}$$

$$l_{zv} = h_{dp} = 90 \text{ mm}$$

Nosilnost zvara:

$$f_{vwd} \geq v_{\parallel}$$

$$f_{vwd} = \frac{f_u}{\sqrt{3}\beta_w\gamma_{M2}}$$

$$v_{\parallel} = \frac{V_{Rd,zv}}{2al_{zv}}$$

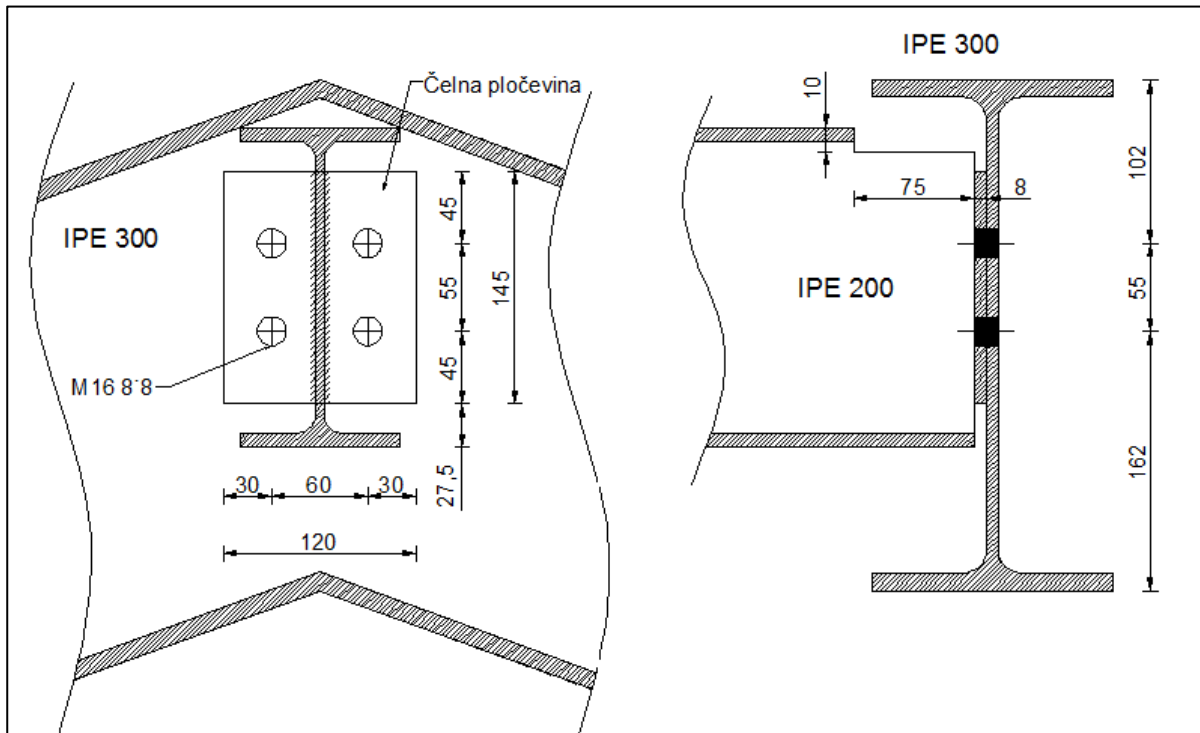
$$v_{\parallel} = \frac{65,4 \text{ kN}}{4 * 0,4\text{cm} * 9,0\text{cm}} = 4,54 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{vwd} = \frac{36 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{\sqrt{3} * 0,8 * 1,25} = 20,8 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$v_{\parallel} = 4,54 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq f_{vwd} = 20,78 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

## 7.7 Spoj G - Členkasti spoj (delna čelna pločevina): Slemenski nosilec (prečka) IPE 200 – lomljeni nosilec IPE 300

### 7.7.1 Zasnova spoja in podatki



Slika 77: Zasnova spoja G med prečko IPE 200 in lomljenim nosilem IPE 300

Prečka IPE 200 se nahaja v južnem krilu v slemenski legi ter v osrednjem delu, kjer se priključi zunanje požarno stopnišče. Spoj je izveden z delno čelno pločevino in se priključi na stojino nosilca IPE 300 iz ene strani ali pa z obeh. Pri tem spoju moramo zagotoviti duktilno obnašanje, ki pa ga dosežemo z polno nosilnimi zvari in dovolj tanko čelno pločevino, tako da se lahko upogne izven lastne ravnine. Pri tem mora biti izpolnjen pogoj debeline čelne pločevine.

Če je nosilec priključen na stojino podpornega elementa, se lahko pogoj izpolni v tej stojini.

#### Vijaki M16 8'8

Premer vijaka	$d = 16 \text{ mm}$
Premer luknje	$d_0 = 18 \text{ mm}$
Prerez skozi steblo	$A = 2,01 \text{ cm}^2$
Prerez skozi navoj	$A_s = 1,57 \text{ cm}^2$
Napetost tečenja	$f_{yb} = 64,0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$
Natezna trdnost	$f_{ub} = 80,0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$

#### Razporeditev vijakov:

$$e_1 = 45 \text{ mm} > 1,2 d_0 = 21,6 \text{ mm}$$

$$p_1 = 55 \text{ mm} > 2,2 d_0 = 40 \text{ mm}$$

$$e_2 = 30 \text{ mm} > 1,2 d_0 = 21,6 \text{ mm}$$
$$p_2 = 60 \text{ mm} > 2,4 d_0 = 43,2 \text{ mm}$$

### Čelna pločevina

Čelna pločevina mora biti dovolj tanka, da zagotovimo duktilnost spoja.

$$\frac{d}{t_p} \geq 2,8 \sqrt{\frac{f_{y,p}}{f_{ub}}}$$

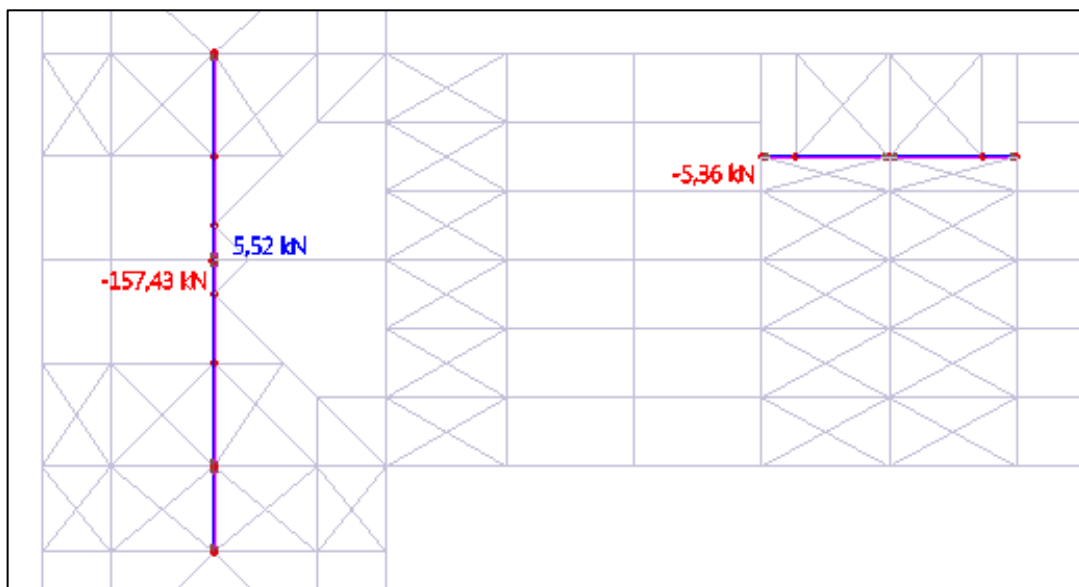
$$t_p \leq \frac{d}{2,8 \sqrt{f_{yp}/f_{ub}}} = \frac{1,6 \text{ cm}}{2,8 \sqrt{35,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} / 80 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}} = 0,857 \text{ cm}$$

Višina	$h_p = 2 * e_1 + p_1 = 145 \text{ mm}$
Širina	$b_p = 2 * e_2 + p_2 = 120 \text{ mm}$
Debelina	$t_p = 8 \text{ mm}$
Kvaliteta	S355

### 7.7.2 Obremenitev spoja

$$V_{Ed,z} = 5,52 \text{ kN}$$
$$N_{Ed} = 157,4 \text{ kN}$$

Zaradi majhne prečne sile  $V_{Ed,z} = 5,76 \text{ kN}$ , nam kontrol ni potrebno narediti. Na tlačno osno silo pa nam spoja ni potrebno dimenzionirati (slika 78). Spoj izvedemo z minimalnimi zahtevami, kjer uporabimo štiri vijake M16 in dovolj tenko čelno pločevino.

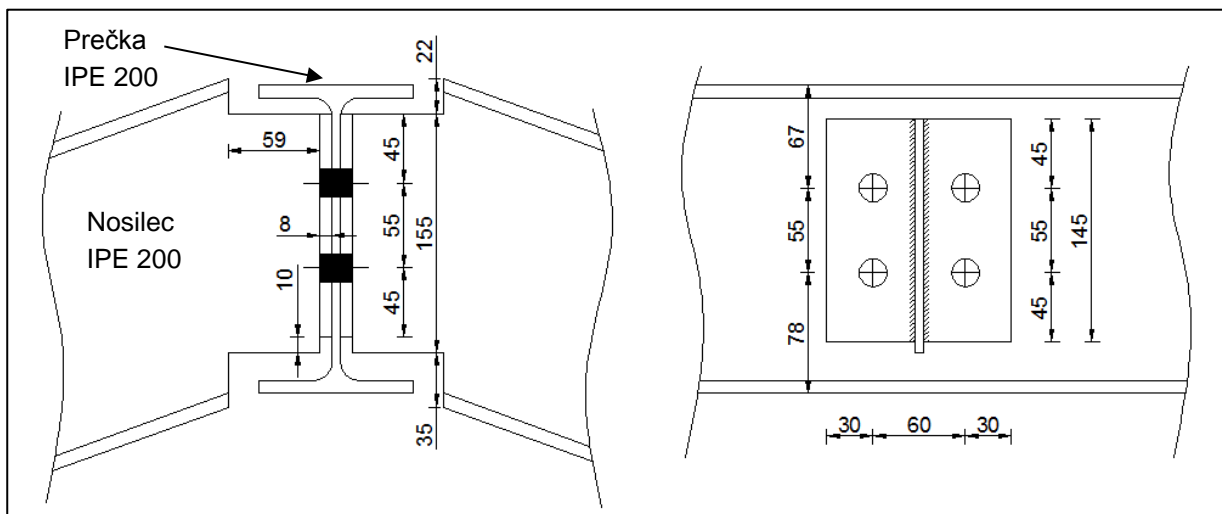


Slika 78: Osne in prečna sila za spoj G pri ovojnici MSN

## 7.8 Spoj H - Členkasti spoj (delna čelna pločevina): nosilec IPE 200 – slemenski nosilec (prečka) IPE 200

### 7.8.1 Zasnova spoja in podatki

Spoj H uporabimo pri nosilcih s profilom IPE 200, ko se pod naklonom 20° priključijo na slemenski nosilec IPE 200. Pri nosilcih, ki se priključijo, odrežemo del zgornje in spodnje pasnice s stojino. Višina zgornjega dela je 22 mm, višina spodnjega je 35 mm, globina izreza pa znaša 60 mm ( slika 79 ). Na prečko IPE 200 se priključita nosilca iz obeh strani v isti točki, tako da je spoj simetričen.



Slika 79: Spoj nosilec IPE 200 na slemenski nosilec IPE 200

### IPE 200

$$b = 100 \text{ mm}$$

$$h = 200 \text{ mm}$$

$$t_f = 8,5 \text{ mm}$$

$$t_w = 5,6 \text{ mm}$$

$$r = 12 \text{ mm}$$

Kvaliteta S355

### Čelna pločevina:

$$\frac{d}{t_p} \geq 2,8 \sqrt{\frac{f_{y,p}}{f_{ub}}}$$

$$t_p \leq \frac{d}{2,8 \sqrt{f_{yp}/f_{ub}}} = \frac{1,6 \text{ cm}}{2,8 \sqrt{23,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} / 80 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}} = 1,054 \text{ cm}$$

Višina  $h_p = 145 \text{ mm}$

Širina  $b_p = 120 \text{ mm}$

Debelina  $t_p = 8 \text{ mm}$

Kvaliteta S235



### **Vijaki M16 8'8**

Premer vijaka	$d = 16 \text{ mm}$
Premer luknje	$d_0 = 18 \text{ mm}$
Prerez skozi steblo	$A = 2,01 \text{ cm}^2$
Prerez skozi navoj	$A_s = 1,57 \text{ cm}^2$
Napetost tečenja	$f_{yb} = 64,0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$
Natezna trdnost	$f_{ub} = 80,0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$

### **Oddaljenost vijakov:**

#### **Vezna pločevina**

Razdalja do vrha	$e_1 = 45 \text{ mm}$
Razdalja med vijakoma	$p_1 = 55 \text{ mm}$
Razdalja do roba	$e_2 = 30 \text{ mm}$
Razdalja od težišča vijakov do zvara	$e = 60 \text{ mm}$

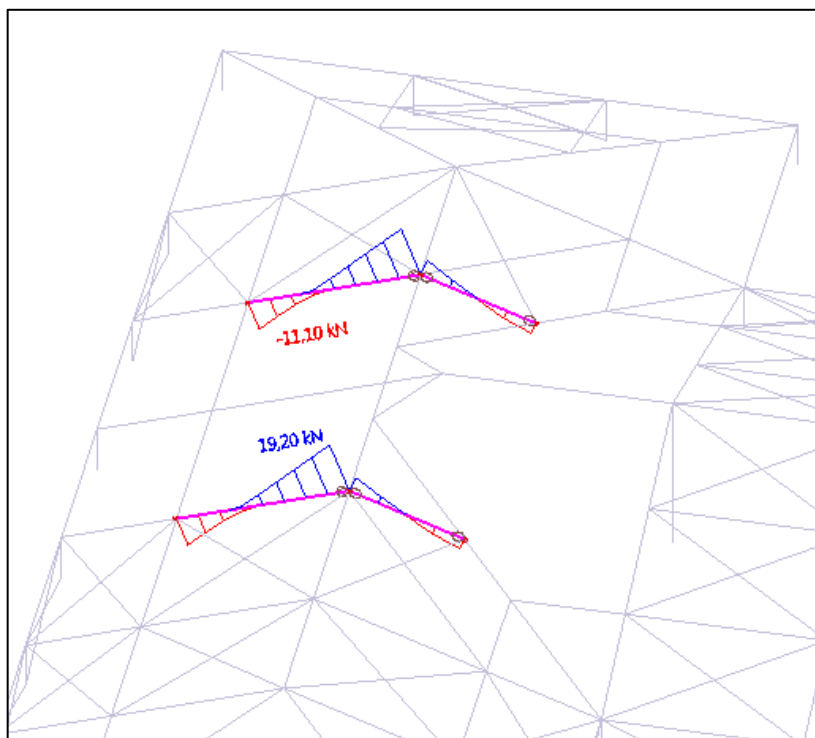
#### **Stojina slemenskega nosilca**

Razdalja do vrha	$e_1 = 67 \text{ mm}$
Razdalja med vijakoma	$p_1 = 55 \text{ mm}$
Razdalja do roba	$e_2 = 67 \text{ mm}$

### **7.8.2 Obremenitev spoja**

Spoj je obremenjen s prečno silo (slika 80).

$$V_{Ed,max} = 19,0 \text{ kN}$$



Slika 80: Največja prečna sila v spoju H pri ovojnici MSN

### 7.8.3 Kontrola nosilnosti spoja

#### 7.8.3.1 K1 Kontrola in debelina zvara:

Pogoj za polnonosilni kotni zvar:

$$a_{min} = 3,0 \text{ mm}$$

$$a_{max} = 0,46 * t = 2,57 \text{ mm}$$

$$t = \min\{t_p; t_w\} = \{8\text{mm}; 5,6\text{mm}\} = 5,6 \text{ mm}$$

Izberemo:

$$a = 4 \text{ mm}$$

$$l_{zv} = h_p = 145 \text{ mm}$$

#### 7.8.3.2 K2 Kontrola strižne nosilnosti stojine nosilca IPE 200

$$V_{Ed} \leq V_{pl,Rd} = \frac{A_v f_y}{\gamma_{M0} \sqrt{3}}$$

$$A_v = t_w h_p = 0,56\text{cm} * 14,5\text{cm} = 8,12 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{8,12 \text{ cm}^2 * 35,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,0 * \sqrt{3}} = 166,4 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 19,0 \text{ kN} \leq V_{pl,Rd} = 166,4 \text{ kN}$$

#### 7.8.3.3 K3 Kontrola strižne nosilnosti vijaka

Upoštevamo 80% strižne nosilnosti vijaka.

$$F_{v,Rd,1} = \frac{0,6 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} * 0,8$$

$$F_{v,Rd,1} = \frac{0,6 * 80 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} * 1,57\text{cm}^2}{1,25} * 0,8 = 48,2 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,z} = 18,9 \text{ kN} \leq F_{v,Rd} = 48,2\text{kN} * 4 = 192,8 \text{ kN}$$

#### 7.8.3.4 K4 Kontrola bočnega pritiska čelne pločevine in stojine prečke IPE 200

$$F_{b,Rd} = \min\{F_{b,Rd,p}; F_{b,Rd,w}\}$$

Čelna pločevina:

$$F_{b,Rd,p,1} = \frac{k_1 \alpha_b f_{u,p} d t_p}{\gamma_{M2}}$$

$$k_1 = \min \left\{ 2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right\}$$

$$k_1 = \min \left\{ 2,8 \frac{30\text{mm}}{18\text{mm}} - 1,7 = 2,97; 1,4 \frac{60\text{mm}}{18\text{mm}} - 1,7 = 2,97; 2,5 \right\} = 2,5$$

$$\alpha_b = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - 0,25; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right\}$$

$$\alpha_b = \min \left\{ \frac{45\text{mm}}{3 * 18\text{mm}} = 0,83; \frac{55\text{mm}}{3 * 18\text{mm}} - 0,25 = 0,769; \frac{80 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{36 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 2,2; 1 \right\} = 0,769$$

$$F_{b,rd,p,1} = \frac{2,5 * 0,769 * 36 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} * 1,6\text{cm} * 0,8\text{cm}}{1,25} = 70,8 \text{ kN}$$

### Stojina IPE 200:

$$p_1 = 55 \text{ mm}$$

$$e_{1w} = 67 \text{ mm}$$

$$p_2 = 60 \text{ mm}$$

$$t_w = 0,56 \text{ mm}$$

$$F_{b,rd,w,1} = \frac{k_{1,f} \alpha_{b,f} f_{u,f} d t_f}{\gamma_{M2}}$$

$$k_{1,w} = \min \left\{ 1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right\}$$

$$k_{1,w} = \min \left\{ 1,4 \frac{60\text{mm}}{18\text{mm}} - 1,7 = 2,97; 2,5 \right\} = 2,19$$

$$\alpha_{b,w} = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - 0,25; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right\}$$

$$\alpha_{b,w} = \min \left\{ \frac{30\text{mm}}{3 * 18\text{mm}} = 1,241; \frac{55\text{mm}}{3 * 18\text{mm}} - 0,25 = 0,768; \frac{80 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{49 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 1,63; 1 \right\} = 0,768$$

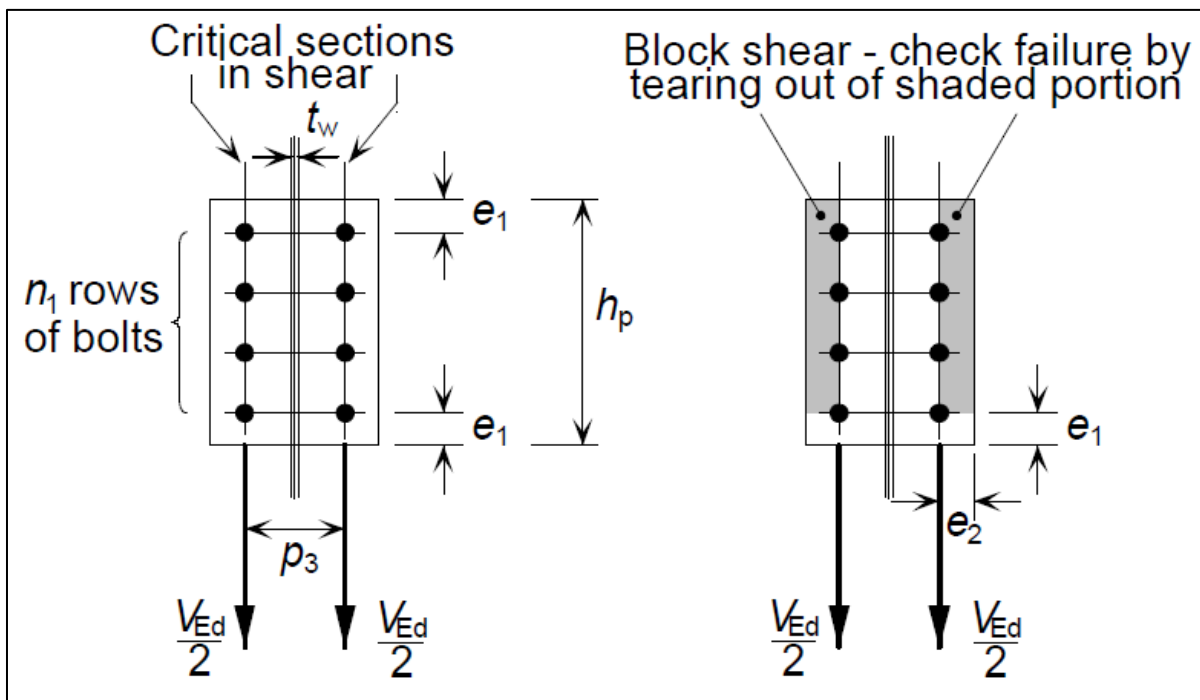
$$F_{b,rd,w,1} = \frac{2,5 * 0,768 * 49 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} * 1,6\text{cm} * 0,56\text{cm}}{1,25} = 67,5 \text{ kN}$$

$$F_{b,rd} = \min \{ F_{b,rd,p}; F_{b,rd,w} \} = 67,5 \text{ kN}$$

V spoju imamo štiri vijake:

$$F_{b,rd} = 67,5 \text{ kN} * 4 = 270 \text{ kN}$$

### 7.8.3.5 K5 Kontrola strižne nosilnosti čelne pločevine (bruto in neto prerez) in strižnem iztrgu



Slika 81: Čelna pločevina v strigu in strižnem iztrgu (simbolična slika, v našem primeru imamo štiri vijake in  $p_3 = p_2$ ) (Vir: Simple Joints to Eurocode 3, 2011)

#### Vezna pločevina

$$V_{pl,Rd,p} = \min\{V_{pl,Rd,bruto}; V_{pl,Rd,neto}; V_{eff,1,Rd}\}$$

#### Strižna nosilnost na bruto prerezu:

$$V_{pl,Rd,bruto} = \frac{A_{bruto} f_{y,p}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$$

$$A_{bruto} = h_p t_p = 14,5 \text{ cm} * 0,8 \text{ cm} = 11,6 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,Rd,bruto} = \frac{11,6 \text{ cm}^2 * 23,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{\sqrt{3} * 1,0} = 157,4 \text{ kN}$$

#### Neto prerez:

$$V_{pl,Rd,neto} = \frac{A_{neto} f_{u,p}}{\sqrt{3} \gamma_{M2}}$$

$$A_{neto} = t_p (h_p - 2d_0) = 0,8 \text{ cm} * (14,5 \text{ cm} - 2 * 1,8 \text{ cm}) = 10,3 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,Rd,neto} = \frac{10,3 \text{ cm}^2 * 36 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{\sqrt{3} * 1,25} = 170,5 \text{ kN}$$

#### Strižni iztrg:

$$V_{eff,1,Rd} = A_{nt} \frac{f_u}{\gamma_{M2}} + A_{nv} \frac{f_y}{\gamma_{M0} \sqrt{3}}$$

$$A_{nt} = t_p \left( e_2 - \frac{d_0}{2} \right) = 0,8 \text{ cm} \left( 3,0 \text{ cm} - \frac{1,8 \text{ cm}}{2} \right) = 1,68 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = t_p (h_p - e_1 - 1,5 d_0) = 0,8 \text{ cm} (14,5 \text{ cm} - 4,5 \text{ cm} - 1,5 * 1,8 \text{ cm}) = 5,84 \text{ cm}^2$$

$$V_{eff,1,Rd} = 1,68 \text{ cm}^2 \frac{36 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,25} + 5,84 \text{ cm}^2 \frac{23,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,0 * \sqrt{3}} = 127,6 \text{ kN}$$

$$V_{pl,Rd,p} = \min\{V_{pl,Rd,bruto}; V_{pl,Rd,neto}; V_{eff,1,Rd}\} = 127,6 \text{ kN}$$

V čelni pločevini imamo dva stolpca vijakov:

$$V_{pl,Rd,pl} = 127,6 \text{ kN} * 2 = 255,2 \text{ kN}$$

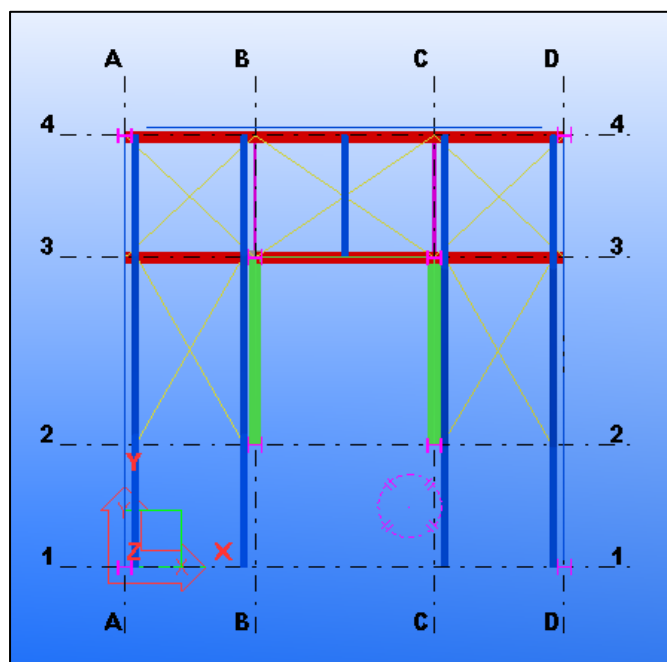
## 8 ZUNANJE POŽARNO STOPNIŠČE Z DVIGALOM

### 8.1 Zasnova nosilne konstrukcije

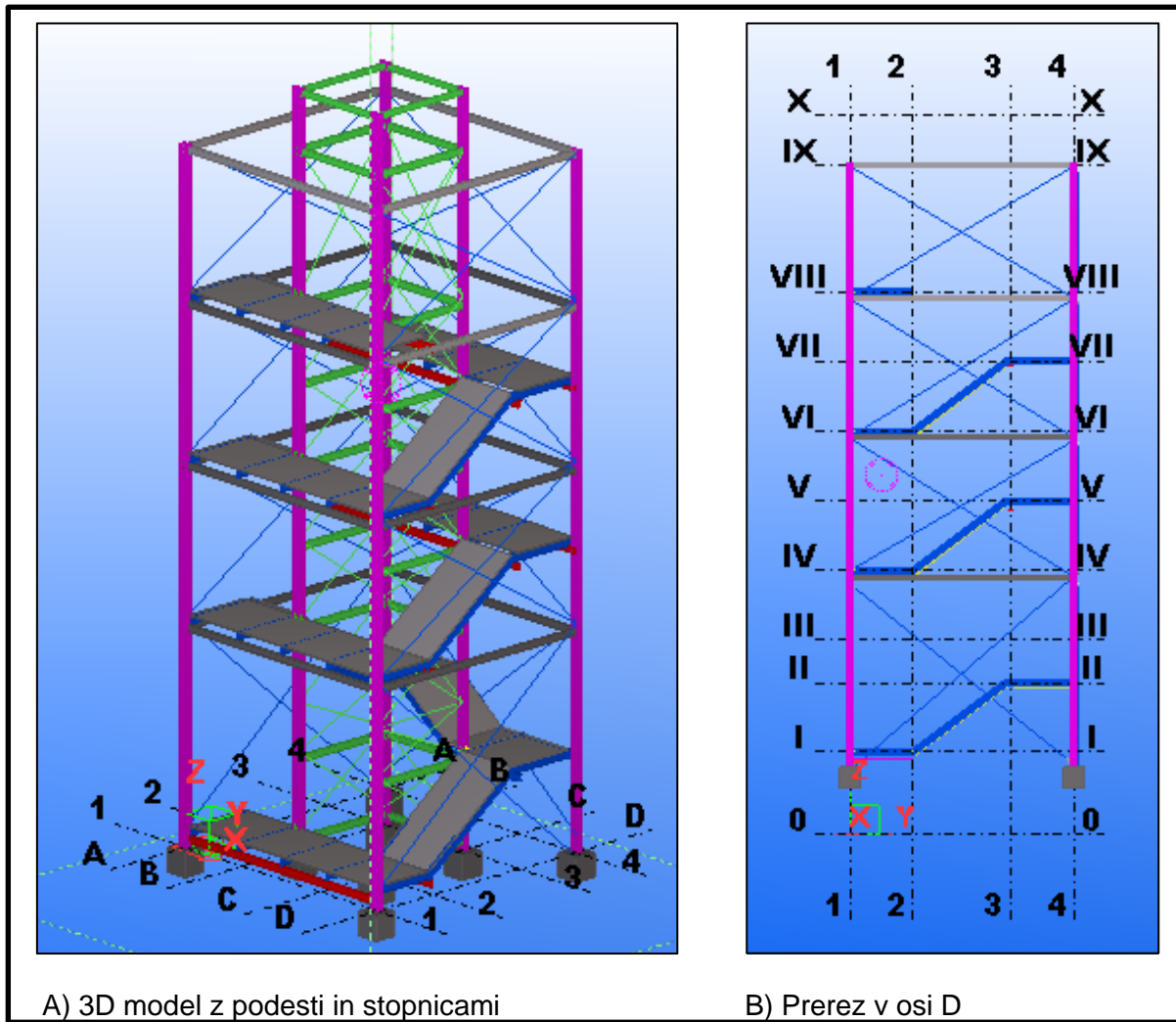
Zunanje požarno stopnišče je po statični zasnovi prostorski okvir, sestavljen iz 8 stebrov, ki potekajo zvezno od kote terena do vrha. V jedru stopnišča se nahaja dvigalo, okoli katerega so postavljeni štiri stebri. Ti so na mestih, kjer so podesti, medsebojno povezani s horizontalnimi nosilci. Stopnišče je samonosilno in za obstoječi objekt ne predstavlja nobene dodatne obremenitve. Okoli dvigala so speljane stopnice z vmesnimi podesti, ki so na nivoju etaž objekta povezani s prostori. Zavetrovalna konstrukcija poteka okoli zunanjih stebrov in okoli dvigala. Določili smo tudi horizontalna povezja v podestih in stopniščnih ramah s čimer smo zagotovili učinkovitejši prenos sil do temeljnih tal in dosegli smo tudi boljše togost celotne konstrukcije.

Osnovni primarni nosilni sistem sestavljajo stebri HEA 180 in nosilci HEA 140 ki so sestavni del podestov in zunanjih ter notranjih obročev. Sekundarni stopniščni nosilci U180 so izdelani kot lomljeni nosilec in so položeni na primerne nosilce HEA 140. Zunanji in notranji obroči so prav tako del vertikalne zavetrovalne konstrukcije.

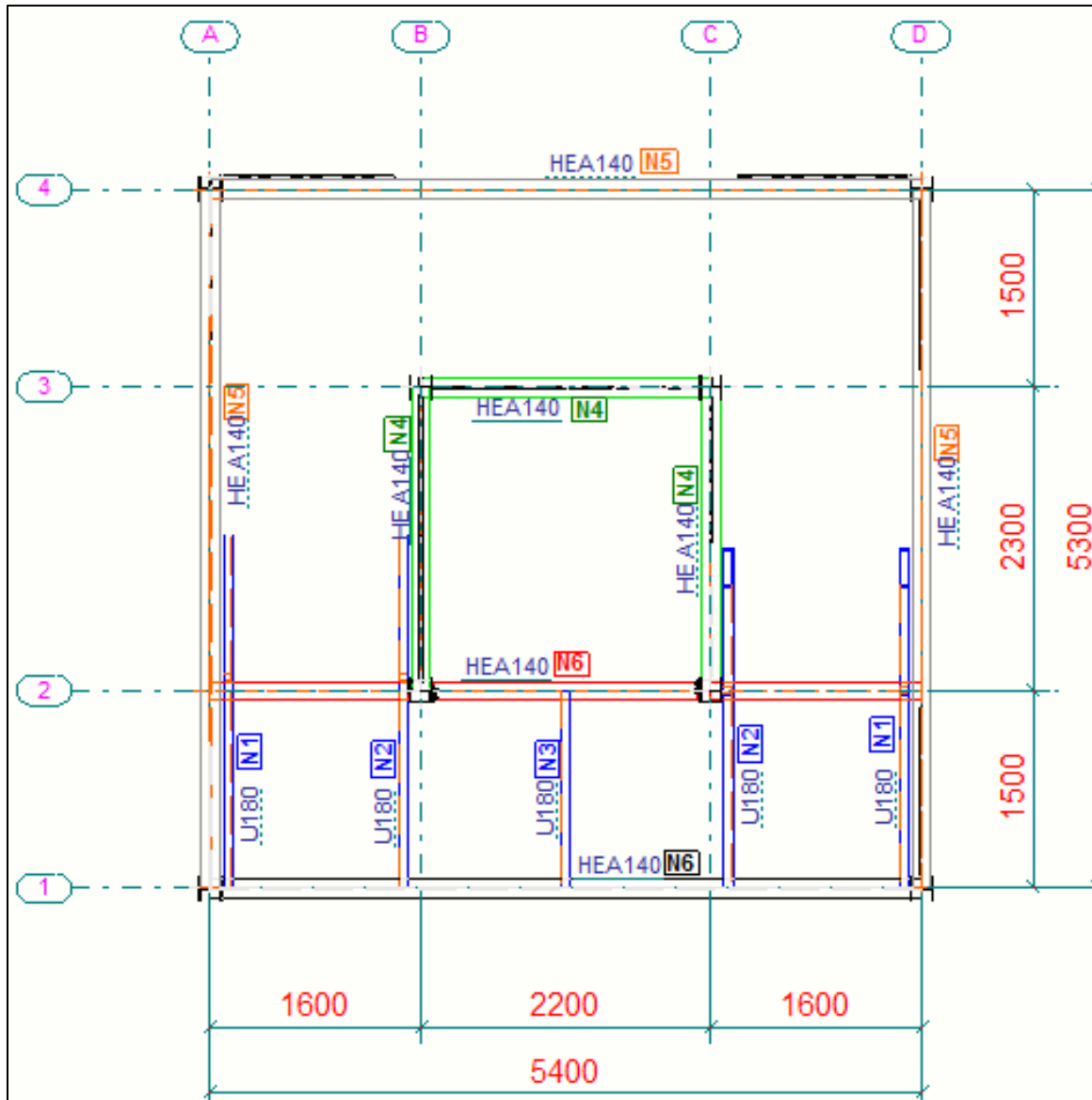
Vertikalna obtežba na strehi in podestih se prenaša preko sekundarnih nosilcev na primarne in nato na stebre ter preko njih v temelje. Zunanji stebri so členkasto priključeni na armirano betonske točkovne temelje. Notranji stebri so priključeni na armirano betonsko steno, ki poteka v zemljini še do armirano betonske temeljne ploče. Pri obtežbi dvigala se vsa obtežba prenaša preko glavnih vodil na temeljno ploščo. Pri obtežbi dvigala je upoštevana tudi dinamična horizontalna in vertikalna obtežba, ki jo povzroči dvigalo med svojim obratovanjem in v primeru zasilnega zaustavljanja.



Slika 82: Prikaz tlorisa požarnega stopnišča 5. etaže



Slika 83: Prikaz požarnega stopnišča : a) 3D model s podesti in stopnicami, b) prerez v osi D



Slika 84: Pozicijski načrt posameznih elementov, ki sestavljajo zunanje požarno stopnišče

Pozicije:

- N1 Zunanji stopniščni nosilec – U 180
- N2 Notranji stopniščni nosilec – U 180
- N3 Prečka – U 180
- N4 Notranji obroč – prečka HEA 140
- N5 Zunanji obroč – prečka HEA 140
- N6 Kontinuirani nosilec – HEA 140
- N7 Raven nosilec – HEA 140

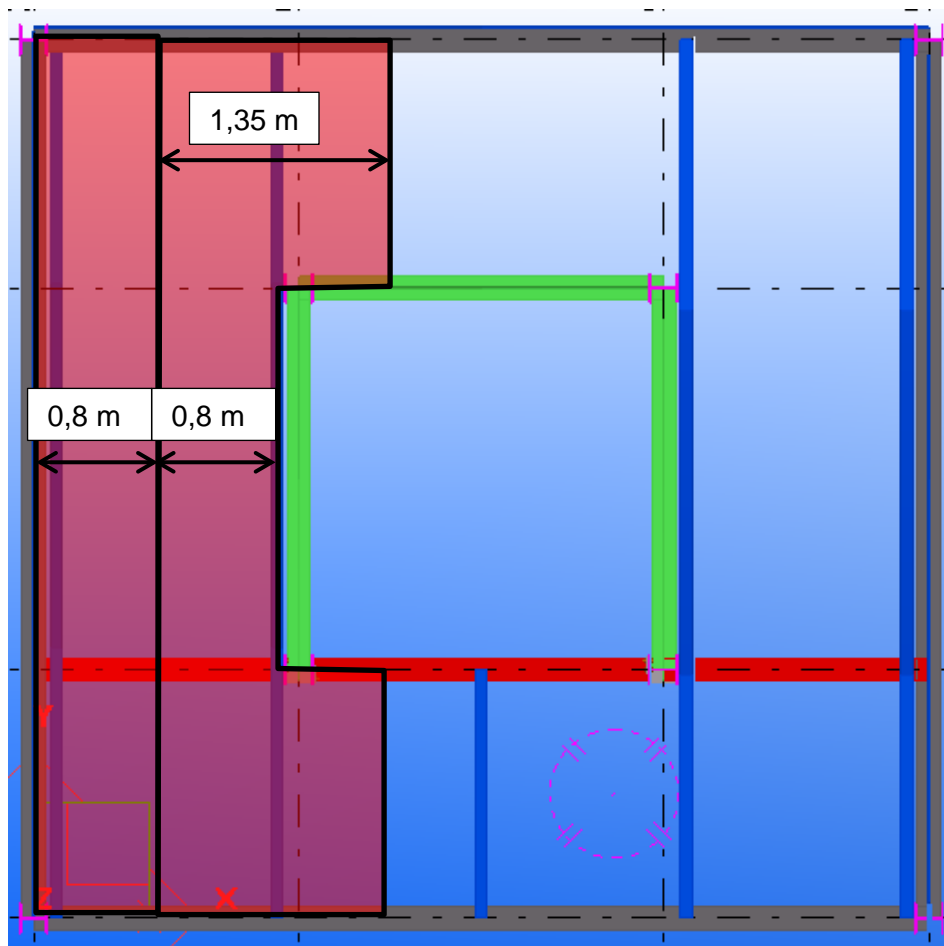


## 8.2 Računski 2D model

Pri analizi računskega modela naredimo analizo za posamezni nosilec in vertikalno povezje v 2D modelu. V 3D modelu preverimo ali se notranje sile v stebrih in vertikalnih povezjih ujemajo z rezultati iz 2D modela. V 3D modelu kontroliramo horizontalne pomike, ki nastanejo zaradi obremenitve vetra, globalne nepopolnosti in torzije.

### 8.2.1 Sekundarni lomljeni stopniščni nosilec U180

Stopniščni nosilci U180 so sekundarni nosilci in nalegajo na primarne HEA 140 nosilce. Vsi stopniščni nosilci so izbrani glede na pogoj montaže stopnice. Ta je izbrana kot pohodna rešetka, ki se z vijaki privijači na hrbtno stran stopniščnih nosilcev. Višina U profila mora biti zadostna, da je dovolj prostora za stopnico globine 25 cm. Pri dimenzioniranju bomo obravnavali stopniščni nosilec v osi 4, ker podpira stopniščne nosilce, ki nanj nalegajo. Ta nosilec je edini v konstrukciji in je tudi najbolj obremenjen. Najprej moramo izračunati sile, ki se prenesejo iz sekundarnih stopniščnih nosilcev.



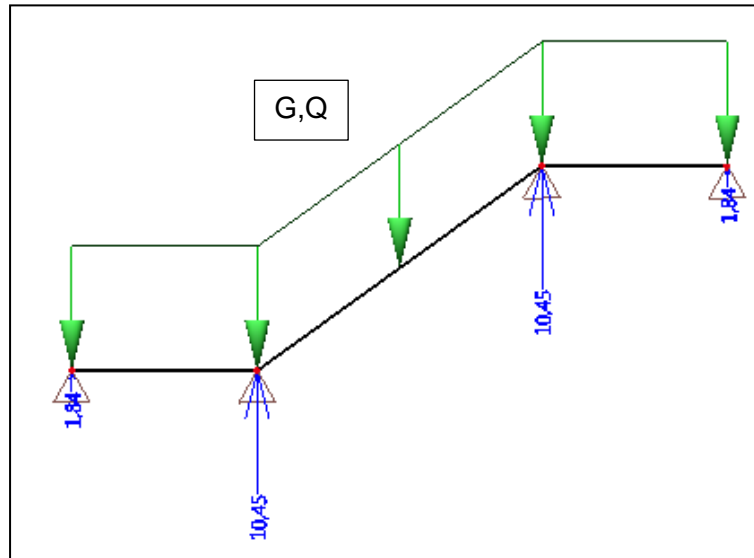
Slika 85: Ploskovna obtežba, ki odpade na stopniščni nosilec

### 8.2.1.1 N1 – Zunanji nosilec

#### Obtežba:

$$G = \frac{1,6m}{2} * 0,3 \frac{kN}{m^2} = 0,24 kN/m$$

$$Q = \frac{1,6m}{2} * 3,0 \frac{kN}{m^2} = 2,40 kN/m$$



Slika 86: Obtežba zunanjega stopniščnega nosilca in reakcije v podporah

#### Obtežna kombinacije:

$$MSN = 1,35G + 1,5Q$$

$$MSU = 1,0G + 0,5Q$$

#### Reakcije v podporah:

$$MSN: R_{z1} = 10,45 kN$$

$$R_{z2} = 1,84$$

$$MSU: R_{z1} = 4,10 kN$$

$$R_{z2} = 0,72 kN$$

Reakcije v podporah  $R_{z1}$  prenesemo kot točkovno obtežbo na ravne nosilce HEA140 v podestih.

### 8.2.1.2 N2 – Notranji nosilec

#### Obtežba:

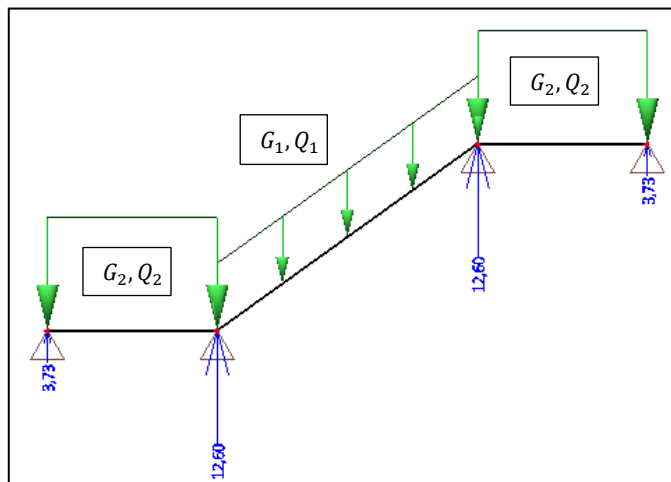
Lastna teža profilov je samodejno upoštevana

$$G_1 = 0,8m * 0,3 \frac{kN}{m^2} = 0,24 kN/m$$

$$Q_1 = 0,8m * 3,0 \frac{kN}{m^2} = 2,40 kN/m$$

$$G_2 = 1,35 * 0,3 \frac{kN}{m^2} = 0,41 kN/m$$

$$Q_2 = 1,35m * 3,0 \frac{kN}{m^2} = 4,05 kN/m$$



Slika 87: Obtežba in reakcije notranjega stopnišnega nosilca

### **Obtežne kombinacije:**

$$MSN = 1,35 G + 1,5 Q$$

$$MSU = 1,0 G + 0,5 Q$$

### **Reakcije:**

MSN:

$$R_{z3} = 3,73 kN$$

$$R_{z4} = 12,6 kN$$

MSU:

$$R_{z3} = 1,42 kN$$

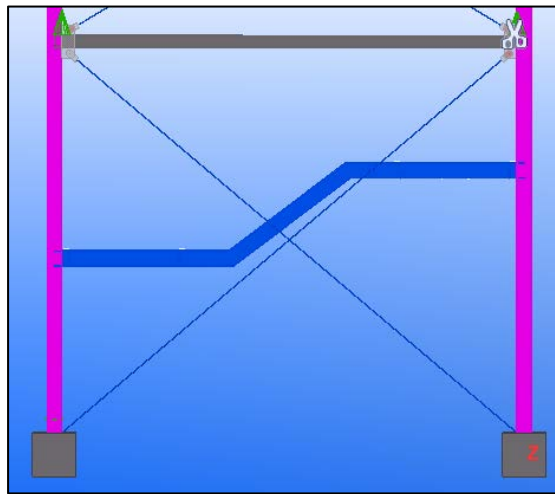
$$R_{z4} = 4,89 kN$$

Reakcijo  $R_{z2}$  nanese kot točkovno obtežbo na N7, reakcijo  $R_{z3}$  pa nanese na N6.

### **8.2.1.3 Edini lomljeni nosilec U 180 v osi 4**

V osi 4 med drugo in tretjo etažo se nahaja edini zlomljeni nosilec U180, ki ima funkcijo primarnega nosilca. Je tudi drugačne oblike kot ostali stopniščni nosilci, saj je pri tem nosilcu

podaljšan podest in višina med drugo in tretjo etažo (podestom) je nižja. Pri tem nosilcu bomo imeli samo pet stopnic.



Slika 88: Stopniščni nosilec U 180

### **Obtežba**

Točkovna obtežba  $R_{z2}$  in  $R_{z3}$  se prenese iz N2 in N1.

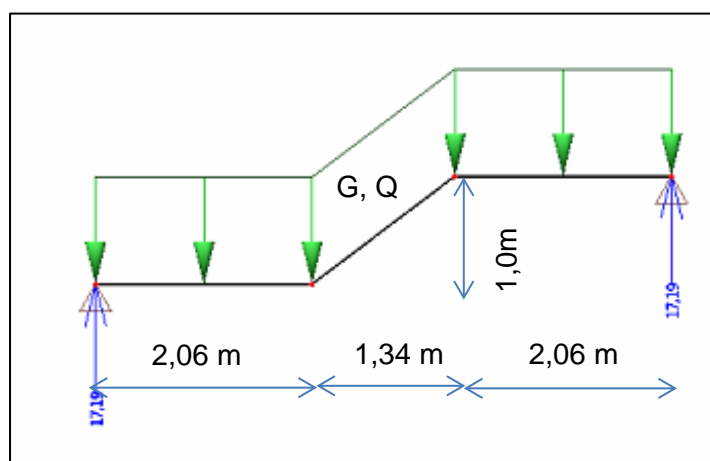
Lastna teža je samodejno upoštevana

$$G = 0,23 \text{ kN/m}$$

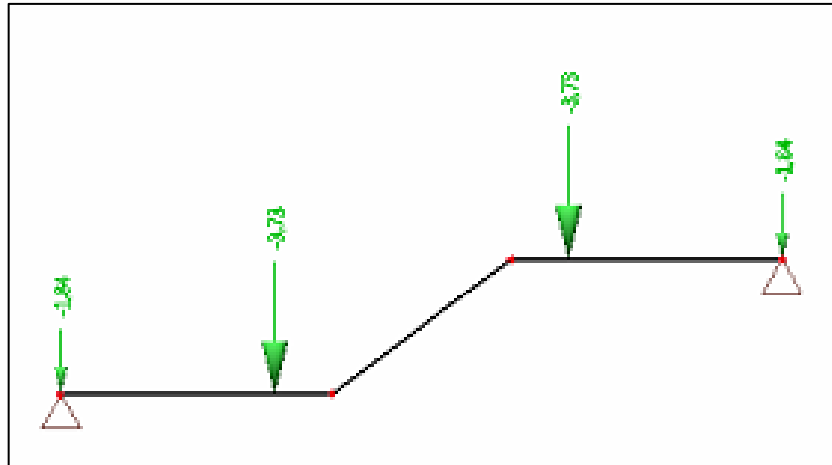
$$Q = 2,30 \text{ kN/m}$$

$$R_{z2} = 1,84 \text{ kN}$$

$$R_{z3} = 3,73 \text{ kN}$$



Slika 89: Stalna in lastna obtežba



Slika 90: Točkovna obtežna reakcij sekundarnih nosilcev  $R_z$

### Obtežna kombinacija

$$MSN = 1,35G + 1,5Q + 1,0R_{z,MSN}$$

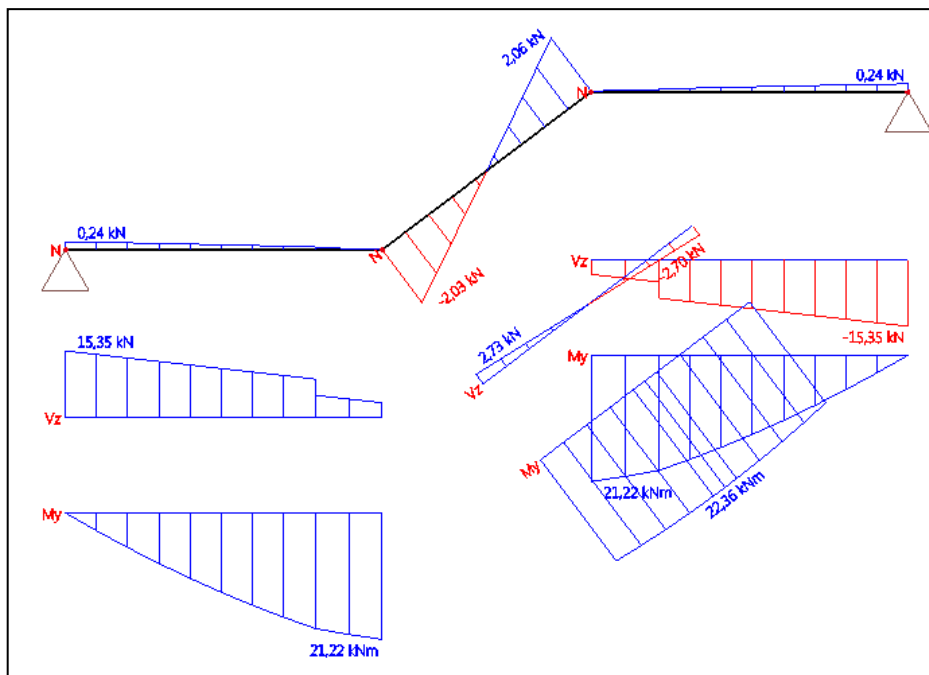
$$MSU = 1,0G + 0,5Q + 1,0 R_{z,MSU}$$

### Reakcije:

MSN  $R_{z12} = 17,19 \text{ kN}$

MSU  $R_{z12} = 6,72 \text{ kN}$

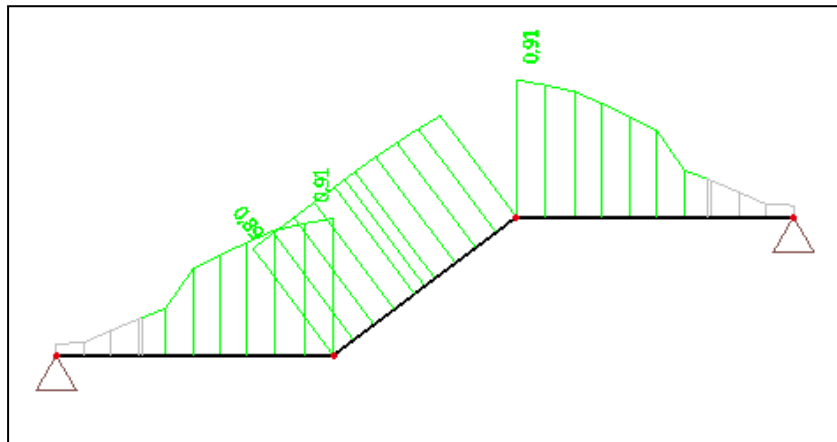
### Notranje sile:



Slika 91: Diagrami notranjih sil

**Dimenzioniranje:**

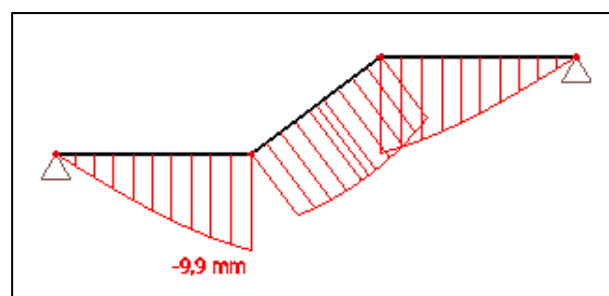
Ker v nosilcu ni osne tlačne sile, bo merodajna kontrola bočna zvrnitev.



Slika 92: Izkoriščenost nosilca

Preglednica 27: Kontrole pri dimenzioniranju edinega stopnišnega nosilca U 180

Primarni nosilec U180				Izkoriščenost: 1 RK	
$N_{Ed}[kN]$	/	$N_{pl,Rd}[kN]$	658,0	M	0,50
$M_{y,Ed}[kNm]$	21,22	$M_{pl,y,Rd}[kNm]$	42,11	Uklon	/
$M_{z,Ed}[kNm]$	/	$M_{pl,z,Rd}[kNm]$	/	Bočna zvrnitev	0,91
$V_{y,Ed}[kN]$	/	$V_{pl,y,Rd}[kN]$	/	K1	/
$V_{z,Ed}[kN]$	-3,40	$V_{pl,z,Rd}[kN]$	199,3	K2	/

**Upogib nosilca:**Slika 93: Upogib edinega lomljenega nosilca  $u_z$ 

$$u_{z,max} = \frac{L}{250} = \frac{5400}{250} = 21,6 \text{ mm}$$

Upogib nosilca  $u_z = 9,9 \text{ mm}$  (Slika 93) je manjši od maksimalnega dovoljenega pomika  $u_{z,max} = 21,2 \text{ mm}$ .

**8.2.2 N3 – Prečka U 180**

Na vsakem podestu je na sredini podesta nameščena še prečka U 180, ki služi za montažo pohodnih mrež.

### **Obtežba:**

Lastna teža profilov je v računu samodejno upoštevana.

$$Q = 0,3 \frac{kN}{m^2} * 1,1m = 0,33 \frac{kN}{m}$$

$$G = 3,0 \frac{kN}{m^2} * 1,1m = 3,3 \frac{kN}{m}$$

### **Obtežne kombinacije**

$$MSN = 1,35 G + 1,5 Q$$

$$MSU = 1,0 G + 0,5 Q$$

### **Reakcije:**

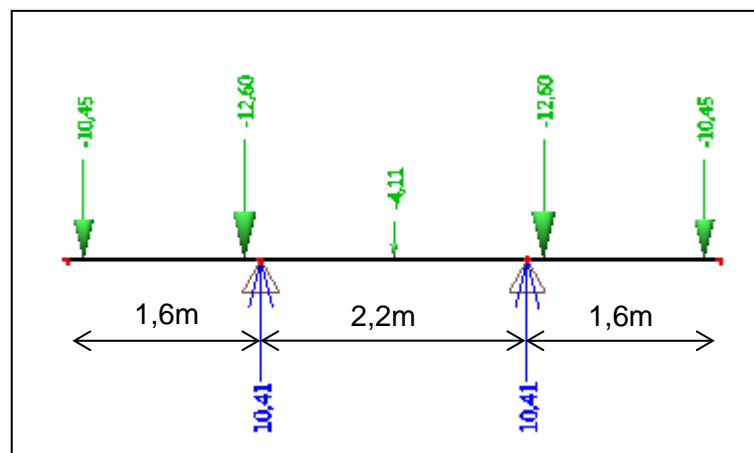
$$MSN : R_{z5} = 4,11 kN$$

$$MSU : R_{z5} = 1,54 kN$$

Reakcijo v podporah  $R_{z4}$  prenesemo kot točkovno obtežbo na N7 in N6.

### **8.2.3 N6 – Kontinuirani nosilec**

Kontinuirani nosilec se nahaja v osi 2 in osi 3. Modeliramo ga kot kontinuirani nosilec z dvema vmesnima podporama. Obtežbo, ki jih dobimo pri stopniščnem notranjem in zunanem nosilcu, prenesemo 0,135 m levo in desno od podpor, saj tam deluje težišče prereza stopniščnega nosilca U 180.



Slika 94: Računski model in obtežba na kontinuirani nosilec

### **Obtežba:**

MSN

$$R_{z1} = 10,45 kN$$

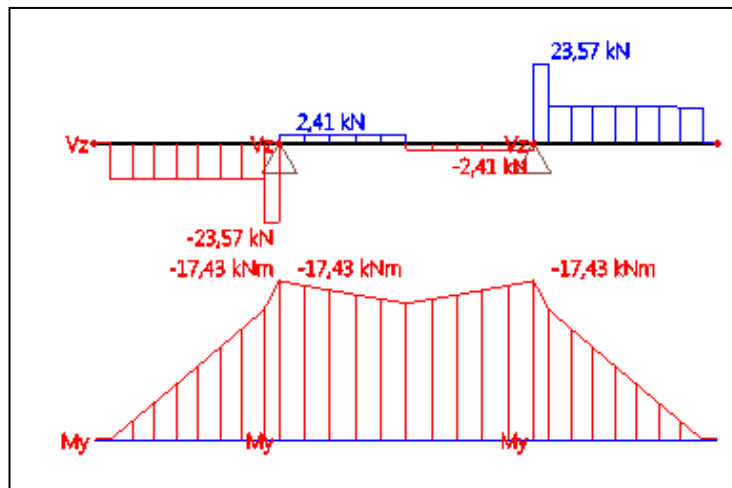
$$R_{z4} = 12,6 kN$$

$$R_{z5} = 4,11 \text{ kN}$$

### Reakcije in notranje sile:

$$\text{MSN} \quad R_{z7} = 26,0 \text{ kN}$$

$$\text{MSU} \quad R_{z7} = 10,4 \text{ kN}$$



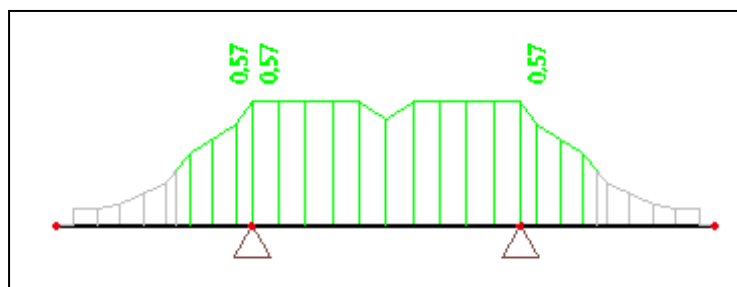
Slika 95: Diagrami notranjih sil: Vz in My

$$M_{y,Ed} = -17,43 \text{ kNm}$$

$$V_{z,Ed,n} = 2,41 \text{ kN}$$

$$V_{z,Ed,z} = -23,57 \text{ kN}$$

Kontrolo nosilnosti naredimo nad podporama, kjer sta moment in prečna sila največji.



Slika 96: Izkoriščenost kontinuiranega nosilca HEA 140

Preglednica 28: Kontrole pri dimenzioniranju kontinuiranega nosilca HEA140

Kontinuirani nosilec HEA 140				Izkoriščenost	
$N_{Ed} [kN]$	/	$N_{pl,Rd} [kN]$	/	M	0,43
$M_{y,Ed} [kNm]$	17,43	$M_{pl,y,Rd} [kNm]$	40,89	M+V	0,43
$M_{z,Ed} [kNm]$	/	$M_{pl,z,Rd} [kNm]$	/	Bočna zvrnitev	0,57
$V_{y,Ed} [kN]$	/	$V_{pl,y,Rd} [kN]$	/	K1	/
$V_{z,Ed} [kN]$	-23,57	$V_{pl,z,Rd} [kN]$	137,1	K2	/



### 8.2.4 N7 – Raven nosilec

Raven nosilec obtežimo s silami, ki jih dobimo v krajnih podporah N1, N2 in N3

#### Obtežba:

MSN:

$$R_{z2} = 1,84 \text{ kN}$$

$$R_{z3} = 3,73 \text{ kN}$$

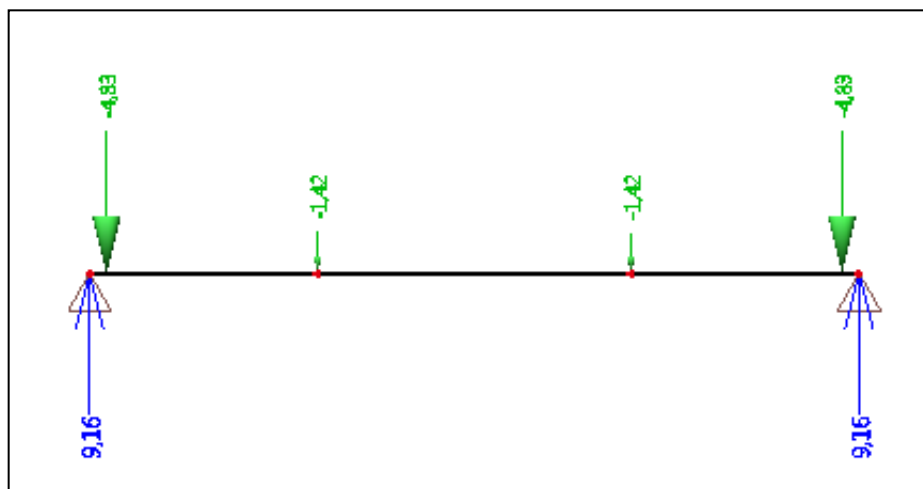
$$R_{z5} = 4,11 \text{ kN}$$

MSU:

$$R_{z2} = 0,72 \text{ kN}$$

$$R_{z3} = 1,42 \text{ kN}$$

$$R_{z4} = 1,54 \text{ kN}$$



Slika 97: Točkovna sila in reakcije v podporah pri MSN

#### Reakcija:

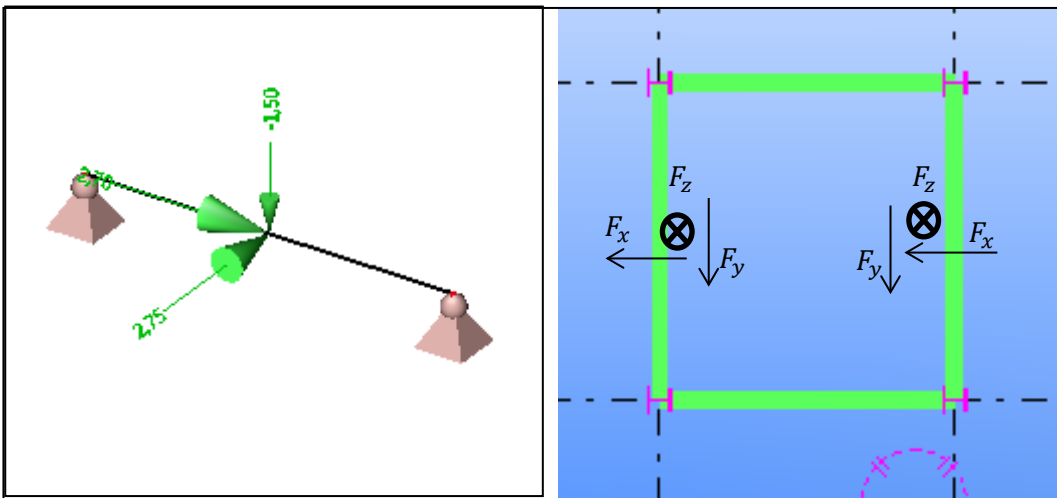
MSN  $R_{z6} = 9,2 \text{ kN}$

MSU  $R_{z6} = 3,79 \text{ kN}$

### 8.2.5 N4 – Prečka HEA 140

Nosilci, ki sestavljajo notranji obroč so bodisi del podesta ali pa del notrajega vertikalnega povezja. Notranji obroči so locirani na isti višini kot so podesti. Notranjih obročev je devet. S tem se lahko sile iz horizontalnega povezja prenesejo tudi preko notranjega vertikalnega povezja do temeljev. Na notranji obroč deluje tehnološka obtežba dvigala, ki se prenese iz vodil po katerih se giblje dvigalo. Poleg tehnološke obtežbe so v notranjem obroču prisotne

še dodatne osne sile, ki so posledica notranjega vertikalnega povezja. Tehnološka obtežba se prenese iz vodil na nosilce kot trojica točkovnih sil, ki deluje v x,y in z smeri.



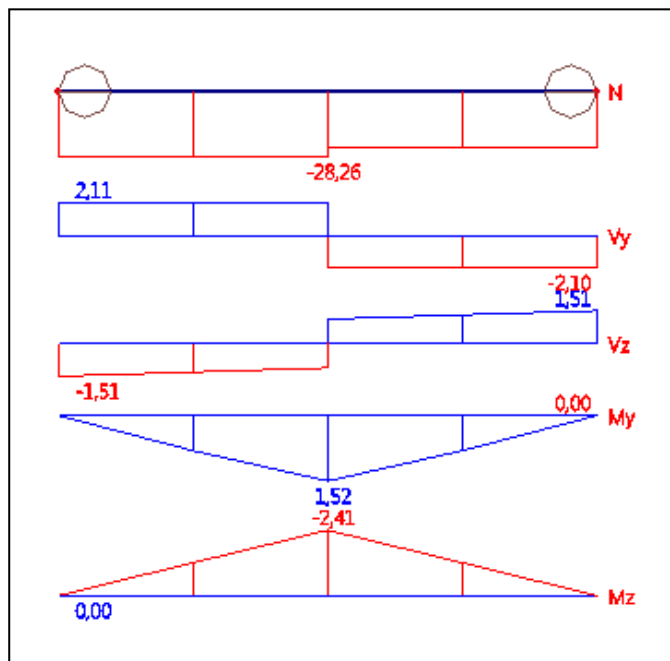
Slika 98: Trojica točkovnih sil tehnološke obtežbe dvigala

$$F_x = 28,3 \text{ kN}$$

$$F_y = 2,70 \text{ kN}$$

$$F_z = 1,50 \text{ kN}$$

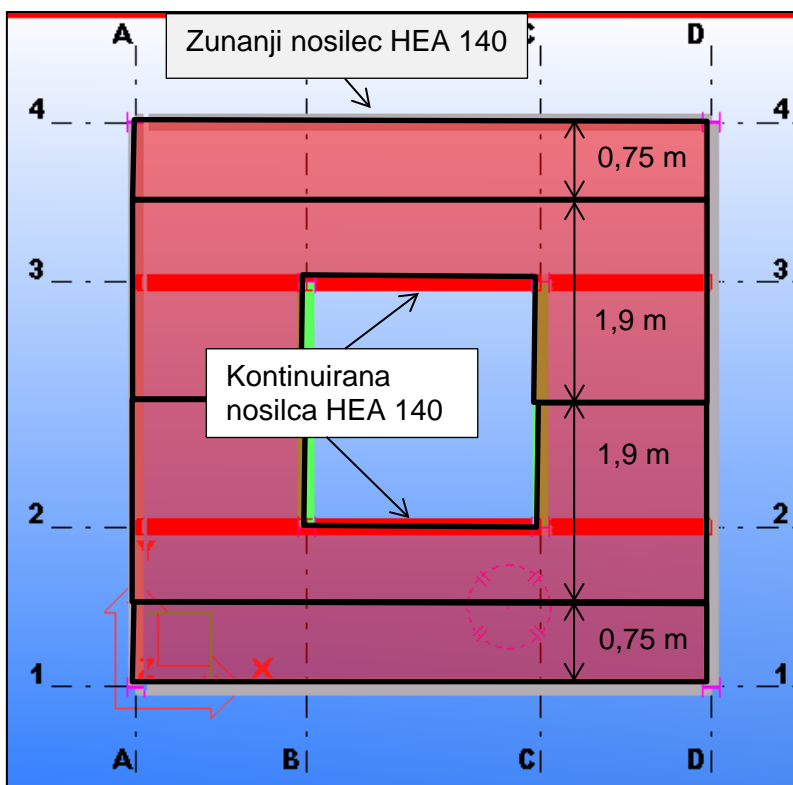
Zaradi dvoosnega upogiba in tlačne osne sile se odločimo za uporabo profila HEA 140.



Slika 99: Notranje sile zaradi tehnološke obtežbe dvigala in vertikalnega povezja

## 8.2.6 Streha

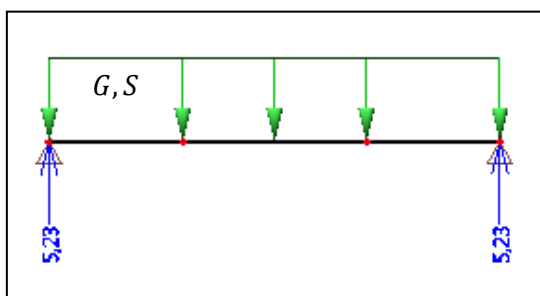
Na strehi se stalna obtežba in obtežba snega prenese na štiri nosilce. Prenese se na dva krajna nosilca, ki sta del zunanjega obroča in dva vmesna kontinuirana nosilca. Krajna nosilca sta povezana s stebroma, vmesna nosilca pa potekata skozi stebra in sta členkasto spojena na zunanji obroč. Obtežba snega in stalna obtežba se enakomerno preneseta na stebre.



Slika 100: Prenos obtežbe na nosilce na strehi

Računski model naredimo za zunanji nosilec kot prostoležeči nosilec za notranji nosilec pa kontinuirani nosilec s štirimi podporami. V vseh primerih je lastna teža samodejno upoštevana v računu s faktorjem 1,35.

### 8.2.6.1 Prostoležeči zunanji nosilec HEA 140 (os 1 in os 4)



Slika 101: Obtežba in reakcije pri prostoležečem nosilcu na strehi

#### Obtežba:

$$G = 0,23 \frac{kN}{m}$$

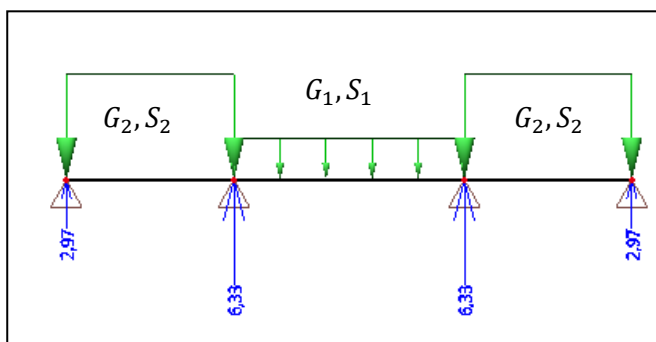
$$S = 0,91 \frac{kN}{m}$$

MSN kombinacija:  $MSN = 1,35G + 1,5S$

### **Reakcije:**

$$R_{z8} = 5,23 \text{ kN}$$

### **8.2.6.2 Kontinuirani nosilec HEA 140 (os 2 in os 3)**



Slika 102: Obtežba in reakcije pri kontinuiranem nosilci na strehi

$$G_1 = 0,23 \frac{kN}{m}$$

$$G_2 = 0,57 \frac{kN}{m}$$

$$S_1 = 0,91 \frac{kN}{m}$$

$$S_2 = 2,30 \frac{kN}{m}$$

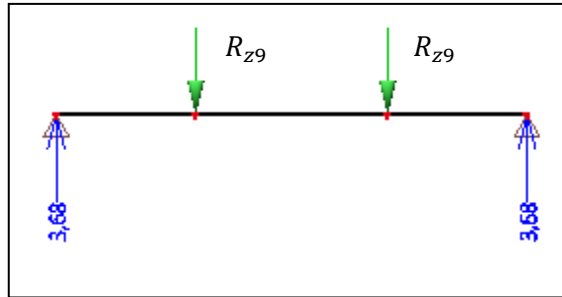
### **Reakcije:**

$$R_{z9} = 2,97 \text{ kN}$$

$$R_{z10} = 6,33 \text{ kN}$$

### **8.2.6.3 Nosilec HEA 140 v osi A in D – zunanji del obroča**

Točkovna obtežba na nosilec, ki je del zunanjega obroča, se prenese iz kontinuiranega nosilca. Obtežba je že faktorirana za MSN, tako da jo v tem primeru samo prenesemo na nosilec. Razlika med obtežbo in reakcijo nastane zaradi lastne teže profila.



Slika 103: Točkovna obtežba na nosilca v osi A in D

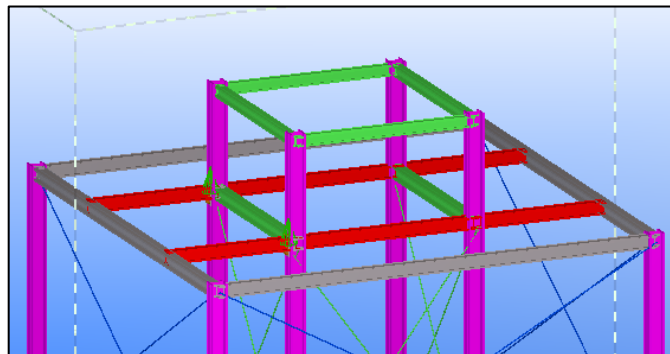
$$F = R_{Z9} = 2,97 \text{ kN}$$

**Reakcija:**

$$R_{Z11} = 3,68 \text{ kN}$$

**8.2.6.4 Glava dvigalnega jaška**

V glavi dvigalnega jaška se nahaja tudi mehanizacija, katere teža pri obratovanju znaša 21,2 kN. To obremenitev razdelimo kot točkovno obtežbo, ki odpade na vse štiri stebre. Poleg te obremenitve je tu še lastna teža profilov, stalne obtežbe strehe in obtežba snega. Obe obtežbi se porazdelita na nosilce in nato preneseta na stebre.



Slika 104: Prikaz glave dvigalnega jaška

Obtežba, ki odpade na en steber:

Lastna teža profilov:

$$G_{HEA140} = \frac{24,7 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} * 2,3\text{m} * 1,35}{2 * 10^3} = 0,38 \text{ kN}$$

$$G_{HEA140} = \frac{24,7 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} * 2,2\text{m} * 1,35}{2 * 10^3} = 0,36 \text{ kN}$$

Stalna teža in sneg

$$G = \frac{0,3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 2,3 * 2,2\text{m} * 1,35}{4} = 0,51 \text{ kN}$$

$$S = \frac{1,21 \frac{kN}{m^2} * 2,3 * 2,2m * 1,5}{4} = 2,30 kN$$

Tehnološka obtežba:  $F_T = \frac{21,2kN}{4} = 5,3 kN$

$$F_{GDJ} = 0,38kN + 0,36kN + 0,51kN + 2,30kN + 5,30kN = 8,85 kN$$

Pri glavi dvigalnega jaška nas zanima predvsem, koliko obtežbe odpade na notranje stebre. Na en steber se prenese obtežba  $F_{GDJ} = 8,85 kN$ .

### 8.2.7 Stebri

Za vse stebre smo izbrali profil HEA 180. Kriterij za izbiro profila je bila čim lažja montaža nosilcev in celotne konstrukcije nasploh. Zunanji stebri prevzamejo celotno težo obešene steklene fasade. Za določitev notranjih sil smo uporabili računski 2D model, ki je predstavljen v naslednjem poglavju 7.2.9. V stebrih se pojavijo natezne osne ali pa tlačne osne sile, odvisno od smeri vetra. Vsi stebri so sestavljeni iz dveh delov, ki se spajajo na višini 7,9m.

### 8.2.8 Vertikalna zavetrovalna konstrukcija (vertikalna povezja)

V konstrukciji imamo zunanje in notranje vertikalno povezje. Zunanja vertikalna povezja so del zunanjih horizontalnih obročev, notranja povezja pa del notranjih. Za izračun notranjih sil v diagonalah, prečkah in stebrih smo uporabili računski 2D model okvira s centričnim povezjem v programu SCIA. Naredili bomo elastično analizo z upoštevanjem TPR, zato določimo samo natezne diagonale. Ko obravnavamo obtežbo vetra v X – smeri, pride do torzije, saj nimamo vertikalnega povezja na strani, kjer je izhod iz dvigala (os 2) in vhod v obstoječi objekt (os 1). Povezja obremenimo s silo vetra in s silami, ki so posledica momenta. Momente izračunamo po etažah na sredini požarnega stopnišča, kjer se nahajajo zunanji horizontalni obroči. Poleg vetra upoštevamo še lastno težo profilov, težo fasade na zunanjih stebrih, reakcije nosilcev, ki se povežejo na stebre in tehnološko obtežbo dvigala.

Teža fasade:

$$G_{fasade} = A * d * \rho_{stekla} * g = 2500 \frac{kg}{m^3} * 225m^2 * 0,01m * 9,81 \frac{m}{s^2} = 55,2 kN$$

Kjer je:

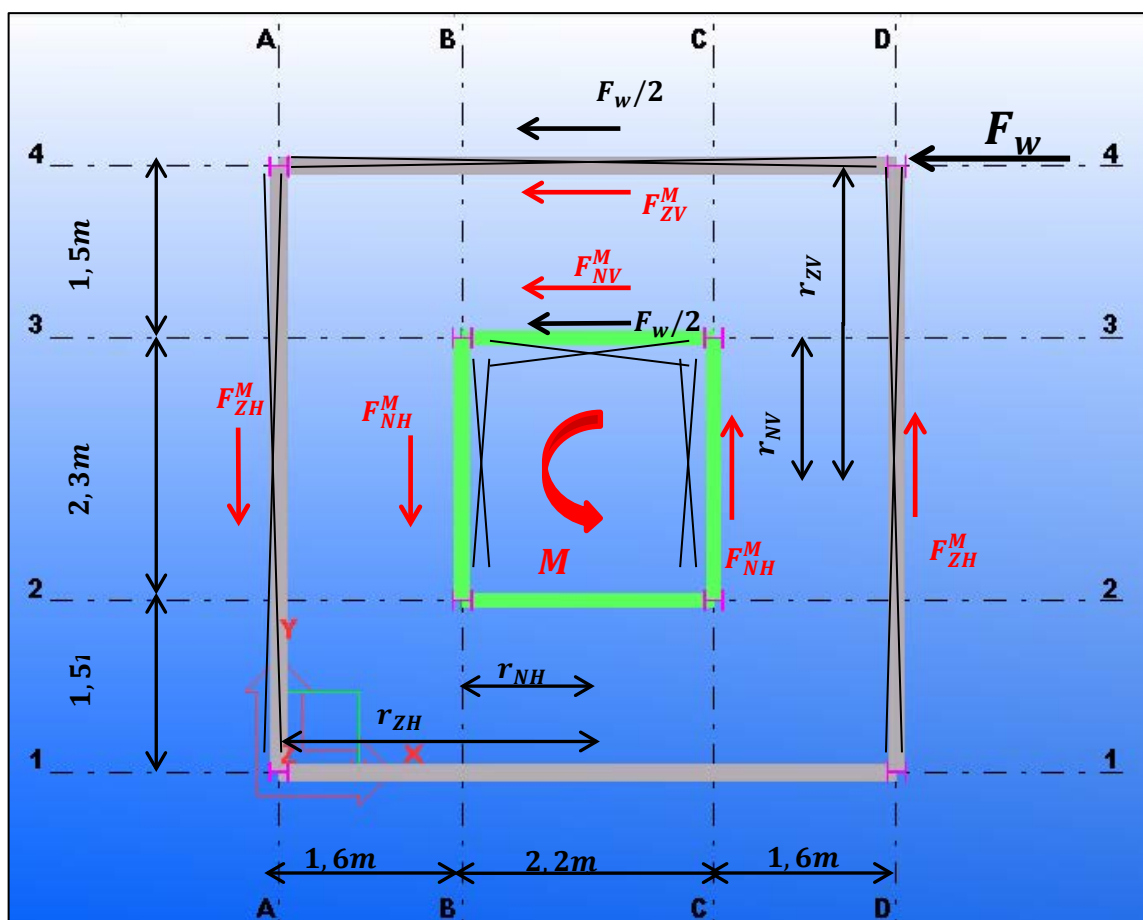
$d = 10mm$                       debelina steklene fasade

$A = 75m^2 * 3 = 225m^2$               površina steklene fasade

$\rho_{stekla} = 2500 kg/m$               gostota stekla

Preglednica 29: Povzetek sil reakcij, ki se prenesejo na povezja

ELEMENT		REKCIJA		Prenos na stebre
Sekundarni nosilci	Zunanji stopniščni nosilec U180	$R_{z1}$	10,45	\
		$R_{z2}$	1,84	\
	Notranji stopniščni nosilec U180	$R_{z3}$	3,73	\
		$R_{z4}$	12,6	\
	Prečka U180	$R_{z5}$	4,11	\
Primarni nosilci	Raven nosilec HEA 140	$R_{z6}$	8,51	Zunanji stebri
	Kontinuirani nosilec HEA 140	$R_{z7}$	26,0	Notranji stebri
	Edini stopniščni nosilec U 180	$R_{z12}$	17,19	\
Streha	Prostoležeči zunanji nosilec	$R_{z8}$	5,23	Zunanji stebri
	Kontinuirani nosilec	$R_{z9}$	2,97	\
		$R_{z10}$	6,33	Notranji stebri
	Nosilec - del zun. Obroča	$R_{z11}$	3,68	Zunanji stebri
Glava dvigalnega jaška	$F_{GDJ}$	8,85	Notranji stebri	



Slika 105: Simbolični prikaz vertikalnih povezij in sile, ki odpadejo na posamezna povezja zaradi torzije

Obtežba vetra znaša  $W_x = 0,55 \text{ kN/m}^2$  Predpostavimo, da celotna ploskovna obtežba odpade na stebri v osi 4, ki je del vertikalnega povezja. Linijska obtežba na stebri je

$0,55 \frac{kN}{m^2} * 5,3m = 2,915 kN/m$ . Sedaj izračunamo točkovne obtežbe  $F_w$  v tretji, peti, sedmi in osmi etaži ter momente, ki jih povzroči sila. Izračunali bomo sile samo za povezji v osi 3 in 4, saj sta ti dve povezji najbolj obremenjeni ( slika 105).

$$F_{w,i} = 2,915 \frac{kN}{m} * \frac{H_{Z,i} + H_{Z,i+1}}{2}$$

$$M = F_{w,i} * (1,5m + \frac{2,3m}{2})$$

Preglednica 30: Etažne višine, sile in momenti v posamezni etaži

Etaža	$H_{N,i}$	$H_{Z,i}$	$F_{w,i}$	$M_i$
8.	2,985 m	2,985 m	4,35 kN	11,53 kNm
7.	1,65 m	3,3 m	9,16 kN	24,28 kNm
6.	1,65 m	\	\	\
5.	1,65 m	3,3 m	9,62 kN	25,49 kNm
4.	1,65 m	\	\	\
3.	2,66 m	4,3 m	11,08 kN	29,35 kNm
2.	1,64 m	\	\	\
1.	0	\	6,24 kN	\

Izračun sile  $F^M$  za posamezno etažo

$$F_{NV}^M = \frac{M * r_{NV}}{\sum r_i^2} \quad F_{ZV}^M = \frac{M * r_{ZV}}{\sum r_i^2} \quad F_{NH}^M = \frac{M * r_{NH}}{\sum r_i^2} \quad F_{ZH}^M = \frac{M * r_{ZH}}{\sum r_i^2}$$

$$r_{NV} = 1,15m$$

$$r_{ZV} = 2,65m$$

$$r_{NH} = 1,1m$$

$$r_{ZH} = 2,7m$$

$$\sum r_i^2 = r_{NV}^2 + r_{ZV}^2 + 2r_{NH}^2 + 2r_{ZH}^2 = 25,35m$$

Preglednica 31: Sile  $F^M$ , ki nastanejo v povezjih zaradi momenta  $M$

Etaža	$F_{NV,i}^M$	$F_{ZV,i}^M$	$F_{NH,i}^M$	$F_{ZH,i}^M$
8.	0,52 kN	1,21 kN	0,50 kN	1,23 kN
7.	1,1 kN	2,54 kN	1,05 kN	2,59 kN
5.	1,16 kN	2,67 kN	1,11 kN	2,72 kN
3.	1,33 kN	3,08 kN	1,27 kN	3,13 kN

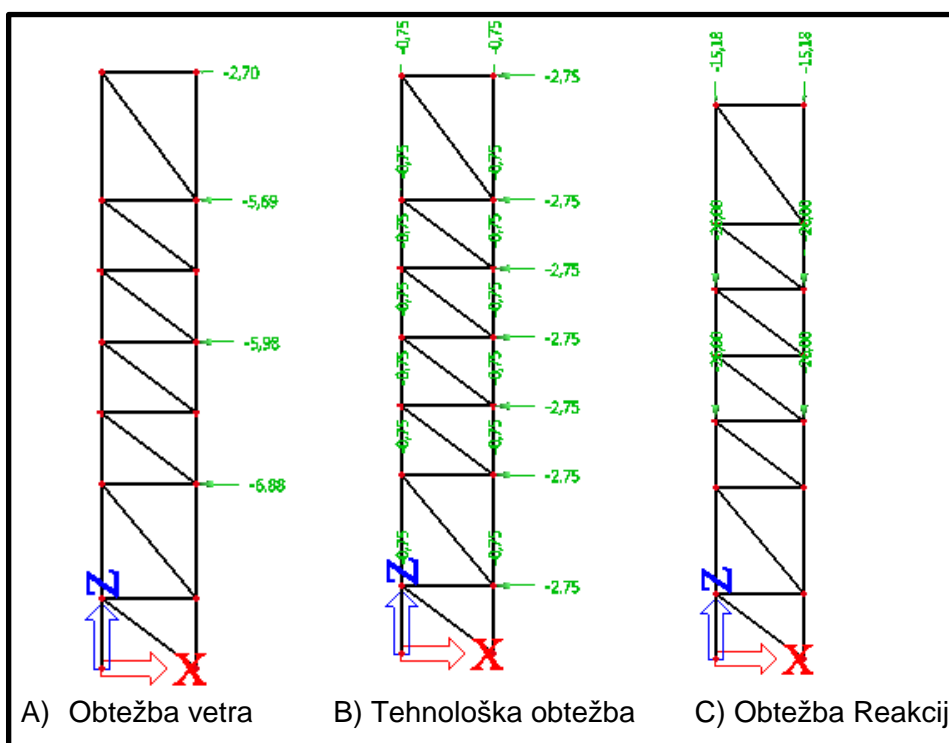


### 8.2.8.1 Notranje povezje v osi 3

Pri obtežbi notranjega povezja upoštevamo polovico točkovne sile vetra  $F_w$  in silo, ki jo povzroči moment  $F_{NV}^M$ . Upoštevamo tudi sili, ki jo povzroči dvigalo pri obratovanju  $F_x$  in  $F_z$ .  $F_x$  se razpolovi in obremeni povezje v vsaki etaži v nasprotni si smeri. Poleg horizontalnih sil, upoštevamo še vertikalne sile reakcij  $R_z$ , ki se prenesejo iz nosilcev.

Preglednica 32: Prikaz vrednosti sil, ki delujejo na notranje povezje

NOTRANJE POVEZJE – OS 3				
Etaža	Obtežba vetra	Tehnološka obtežba		Reakcije
	$F_w/2 + F_{NV}^M$	$F_x$	$F_z$	$R_{z7} ; R_{z10} + R_{GDJ}$
8.	2,70 kN	2,75 kN	0,75 kN	15,18 kN
7.	5,69 kN	2,75 kN	0,75 kN	26,0 kN
6.	/	2,75 kN	0,75 kN	/
5.	5,98 kN	2,75 kN	0,75 kN	26,0 kN
4.	/	2,75 kN	0,75 kN	/
3.	6,88 kN	2,75 kN	0,75 kN	/
2.	/	2,75 kN	0,75 kN	/
1.	/	/	/	/



Slika 106: Prikaz sil, ki delujejo na notranje povezje

#### Obtežne kombinacije:

Ker so reakcije  $R_z$  že projektne vrednosti za MSN (1,35G+1,50Q), sedaj uporabimo faktor 1. Če hočemo imeti obtežno kombinacijo, ki bo ekvivalentna kombinaciji, kjer je koristna obtežba Q faktorirana z 1,05, moramo reakcije  $R_z$  pomnožiti s faktorjem 0,7.

Preglednica 33: Obtežne kombinacije za notranje povezje v osi 3

Kombinacija	Lastna	Veter	Tehnološka obtežba		Reakcije	
	Profili	$F_w/2 + F_{NV}^M$	$F_x$	$F_z$	$R_{z6}$	$R_{z9} + R_{GDJ}$
CO1	1,35	0,9	1,5	1,5	1,0	
CO2	1,35	1,5	1,05	1,05	0,70	
CO3	1,0	1,5	1,5	1,5	/	

Reakcije v podporah:

Preglednica 34: Reakcije v podporah pri notranjem povezju

Kombinacija	Steber levo		Steber desno	
	$R_x$	$R_z$	$R_x$	$R_z$
CO1	-2,6 kN	<b>268,2 kN</b>	50,6 kN	-82,3 kN
CO2	-2,8 kN	260,1 kN	54,9 kN	-123,8 kN
CO3	<b>-2,9 kN</b>	235,4 kN	<b>63,6 kN</b>	<b>-204,5 kN</b>

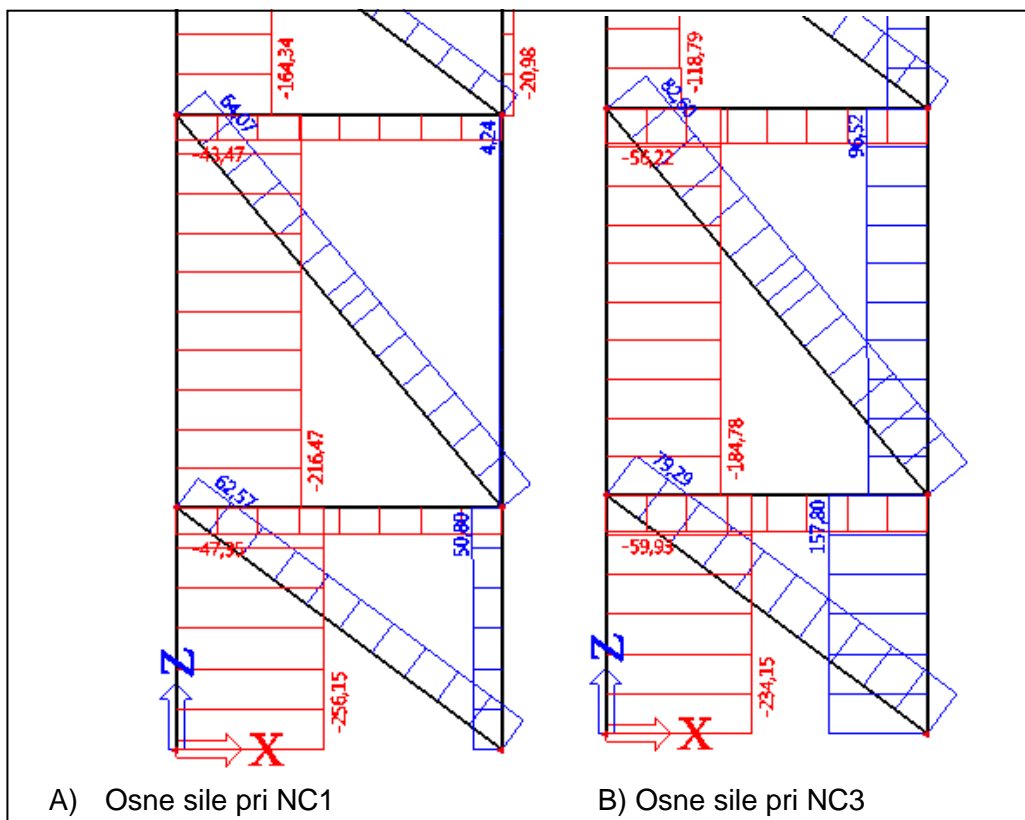
Op. Če je pri podpori  $R_z$  pozitiven predznak, to pomeni da je podpora tlačno obremenjena, če je pa negativni predznak pa pomeni, je podpora natezno obremenjena.

Notranje sile:

Pri obtežni kombinaciji CO1 dobimo največje osne tlačne sile v levem stebru. Največjo tlačno silo v prečki in natezno silo v diagonali ter desnem stebru dobimo pri CO3. Prečko v notranjem povezju predstavlja N4 (slika 77).

Preglednica 35: Prikaz osnih sil pri notranjem povezju za MSN

Obtežna kombinacija	OSNE SILE			
	Steber, levo	Steber, desno	Diagonala	Prečka
CO1	<b>-256,1 kN</b>	50,8 kN	62,6 kN	-47,4 kN
CO2	-251,1 kN	87,4 kN	68,3 kN	-51,4 kN
CO3	-234,1 kN	<b>157,8 kN</b>	<b>82,6 kN</b>	<b>-60,0 kN</b>



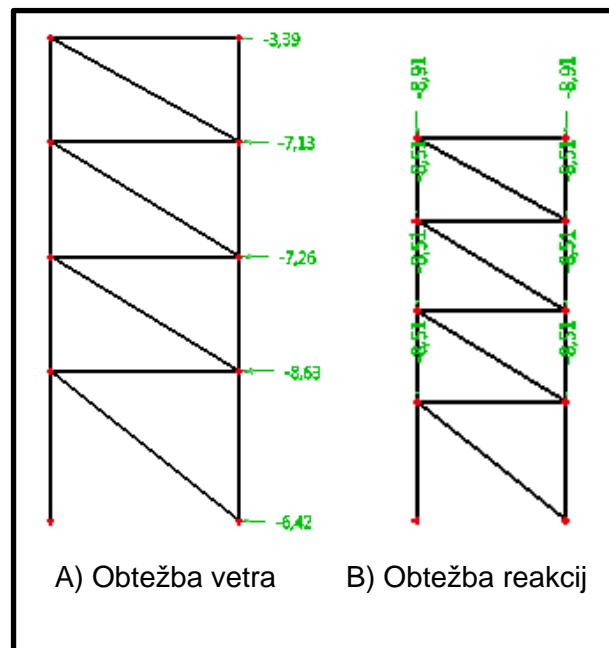
Slika 107: Prikaz sil, ki delujejo na notranje povezje

### 8.2.8.2 Zunanje povezje v osi 4

Na zunanjem povezju v horizontalni smeri upoštevamo polovico sile  $F_w$  in silo, ki jo povzroči moment  $F_{ZV}^M$  (slika 118). V vertikalni smeri upoštevamo reakcije  $R_{z5}$ , ki jih povzročijo primarni ravni nosilci, na strehi pa nosilce, ki dajo reakciji  $R_{z7}$  in  $R_{z9}$ . Upoštevamo tudi težo fasade  $G_F = 55,2 \text{ kN}$ . Na vsak stebec v osi 4 se prenese  $18,4 \text{ kN}$  teže fasade.

Preglednica 36: Prikaz vrednosti sil, ki delujejo na zunanje povezje

ZUNANJE POVEZJE – OS 4			
Etaža	Obtežba vetra	Reakcije	Fasada
	$F_w/2 + F_{ZV}^M$	$R_{z6}, R_{z8} + R_{z11}$	$G_{fasada}$
8.	3,39 kN	8,91 kN	18,4 kN
7.	7,13 kN	8,51 kN	
5.	7,26 kN	8,51 kN	
3.	8,63 kN	8,51 kN	
1.	/	/	



Slika 108: Prikaz sil, ki delujejo na zunanje povezje

**Obtežne kombinacije:**

Preglednica 37: Nelinearne obtežne kombinacije pri zunanjem povezju v osi 4

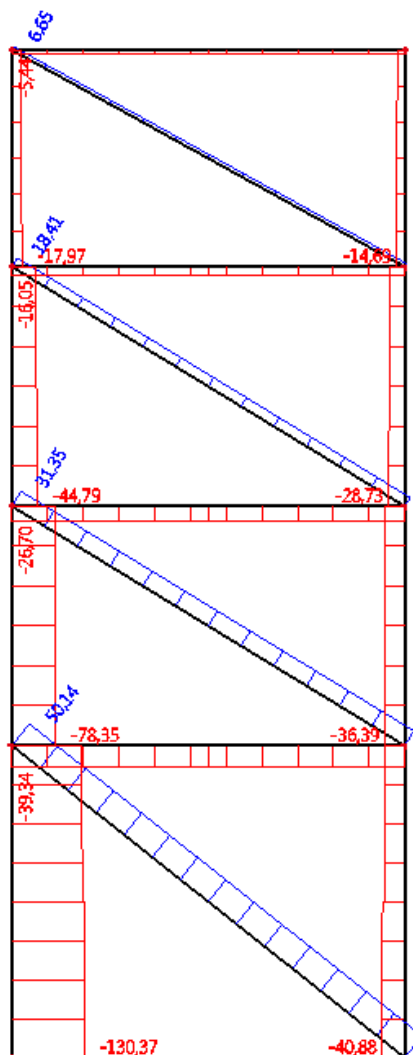
Kombinacija	LASTNA	VETER	REAKCIJE
	Profili + fasada	$F_w/2 + F_{ZV}^M$	$R_{z5}, R_{z7} + R_{z9}$
CO1	1,35	1,5	1,0
CO2	1,0	1,5	1,0

**Reakcije v podporah:**

Preglednica 38: Reakcije v podporah pri zunanjem povezju

Kombinacija	Steber levo		Steber desno	
	$R_x$	$R_z$	$R_x$	$R_z$
CO1	0,19 kN	130,4 kN	49,1 kN	9,8 kN
CO2	0,19 kN	121,1 kN	49,1 kN	0,54

**Notranje sile:**



Slika 109: Vrednosti osnih sil pri NC1

Obtežna kombinacija	OSNE SILE			
	Steber, levo	Steber, desno	Diagonala	Prečka
CO1	-130,4 kN	-40,9 kN	50,1 kN	-39,3 kN
CO2	-121,3 kN	-31,7 kN	50,1 kN	-39,3 kN

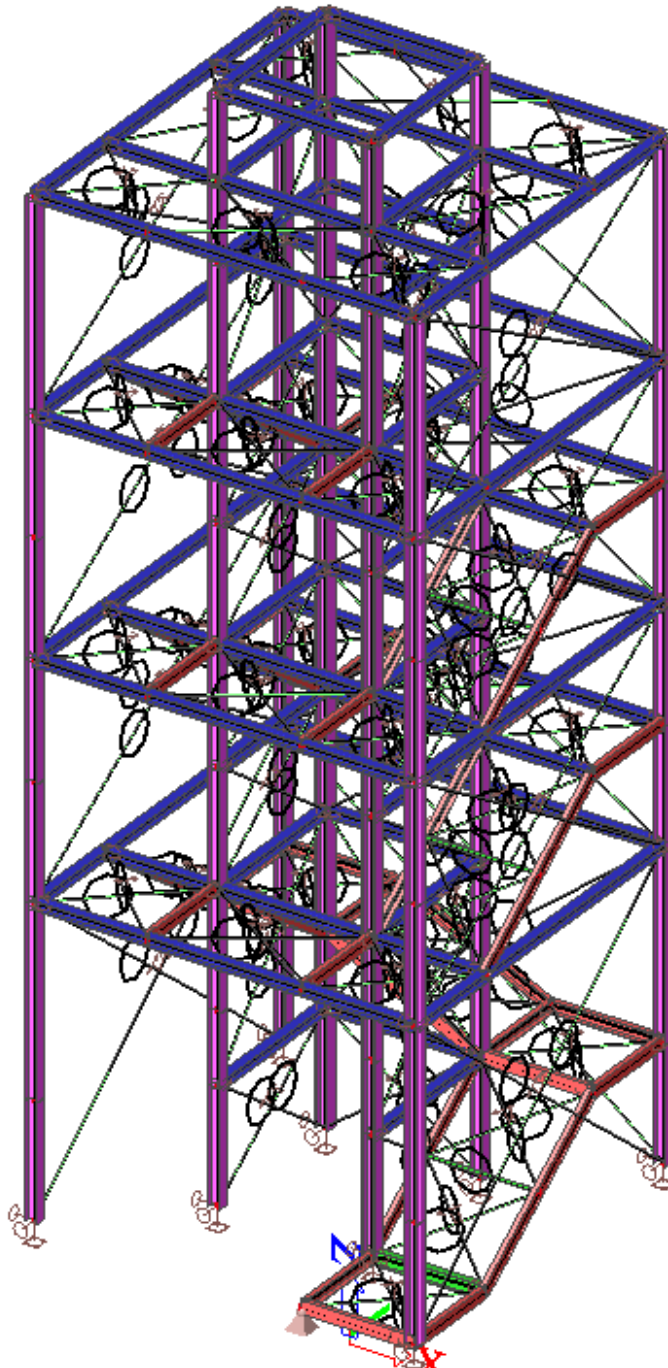
Najbolj kritična obtežna kombinacija je CO1, kjer dobimo največje tlačne sile v obeh stebrih in prečki in največjo natezno silo v diagonali. Prečko predstavlja N5 (slika 77).

**8.2.8.3 Povzetek najbolj obremenjenih elementov**

Najbolj obremenjeni elementi	Diagonala	Steber-tlak	Steber-nateg	Prečka-tlak
Vertikalno povezje	notranje os 3	notranje os 3	notranje os 3	notranje os 3
Kombinacija	CO3	CO1	CO3	CO3
Sila	82,6 kN	-256,1 kN	157,8 kN	-60, kN

### 8.3 Računski 3D model

V računskem 3D modelu, naredimo globalno elastično analizo ob upoštevanju teorije drugega reda. Pri podajanju obtežnih kombinacij, moramo zraven še podati vrednosti globalne nepopolnosti v x in y smeri.



Slika 110: Računski 3D model zunanjega požarnega stopnišča z dvigalom

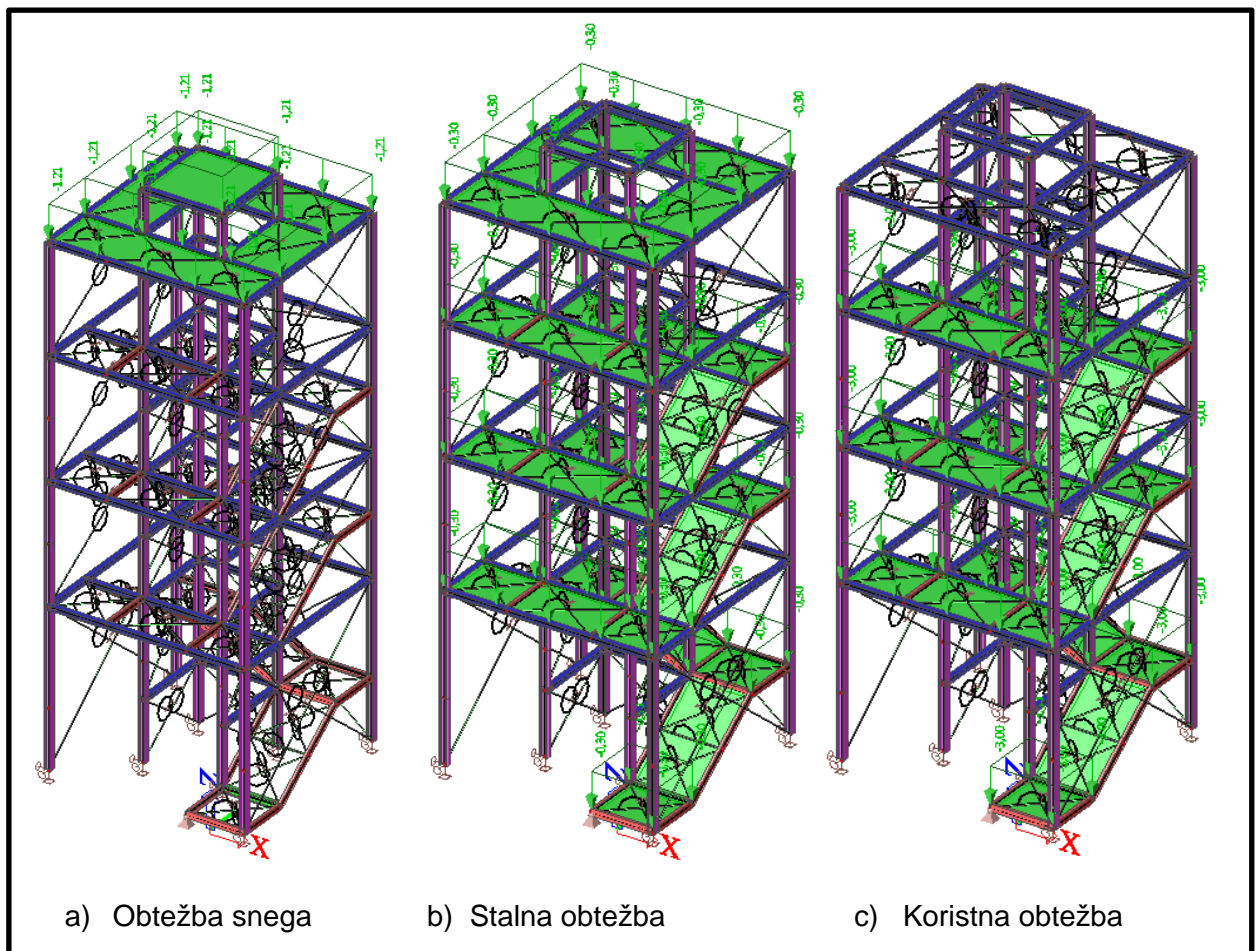
#### 8.3.1 Obtežba

Profili lastna obtežba (upoštevana samodejno)

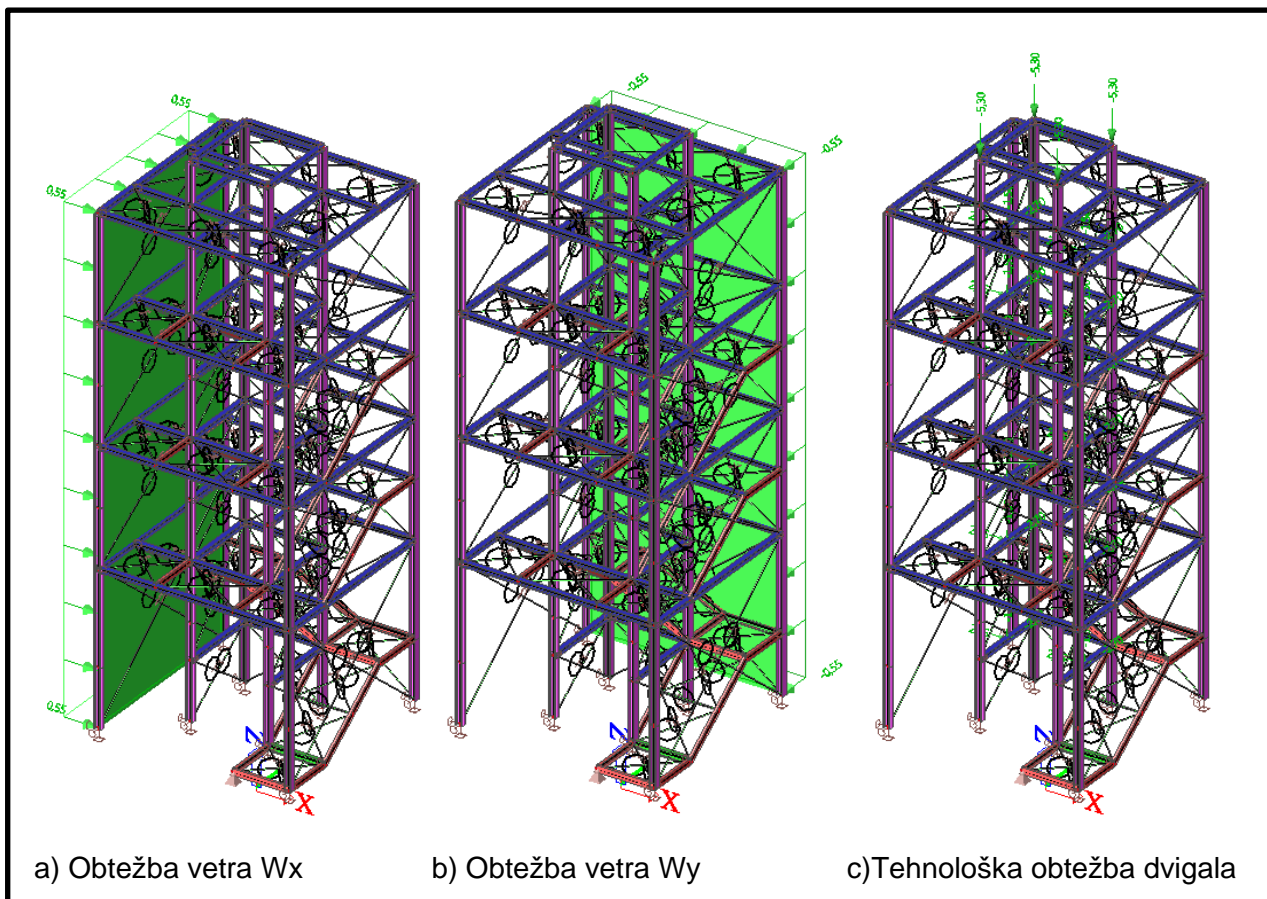
G stalna obtežba (kovinske pohodne rešetke) = 0,30 kN/m<sup>2</sup>

Q	koristna obtežba ( kategorija A - stopnice)	=	3,00 kN/m <sup>2</sup>
S	obtežba snega	=	1,21 kN/m <sup>2</sup>
W <sub>x</sub>	obtežba vetra v x – smeri, tlak na steno	=	0,55 kN/m <sup>2</sup>
W <sub>y</sub>	obtežba vetra v y – smeri, tlak na steno	=	0,55 kN/m <sup>2</sup>
D	tehnoška obtežba dvigala	F <sub>z</sub>	= 4 x 5,30 kN
		F <sub>x</sub>	= 2,75 kN
		F <sub>y</sub>	= 2,70 kN
		F <sub>z</sub>	= 1,50 kN

Op. Obtežba snega in vetra so enake kot pri strehi.



Slika 111: Prikaz snega, stalne obtežbe in koristne obtežbe na stopnišče



Slika 112: Prikaz obtežbe vetra v obeh smereh in tehnološke obtežbe dvigala

### 8.3.2 Obtežne kombinacije v 3D modelu

Pri računskem 3D modelu izračunamo notranje sile glede na naslednje nelinearne obtežne kombinacije. Pri MSU kombinacijah naredimo karakteristične kombinacije.

Preglednica 39: Nelinearne kombinacije pri zunanjem požarnem stopnišču

Nelinearna kombinacija		G+Profili	Q	S	D	Wx	Wy
MSN-TDR	NC1	1,35	1,5	0,75	1,5	0,9	/
	NC2	1,35	1,5	0,75	1,5	/	0,9
	NC3	1,35	1,05	1,5	1,05	/	0,9
	NC4	1,35	1,05	1,5	1,05	0,9	/
	NC5	1,35	1,05	0,75	1,05	1,5	/
	NC6	1,35	1,05	0,75	1,05	/	1,5
	NC7	1,00	/	/	1,5	/	1,5
	NC8	1,00	/	/	1,5	1,5	/
MSU-TDR	NC9 – MSU1	1,00	0,7	0,5	0,7	1,0	/
	NC10 – MSU2	1,00	0,7	0,5	0,7	/	1,0
	NC11 – MSU3	1,00	1,0	0,5	1,0	0,6	/
	NC12 – MSU4	1,00	1,0	0,5	1,0	/	0,6



### 8.3.3 Globalna nepopolnost

V 3D modelu smo upoštevali globalno nepopolnost konstrukcije v obeh smereh, x in y smeri. Okvira za katera smo izračunali globalno nepopolnost se nahajata v osi 4 in v osi D. Ker sta okvira enakih dimenzij, lahko podamo iste vrednosti globalne nepopolnosti.

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}} = \frac{2}{\sqrt{13,9m}} = 0,536 < 1,0 \quad OK$$

$$\alpha_n = \sqrt{0,5 * \left(1 + \frac{1}{m}\right)} = \sqrt{0,5 * \left(1 + \frac{1}{2}\right)} = 0,866$$

$$\phi = \phi_0 * \alpha_h * \alpha_m = \frac{1}{200} * 0,536 * 0,866 = 0,0023 \frac{m}{m}$$

Kjer je:

$m = 2$       število stebrov v obravnavani ravnini okvira (vključeni so samo stebri, ki nosijo vsaj 50% povprečne navpične obtežbe stebrov v obravnavani ravnini),

$h = 13,9m$       višina okvira v metrih

$$d_x = d_y = 2,3 \frac{mm}{m}$$

### 8.3.4 Notranje sile vertikalnega povezja v osi 3 in 4

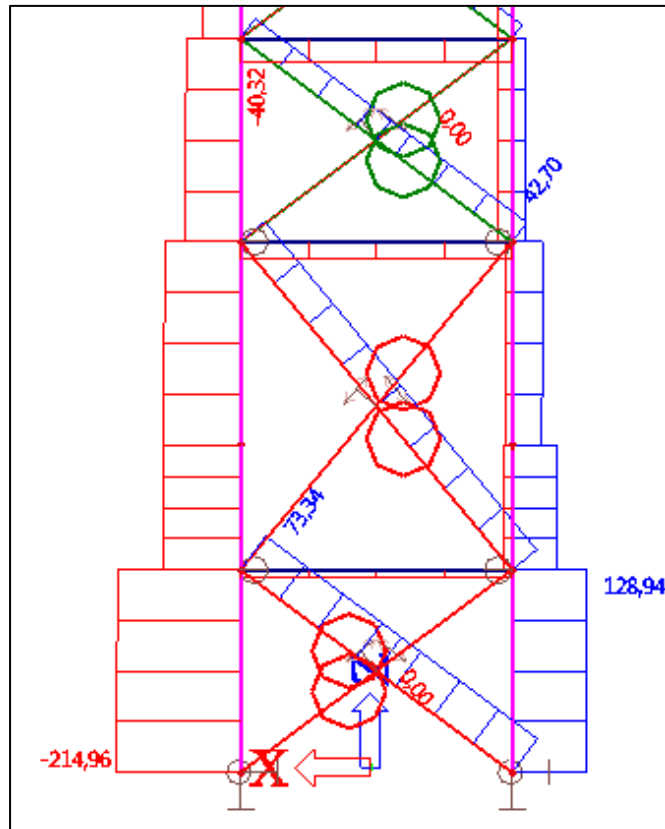
Kot smo že omenili, smo 3D model naredili zato, da bomo lahko kontrolirali notranje sile v vertikalnih povezjih in stebrih ter horizontalne pomike celotne konstrukcije.

#### Vertikalno povezje v osi 3

Zanimajo nas predvsem vrednosti največjih osnih sil v stebru in diagonalah. Na spodnji sliki prikažemo ovojnico osnih sil za nelinearne kombinacije MSN-TDR

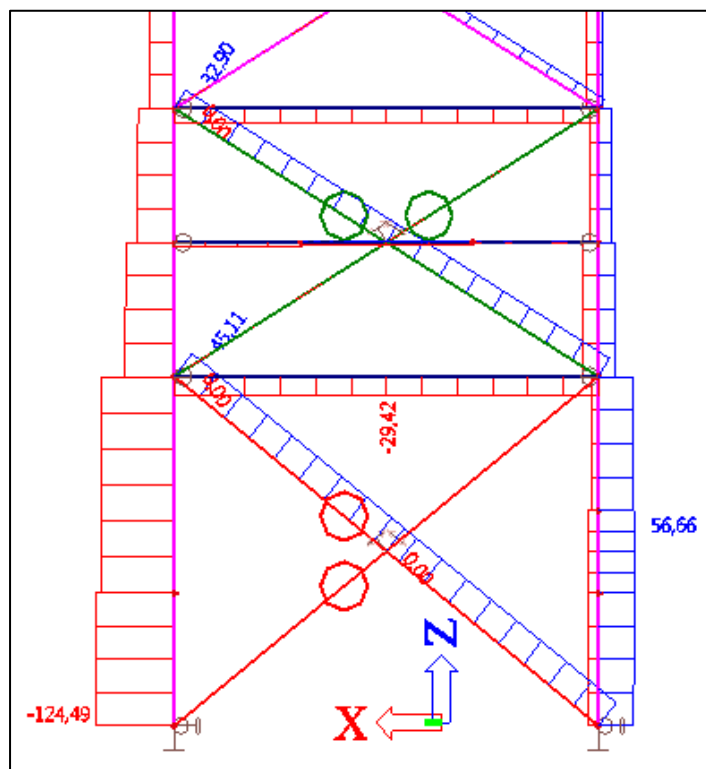
Preglednica 40: Osne sile v okviru v 3D modelu - os 3

MSN – TDR	Steber, levo		Steber, desno		Diagonala	Prečka
	Tlak	Nateg	Tlak	Nateg	Nateg	Tlak
	-215,0 kN	/	/	128,9 kN	73,3 kN	-40,3 kN



Slika 113: Ovojnica osnih sil za MSN-TDR

### Vertikalno povezie v osi 4



Slika 114: Osne sile v stebrih in diagonal pri okviru v osi 4 – ovojnica MSN

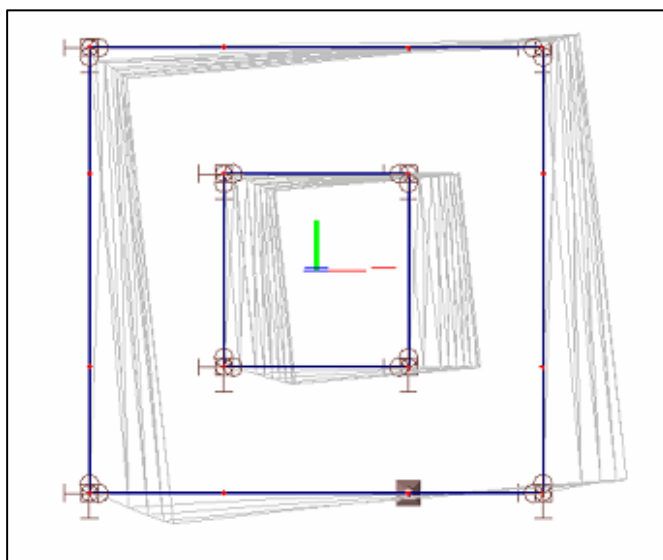
Preglednica 41: Največje osne sile v okvirju s centričnim povezjem v osi 4

MSN – TDR	Steber, levo		Steber, desno		Diagonala	Prečka
	Flak	Nateg	Flak	Nateg	Nateg	Flak
	-124,5	/	-15,71	56,6	41,62	-29,4 kN

S 3D modelom smo preverili notranje osne sile v stebrih in diagonalah okvirjev s povezjem v osi 3 in 4 ter ugotovili, da so sile približno enakega velikostnega razreda. S to ugotovitvijo lahko sklepamo, da je 3D model pravilno zasnovan in lahko kontroliramo pomike celotne konstrukcije ter naredimo potresno analizo. Notranje sile v 2D modelu so večje, zato nam kontrol nosilnosti in stabilnosti ni potrebno delati.

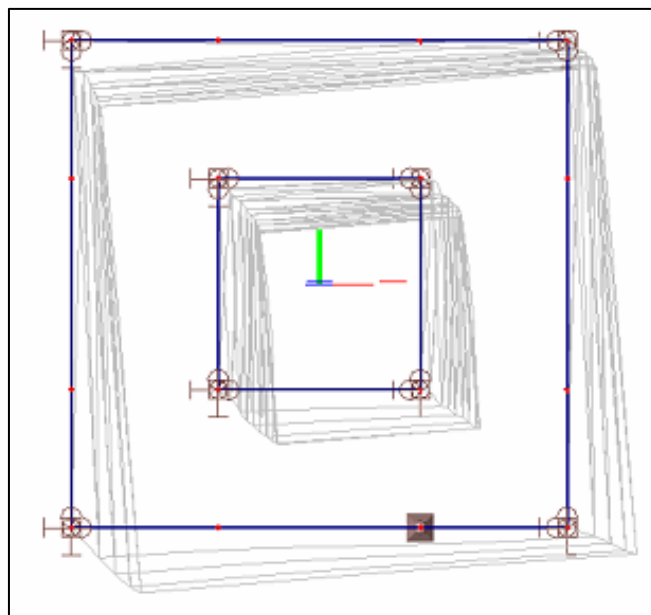
### 8.3.5 Horizontalni pomiki konstrukcije

Na spodnji sliki 115 lahko vidimo kako se konstrukcija deformira pri obtežni kombinaciji MSU1. Pri tej kombinaciji veter piha v smeri x in dinamična obtežba dvigala deluje v x smeri. Ker so povezja v x smeri nesimetrična, pride do torzije, ki se lepo vidi na sliki, da se konstrukcija premakne tako v x smeri kot v y smeri. Pomiki v x smeri so veliko večji od pomika v y smeri zaradi torzije.



Slika 115: Deformacija konstrukcije pri MSU1

Pri sliki 116 vidimo kako pride do zasuka konstrukcije pri obtežni kombinaciji MSU2. Veter pri tej kombinaciji piha v y smeri. Vertikalna povezja so v y smeri simetrična, saj imamo povezja v osi A, B, C in D. Konstrukcija se bi morala premakniti samo v y smeri, vendar pa se zaradi tehnološke obtežbe dvigala, ki deluje v x smeri, premakne tudi v x smeri. Kot lahko vidimo na sliki in v tabeli so pomiki pri MSU 2 in MSU 4 približno enakega velikostnega razreda.



Slika 116: Deformacija konstrukcije pri MSU2

Preglednica 42: Vrednosti največjih globalnih horizontalnih pomikov

Obtežna kombinacija	$u_{x,Ed}$	$u_{y,Ed}$
MSU1	12,4 mm	3,3 mm
MSU2	1,3mm	4,3 mm
MSU3	19,2 mm	7,8mm
MSU4	11,4 mm	8,3 mm

$$u_{max,xy} = \frac{H}{500} = \frac{13900mm}{500} = 27,8 mm > u_{x,Ed} = 19,2 mm \quad OK$$

Največji horizontalni pomiki konstrukcije nastanejo, ko veter piha v x smeri. Tedaj pride do torzijskega pomika konstrukcije, zato ker ni vertikalnih povezij v oseh 1 in 2. Največji pomik v x smeri znaša  $u_{x,Ed} = 19,2 mm$ , ki pa zadostuje pogojem največjega dovoljenega premika.

#### 8.4 Potresna analiza

Stopnišče nima nobenih etažnih plošč, ki bi lahko predstavljale toge plošče oziroma diafragme. Ima pa horizontalna povezja, ki potekajo po stopniščnih ramah in podestih vse od tal pa do vrhnjega podesta in zagotavljajo določeno togost stopnišča. Zato bomo pri potresni analizi obravnavali 2D model zunanjega požarnega stopnišča. Uporabili bomo poenostavljeno metodo nadomestnih vodoravnih sil, s katero smo na varni strani. Izračunali bomo celotno nadomestno potresno silo, ki jo bomo porazdelili na enak način kot smo naredili pri obtežbi vetra, saj tudi tukaj pride do torzije, zato bodo najbolj obremenjena vertikalna povezja v osi 3 in 4.

Ker gre za požarno stopnišče, kjer je sama teža konstrukcije majhna, predpostavimo da gre za konstrukcijo z majhnim sipanjem energije. Tu je stopnja duktilnosti nizka – DCL in za faktor obnašanja vzamemo vrednost  $q = 1,5$ . Pri tem postopku lahko notranje sile izračunamo z elastično analizo 2D modela, dimenzioniranje pa opravimo s standardi iz

skupine Evrokod 3. Zavedati se moramo, da pri tej predpostavki ne upoštevamo plastifikacije diagonal, zato moramo izbrati tako močne diagonale, da bodo bile sposobne prevzeti potresno obremenitev in bodo še vedno v elastičnem stanju.

#### 8.4.1 Metodo nadomestnih vodoravnih sil

##### 8.4.1.1 Podatki za projektni spekter za elastično analizo:

Kraj Ljubljana: Vrsta tal S1

Ker v Evrokodu 8 ni podanih vrednosti za faktor tal S in mejnih nihajnih časov  $T_B, T_C$  in  $T_D$  predpostavimo, da so vse te vrednosti enake vrednostim za vrsto tal E.

$$S = 1,7$$

$$T_B = 0,1 \text{ s}$$

$$T_C = 0,4 \text{ s}$$

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

Faktor obnašanja:  $q_x = q_y = 1,5$

Projektni pospešek tal:  $a_g = 0,25g$

##### 8.4.1.2 Obtežba

Lastna teža samodejno upoštevana

Koristna obtežba  $Q = 3,0 \text{ kN/m}^2$

Stalna obtežba  $G = 0,3 \text{ kN/m}^2$

Teža fasade  $F_F = \rho_{\text{stekla}} A_{\text{fasade}} d g = 2500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 3 * 74 \text{m}^2 * 0,01 \text{m} * 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 54,4 \text{ kN}$

##### 8.4.1.3 Izračun celotne teže, ki sodeluje pri potresu

Kombinacija za izračun celotne teže pri potresu:  $F = G + \psi_{E,i} Q$

Kjer je:

$$\psi_{E,i} = \varphi \psi_{2,i} = 0,5 * 0,30 = 0,15$$

$\psi_2 = 0,3$  faktor kvazistalne vrednosti za kategorijo A

$\varphi = 0,5$  Kategorija A-C in etaže so zasedeno neodvisno

*Op. Ker gre za požarno stopnišče, koristno obtežbo predstavljajo ljudje, ki ga uporabljajo. Pri izbiri vrednosti koristne obtežbe iz SIST 1991-1-1 2004 smo vzeli  $Q = 3 \text{ kN/m}^2$ , čeprav je v standardu in nacionalnem dodatku predpisana vrednost  $Q = 2 \text{ kN/m}^2$ . Zato bomo sedaj*

upoštevali samo 10 % koristne obtežbe, saj dobimo tako enake vrednosti kot, če bi vzeli 15% pri upoštevanju koristne obtežbe  $Q = 2 \text{ kN/m}^2$ . Torej bomo z vrednostjo faktorja  $\psi_{E,i} = 0,1$  še vedno sledili predpisom Evrokod standardov.

#### Lastna teža:

Težo profilov dobimo iz SCIE ( glej Prilogo P2 )

$$G_{lastna} = 115,0 \text{ kN}$$

#### Stalna obtežba:

Težo stalne obtežbe dobimo iz SCIE ( glej Prilogo P2 )

$$G_{stalna} = 32,3 \text{ kN}$$

#### Koristna obtežba:

Težo koristne obtežbe dobimo iz SCIE ( glej Prilogo P2 )

$$G_{koristna} = 235,5 \text{ kN}$$

#### Fasada:

$$G_{fasada} = 54,4 \text{ kN}$$

#### Celotna teža:

$$G = G_{lastna} + G_{stalna} + G_{fasada} + 0,1 * G_{koristna}$$

$$G = 115,0 \text{ kN} + 32,3 \text{ kN} + 54,4 \text{ kN} + 235,5 \text{ kN} * 0,1 = 225,3 \text{ kN}$$

#### **8.4.1.4 Celotna potresna sila**

Pri računu potresne sile vzamemo, da so glavni nihajni časi na platoju diagrama projektnega spektra pospeškov. Tako dobimo največjo potresno silo.

Obe smeri velja ista enačba:

$$S_{dx} = S_{dy} = a_g * S * \frac{2,5}{q} = 0,25g * 1,7 * \frac{2,5}{1,5} = 0,708g$$

$$F_{bx} = F_{by} = S_d * G * \lambda = 0,708g * 225,3 \text{ kN} * 0,85 = 135,6 \text{ kN}$$

Kjer je:

$\lambda = 0,85$       korekcijski koeficient, ki upošteva vpliv višine stavbe

$$\lambda = \begin{cases} 0,85; & \text{če } T_1 < 2T_c \text{ in ima stavba več kot dve etaži} \\ 1,0 & \text{sicer} \end{cases}$$

#### 8.4.1.5 Razdelitev potresne sile na povezja

Kombinacija za potres:

$$A_{X,Ed} = F_{bx} + 0,3 * F_{by}$$

$$A_{Y,Ed} = 0,3 * F_{bx} + F_{by}$$

Kombinacija za notranje sile:  $G + \psi_2 Q + A_{Ed}$

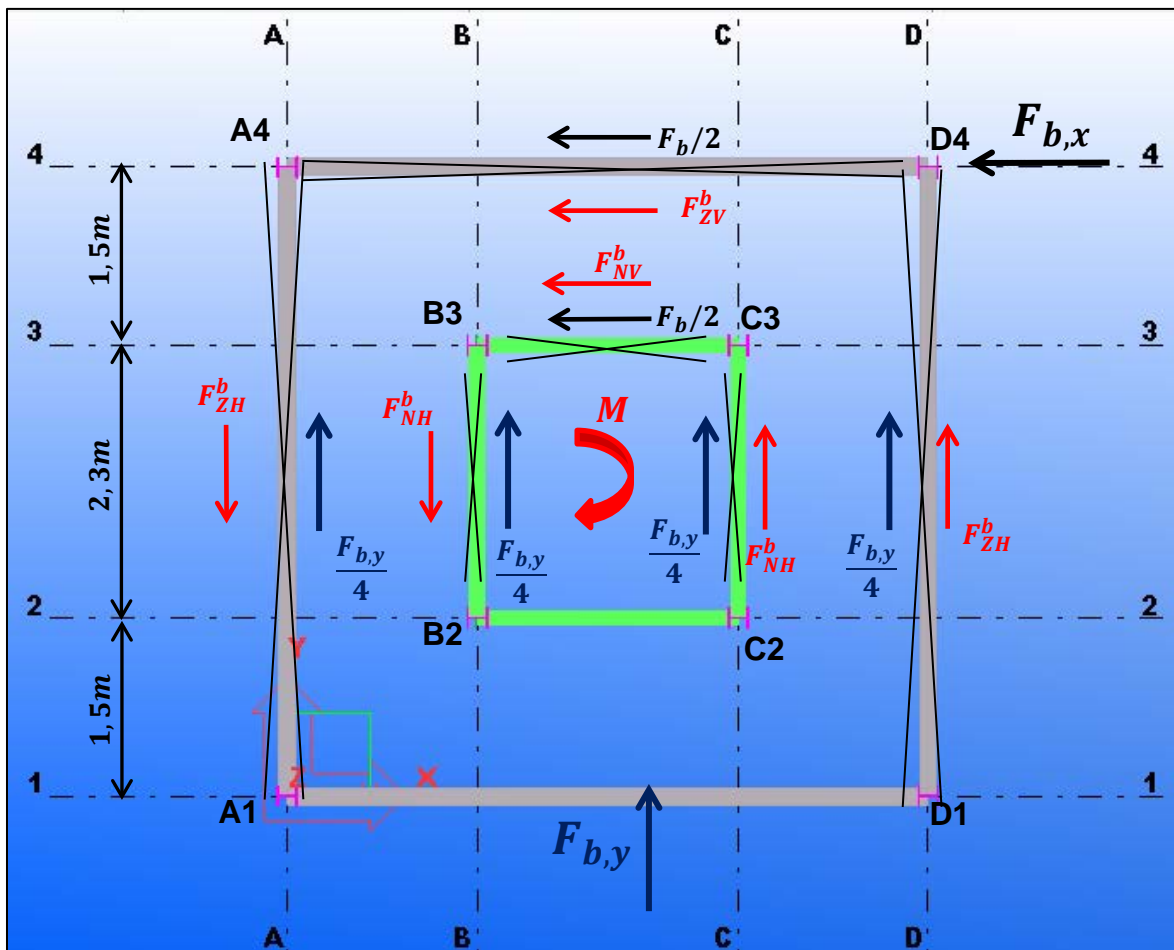
Kjer je:

$G + \psi_2 Q$       gravitacijski del

$A_{Ed}$             seizmični del

$\psi_2 = 0,3$       faktor kvazistalne vrednosti za kategorijo A

Ko deluje potres v x smeri pride do torzije, zato vemo, da bo to merodajna smer potresa. Ravninski 2D model okvira s centričnim povezjem in postopek razdelitve sil na okvire s centričnimi povezji je isti, kot smo ga naredili pri razdelitvi obtežbe vetra, zato bomo tu predstavili samo obtežbo potresa na okvir in končne notranje sile v povezjih in stebrih (slika 117). Tu bomo v modelu upoštevali samo obtežbo potresa in nobenih vertikalnih obtežb. Pozorni moramo biti pri notranjih silah za stebre, kjer moramo upoštevati notranje sile v za obe smeri potresa, kot je napisano pri kombinaciji za potres. Potres v x ali y smeri sta neodvisna drug od drugega.



Slika 117: Simboličen prikaz razdelitev sil pri potresu v x smeri in y smeri

Preglednica 43: Vrednosti potresne sile po etažah in torzijskega momenta, ki nastane zaradi potresne sile  $F_{bx}$ 

Etaža	$H_{N,i}$	$H_{Z,i}$	$F_{bx} = F_{by}$	$M_i^{bx}$
8.	2,985 m	2,985 m	14,2 kN	37,6 kNm
7.	1,65 m	3,3 m	29,8 kN	79,0 kNm
6.	1,65 m	\	\	\
5.	1,65 m	3,3 m	31,4 kN	83,2 kNm
4.	1,65 m	\	\	\
3.	2,66 m	4,3 m	36,1 kN	95,7 kNm
2.	1,64 m	\	\	\
1.	0	\	20,4 kN	54,1

Preglednica 44: Vrednosti potresne sile  $F_{bx}$  na ostalih povezjih zaradi torzijskega momenta

Etaža	$F_{NV,i}^{bx} - OS 3$	$F_{ZV,i}^{bx} - OS 4$	$F_{NH,i}^{bx} - OS B, C$	$F_{ZH,i}^{bx} - OS A, D$
8.	1,7 kN	3,9 kN	1,6 kN	4,0 kN
7.	3,6 kN	8,3 kN	3,4 kN	8,4 kN
5.	3,8 kN	8,7 kN	3,6 kN	8,9 kN
3.	4,3 kN	10,0 kN	4,1 kN	10,2 kN
1.	2,5 kN	5,7 kN	2,3 kN	5,8 kN

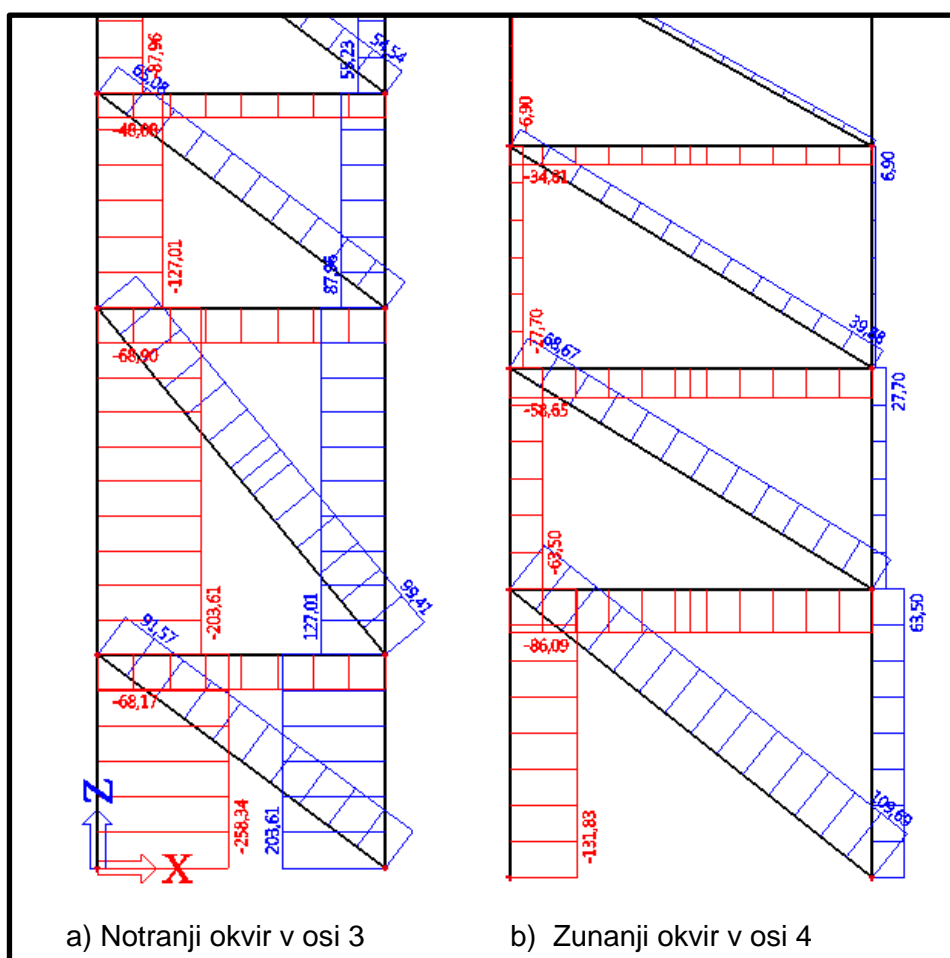


### 8.4.1.6 Reakcije in notranje sile

#### Potres v smeri x

Pri potresu v x smeri, pride tako kot pri vetru, tudi tu do torzije zaradi vertikalnih povezij, ki so nesimetrična, saj se nahajajo samo v osi 3 in 4. Posledično je najbolj obremenjeno povezje v osi 3. Notranje sile bomo za potres v smeri x prikazali za steber, prečko in diagonalo.

Prečke pri notranjem povezju predstavljajo pozicijo N4, pri zunanjem pa pozicijo N5 (slika 84).



Slika 118: Notranje sile pri notranjem in zunanjem povezju pri potresu v x smeri

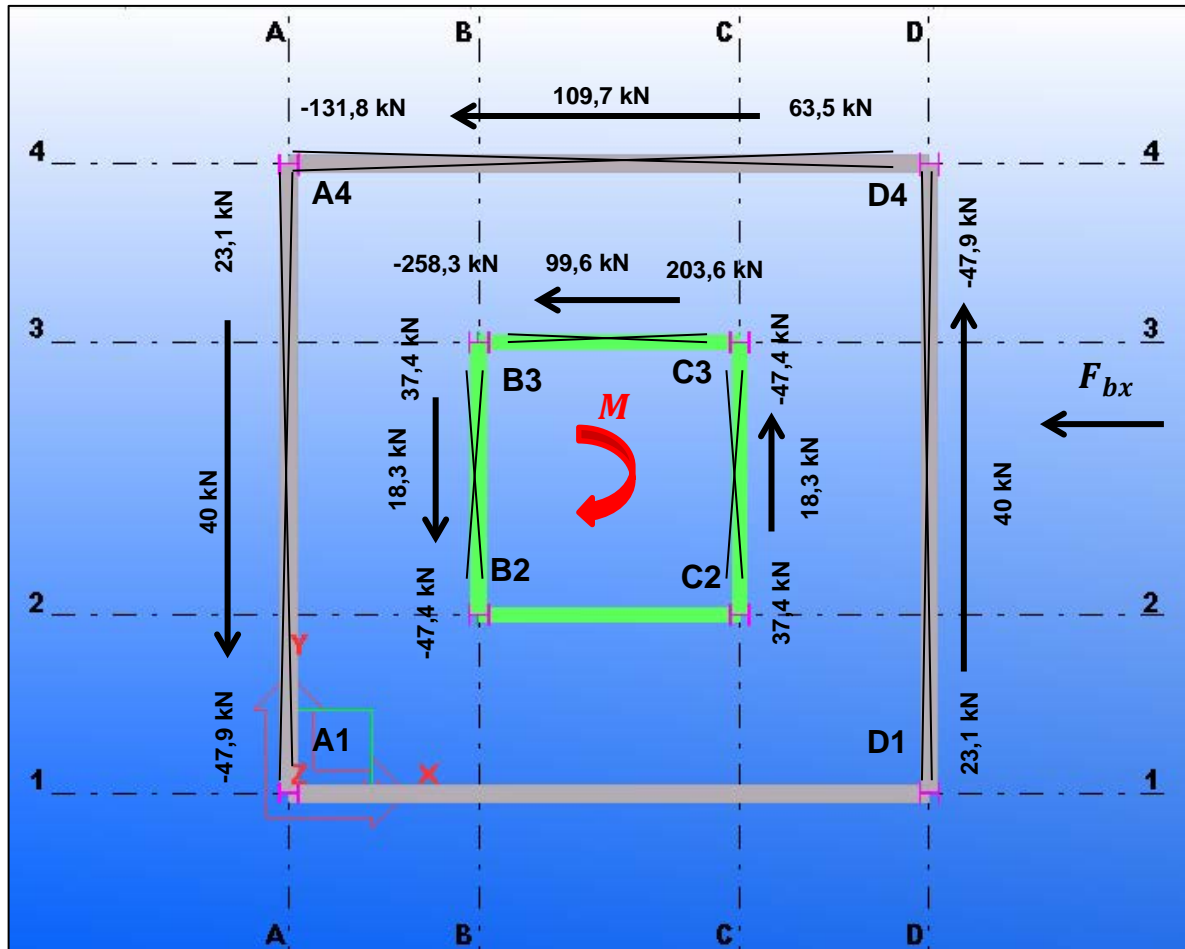
Preglednica 45: Reakcije v podporah pri notranjem in zunanjem povezju zaradi potresne sile  $F_{bx}$

REAKCIJE - X SMER	Notranje povezje v osi 3			
	Steber B3 +smer		Steber C3 +smer	
	Rz	Rx	Rz	Rx
	258,3 kN	8,0 kN	-258,3 kN	84,2 kN
	Notranje povezje v osi B ( vpliv torzije )		Notranje povezje v C ( vpliv torzije )	
	Steber B3 +smer		Steber C3 +smer	
Rz	Ry	Rz	Ry	
-47,4 kN	15,4 kN	47,4 kN	1,9 kN	

Zunanje povezje v osi 4			
Steber A4 +smer		Steber D4	
Rz	Rx	Rz	Rx
131,8 kN	8,4 kN	-131,8 kN	94,3 kN
Zunanje povezje v osi A ( vpliv torzije )		Zunanje povezje v osi D ( vpliv torzije )	
Steber A4		Steber D4	
Rz	Ry	Rz	Ry
-47,9 kN	3,0 kN	47,9 kN	34,3 kN

Preglednica 46: Reakcije v podporah pri notranjem in zunanjem povezju zaradi potresne sile  $F_{bx}$ 

NOTRANJE SILE $N_{Ed}$ - X SMER	Notranje povezje v osi 3					
	Steber B3		Steber C3		Diagonala	Prečka
	+ smer	- smer	+ smer	- smer	Nateg	Tlak
	-258,3 kN	203,6 kN	203,6 kN	-258,3 kN	99,6 kN	-68,2 kN
	Notranje povezje v osi B ( vpliv torzije )					
	Steber B3		Steber B2		Diagonala	Prečka
	+ smer	- smer	+ smer	- smer	Nateg	Tlak
	37,4 kN	-47,4 kN	-47,4 kN	37,4 kN	18,3 kN	-12,5 kN
	Zunanje povezje v osi 4					
	Steber A4		Steber D4		Diagonala	Prečka
+ smer	- smer	+ smer	- smer	Nateg	Tlak	
-131,8 kN	63,5 kN	63,5 kN	-131,8 kN	109,7 kN	-86,1 kN	
Zunanje povezje v osi A ( vpliv torzije )						
Steber A4		Steber A1		Diagonala	Prečka	
+ smer	- smer	+ smer	- smer	Nateg	Tlak	
23,1 kN	-47,9 kN	-47,9 kN	23,1 kN	40,0 kN	-23,1	



Slika 119: Prikaz največjih notranjih sil v stebrih in diagonalah, ko potres deluje v x smeri v + smeri

Op. Na sliki 119 so vrednosti na puščicah natezne sile v diagonalah, pri straneh puščic pa vrednosti osnih sil v stebri.

V notranjem okvirju v osi 3 bomo obravnavali steber B3, v zunanjem okvirju v osi 4 pa bomo obravnavali diagonalo in prečko.

Steber B3:

Tlak, pozitivna ( + ) smeri  $N_{B3,Ed,F_{bx}} = -258,3 \text{ kN} + 37,4 \text{ kN} = -220,9 \text{ kN}$

Nateg, negativna ( - ) smeri  $N_{B3,Ed,F_{bx}} = 203,6 \text{ kN} - 47,4 \text{ kN} = 156,2 \text{ kN}$

Diagonala v osi 4:

$N_{Ed,diagonala} = 109,7 \text{ kN}$

Prečka v osi 4:

$N_{Ed,prečka} = -86,1 \text{ kN}$

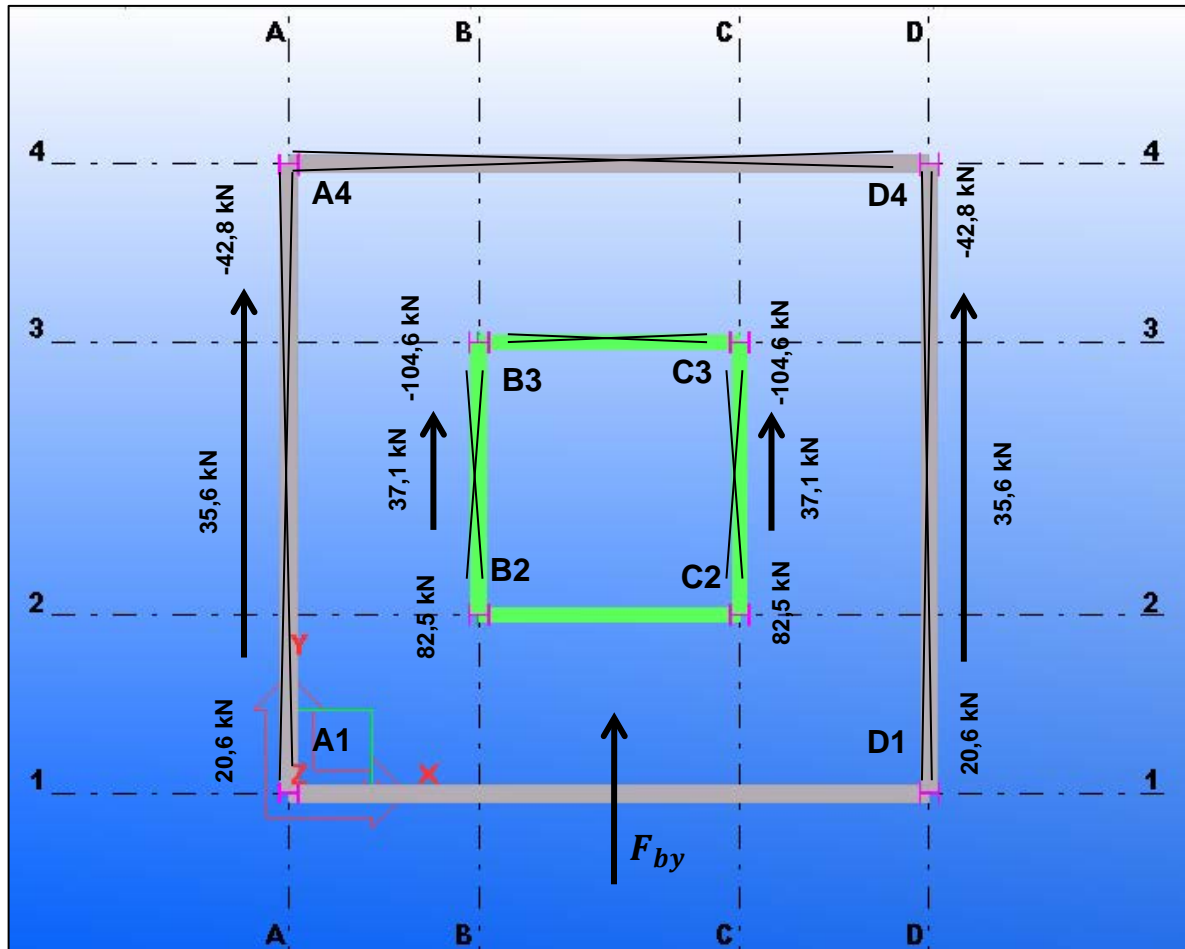
**Potres v y smeri**

Preglednica 47: Reakcije v podporah pri notranjem in zunanem povezju zaradi potresne sile  $F_{by}$ 

REAKCIJE Y SMER	Notranje povezje v osi B in C			
	Steber B3=C3		Steber B2=C2	
	Rz	Ry	Rz	Ry
	$\pm 104,6 \text{ kN}$	$1,2 \text{ kN}$	$\pm 104,6 \text{ kN}$	$31,1 \text{ kN}$
	Zunanje povezje v osi A in D			
	Steber A1=D1		Steber A4=D4	
	Rz	Ry	Rz	Ry
	$\pm 42,8 \text{ kN}$	$2,2 \text{ kN}$	$\pm 42,8 \text{ kN}$	$30,1 \text{ kN}$

Preglednica 48: Reakcije v podporah pri notranjem in zunanem povezju zaradi potresne sile  $F_{by}$ 

NOTRANJE SILE Y SMER	Notranje povezje v osi B in C					
	Steber B3=C3		Steber B2=C2		Diagonala	Prečka
	+ smer	- smer	+ smer	- smer	Nateg	Tlak
	$-104,6 \text{ kN}$	$82,5 \text{ kN}$	$82,5 \text{ kN}$	$-104,6 \text{ kN}$	$37,1 \text{ kN}$	$-27,6 \text{ kN}$
	Zunanje povezje v osi A in D					
	Steber A4=D4		Steber A1=D1		Diagonala	Prečka
	+ smer	- smer	+ smer	- smer	Nateg	Tlak
	$-42,8 \text{ kN}$	$20,6 \text{ kN}$	$20,6 \text{ kN}$	$-42,8 \text{ kN}$	$35,6 \text{ kN}$	$-27,9 \text{ kN}$



Slika 120: Prikaz največjih notranjih sil v stebrih in diagonalah, ko potres deluje v y smeri v + smeri

Pri potresu v y smeri se obremenitev lepše porazdeli med povezja, saj se nahajajo v oseh A,B,C in D. Tako so tudi notranje sile porazdeljene po vseh povezjih, kjer ne pride do torzije in posledično so manjše kakor v x smeri.

V y smeri je najbolj obremenjeno notranje povezje v osi B in C. Obravnavali bomo steber B3 v osi B saj, je so na tem stebru največje osne sile.

Steber B3

Tlak, pozitivna ( + ) smeri  $N_{B3,Ed,F_{by}} = -104,6 \text{ kN}$

Nateg, negativna ( - ) smeri  $N_{B3,Ed,F_{bx}} = 82,5 \text{ kN}$

V stebru B3, C3, B2 in C2 se pojavijo največje osne tlačne in natezne sile. Kateri steber je najbolj obremenjen pa je odvisno od smeri potresa.

### Gravitacijski del

Pri gravitacijskem delu obtežbe nas zanima kolikšna je največja osna tlačna sila v stebrih, ki nastane zaradi lastne teže, stalne obtežbe, teže fasade in 15% koristne obtežbe. Težo fasade porazdelimo samo na zunanje stebre.

Obtežba, ki odpade na en notranji stebel:

$$G_{not.st.} = \frac{G_{profili} + G_{stalna} + 0,15G_{koristna}}{8}$$

$$G_{not.st.} = \frac{115 \text{ kN} + 32,3 \text{ kN} + 0,15 * 235,5 \text{ kN}}{8} = 22,8 \text{ kN (tlak)}$$

Obtežba, ki odpade na en zunanji stebel:

$$G_{zun.st.} = \frac{G_{profili} + G_{stalna} + 0,15G_{koristna}}{8} + \frac{G_{fasada}}{4}$$

$$G_{zun.st.} = \frac{115 \text{ kN} + 32,3 \text{ kN} + 0,15 * 235,5 \text{ kN}}{8} + \frac{54,4 \text{ kN}}{4} = 36,4 \text{ kN (tlak)}$$

#### 8.4.1.7 Kombinacija notranjih sil potresnega dela in gravitacijskega dela

Kot smo že prej omenili obravnavamo stebel B3 v okviru v osi 3 ter prečko in diagonalo v povezju v osi 4.

Največja tlačna osna sila v stebelu B3:

$$N_{Ed,B3} = G_{not.st.} + N_{B3,Ed,F_{bx}} + 0,3 N_{B3,Ed,F_{by}}$$

$$N_{Ed,B3} = (-22,8 \text{ kN}) + (-220,9 \text{ kN}) + 0,3 * (-104,6 \text{ kN}) = -275,1 \text{ kN}$$

Največja natezna osna sila v stebelu B3:

$$N_{Ed,B3} = G_{not.st.} + N_{B3,Ed,F_{bx}} + 0,3 N_{B3,Ed,F_{by}}$$

$$N_{Ed,B3} = (-22,8 \text{ kN}) + 156,2 \text{ kN} + 0,3 * 82,5 \text{ kN} = 158,2 \text{ kN}$$

Največja natezna sila v diagonali v osi 4:

$$N_{Ed,diagonala} = 109,7 \text{ kN}$$

Največja tlačna sila v prečki v osi 4:

$$N_{Ed,prečka} = -86,1 \text{ kN}$$

#### 8.4.2 Dimenzioniranje elementov

Potresna analiza nam da največje notranje sile pri stebelu, prečki in diagonali. Na te notranje sile dimenzioniramo elemente.

##### **Prečka N5**

Prečko HEA 140 – N5 v osi 4 dimenzioniramo samo na tlačno osno silo, saj na njo ne delujejo druge obremenitve, kakor potresna sila. Prečke je tudi najdaljša v konstrukciji in ni nikjer bočno podprta, zato bo merodajen uklon okoli šibke osi.

$$L_{uy} = L_{uz} = 540 \text{ cm}$$

$$i_z = 3,52 \text{ cm}$$

Izračun relativne vitkosti ( $\lambda$ ) in redukcijskega uklonskega faktorja ( $\chi$ )

$$\bar{\lambda}_z = \frac{l_{u,z}}{i_z \lambda_1} = \frac{540 \text{ cm}}{3,52 \text{ cm} * 93,9} = 1,634 \quad \rightarrow (c \text{ krivulja}) \quad \chi_z = 0,275$$

Projektna uklonska nosilnost

Uklon okoli šibke osi - z:

$$N_{b,z,Rd} = \frac{\chi_z A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,275 * 31,4 \text{ cm}^2 * 23,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,0} = 202,9 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 86,1 \text{ kN} \leq N_{b,z,Rd} = 202,9 \text{ kN}$$

Prečka N5 ima dovolj močan profil, da prenese osno silo velikosti do 200kN.

### **Steber HEA180**

V stebrih se pojavijo majhni upogibni momenti, ker so vsi del okvira s povezji in se horizontalne sile prenesejo preko povezij v točkovne temelje. Merodajna sila je tlačna osna sila, ki pa je največja pri potresni obtežbi. Najbolj obremenjena sta notranja stebra v osi 3. Tam imata oba majhne uklonske dolžine, zato vemo da bodo zadoščali vsem kontrolam. Za stebre smo izbrali profil HEA 180, zaradi čim lažje montaže ostalih delov konstrukcije. Potrebujemo namreč zadostno širino pasnic.

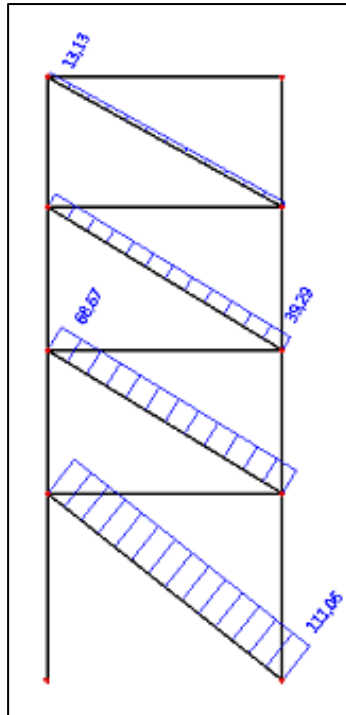
### **Diagonala**

Najbolj obremenjena diagonala se nahaja v zunanjem povezzu v osi 4. Palice so kvalitete S235, tako da s tem izpolnimo pogoj lokalne duktilnosti. Ker smo predpostavili konstrukcijo z nizkim sipanjem energije pri potresni obtežbi, moramo zagotoviti, da bodo diagonale dovolj močne, da bodo pri največji potresni obtežbi še vedno v elastičnem območju. Da bomo zadostili pogojem metode načrtovanja nosilnosti, bomo po etažah zmanjševali profil diagonal, tako da se bodo diagonale v primeru velike potresne obremenitve enakomerno plastificirale.

$$\frac{\Omega_{max}}{\Omega_{min}} < 1,25$$

Za diagonale v prvi etaži izberemo diagonale M27 S235, v drugi etaži M20 S235, v tretji M16 S235 in v četrti etaži M10 S235.

Osne sile in odpornosti v diagonalah po etažah:



Slika 121: Natezne osne sile v diagonalah

$$N_{Ed}^1 = 109,7 \text{ kN}$$

$$N_{pl,Rd}^1 = 134,5 \text{ kN}$$

$$\Omega^1 = \frac{N_{pl,Rd}^1}{N_{Ed}^1} = \frac{134,5 \text{ kN}}{109,7 \text{ kN}} = 1,2268$$

$$N_{Ed,max}^2 = 68,7 \text{ kN}$$

$$N_{pl,Rd}^2 = 89,3 \text{ kN}$$

$$\Omega^2 = \frac{N_{pl,Rd}^2}{N_{Ed}^2} = \frac{89,3 \text{ kN}}{68,7 \text{ kN}} = 1,300$$

$$N_{Ed,max}^3 = 39,9 \text{ kN}$$

$$N_{pl,Rd}^3 = 47,0 \text{ kN}$$

$$\Omega^4 = \frac{N_{pl,Rd}^3}{N_{Ed}^3} = \frac{47 \text{ kN}}{39,9 \text{ kN}} = 1,175$$

$$N_{Ed,max}^4 = 14,3 \text{ kN}$$

$$N_{pl,Rd}^4 = 18,5 \text{ kN}$$

$$\Omega^4 = \frac{N_{pl,Rd}^4}{N_{Ed}^4} = \frac{18,5 \text{ kN}}{14,3 \text{ kN}} = 1,291$$

$$\frac{\Omega_{max}}{\Omega_{min}} = \frac{\Omega^2}{\Omega^3} = \frac{1,300}{1,175} = 1,106 < 1,25 \quad OK$$



### 8.4.3 Kontrola poškodb

Kontrola poškodb delamo za okvir v osi 4, kjer so horizontalni pomiki v prvi etaži zaradi potresa v x smeri največji. Za vrednosti horizontalnih pomikov glej sliko 122. Predpostavi se neduktilne nekonstrukcijske elemente (steklena fasada), kjer moramo zadostiti pogoju:

$$d_{r,i} * v < 0,005h_i$$

Kjer je  $v = 0,5$

1. Etaža

$$h_1 = 4,3m$$

$$d_{e,1} = \frac{8,6mm + 9,3mm}{2} = 9,0mm$$

$$d_{r,i} = d_{e,1} * q = 9,0mm * 1,5 = 13,4 mm$$

$$d_{r,i} * v = 13,4mm * 0,5 = 6,7mm < 0,005h_i = 0,005 * 4300mm = 21,5mm \quad OK$$

2. Etaža

$$h_2 = 3,3m$$

$$d_{e,2} = \frac{16,4mm + 16,9mm}{2} - 9mm = 7,65mm$$

$$d_{r,2} = d_{e,2} * q = 7,65mm * 1,5 = 11,5 mm$$

$$d_{r,2} * v = 11,5mm * 0,5 = 5,7mm < 0,005h_2 = 0,005 * 3300mm = 16,5mm \quad OK$$

3. Etaža

$$h_3 = 3,3m$$

$$d_{e,3} = \frac{24,6mm + 24,8mm}{2} - 9,0mm - 7,65mm = 8,1 mm$$

$$d_{r,3} = d_{e,3} * q = 8,1mm * 1,5 = 12,1mm$$

$$d_{r,3} * v = 12,1mm * 0,5 = 6,0mm < 0,005h_3 = 0,005 * 3300mm = 16,5mm \quad OK$$

4. Etaža

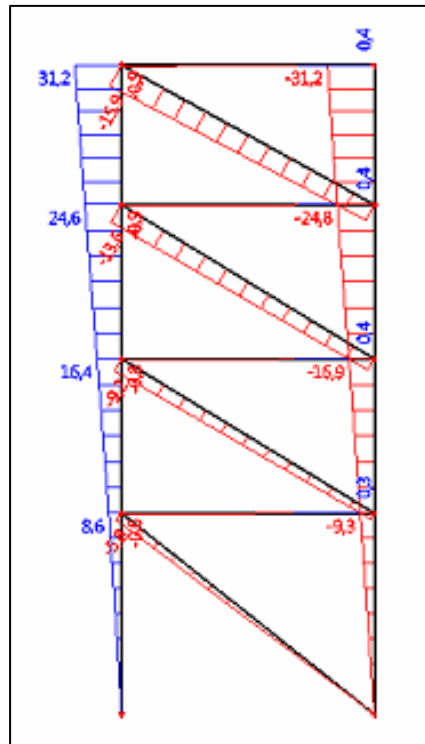
$$h_4 = 2,985m$$

$$d_{e,4} = 31,2mm - 9mm - 7,65mm - 8,1mm = 6,5 mm$$

$$d_{r,4} = d_{e,4} * q = 6,5mm * 1,5 = 9,8 mm$$

$$d_{r,4} * v = 9,8mm * 0,5 = 4,9mm < 0,005h_4 = 0,005 * 2985mm = 14,9mm \quad OK$$

Merodajni so pomiki v prvi etaži, do poškodb ne pride.



Slika 122: Horizontalni pomiki v stebrih pri zunanjem okviru v osi 4, zaradi potresne sile v smeri x

## 8.5 Dimenzioniranje spojev

### 8.5.1 Spoj I – Členkasti spoj (delna čelna pločevina): raven nosilec HEA 140 – steber HEA180 (nosilec priključen na pasnico stebra)

Spoj raven nosilec HEA 140 – steber HEA 180 izvedemo z delno čelno pločevino. Pri tem spoju moramo zagotoviti zadosten zasuk nosilca. Vse komponente spoja preverimo samo na delovanje prečne sile  $V_{Ed,z}$ . Ključne komponente v takšnem spoju so:

- Čelna pločevina v strigu (bruto in neto prerez) -  $V_{pl,Rd,p}$
- Čelna pločevina v bočnem pritisku -  $F_{b,Rd,p}$
- Čelna pločevina v strižnem iztrgu -  $V_{eff,1Rd}$
- Stojina nosilca v strigu -  $V_{pl,Rd,wb}$
- Pasnica ali stojina stebra v bočnem pritisku -  $F_{b,Rd(w,f)}$
- Vijaki v strigu -  $F_{v,Rd}$

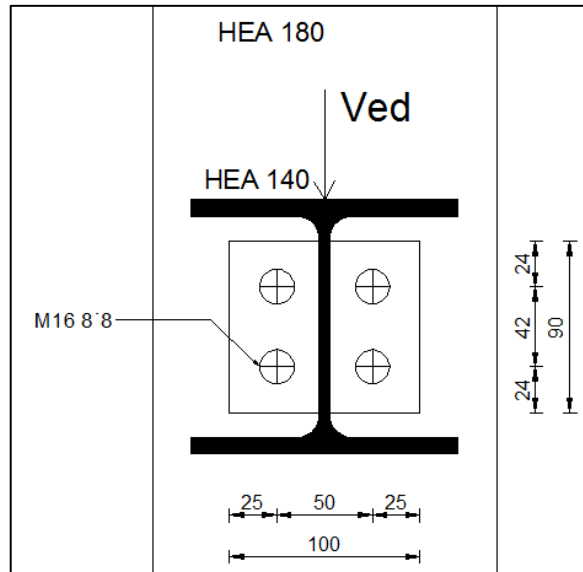
Duktilno obnašanje takšnega spoja zagotovimo s polnonosilnimi zvari ob čelni pločevini in z upogibom čelne pločevine izven svoje ravnine. Pri tem se v vijakih razvijejo natezne sile. Natezno porušitev vijakov preprečimo z dvema ukrepoma: strižno nosilnost vijakov izkoristimo le do 80 % in s kontrolo debeline čelne pločevine omejimo njeno upogibno nosilnost.

$$\frac{d}{t_p} \geq 2,8 \sqrt{\frac{f_{y,p}}{f_{ub}}}$$

Kjer je:

- $d$  premer vijaka  
 $t_p$  debelina čelne pločevine  
 $f_{yp}$  napetost tečenja čelne pločevine  
 $f_{ub}$  natezna trdnost vijaka

### 8.5.1.1 Zasnova spoja in podatki



Slika 123: Spoj nosilca HEA 140 na pasnico stebra HEA 180

#### **HEA 140**

$b = 140 \text{ mm}$   
 $h = 133 \text{ mm}$   
 $t_{fb} = 8,5 \text{ mm}$   
 $t_{wb} = 5,5 \text{ mm}$   
 $r = 12 \text{ mm}$   
Kvaliteta S235

#### **HEA 180**

$b = 180 \text{ mm}$   
 $h = 171 \text{ mm}$   
 $t_{fc} = 9,5 \text{ mm}$   
 $t_{wc} = 6,0 \text{ mm}$   
 $r = 15 \text{ mm}$   
Kvaliteta S355

#### **Vijaki M16 8'8**

Premer vijaka  $d = 16 \text{ mm}$   
Premer luknje  $d_0 = 18 \text{ mm}$   
Prerez skozi steblo  $A = 2,01 \text{ cm}^2$   
Prerez skozi navoj  $A_s = 1,57 \text{ cm}^2$   
Napetost tečenja  $f_{yb} = 64,0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$

Natezna trdnost  $f_{ub} = 80,0 \frac{kN}{cm^2}$

### **Razporeditev vijakov:**

$$e_1 = 24 \text{ mm} > 1,2 d_0 = 21,6 \text{ mm}$$

$$p_1 = 42 \text{ mm} > 2,2 d_0 = 40 \text{ mm}$$

$$e_2 = 25 \text{ mm} > 1,2 d_0 = 21,6 \text{ mm}$$

$$p_2 = 50 \text{ mm} > 2,4 d_0 = 43,2 \text{ mm}$$

### **Čelna pločevina**

$$\frac{d}{t_p} \geq 2,8 \sqrt{\frac{f_{y,p}}{f_{ub}}}$$

$$t_p \leq \frac{d}{2,8 \sqrt{f_{yp}/f_{ub}}} = \frac{1,6}{2,8 \sqrt{23,5/80}} = 1,054 \text{ cm}$$

Višina  $h_p = 2 * e_1 + p_1 = 90 \text{ mm}$

Širina  $b_p = 2 * e_2 + p_2 = 100 \text{ mm}$

Debelina  $t_p = 8 \text{ mm}$

Kvaliteta S235

#### **8.5.1.2 Obremenitev spoja**

Spoj je obremenjen s prečno silo reakcije nosilca HEA 140 - N7 (glej 8.2.4)

$$V_{Ed,z} = R_{z6} = 9,2 \text{ kN}$$

#### **8.5.1.3 Kontrola nosilnosti spoja**

##### **K1 Kontrola in debelina zvara:**

Zvar izberemo polno nosilni kotni zvar.

Debelina zvara:

$$a_{min} = 3,0 \text{ mm}$$

$$a_{max} = 0,46 * t = 2,57 \text{ mm}$$

$$t = \min\{t_p; t_w\} = \{8 \text{ mm}; 5,6 \text{ mm}\} = 5,6 \text{ mm}$$

Izberemo:

$$a = 4,0 \text{ mm}$$

$$l_{zv} = h_p = 90 \text{ mm}$$

##### **K2 Kontrola strižne nosilnosti stojine nosilca HEA 140**

$$V_{Ed} \leq V_{pl,Rd} = \frac{A_v f_y}{\gamma_{M0} \sqrt{3}}$$

$$A_v = t_{wb} h_p = 0,55 \text{ cm} * 9,0 \text{ cm} = 4,95 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{4,95 \text{ cm}^2 * 23,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,0 * \sqrt{3}} = 67,2 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 4,91 \text{ kN} \leq V_{pl,Rd} = 67,2 \text{ kN}$$

### K3 Kontrola strižne nosilnosti vijaka

Upoštevamo 80% strižne nosilnosti vijaka.

$$F_{v,Rd,1} = \frac{0,6 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} * 0,8$$

$$F_{v,Rd,1} = \frac{0,6 * 80 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} * 1,57 \text{ cm}^2}{1,25} * 0,8 = 48,2 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,z} = 18,9 \text{ kN} \leq F_{v,Rd} = 48,2 \text{ kN} * 4 = 192,8 \text{ kN}$$

### K4 Kontrola bočnega pritiska čelne pločevine in pasnice stebra HEA 180

$$F_{b,Rd} = \min\{F_{b,Rd,p}; F_{b,Rd,f}\}$$

Čelna pločevina:

$$F_{b,Rd,p,1} = \frac{k_1 \alpha_b f_{u,p} d t_p}{\gamma_{M2}}$$

$$k_1 = \min\left\{2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5\right\}$$

$$k_1 = \min\left\{2,8 \frac{25 \text{ mm}}{18 \text{ mm}} - 1,7 = 2,19; 1,4 \frac{50 \text{ mm}}{18 \text{ mm}} - 1,7 = 2,19; 2,5\right\} = 2,19$$

$$\alpha_b = \min\left\{\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - 0,25; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right\}$$

$$\alpha_b = \min\left\{\frac{24 \text{ mm}}{3 * 18 \text{ mm}} = 0,444; \frac{42 \text{ mm}}{3 * 18 \text{ mm}} - 0,25 = 0,528; \frac{80 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{36 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 2,2; 1\right\} = 0,444$$

$$F_{b,Rd,p,1} = \frac{2,19 * 0,444 * 36 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} * 1,6 \text{ cm} * 0,8 \text{ cm}}{1,25} = 35,8 \text{ kN}$$

Pasnica HEA 180:

$$p_1 = 42 \text{ mm}$$

$$e_{2,f} = 65 \text{ mm}$$

$$p_2 = 50 \text{ mm}$$

$$t_{fc} = 9,5 \text{ mm}$$

$$F_{b,rd,f,1} = \frac{k_{1,f} \alpha_{b,f} f_{u,f} d t_{fc}}{\gamma_{M2}}$$

$$k_{1,f} = \min \left\{ 2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right\}$$

$$k_{1,f} = \min \left\{ 2,8 \frac{65 \text{ mm}}{18 \text{ mm}} - 1,7 = 5,94; 1,4 \frac{50 \text{ mm}}{18 \text{ mm}} - 1,7 = 2,19; 2,5 \right\} = 2,19$$

$$\alpha_{b,f} = \min \left\{ \frac{p_1}{3d_0} - 0,25; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right\}$$

$$\alpha_{b,f} = \min \left\{ \frac{42 \text{ mm}}{3 * 18 \text{ mm}} - 0,25 = 0,527; \frac{80 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{36 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 2,2; 1 \right\} = 0,527$$

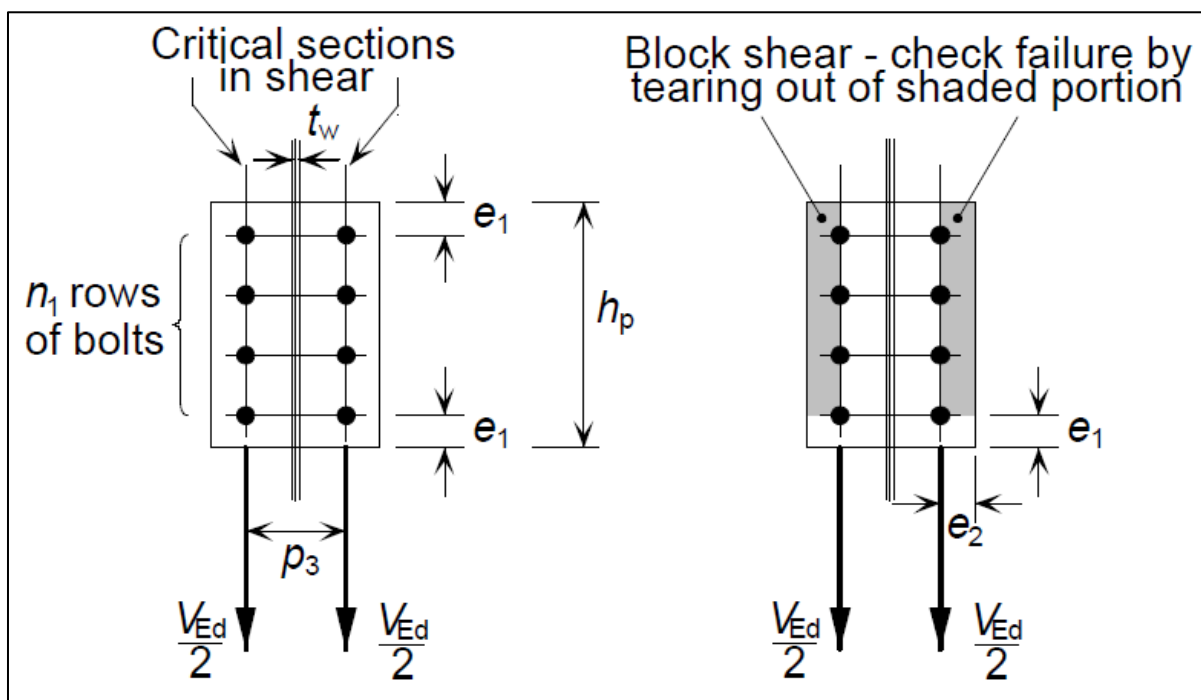
$$F_{b,rd,f,1} = \frac{2,19 * 0,527 * 36 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} * 1,6 \text{ cm} * 0,95 \text{ cm}}{1,25} = 50,5 \text{ kN}$$

$$F_{b,rd,1} = \min \{ 35,8; 50,5 \} = 35,8 \text{ kN}$$

V spoju imamo štiri vijake:

$$F_{b,rd} = 35,8 \text{ kN} * 4 = 143,4 \text{ kN}$$

### K5 Kontrola strižne nosilnosti čelne pločevine (bruto in neto prerez) in strižnem iztrgu



Slika 124: Čelna pločevina v strigu in strižnem iztrgu (simbolična slika, v našem primeru imamo štiri vijake in  $p_3 = p_2$ ) (Vir: Simple Joints to Eurocode 3, 2011)

$$V_{pl,Rd,p} = \min\{V_{pl,Rd,bruto}; V_{pl,Rd,neto}; V_{eff,1,Rd}\}$$

### Strižna nosilnost na bruto prerezu

$$V_{pl,Rd,bruto} = \frac{A_{bruto} f_{y,p}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$$

$$A_{bruto} = h_p t_p = 9,0 \text{ cm} * 0,8 \text{ cm} = 7,2 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,Rd,bruto} = \frac{7,2 \text{ cm}^2 * 23,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{\sqrt{3} * 1,0} = 97,7 \text{ kN}$$

### Strižna nosilnost na neto prerezu

$$V_{pl,Rd,neto} = \frac{A_{neto} f_{u,p}}{\sqrt{3} \gamma_{M2}}$$

$$A_{neto} = t_p (h_p - 2d_0) = 0,8 \text{ cm} * (9,0 \text{ cm} - 2 * 1,8 \text{ cm}) = 4,32 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,Rd,neto} = \frac{4,32 \text{ cm}^2 * 36 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{\sqrt{3} * 1,25} = 71,8 \text{ kN}$$

### Strižni iztrg:

$$V_{eff,1,Rd} = A_{nt} \frac{f_u}{\gamma_{M2}} + A_{nv} \frac{f_y}{\gamma_{M0} \sqrt{3}}$$

$$A_{nt} = t_p \left( e_2 - \frac{d_0}{2} \right) = 0,8 \text{ cm} \left( 2,5 \text{ cm} - \frac{1,8 \text{ cm}}{2} \right) = 1,28 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = t_p (h_p - e_1 - 1,5d_0) = 0,8 \text{ cm} (9,0 \text{ cm} - 2,4 \text{ cm} - 1,5 * 1,8 \text{ cm}) = 3,12 \text{ cm}^2$$

$$V_{eff,1,Rd} = 1,28 \text{ cm}^2 \frac{36 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,25} + 3,12 \text{ cm}^2 \frac{23,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,0 * \sqrt{3}} = 79,2 \text{ kN}$$

$$V_{pl,Rd,pl} = \min\{97,7 \text{ kN}; 71,8 \text{ kN}; 79,2 \text{ kN}\} = 71,8 \text{ kN}$$

V čelni pločevini imamo dva stolpca vijakov, zato je skupna nosilnost

$$V_{pl,Rd,pl} = 71,8 \text{ kN} * 2 = 143,6 \text{ kN} < V_{Ed} = 9,2 \text{ kN}$$

## **K6 Upogibna odpornost čelne pločevine**

Kontrolo spoja naredimo še na nateg, ki se pojavi v nosilcu, ki je del zavetrovalne konstrukcije.

1.Način: Plastifikacija čelne pločevine -  $F_{Rd,u,1}$

2. Način: Sočasna plastifikacija čelne pločevine in porušitev vijaka -  $F_{Rd,u,2}$

3. Način: Porušitev vijaka -  $F_{Rd,u,3}$

Določitev parametrov  $m, n$  in  $l_{eff}$ :

$$m = \frac{p_2 - t_{wb} - 2 * 0,8 * a\sqrt{3}}{2} = \frac{50mm - 5,5mm - 2 * 0,8 * 3mm * \sqrt{3}}{2} = 18,1 mm$$

$$n = e_{min} = e_2 = 25 mm \leq 1,25m = 1,25 * 18,1 = 22,6 mm$$

$$n = 22,6 mm$$

$$l_{eff} = 2e_1 + (n_1 - 1)p_1 = 2 * 24mm + (2 - 1) * 42mm = 90,0 mm$$

$$M_{pl1} = \frac{l_{eff} t_p^2 f_{u,p}}{4\gamma_{M0}} = \frac{9,0cm * (0,8cm)^2 * 23,5 \frac{kN}{cm^2}}{4 * 1,0} = 33,84 kNcm$$

$$F_{t,Rd,1} = \frac{4M_{pl1}}{m} = \frac{4 * 33,84 kNcm}{1,81 cm} = 74,8 kN$$

$$F_{t,Rd,2} = \frac{2M_{pl1} + n \sum F_{t,Rd}}{m + n} = \frac{2 * 33,84kNcm + 2,26cm * 180,8kN}{1,81cm + 2,26cm} = 116,7 kN$$

$$F_{t,Rd,3} = \sum F_{t,Rd} = 2 * \frac{0,9 * f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} = 2 * \frac{0,9 * 80 \frac{kN}{cm^2} * 1,57cm^2}{1,25} = 180,8 kN$$

$$F_{t,Rd} = \min\{ 74,8 kN ; 116,7 kN ; 180,8 kN \} = 74,8 kN$$

Imamo dve vrsti vijakov:

$$F_{t,Rd} * 2 = 74,8 kN * 2 = 149,6 kN$$

Spoj lahko prevzame maksimalno natezno silo  $F_{t,Rd} = 149,6 kN$

### Povzetek odpornosti posameznih komponent v spoju

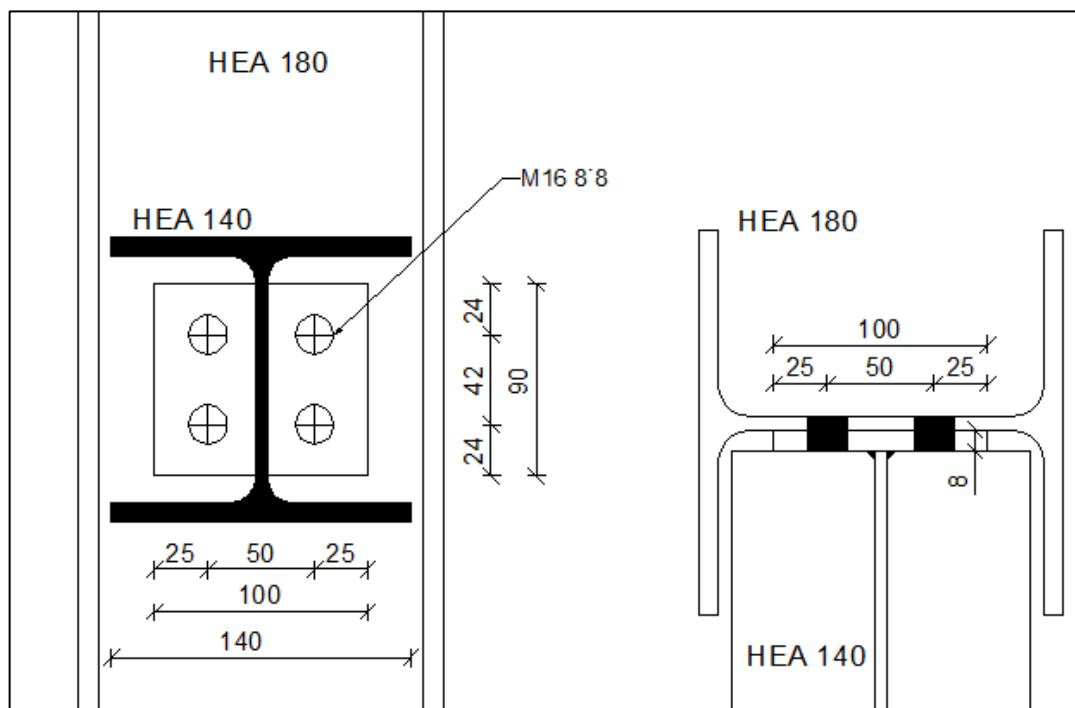
Kontrola	K2 $V_{pl,Rd,wb}$	K3 $F_{v,Rd}$	K4 $F_{b,Rd}$	K5 $V_{pl,Rd,p}$	K6 $F_{t,Rd}$
Nosilnost	67,2 kN	192,8 kN	143,4 kN	143,6 kN	149,6 kN

### 8.5.2 Spoj J – Členkasti spoj (delna čelna pločevina): raven nosilec HEA 140 – steber HEA 180 (nosilec priključen na stojino stebra)

Elementi spoja, kot so čelna pločevina, vijaki in zvari so enakih dimenzij in karakteristik kot pri spoju nosilca s pasnico stebra. Enake so tudi kontrole, ki so zaradi enakih dimenzij in karakteristik identične. Kontrolo moramo narediti le še za odpornost na bočni pritisk vijaka v stojini stebra.



### 8.5.2.1 Zasnova spoja in podatki



Slika 125: Zasnova spoja

#### **HEA 140**

$b = 140 \text{ mm}$   
 $h = 133 \text{ mm}$   
 $t_{fb} = 8,5 \text{ mm}$   
 $t_{wb} = 5,5 \text{ mm}$   
 $r = 12 \text{ mm}$   
Kvaliteta S235

#### **HEA 180**

$b = 180 \text{ mm}$   
 $h = 171 \text{ mm}$   
 $t_{fc} = 9,5 \text{ mm}$   
 $t_{wc} = 6,0 \text{ mm}$   
 $r = 15 \text{ mm}$   
Kvaliteta S355

#### **Vijaki M16 8'8**

Premer vijaka	$d = 16 \text{ mm}$
Premer luknje	$d_0 = 18 \text{ mm}$
Prerez skozi steblo	$A = 2,01 \text{ cm}^2$
Prerez skozi navoj	$A_s = 1,57 \text{ cm}^2$
Napetost tečenja	$f_{yb} = 64,0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$
Natezna trdnost	$f_{ub} = 80,0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$

#### **Razporeditev vijakov:**

$$e_1 = 24 \text{ mm} > 1,2 d_0 = 21,6 \text{ mm}$$

$$p_1 = 42 \text{ mm} > 2,2 d_0 = 40 \text{ mm}$$

$$e_2 = 25 \text{ mm} > 1,2 d_0 = 21,6 \text{ mm}$$

$$p_2 = 50 \text{ mm} > 2,4 d_0 = 43,2 \text{ mm}$$

### **Čelna pločevina**

$$\frac{d}{t_p} \geq 2,8 \sqrt{\frac{f_{y,p}}{f_{ub}}}$$

$$t_p \leq \frac{d}{2,8 \sqrt{f_{yp}/f_{ub}}} = \frac{1,6}{2,8 \sqrt{23,5/80}} = 1,054 \text{ cm}$$

Višina	$h_p = 2 * e_1 + p_1 = 90 \text{ mm}$
Širina	$b_p = 2 * e_2 + p_2 = 100 \text{ mm}$
Debelina	$t_p = 8 \text{ mm}$
Kvaliteta	S235

#### **8.5.2.2 Obremenitev spoja**

Obremenitev spoja je enaka kot pri spoju I (glej 8.5.2)

$$V_{Ed} = 9,2 \text{ kN}$$

#### **8.5.2.3 Kontrola nosilnosti spoja**

Za izračun posameznih kontrol glej poglavje 7.5.1.3

##### **K1 Kontrola in debelina zvara**

Izberemo zvar  $a = 4 \text{ mm}$

##### **K2 Kontrola stojine nosilca HEA 140 v strigu**

$$V_{pl,Rd,wb} = 67,2 \text{ kN}$$

##### **K3 Kontrola strižne nosilnosti vijaka**

Upoštevamo 80% strižne nosilnosti vijaka

$$F_{v,Rd} = 192,8 \text{ kN}$$

##### **K4 Bočni pritisk čelne pločevine in stojine stebra HEA 140**

$$F_{b,rd} = \min\{F_{b,rd,p,1}; F_{b,rd,w,1}\}$$

Čelna pločevina:

$$F_{b,rd,p,1} = \frac{k_1 \alpha_b f_{u,p} d t_p}{\gamma_{M2}}$$

$$k_1 = \min \left\{ 2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right\}$$

$$k_1 = \min \left\{ 2,8 \frac{25mm}{18mm} - 1,7 = 2,19; 1,4 \frac{50mm}{18mm} - 1,7 = 2,19; 2,5 \right\} = 2,19$$

$$\alpha_b = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - 0,25; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right\}$$

$$\alpha_b = \min \left\{ \frac{24mm}{3 * 18mm} = 0,444; \frac{42mm}{3 * 18mm} - 0,25 = 0,528; \frac{80 \frac{kN}{cm^2}}{36 \frac{kN}{cm^2}} = 2,2; 1 \right\} = 0,444$$

$$F_{b,rd,p,1} = \frac{2,19 * 0,444 * 36 \frac{kN}{cm^2} * 1,6cm * 0,8cm}{1,25} = 37,8 kN$$

#### Stojina HEA 180:

$$e_1 = /$$

$$p_1 = 42 mm$$

$$e_{2,w} = 60,5 mm$$

$$p_2 = 50 mm$$

$$t_{wc} = 6,0 mm$$

$$F_{b,rd,wc,1} = \frac{k_{1,w} \alpha_{b,w} f_{u,f} d t_{wc}}{\gamma_{M2}}$$

$$k_{1,w} = \min \left\{ 2,8 \frac{e_{2,w}}{d_0} - 1,7; 1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right\}$$

$$k_{1,wc} = \min \left\{ 2,8 \frac{60,5mm}{18mm} - 1,7 = 7,71; 1,4 \frac{50mm}{18mm} - 1,7 = 2,19; 2,5 \right\} = 2,19$$

$$\alpha_{b,wc} = \min \left\{ \frac{p_1}{3d_0} - 0,25; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right\}$$

$$\alpha_{b,wc} = \min \left\{ \frac{42mm}{3 * 18mm} - 0,25 = 0,528; \frac{80 \frac{kN}{cm^2}}{36 \frac{kN}{cm^2}} = 2,2; 1 \right\} = 0,528$$

$$F_{b,rd,wc,1} = \frac{2,19 * 0,528 * 36 \frac{kN}{cm^2} * 1,6cm * 0,6cm}{1,25} = 32,0 kN$$

$$F_{b,rd,1} = \min\{37,8; 32,0\} = 32,0 kN$$

$$F_{b,rd} = 32,0 * 4 = 128,0 kN$$

**K5 Čelna pločevina v strigu (bruto in neto prerez) in strižnem iztrgu**

$$V_{pl,Rd,p} = 143,6 \text{ kN}$$

**K6 Upogibna odpornost čelne pločevine**

$$F_{t,Rd} = 149,6 \text{ kN}$$

**Povzetek odpornosti posameznih komponent v spoju**

Kontrola	K2 $V_{pl,Rd,wb}$	K3 $F_{v,Rd}$	K4 $F_{b,Rd}$	K5 $V_{pl,Rd,p}$	K6 $F_{t,Rd}$
Nosilnost	67,2 kN	192,8 kN	128,0 kN	143,6 kN	149,6 kN

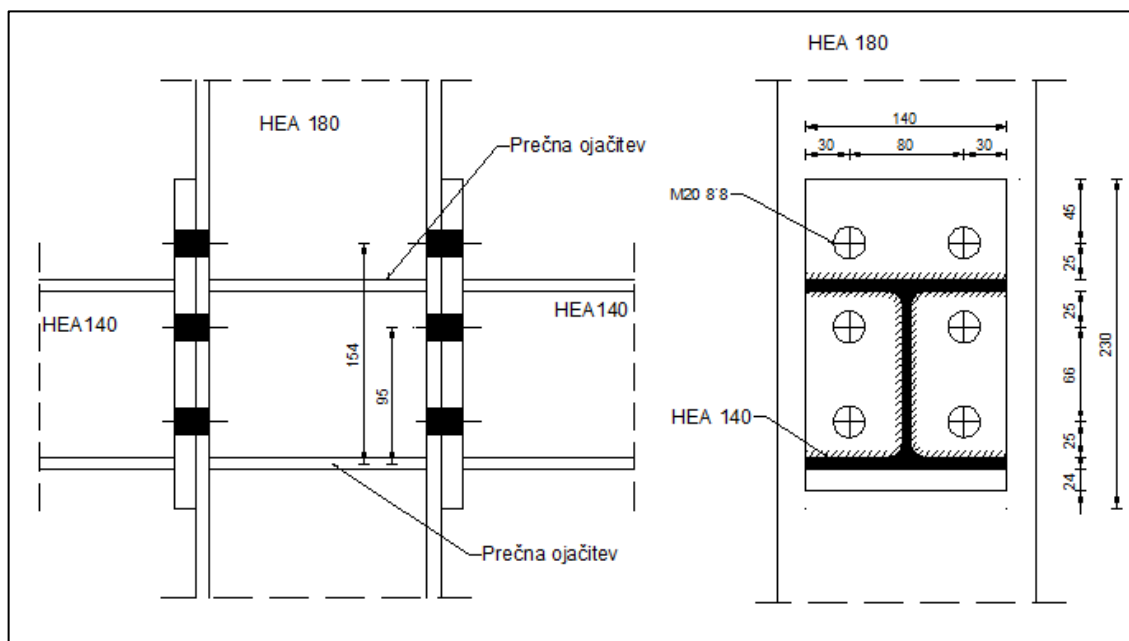
**8.5.3 Spoj K - Momentni spoj: kontinuirani nosilec HEA 140 – steber HEA 180**

Momentni spoj bomo analizirali z metodo nadomestnih T – elementov. Pri tej metodi bomo posebej analizirali pasnico stebra in čelno pločevino v upogibu. Možni so trije mehanizmi porušitve posameznega nadomestnega T – elementa. Merodajna bo najmanjša nosilnost.

1. Mehanizem: Popolna plastifikacija pasnic -  $F_{t,Rd,1}$
2. Mehanizem: Porušitev vijaka z istočasno plastifikacijo pasnic -  $F_{t,Rd,2}$
3. Mehanizem: Porušitev vijaka -  $F_{t,Rd,3}$

Posamezno vrsto vijakov bomo analizirali najprej kot vsako vrsto vijakov posebej (čelno pločevina in pasnica stebra), nato pa še kot skupino vrst vijakov (pasnica stebra). Analizirali bomo prvo in drugo vrsto vijakov, saj ti dve pripomoreta k največji upogibni nosilnosti spoja. Tretje vrste ne obravnavamo, zaradi majhne ročice do tlačne pasnice nosilca.

### 8.5.3.1 Zasnova spoja in podatki



Slika 126: Zasnova momentnega spoja kontinuirani nosilec HEA140 – stebler HEA180

#### Čelna pločevina:

Višina	$h_p = 230 \text{ mm}$
Širina	$b_p = 140 \text{ mm}$
Debelina	$t_p = 12 \text{ mm}$
Kvaliteta	S355

#### Vijaki M20 8'8

Premer vijaka	$d = 20 \text{ mm}$
Premer luknje	$d_0 = 22 \text{ mm}$
Prerez skozi steblo	$A = 3,14 \text{ cm}^2$
Prerez skozi navoj	$A_s = 2,45 \text{ cm}^2$
Napetost tečenja	$f_{yb} = 64,0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$
Natezna trdnost	$f_{ub} = 80,0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$

#### Oddaljenost vijakov:

##### Pasnica stebra

Razdalja do vrha	$e_1 = /$ (ni vrha)
Razdalja med vijakoma	$w = 80 \text{ mm}$
Razdalja do roba	$e_c = 50$
Razdalja med vrsto 1-2	$p_{1-2} = 58,5 \text{ mm}$
Razdalja med vrsto 2-3	$p_{1-2} = 66 \text{ mm}$
Razdalja med ojačitvijo in 1 vrsto	$x = 25 \text{ mm}$
Razdalja med ojačitvijo in 2 vrsto	$x = 25 \text{ mm}$

#### Čelna pločevina

Razdalja do vrha	$e_x = 45 \text{ mm}$
Razdalja med vijakoma	$w = 80 \text{ mm}$
Razdalja do roba	$e_p = 30 \text{ mm}$
Razdalja med pasnico in 1 vrsto	$x = 25 \text{ mm}$
Razdalja med pasnico in 2 vrsto	$x = 25 \text{ mm}$
Razdalja med vrsto 1-2	$p_{1-2} = 58,5 \text{ mm}$
Razdalja med vrsto 2-3	$p_{1-2} = 66 \text{ mm}$

### 8.5.3.2 Obremenitev spoja

Spoj dimenzioniramo na upogibno plastično odpornost nosilca HEA 140, zato je obremenitev spoja enaka plastični upogibni odpornosti  $M_{pl,y,Rd}$  in plastični strižni nosilnosti  $V_{pl,Rd}$  nosilca HEA 140.

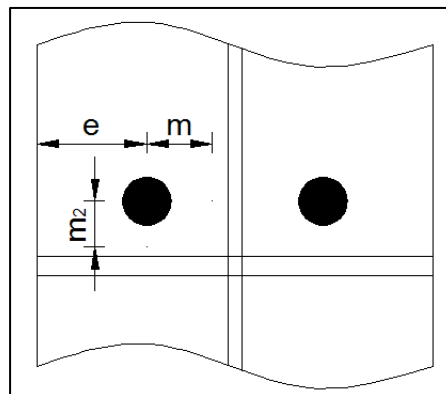
$$M_{Ed,y} = M_{pl,Rd,HEA140} = \frac{W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M0}} = 173 \text{ cm}^3 * 23,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 40,65 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = V_{pl,Rd,HEA140} = \frac{A_v f_y}{\gamma_{M0} \sqrt{3}} = \frac{10,11 \text{ cm}^2 * 23,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,0 * \sqrt{3}} = 148,8 \text{ kN}$$

### 8.5.3.3 Kontrola nosilnosti spoja

### 8.5.3.4 Prva vrsta vijakov

#### Ojačana pasnica stebra



Slika 127: Prikaz parametrov pri ojačeni pasnici stebra

#### Določitev parametrov $m$ , $e$ , $n$ in $l_{eff}$ za ojačeno pasnico stebra

$$m = m_c = \frac{w}{2} - \frac{t_{wc}}{2} - 0,8r_c = \frac{80 \text{ mm}}{2} - \frac{6 \text{ mm}}{2} - 0,8 * 15 \text{ mm} = 25 \text{ mm}$$

$$e = e_c = 50 \text{ mm}$$

$$m_2 = x - 0,8\sqrt{2}a = 25 \text{ mm} - 0,8\sqrt{2} * 4 \text{ mm} = 20,5$$

$$n = \min(e_c ; e_p) = e_p = 30 \text{ mm} < 1,25m = 1,25 * 25 \text{ mm} = 31,3 \text{ mm} \rightarrow n = 30 \text{ mm}$$

$$l_{eff,cp} = 2\pi m = 2 * \pi * 25 \text{ mm} = 157,1 \text{ mm}$$

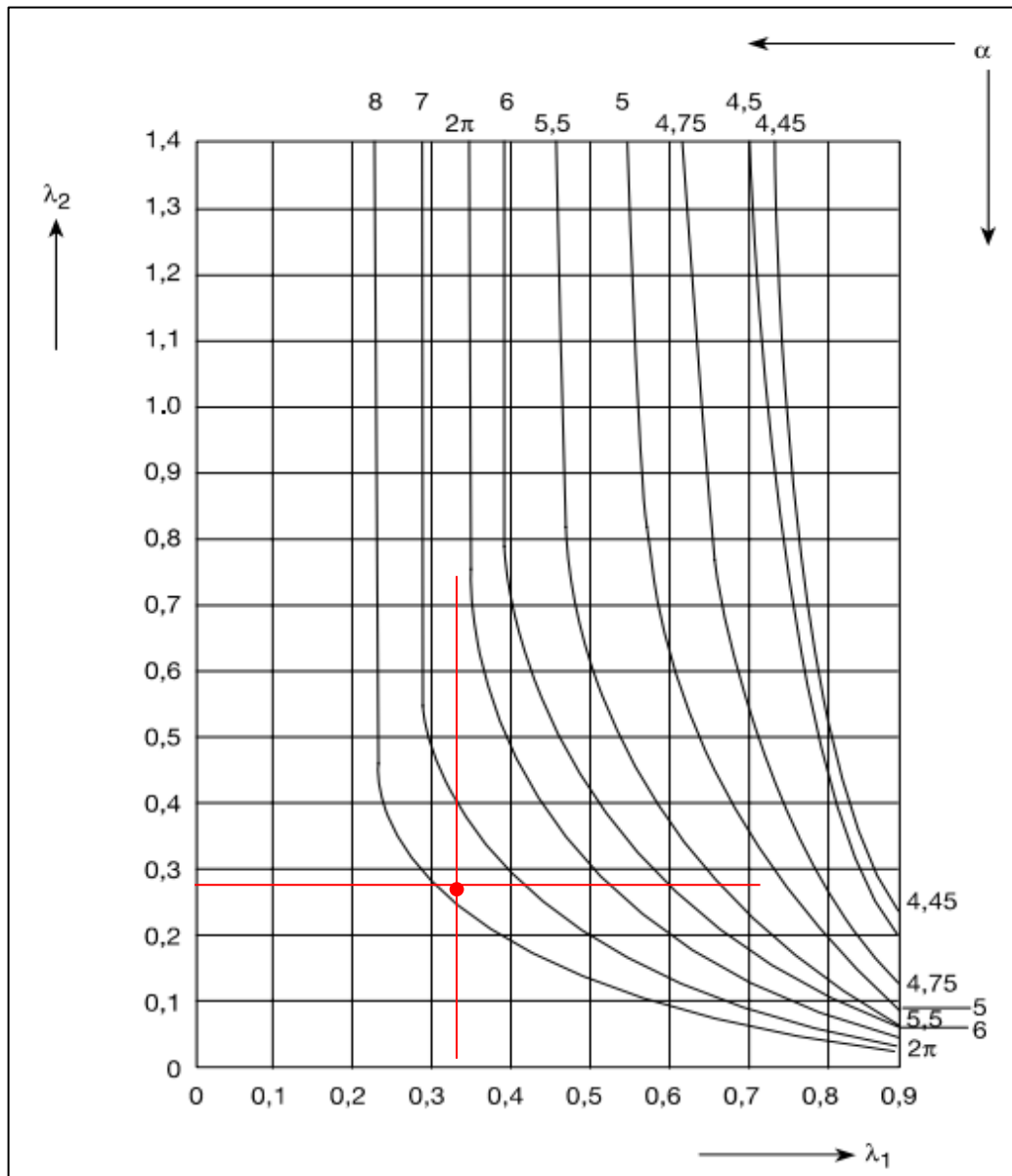
$$l_{eff,nc} = \alpha m = 7,8 * 25 \text{ mm} = 195 \text{ mm}$$

Koeficient  $\alpha$  določimo s pomočjo spodnje slike in koeficientov  $\lambda_1$  in  $\lambda_2$

$$\lambda_1 = \frac{m}{m + e} = \frac{25\text{mm}}{25\text{mm} + 50\text{mm}} = 0,333$$

$$\lambda_2 = \frac{m_2}{m + e} = \frac{20,5\text{mm}}{25\text{mm} + 50\text{mm}} = 0,273$$

$$\alpha = 7,8$$



Slika 128: Graf, ki prikazuje vrednosti parametra  $\alpha$  (Vir: Projektiranje jeklenih konstrukcij v skladu z Evrokodom 3 – kratek povzetek)

$$l_{eff1} = l_{eff,cp} = 157,1 \text{ mm}$$

$$l_{eff2} = l_{eff,nc} = 195 \text{ mm}$$

**Izračun momenta in nosilnosti vrste vijakov**

$$M_{pl1} = \frac{l_{eff1} * t_{fc}^2 * f_y}{4 * \gamma_{M0}} = \frac{15,71cm * (0,95cm)^2 * 35,5 \frac{kN}{cm^2}}{4 * 1,0} = 125,8 kNcm$$

$$M_{pl2} = \frac{l_{eff2} * t_{fc}^2 * f_y}{4 * \gamma_{M0}} = \frac{19,5cm * (0,95cm)^2 * 35,5 \frac{kN}{cm^2}}{4 * 1,0} = 156,2 kNcm$$

$$F_{t,Rd,1} = \frac{4 * M_{pl1}}{m} = 4 * \frac{125,8 kNcm}{2,5cm} = 201,3 kN$$

$$F_{t,Rd,2} = \frac{2M_{pl2} + n \sum F_{t,Rd}}{m + n} = \frac{2 * 146,2 kNcm + 3cm * 282,2 kN}{2,5cm + 3cm} = 210,7 kN$$

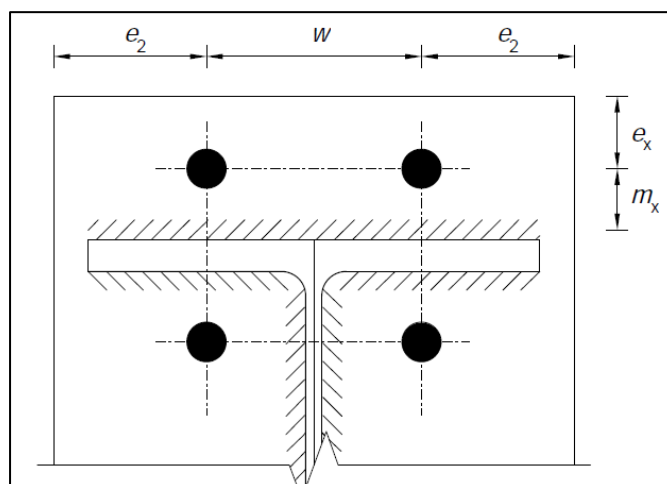
$$F_{t,Rd,3} = \sum F_{t,Rd} = 282,2 kN$$

Upogibna odpornost pasnice stebra za 1. vrsto vijakov

$$F_{t,fc,Rd} = \min(F_{t,Rd,1}; F_{t,Rd,2}; F_{t,Rd,3}) = F_{t,Rd,2} = 201,3 kN$$

**Čelna pločevina**

Prvo vrsto vijakov obravnavamo kot vrsto nad natezno pasnico nosilca.



Slika 129: Prikaz parametrov prve vrste vijakov pri čelni pločevini

**Določitev parametrov  $e$ ,  $e_x$ ,  $m$ ,  $n$  in  $l_{eff}$** 

$$e = e_2 = e_p = 30 mm$$

$$e_x = 45 mm$$

$$m = m_x = x - 0,8\sqrt{2}a = 25 - 0,8 * \sqrt{2} * 4mm = 20,5 mm$$

$$n = e_x = 40 mm < 1,25m = 1,25 * 25,5 = 31,9 mm \rightarrow n = 31,9 mm$$

$$l_{eff,nc} = 0,5b_p = 0,5 * 140 = 70mm$$



$$l_{eff1} = l_{eff2} = l_{eff,nc} = 70 \text{ mm}$$

### Izračun momenta in nosilnosti vrste vijakov

$$M_{pl1} = M_{pl2} = \frac{l_{eff1} * t_p^2 * f_y}{4 * \gamma_{M0}} = \frac{7 \text{ cm} * 1,2^2 \text{ cm}^2 * 35,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{4 * 1,0} = 89,5 \text{ kNcm}$$

$$F_{t,Rd,1} = \frac{4 * M_{pl1}}{m} = 4 * \frac{89,5 \text{ kNcm}}{2,05 \text{ cm}} = 174,6 \text{ kN}$$

$$F_{t,Rd,2} = \frac{2M_{pl2} + n \sum F_{t,Rd}}{m + n} = \frac{2 * 89,5 \text{ kNcm} + 2,56 \text{ cm} * 282,2 \text{ kN}}{2,05 \text{ cm} + 2,56 \text{ cm}} = 195,6 \text{ kN}$$

$$F_{t,Rd,3} = \sum F_{t,Rd} = 282,2 \text{ kN}$$

Upogibna odpornost čelne pločevine za 1. vrsto vijakov:

$$F_{t,\check{c}p,Rd} = \min(F_{t,Rd,1}; F_{t,Rd,2}; F_{t,Rd,3}) = F_{t,Rd,2} = \mathbf{174,6 \text{ kN}}$$

### Odpornost prve vrste vijakov:

Upogibna odpornost pasnice:  $F_{t,fc,Rd} = 201,3 \text{ kN}$

Upogibna odpornost čelne pločevine:  $F_{t,\check{c}p,Rd} = 174,6 \text{ kN}$

Sledi, odpornost prve vrste vijakov  $F_{t1,Rd} = 174,6 \text{ kN}$

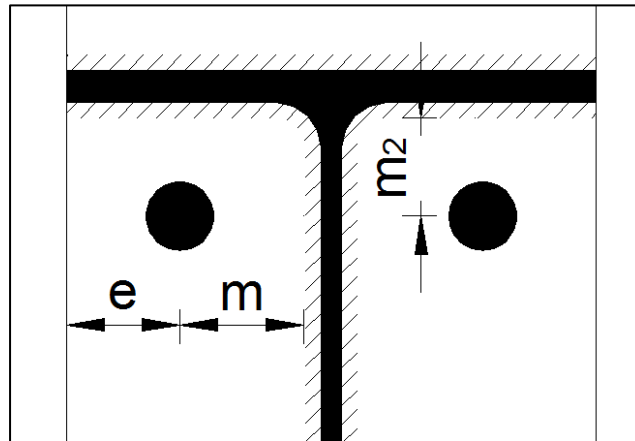
### 8.5.3.5 Druga vrsta vijakov

#### Ojačena pasnica stebra

Pri pasnici stebra je upogibna odpornost druge vrste vijakov enaka kot v prvi vrsti vijakov. Oddaljenost obeh vrst od prečne ojačitve je enaka  $x = 30 \text{ mm}$ . Merodajni je prvi porušni mehanizem. Glej poglavje 1.5.3.4.1

$$F_{t,fc,Rd} = 201,3 \text{ kN}$$

## Čelna pločevina



Slika 130: Simbolični prikaz dolžin za drugo vrsto vijakov pri čelni pločevini

Druga vrsta vijakov se nahaja pod natezno pasnico nosilca in jo obravnavamo kot prvo vrsto pod natezno pasnico nosilca.

### Določitev parametrov $e$ , $m$ , $m_2$ , $n$ in $l_{eff}$ :

$$e = 30 \text{ mm}$$

$$m = \frac{w}{2} - \frac{t_{wb}}{2} - 0,8\sqrt{2}a = \frac{80\text{mm}}{2} - \frac{5,5\text{mm}}{2} - 0,8\sqrt{2} * 4\text{mm} = 32,7 \text{ mm}$$

$$m_2 = x - 0,8\sqrt{2}a = 25 \text{ mm} - 0,8\sqrt{2} * 4\text{mm} = 20,5\text{mm}$$

$$n = e = 30 \text{ mm}$$

$$l_{eff,cp} = 2\pi m = 2\pi * 33,9\text{mm} = 205,5 \text{ mm}$$

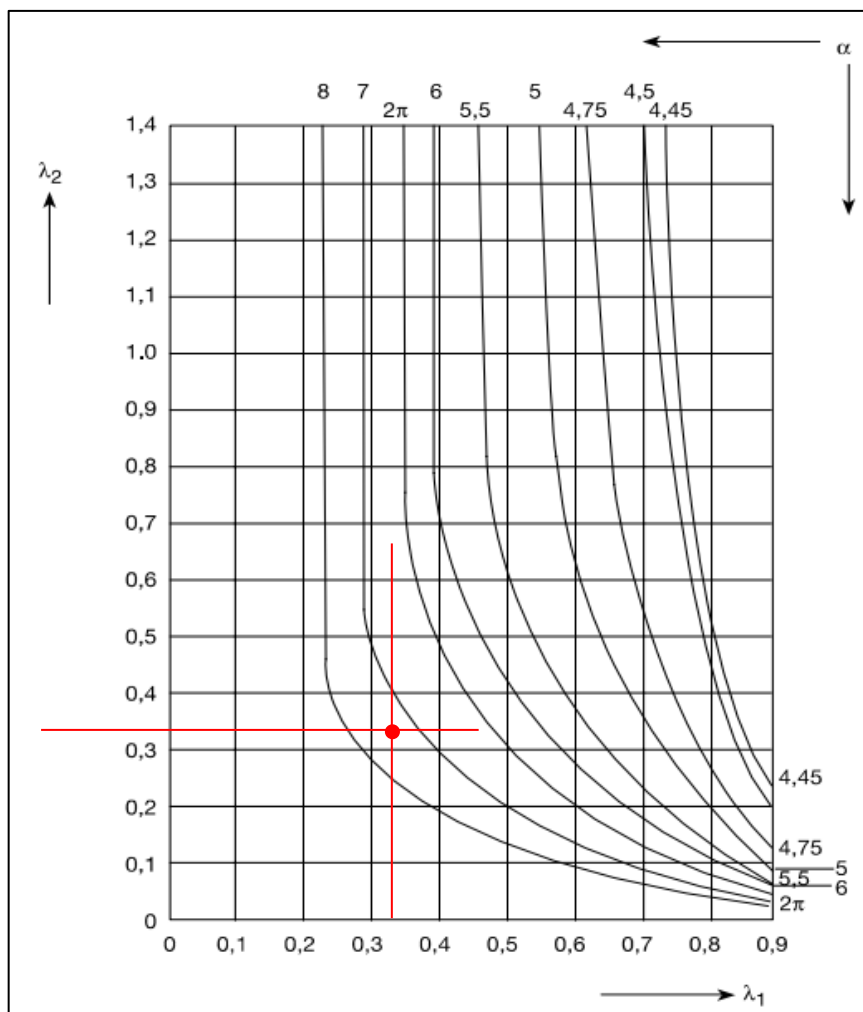
$$l_{eff,nc} = \alpha m = 6,15 * 32,7\text{mm} = 201,1 \text{ mm}$$

Koeficient  $\alpha$  določimo s pomočjo spodnje slike in koeficientov  $\lambda_1$  in  $\lambda_2$

$$\lambda_1 = \frac{m}{m + e} = \frac{32,7\text{mm}}{32,7\text{mm} + 30\text{mm}} = 0,522$$

$$\lambda_2 = \frac{m_2}{m + e} = \frac{20,5\text{mm}}{32,7\text{mm} + 30\text{mm}} = 0,327$$

$$\alpha = 6,15$$



Slika 131: Graf, ki prikazuje vrednosti parametra  $\alpha$  (Vir: Projektiranje jeklenih konstrukcij v skladu z Evrokodom 3 – kratak povzetek)

$$l_{eff1} = l_{eff2} = l_{eff,nc} = 201,1 \text{ mm}$$

### Izračun momenta in nosilnosti vrste vijakov

$$M_{pl1} = M_{pl2} = \frac{l_{eff1} * t_p^2 * f_y}{4 * \gamma_{M0}} = \frac{2,01 \text{ cm} * 1,2^2 \text{ cm}^2 * 35,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{4 * 1,0} = 257,0 \text{ kNcm}$$

$$F_{t,Rd,1} = \frac{4 * M_{pl1}}{m} = 4 * \frac{260,4 \text{ kNcm}}{3,39 \text{ cm}} = 314,4 \text{ kN}$$

$$F_{t,Rd,2} = \frac{2M_{pl2} + n \sum F_{t,Rd}}{m + n} = \frac{2 * 257 \text{ kNcm} + 3,0 \text{ cm} * 282,2 \text{ kN}}{3,27 \text{ cm} + 3,0 \text{ cm}} = 217,0 \text{ kN}$$

$$F_{t,Rd,3} = \sum F_{t,Rd} = 282,8 \text{ kN}$$

Upogibna odpornost čelne pločevine za 2. vrsto vijakov:

$$F_{t,\check{c}p,Rd} = \min(F_{t,Rd,1}; F_{t,Rd,2}; F_{t,Rd,3}) = F_{t,Rd,2} = \mathbf{217,0 \text{ kN}}$$

### Odpornost druge vrste vijakov:

Upogibna odpornost pasnice:  $F_{t,fc,Rd} = 201,3 \text{ kN}$

Upogibna odpornost čelne pločevine:  $F_{t,\check{c}p,Rd} = 217,0 \text{ kN}$

Sledi, odpornost druge vrste vijakov:  $F_{t2,Rd} = 201,3 \text{ kN}$

### 8.5.3.6 Tlačna nosilnost pasnice nosilca HEA 140

Tlačno nosilnost pasnice nosilca lahko izračunamo z naslednjo enačbo:

$$F_{c,fb,Rd} = \frac{M_{pl,b,Rd}}{h_b - t_{fb}} = \frac{4066 \text{ kNcm}}{13,3\text{cm} - 0,85\text{cm}} = 326,5 \text{ kN}$$

Tlačna nosilnost pasnice nosilca mora biti enaka ali večja od vsote natezne nosilnosti prve in druge vrste. Tlačna odpornost pasnice nosilca je manjša od natezne odpornosti, torej moramo reducirati natezno odpornost.

$$F_{c,Ed} = F_{t1,Rd} + F_{t2,Rd} = 174,6 \text{ kN} + 201,3 \text{ kN} = 375,9 \text{ kN}$$

$F_{c,Ed} \not\leq F_{c,fb,Rd} \rightarrow$  Reduciramo natezno nosilnost druge vrste vijakov

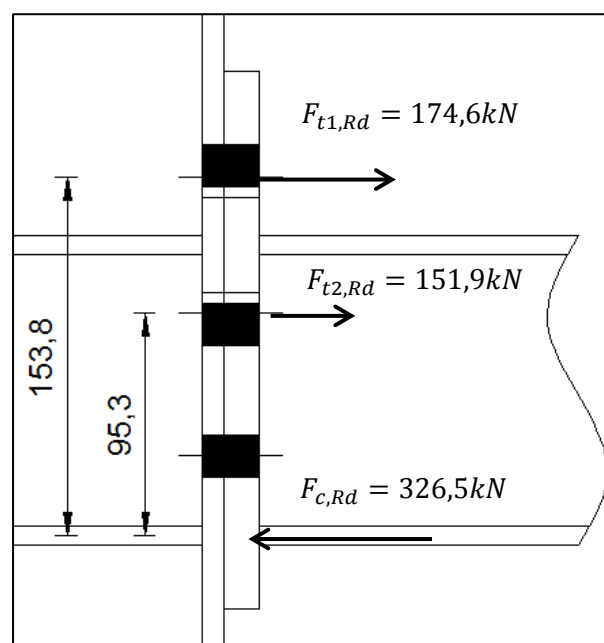
$$F_{t2,Rd} = F_{c,fb,Rd} - F_{t1,Rd} = 326,5 \text{ kN} - 174,6 \text{ kN} = 151,9 \text{ kN}$$

### 8.5.3.7 Ravnotežje sil in odpornostni moment

Da je izpolnjen pogoj o ravnotežju sil morata biti natezna odpornost in tlačna odpornost enaki ter nasprotnega predznaka.

$$F_{c,fb,Rd} = F_{c,Rd} \rightarrow F_{c,fb,Rd} = 326,5 \text{ kN} = F_{t1,Rd} + F_{t2,Rd} = 174,6 \text{ kN} + 151,9 \text{ kN} = 326,5 \text{ kN}$$

Sile so v ravnotežju.



Slika 132: Odpornost posamezne vrste vijakov in ročice

Moment, ki ga lahko prevzame spoj:

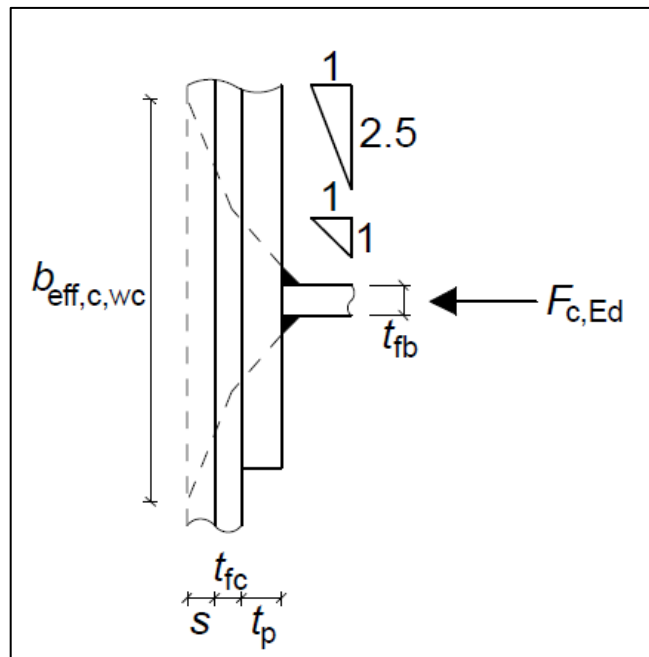
$$r_1 = h_b - \frac{t_{fb}}{2} + x = 133\text{mm} - 8,5\text{mm}/2 + 25\text{mm} = 153,8\text{mm}$$

$$r_2 = h_b - t_{fb}/2 - 30\text{mm} = 133\text{mm} - 8,5\text{mm}/2 - 25\text{mm} = 95,3\text{mm}$$

$$M_{pl,Rd} = F_{t1,Rd} * r_1 + F_{t2,Rd} * r_2 = 174,6\text{kN} * 15,38\text{cm} + 151,9\text{kN} * 9,53\text{cm} = 4136,5\text{kNcm}$$

$$M_{pl,Rd} = 41,4 \text{ kNm} < M_{Ed} = 40,7 \text{ kNm} \quad \text{OK}$$

### 8.5.3.8 Ojačitev natezne cone pri stebri



Slika 133: Sodelujoči del stojine pri nategu (Vir: Moment – resisting joints to Eurocode 3, 2013)

$$t_{fb} = 8,5\text{mm}$$

$$t_{fc} = 9,5\text{mm}$$

$$d_c = 122\text{mm}$$

$$a_p = 3\text{mm}$$

$$s = r_c = 15\text{mm}$$

$$s_p = 2t_p = 24\text{mm}$$

Del stojine, ki sodeluje pri nategu in ima nosilnost

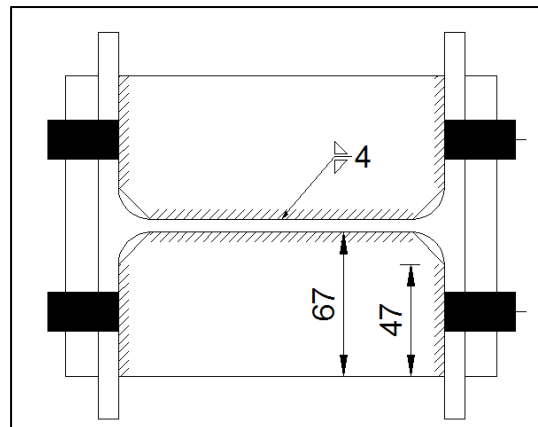
$$b_{eff,c,wc} = t_{fb} + 2\sqrt{2}a_p + 5(t_{fc} + s) + s_p$$

$$= 8,5\text{mm} + 2 * \sqrt{2} * 4\text{mm} + 5(9,5\text{mm} + 15\text{mm}) + 24\text{mm} = 166,3 \text{ mm}$$

$$F_{t,wc,Rd} = \frac{L_{wt}t_{wc}f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{16,63\text{cm} * 0,6\text{cm} * 35,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,0} = 361,0 \text{ kN}$$

$$F_{1,t,Rd} + F_{2,t,Rd} = 326,5 \text{ kN}$$

Nosilnost stojinev prečnem nategu je večja od nateznih sil, ki jih povzročita prva in druga vrsta, kar pomeni, da ne potrebujemo natezne prečne ojačitve. Vendar pa jo bomo kljub temu dodali, saj nam prečna ojačitev poveča nosilnost pasnice stebra.



Slika 134: Ojačitev stojine stebra

Minimalna širina:

$$b_{sg} \geq \frac{0,75(b_c - t_{wc})}{2} = \frac{0,75(180\text{mm} - 8,5\text{mm})}{2} = 64,3\text{ mm} \rightarrow \text{Izberemo } b_{sg} = 67\text{mm}$$

$$b_{sn} = b_{sg} - 20\text{mm} = 67\text{mm} - 20\text{mm} = 47\text{mm}$$

Izberemo debelino ojačitve  $t_s = 8,5\text{ mm}$

Širina	$b_{sg} = 67\text{mm}$
Dolžina	$l = 152\text{ mm}$
Debelina	$t_s = 8,5\text{mm}$
Material	S355

Nosilnosti nam ni treba izračunati.

### 8.5.3.9 Stojina stebra HEA 180 v prečnem tlaku

Del stojine, ki sodeluje pri prevzemu prečnega tlaka, je isti kot pri prečnem nategu. Ker gre za obojestranski spoj je obremenitev stojine dvojna.

$$b_{eff,c,wc} = 166,3\text{ mm}$$

$$F_{c,fc,Rd} = \frac{\omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_y}{\gamma_{M0}} < \frac{\omega \rho k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_y}{\gamma_{M1}}$$

Momentni spoj se izvede na obeh straneh pasnic stebra in ker sta si momenta enaka po velikosti in predznaku, kar pomeni da je parameter  $\beta = 0 \rightarrow \omega = 1,0$ . Faktor  $k_{wc} = 1,0$ . (Vir: SIST EN 1993-1-8 2005, preglednica 5.3 in preglednica 6.3)

$$\bar{\lambda}_p = 0,932 \sqrt{\frac{b_{eff,c,wc} d_c f_y}{E t_{wc}^2}} = 0,932 \sqrt{\frac{16,63\text{cm} * 12,2\text{cm} * 35,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{21000 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} * 0,6^2\text{cm}^2}} = 0,909$$

$$\bar{\lambda}_p > 0,72 \rightarrow \rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,2}{\bar{\lambda}_p^2} = \frac{0,909 - 0,2}{0,909^2} = 0,858$$

Kjer je:

$\rho$  - redukcijski faktor pri lokalnem izbočenju pločevin

$\bar{\lambda}_p$  - vitkost pločevine

$$F_{c,fc,Rd} = \frac{1,0 * 1,0 * 16,63cm * 0,6cm * 35,5 \frac{kN}{cm^2}}{1,0} = 354,2kN$$

$$F_{c,fc,Rd} = 35402 kN < \frac{1,0 * 1,0 * 0,858 * 16,63cm * 0,6cm * 35,5 \frac{kN}{cm^2}}{1,0} = 303,92 kN$$

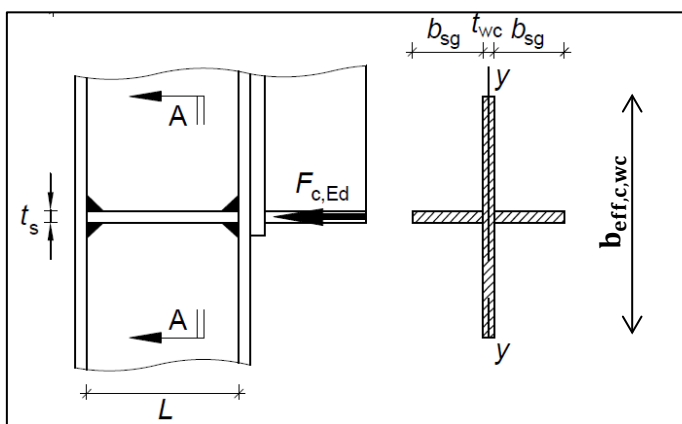
Projektna nosilnost neojačane stojine stebra v prečnem tlaku znaša  $F_{c,fc,Rd} = 303,9 kN$ , kar je manj kot pa tlačna sila  $F_{c,Rd} = 2 * 326,5 kN = 653 kN$ . Da bi stojina lahko prevzela to tlačno silo dodamo ojačitve.

### Ojačitev tlačne cone

V tlačni coni bomo uporabili enake ojačitve kot smo jih uporabili v natezni coni.

Širina  $b_{sg} = 67mm$   
Dolžina  $l = 152 mm$   
Debelina  $t_s = 8,5mm$   
Material S355

Pri kotih, kjer je zaokrožitev, odrežemo trikotnike dimenzij 20/20 mm.



Slika 135: Sodelujoči del stojine in prečne ojačitve pri prevzemu tlačne prečne sile

Dimenzije ojačitve morajo biti take, da je plošča še vedno v tretjem razredu kompaktnosti.

$$\frac{b_{sg}}{t_s} \leq 13 \varepsilon \rightarrow \frac{67mm}{8,5mm} = 7,88 \leq 13 * 0,81 = 10,53 \quad OK$$

$$A_{s,eff} = b_{eff,c,wc} * t_{wc} + 2b_{sg} t_s = 16,63cm * 0,6cm + 2 * 6,7cm * 0,85cm = 21,4 cm^2$$

Nosilnost prereza ojačitve

$$N_{c,Rd} = A_{s,eff} * \frac{f_{ys}}{\gamma_{M0}} = 21,4cm^2 * 35,5 \frac{kN}{cm^2} = 758,6kN > F_{c,Rd} = 653 kN$$

Uklon:

$$I_s = \frac{(2b_{sg} + t_{wc})^3 t_s}{12} = \frac{(2 * 6,7cm + 0,6cm)^3 0,85cm}{12} = 194,4 cm^4$$

$$i_s = \sqrt{\frac{I_s}{A_{s,eff}}} = \sqrt{\frac{194,4cm^4}{21,4cm^2}} = 3,01cm$$

$$\bar{\lambda} = \frac{l}{i_s \lambda_1} = \frac{15,2cm}{3,01cm * 93,9 * 0,81} = 0,066 < 0,2$$

Ni nevarnosti uklona

Nosilnost ojačitve skupaj s stojino je  $N_{c,Rd} = 758,6 kN$

### 8.5.3.10 Vertikalna strižna odpornost spoja

V momentnem spoju je prisotna tudi prečna sila  $V_{Ed}$ , ki jo morajo biti vijaki sposobni prevzeti.

#### Strižna nosilnost vijakov

V spoju imamo 6 vijakov. Da je lahko zgornja skupina vijakov 100% izkoriščena v nategu vijakov, predpostavimo da zgornja skupina vijakov prevzame le 28% strižne nosilnosti. S tako predpostavko smo na varni strani

$$F_{v,rd,1} = \frac{0,6f_{ub}A_s}{\gamma_{M2}}$$

$$F_{v,rd,1} = \frac{0,6 * 80 \frac{kN}{cm^2} * 1,57cm^2}{1,25} = 60,3 kN$$

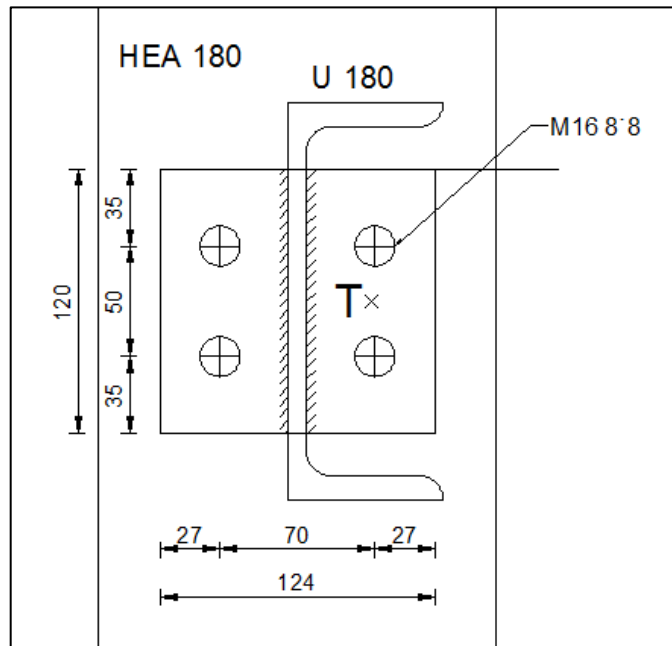
$$F_{v,Rd} = 2 * 60,3kN + 4 * 60,3kN * 0,28 = 188,1 kN > V_{Ed} = 148,8 kN$$

### 8.5.4 Spoj L – Členkasti spoj (delna čelna pločevina): edini stopniščni nosilec U 180 – steber HEA 180

V osi 4 se med drugo in tretjo etažo nahaja edini nosilec U180, ki ga moramo priključiti na steber. Spoj bomo izvedli enako kot pri nosilcih HEA140, le da bo tu čelna pločevina večjih dimenzij. Prav tako bomo uporabili štiri vijake M16 8'8, zato nam večino kontrol ne bo potrebno narediti, saj lahko uporabimo kontrole iz poglavja 7.5.1. Pri tem spoju bodo nosilnosti posameznih komponent enake ali večje, saj so dimenzije čelne pločevine večje in stojina nosilca je debelejša. Narediti pa moramo kontrolo zvara med stojino nosilca in čelno pločevino, saj prečna sila deluje v težišču profila in ne zvara.



### 8.5.4.1 Zasnova spoja in podatki



Slika 136: Detajl slike z dimenzijami oddaljenosti vijakov

#### U 180

$b = 70 \text{ mm}$   
 $h = 180 \text{ mm}$   
 $t_{fb} = 11,0 \text{ mm}$   
 $t_{wb} = 8,0 \text{ mm}$   
 $r = 11 \text{ mm}$   
Kvaliteta S235

#### HEA 180

$b = 180 \text{ mm}$   
 $h = 171 \text{ mm}$   
 $t_{fc} = 9,5 \text{ mm}$   
 $t_{wc} = 6,0 \text{ mm}$   
 $r = 15 \text{ mm}$   
Kvaliteta S355

#### Vijaki M16 8'8

Premer vijaka	$d = 16 \text{ mm}$
Premer luknje	$d_0 = 18 \text{ mm}$
Prerez skozi steblo	$A = 2,01 \text{ cm}^2$
Prerez skozi navoj	$A_s = 1,57 \text{ cm}^2$
Napetost tečenja	$f_{yb} = 64,0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$
Natezna trdnost	$f_{ub} = 80,0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$

#### Razporeditev vijakov:

$e_1 = 35 \text{ mm} > 1,2 d_0 = 21,6 \text{ mm}$

$$p_1 = 50 \text{ mm} > 2,2 d_0 = 40 \text{ mm}$$

$$e_2 = 27 \text{ mm} > 1,2 d_0 = 21,6 \text{ mm}$$

$$p_2 = 70 \text{ mm} > 2,4 d_0 = 43,2 \text{ mm}$$

### Čelna pločevina

$$\frac{d}{t_p} \geq 2,8 \sqrt{\frac{f_{y,p}}{f_{ub}}}$$

$$t_p \leq \frac{d}{2,8 \sqrt{f_{yp}/f_{ub}}} = \frac{1,6}{2,8 \sqrt{23,5/80}} = 1,054 \text{ cm}$$

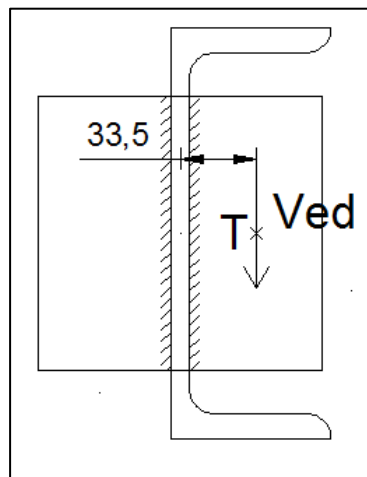
Višina	$h_p = 2 * e_1 + p_1 = 120 \text{ mm}$
Širina	$b_p = 2 * e_2 + p_2 = 124 \text{ mm}$
Debelina	$t_p = 8 \text{ mm}$
Kvaliteta	S235

#### 8.5.4.2 Obremenitev spoja

Spoj je obremenjen s prečno silo  $V_{Ed} = 17,2 \text{ kN}$  (glej 8.2.1.3)

#### 8.5.4.3 Kontrole nosilnosti spoja

#### K1 Kontrola zvara



Slika 137: Ekscentričnost prečne sile glede na težišče zvara

$$l_{zv} = 12 \text{ cm}$$

$$a = 3 \text{ mm}$$

$$x = 3,35 \text{ cm}$$

$$\sqrt{v_{\parallel}^2 + n^2} \leq f_{vwd}$$

$$\Delta M_{Ed,y} = x * V_{Ed} = 3,35 \text{ cm} * 17,2 \text{ kN} = 57,6 \text{ kNcm}$$

$$v_{\parallel} = \frac{V_{Ed}}{2al_{zv}} = \frac{17,2kN}{2 * 0,3cm * 12cm} = 2,39 \frac{kN}{cm^2}$$

$$n = \frac{\Delta M_{Ed,y} * 6}{2 * a * l_{zv}^2} = \frac{57,6kNcm * 6}{2 * 0,3cm * (12cm)^2} = 4,0 \frac{kN}{cm^2}$$

$$\sqrt{\left(2,39 \frac{kN}{cm^2}\right)^2 + \left(4,0 \frac{kN}{cm^2}\right)^2} = 4,66 \frac{kN}{cm^2} \leq f_{vwd} = 20,8 \frac{kN}{cm^2} \quad \text{OK}$$

## K2 Kontrola strižne nosilnosti stojine nosilca HEA 140

$$V_{Ed} \leq V_{pl,Rd} = \frac{A_v f_y}{\gamma_{M0} \sqrt{3}}$$

$$A_v = t_{wb} h_p = 1,1cm * 12cm = 13,2 cm^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{13,2 cm^2 * 23,5 \frac{kN}{cm^2}}{1,0 * \sqrt{3}} = 179,1 kN$$

$$V_{Ed} = 17,2 kN \leq V_{pl,Rd} = 179,1 kN$$

## K3 Kontrola strižne nosilnosti vijaka

Upoštevamo 80% strižne nosilnosti vijaka.

$$F_{v,rd,1} = \frac{0,6 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} * 0,8$$

$$F_{v,rd,1} = \frac{0,6 * 80 \frac{kN}{cm^2} * 1,57cm^2}{1,25} * 0,8 = 48,2 kN$$

$$V_{Ed,z} = 17,2 kN \leq F_{v,Rd} = 48,2kN * 4 = 192,8 kN$$

## K4 Kontrola bočnega pritiska čelne pločevine

Čelna pločevina:

$$F_{b,rd,p,1} = \frac{k_1 \alpha_b f_{u,p} d t_p}{\gamma_{M2}}$$

$$k_1 = \min \left\{ 2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right\}$$

$$k_1 = \min \left\{ 2,8 \frac{27mm}{18mm} - 1,7 = 2,5; 1,4 \frac{70mm}{18mm} - 1,7 = 3,74; 2,5 \right\} = 2,5$$

$$\alpha_b = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - 0,25; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right\}$$

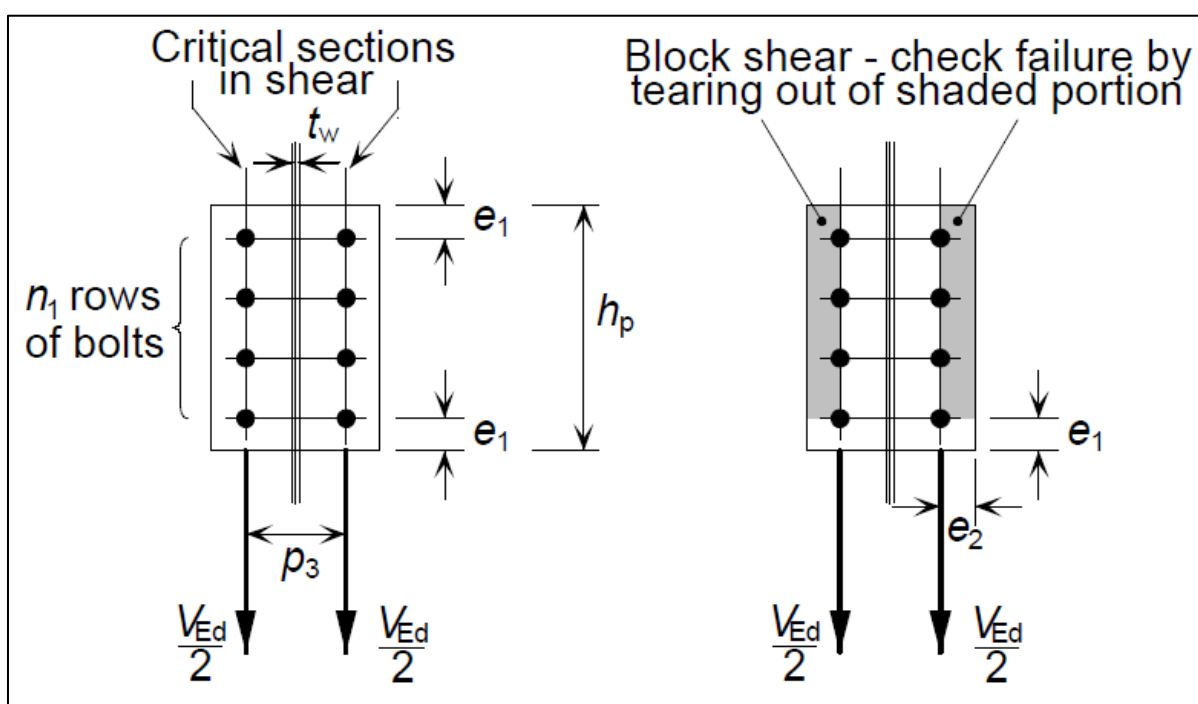
$$\alpha_b = \min \left\{ \frac{35\text{mm}}{3 * 18\text{mm}} = 0,648; \frac{50\text{mm}}{3 * 18\text{mm}} - 0,25 = 0,676; \frac{80 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{36 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 2,2; 1 \right\} = 0,648$$

$$F_{b,rd,p,1} = \frac{2,5 * 0,648 * 36 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} * 1,6\text{cm} * 0,8\text{cm}}{1,25} = 59,7 \text{ kN}$$

V spoju imamo štiri vijake, zato je nosilnost skupine vijakov:

$$F_{b,rd} = 59,7 \text{ kN} * 4 = 238,8 \text{ kN} > V_{Ed} = 17,2 \text{ kN}$$

### K5 Kontrola strižne nosilnosti čelne pločevine (bruto in neto prerez) in strižnem iztrgu



Slika 138: Čelna pločevina v strigu in strižnem iztrgu (simbolična slika, v našem primeru imamo štiri vijake in  $p_3 = p_2$ ) (Vir: Simple Joints to Eurocode 3, 2011)

$$V_{pl,Rd,p} = \min\{V_{pl,Rd,bruto}; V_{pl,Rd,neto}; V_{eff,1,Rd}\}$$

Nosilnost bruto prereza v strigu:

$$V_{pl,Rd,bruto} = \frac{A_{bruto} f_{y,p}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$$

$$A_{bruto} = h_p t_p = 12\text{cm} * 0,8\text{cm} = 9,6 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,Rd,bruto} = \frac{9,6\text{cm}^2 * 23,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{\sqrt{3} * 1,0} = 130,3 \text{ kN}$$

Nosilnost neto prereza v strigu:

$$V_{pl,Rd,neto} = \frac{A_{neto} f_{u,p}}{\sqrt{3} \gamma_{M2}}$$

$$A_{neto} = t_p (h_p - 2d_0) = 0,8cm * (12cm - 2 * 1,8cm) = 6,72 cm^2$$

$$V_{pl,Rd,neto} = \frac{6,72cm^2 * 36 \frac{kN}{cm^2}}{\sqrt{3} * 1,25} = 111,7 kN$$

Strižni iztrg:

$$V_{eff,1,Rd} = A_{nt} \frac{f_u}{\gamma_{M2}} + A_{nv} \frac{f_y}{\gamma_{M0} \sqrt{3}}$$

$$A_{nt} = t_p \left( e_2 - \frac{d_0}{2} \right) = 0,8cm \left( 2,7cm - \frac{1,8cm}{2} \right) = 1,44 cm^2$$

$$A_{nv} = t_p (h_p - e_1 - 1,5d_0) = 0,8cm(12cm - 3,5cm - 1,5 * 1,8cm) = 4,64 cm^2$$

$$V_{eff,1,Rd} = 1,44cm^2 \frac{36 \frac{kN}{cm^2}}{1,25} + 4,64cm^2 \frac{23,5 \frac{kN}{cm^2}}{1,0 * \sqrt{3}} = 104,4 kN$$

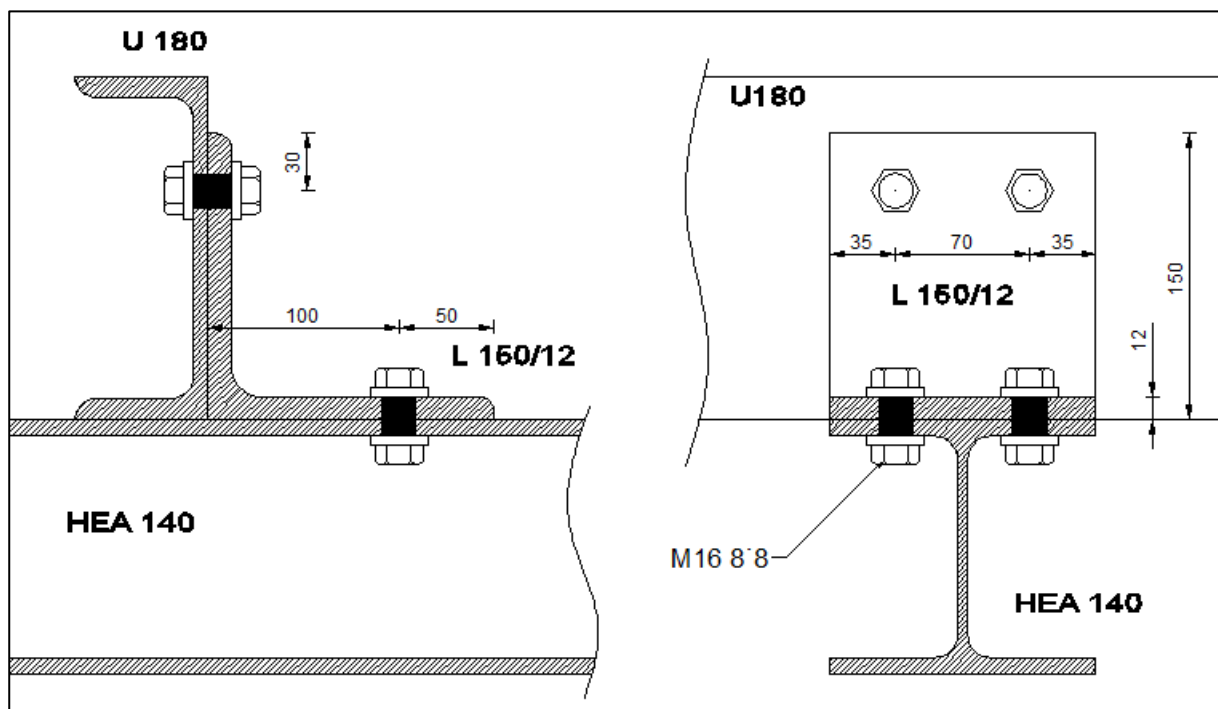
$$V_{pl,Rd,pl} = \min\{130,3 kN; 117,3 kN; 104,4 kN\} = 104,4 kN$$

V čelni pločevini imamo dva stolpca vijakov, zato je skupna nosilnost:

$$V_{pl,Rd,pl} = 104,4 kN * 2 = 208,8 kN > V_{Ed} = 17,2 kN$$

### 8.5.5 Spoj M – Sekundarni stopniščni nosilec U180 – primarni nosilec HEA 140

Pri spoju sekundarni nosilec – primarni nosilec, gre v bistvu bolj za naleganje sekundarnega nosilca na primarni nosilec, ki ga bomo privijačili s kotniki. Pri tem spoju ni potrebno delati posebnih kontrol. Zagotoviti moramo, da je kotnik dovolj velik, da se privijači v zgornjo polovico stojine U180 profila, saj s tem preprečimo morebitno bočno zvrnitev. Kotniki delujejo kot bočne podpore. Prečne sile delujejo v težišču U180 profila in se prenesejo preko kontaktnih sil na nosilec HEA 180.



Slika 139: Zasnova spoja M

**Kotnik L 150/150/12 mm**

Višina	$h = 150 \text{ mm}$
Dolžina	$d = 150 \text{ mm}$
Širina	$\check{s} = 140 \text{ mm}$
Debelina	$t = 12 \text{ mm}$

**Vijaki M16 8'8**

Premer vijaka	$d = 16 \text{ mm}$
Premer luknje	$d_0 = 18 \text{ mm}$
Prerez skozi steblo	$A = 2,01 \text{ cm}^2$
Prerez skozi navoj	$A_s = 1,57 \text{ cm}^2$
Napetost tečenja	$f_{yb} = 64,0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$
Natezna trdnost	$f_{ub} = 80,0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$

**Razporeditev vijakov:****Vertikalni krak**

Oddaljenost od zgornjega roba	$e_1 = 30 \text{ mm} > 1,2 d_0 = 21,6 \text{ mm}$
Oddaljenost od stranskega roba	$e_2 = 35 \text{ mm} > 1,2 d_0 = 21,6 \text{ mm}$

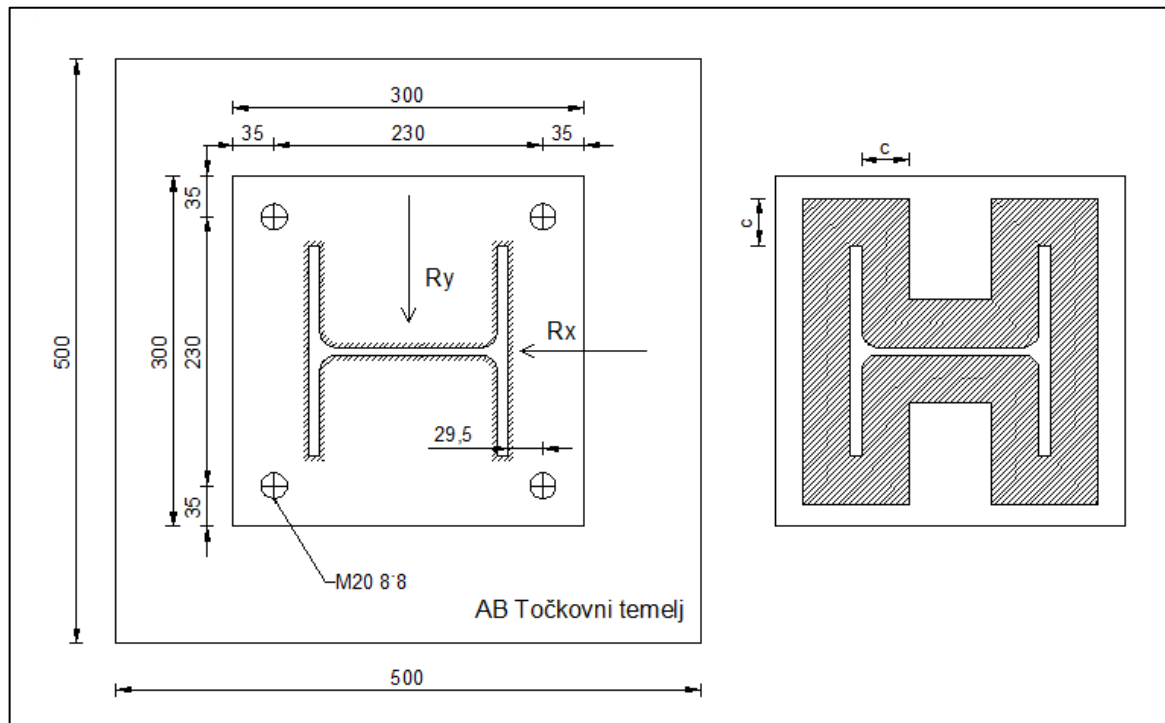
**Horizontalni krak**

$e_1 = 50 \text{ mm} > 1,2 d_0 = 21,6 \text{ mm}$
$e_2 = 35 \text{ mm} > 1,2 d_0 = 21,6 \text{ mm}$

## 8.5.6 Spoj N - Steber HEA 180 – AB temelj

### 8.5.6.1 Zasnova spoja in podatki

Spoj stebra HEA 180 s točkovnim temeljem izvedemo z ležiščno pločevino in podlitjem. V računskem modelu je spoj dimenzioniran s členkom, kar pomeni da so v stebru prisotne samo reakcije v vseh treh smereh x,y in z. Predpostavimo, da se osna sila porazdeli na pasnice, kjer vsaka pasnica prevzame polovico osne sile.



Slika 140: Zasnova spoja O: Steber HEA 180 - AB točkovni temelj

### AB temelji

C25/30

$$f_{ck} = 2,5 \frac{kN}{cm^2}$$

$$\gamma_b = 1,5$$

$$f_{cd} = 1,667 \frac{kN}{cm^2}$$

### Dimenzije

$$a_t = 500 \text{ mm}$$

$$b_t = 500 \text{ mm}$$

$$h_t = 600 \text{ mm}$$

### Ležiščna pločevina:

Material: S235

Dimenzije ležiščne pločevine morajo zadoščati pogojem:

$$a_p = b + 2 * 2t_f = 180 + 2 * 2 * 9,5 = 218 \text{ mm}$$

$$b_p = h + 2 * 2t_f = 171 + 2 * 2 * 9,5 = 209 \text{ mm}$$

Izberemo:

$$a_p = 300 \text{ mm}$$

$$b_p = 300 \text{ mm}$$

$$t_p = 15 \text{ mm}$$

### **Vijaki M20 8`8**

Premer vijaka	$d = 20 \text{ mm}$
Premer luknje	$d_0 = 22 \text{ mm}$
Prerez skozi steblo	$A = 3,14 \text{ cm}^2$
Prerez skozi navoj	$A_s = 2,45 \text{ cm}^2$
Napetost tečenja	$f_{yb} = 64,0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$
Natezna trdnost	$f_{ub} = 80,0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$

Razporeditev vijakov:

$$e = 35 \text{ mm}$$

$$p = 230 \text{ mm}$$

#### **8.5.6.2 Obremenitev spoja**

Pri obremenitvi spoja moramo biti posebej pozorni na nateg, ki se pojavi v stebru. Obremenitve vzamemo iz 2D modela pri potresni obremenitvi iz poglavja 8.4.1.7. Za prečno silo vzamemo maksimalno prečno silo, ki se pojavi pri potresu in jo uporabimo za obe smeri (preglednica 48). S to predpostavko smo na varni strani.

$$R_x = R_y = 94,3 \text{ kN}$$

$$R_z = 275 \text{ kN} (158,2 \text{ kN} - \text{nateg})$$

#### **8.5.6.3 Kontrola nosilnosti spojev**

##### **K1 Kontrola nosilnosti ležiščne pločevine in podlitja**

Kontrola nosilnosti ležiščne pločevine je narejena posredno preko računa efektivne površine  $A_{eff}$  in preko računa oddaljenosti  $c$ .

$$F_{c,Rd} = f_{jd} * A_{eff}$$

$$f_{jd} = \beta f_{cd} \alpha$$

$$A_{eff} = (b + 2c)(2c + t_f) * 2 + (h_w - 2c)(2c + t_w)$$

$$c = t_p \sqrt{\frac{f_y}{3 * f_{jd} * \gamma_{M0}}}$$



Kjer je:

$F_{c,Rd}$  projektna nosilnost temelja v tlaku

$A_{eff}$  efektivna površina, kamor se prenese tlačna osna sila

$f_{jd}$  projektna trdnost betonske podlage

$\beta$  koeficient podlage za katerega se predpostavi vrednost 2/3, če so izpolnjeni naslednji pogoji

- Karakteristična trdnost podlitja ni manjša od 20 % karakteristične trdnosti betona
- Debelina podlitja ni manjša od 20 % manjše od tlorisnih dimenzij ležiščne pločevine
- Pri debeli podlitja nad 50 mm je karakteristična trdnost podlitja enaka ali večja od karakteristične trdnosti betona, vgrajenega v temelj

$\alpha$  faktor raznosa obtežbe

$$A_{cp} = a_p b_p = 30\text{cm} * 30\text{cm} = 900\text{cm}^2$$

$$A_{c1} = a_1 b_1 = 50\text{cm} * 50\text{cm} = 2500\text{cm}^2$$

$$a_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} 3a_p = 3 * 300\text{mm} = 900\text{mm} \\ h_t + a_p = 600\text{mm} + 300\text{mm} = 900\text{mm} \\ a_t = 500\text{mm} \end{array} \right\} = 500\text{mm}$$

$$b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} 3b_p = 3 * 300\text{mm} = 900\text{mm} \\ h_t + b_p = 600\text{mm} + 300\text{mm} = 900\text{mm} \\ b_t = 500\text{mm} \end{array} \right\} = 500\text{mm}$$

$$\alpha = \sqrt{\frac{2500\text{cm}^2}{900\text{cm}^2}} = 1,667$$

$$f_{jd} = \frac{2}{3} * 1,667 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} * 1,667 = 1,853 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$c = 1,5\text{cm} \sqrt{\frac{35,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{3 * 1,853 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} * 1,25}} = 3,4\text{cm}$$

$$A_{eff} = (18\text{cm} + 2 * 3,4\text{cm})(2 * 3,4\text{cm} + 0,95\text{cm}) * 2 + (15,2\text{cm} - 2 * 3,4\text{cm})(2 * 3,4\text{cm} + 0,6\text{cm}) = 446,56\text{cm}^2$$

$$F_{c,Rd} = 1,853 * 446,56\text{cm}^2 = 827,5\text{ kN} > R_z = 275\text{ kN}$$

## K2 Kontrola strižne nosilnosti spoja

Strižne obremenitve v spoju določimo kot seštevek strižne nosilnosti sidrnih vijakov  $F_{v,Rd}$  in trenja pod ležiščno pločevino  $F_{f,Rd}$ .

Torno nosilnost za podlitje iz cementne malte določimo na naslednji način:

$$F_{f,Rd} = 0,2N_{c,Ed} = 0,2R_z$$

$$F_{f,Rd} = 0,2 * 275 \text{ kN} = 55,0 \text{ kN}$$

Strižno nosilnost sidrnih vijakov določimo:

Upoštevati moramo obe prečni sili  $R_x$  in  $R_y$

$$R_{xy,Ed} = \sqrt{R_x^2 + R_y^2} = \sqrt{94,3^2 + 94,3^2} = 133,4 \text{ kN}$$

$$F_{vb,Rd,1} = \min \left\{ F_{v,Rd}; \frac{\alpha_b f_{ub} A_{s,M20}}{\gamma_{M2}} \right\}$$

$$\alpha_b = 0,44 - 0,0003 f_{yb} = 0,44 - 0,0003 * 640 \text{ MPa} = 0,248$$

$$\frac{\alpha_b f_{ub} A_s}{\gamma_{M0}} = \frac{0,248 * 80 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} * 2,45 \text{ cm}^2}{1,25} = 38,9 \text{ kN}$$

$$F_{vb,Rd,1} = \min \{ 94,1 \text{ kN}; 38,9 \text{ kN} \} = 38,9 \text{ kN}$$

$$F_{Rd} = F_{f,Rd} + n * F_{vb,Rd,1} = 55 \text{ kN} + 4 * 38,9 \text{ kN} = 210,6 \text{ kN}$$

$$F_{Rd} = 210,6 \text{ kN} > R_{xy,Ed} = 133,4 \text{ kN}$$

### K3 Kontrola natezne nosilnosti spoja

Ko je spoj natežno obremenjen uporabimo za računski model nadomestni T – element. Natezna nosilnost  $F_{t,pl,Rd,1}$  je izračunana za en nadomestni T – element, ki ga sestavljajo ena pasnica in dva zunanja vijaka.

$$e_x = 35 \text{ mm}$$

$$m_x = 23,8 \text{ mm}$$

$$e = 35 \text{ mm}$$

$$p = 230 \text{ mm}$$

$$n = 2 \text{ (število vijakov v nadomestnem T – elementu)}$$

Natezna nosilnost  $F_{t,pl,Rd}$  je izračunana za en nadomestni T – element. En nadomestni T – element sestavljajo ena pasnica in dva zunanja vijaka.

Določimo efektivno dolžino  $l_{eff}$  za nadomestni T – element.

$$l_{eff,1} = \frac{b_p}{2} = \frac{300 \text{ mm}}{2} = 150 \text{ mm}$$

$$l_{eff,2} = \frac{n}{2}(4m_x + 1,25e_x) = \frac{2}{2}(4 * 23,8mm + 1,25 * 35mm) = 139,0 mm$$

$$l_{eff,3} = 2m_x + 0,625e_x + \frac{(n-1)p}{2} = 2 * 23,8mm + 0,625 * 35mm + \frac{(2-1)230mm}{2} = 184,5 mm$$

$$l_{eff,4} = 2m_x + 0,625e_x + e + (n-2)(2m_x + 0,625e_x) =$$

$$l_{eff,4} = 2 * 23,8mm + 0,625 * 35mm + 35mm + (2-2)(2 * 24,5 + 0,625 * 30) = 104,5 mm$$

$$l_{eff,5} = n\pi m_x = 2 * \pi * 23,8mm = 149,54 mm$$

$$l_{eff,6} = \frac{n}{2}(\pi m_x + 2e) = \frac{2}{2}(\pi * 23,8mm + 2 * 35mm) = 144,8 mm$$

$$l_{eff} = \min\{l_{eff,1}; l_{eff,2}; l_{eff,3}; l_{eff,4}; l_{eff,5}; l_{eff,6}\} = 104,5 mm$$

$$M_{pl,1,Rd,u} = \frac{0,25 \sum l_{eff} t_p^2 f_{y,p}}{\gamma_{M0}} = \frac{0,25 * 10,5 * 1,5^2 * 35,5}{1,0} = 209,7 kNcm$$

$$F_{T,Rd,1-2} = \frac{2M_{pl,Rd}}{m_x} = \frac{2 * 209,7}{2,38} = 176,2 kN$$

$$F_{T,Rd,3} = 2 * 141,1 kN = 282,2 kN$$

$$F_{T,Rd} = \min(F_{T,Rd,1-2}; F_{T,Rd,3}) = 176,2 kN$$

$$F_{T,Rd} = 176,2 kN < N_{Ed}(nateg) = 158,2 kN$$

Natezna odpornost spoja znaša  $F_{T,Rd} = 176,2 kN$ .

#### K4 Kontrola strižno in natezno obremenjenih vijakov

Kontrolo naredimo za en vijak. Strižna sila, ki odpade na en vijak:

$$R_{xy,Ed,1} = \frac{R_{xy,Ed}}{4} = \frac{133,4 kN}{4} = 33,4 kN$$

$$N_{Ed,1} = \frac{N_{Ed,nateg}}{4} = \frac{158,2 kN}{4} = 39,6 kN (nateg)$$

Nosilnost vijaka v nategu in strigu:

$$F_{t,Rd,1} = 141,1 kN$$

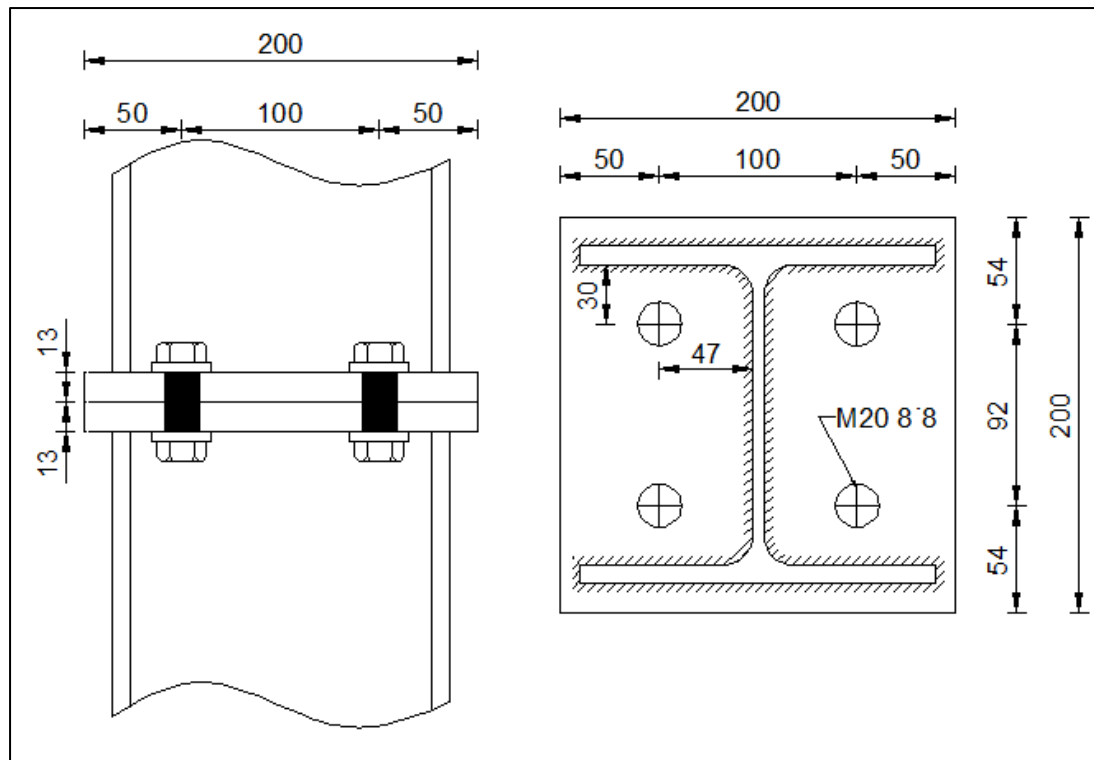
$$F_{v,Rd,1} = 94,1 kN$$

$$\frac{V_{Ed,1}}{F_{v,Rd,1}} + \frac{N_{Ed,1}}{1,4F_{t,Rd}} = \frac{33,4 kN}{94,1 kN} + \frac{39,6 kN}{1,4 * 141,1 kN} = 0,556 \leq 1,0 \quad OK$$

### 8.5.7 Spoj O – Momentni spoj (čelna pločevina): steber HEA 180 – steber HEA 180

Stebre stopnišča sestavimo iz dveh delov. Dolžina spodnjega dela vseh stebrov znaša 7900 mm, dolžina zgornjega dela zunanjih stebrov je 5985 mm, notranjih stebrov pa je 7185 mm. Spoj naredimo na tistem mestu, kjer so upogibni moment  $M_y$  in  $M_z$  zanemarljivo majhni. Spoj izvedemo s čelnima pločevinama, kjer uporabimo štiri vijake M16 8'8.

#### 8.5.7.1 Zasnova spoja in podatki



Slika 141: Zasnova spoja P: Steber HEA 180 - steber HEA 180

#### HEA 180

$b = 180 \text{ mm}$   
 $h = 171 \text{ mm}$   
 $t_{fc} = 9,5 \text{ mm}$   
 $t_{wc} = 6,0 \text{ mm}$   
 $r = 15 \text{ mm}$   
 Kvaliteta S355

#### Vijaki M20 8'8

Premer vijaka	$d = 20 \text{ mm}$
Premer luknje	$d_0 = 22 \text{ mm}$
Prerez skozi steblo	$A = 3,14 \text{ cm}^2$
Prerez skozi navoj	$A_s = 2,45 \text{ cm}^2$
Napetost tečenja	$f_{yb} = 64,0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$
Natezna trdnost	$f_{ub} = 80,0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$

#### Razporeditev vijakov:

$$e_1 = 50 \text{ mm} > 1,2 d_0 = 21,6 \text{ mm}$$

$$p_1 = 100 \text{ mm} > 2,2 d_0 = 40 \text{ mm}$$

$$e_2 = 54 \text{ mm} > 1,2 d_0 = 21,6 \text{ mm}$$

$$p_2 = 92 \text{ mm} > 2,4 d_0 = 43,2 \text{ mm}$$

### Čelna pločevina

Višina  $h_p = 2 * e_1 + p_1 = 200 \text{ mm}$

Širina  $b_p = 2 * e_2 + p_2 = 200 \text{ mm}$

Debelina  $t_p = 13 \text{ mm}$

Kvaliteta S355

### 8.5.7.2 Obremenitev spoja

Spoj dimenzioniramo na upogib, ki znaša 25 % upogibne nosilnosti stebra HEA180 in na prečno silo, ki znaša 2,5 % natezne nosilnosti stebra.

$$M_{y,Ed} = 0,25M_{pl,Rd} = 0,25 * 325 \text{ cm}^3 * 35,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 28,84 \text{ kNm}$$

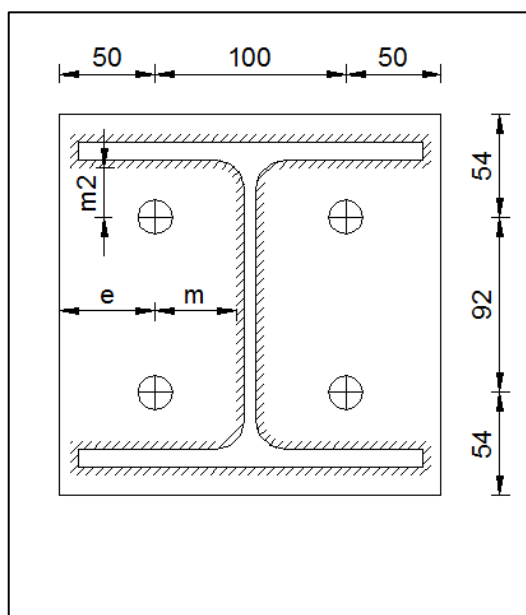
$$V_{y,Ed} = 0,025N_{pl,Rd} = 0,025 * 45,3 \text{ cm}^2 * 35,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 40,2 \text{ kN}$$

$$V_{z,Ed} = 0,025N_{pl,Rd} = 0,025 * 45,3 \text{ cm}^2 * 35,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 40,2 \text{ kN}$$

### 8.5.7.3 Kontrole nosilnosti spoja

#### K1 Upogibna nosilnost spoja

Pri določanju odpornosti spoja uporabimo metodo nadomestnih T – elementov.



Slika 142: Prikaz parametrov

Določitev parametrov  $e$ ,  $m$ ,  $m_2$ ,  $n$  in  $l_{eff}$ :

$$e = 50mm$$

$$m = \frac{100mm}{2} - \frac{6mm}{2} - 0,8 * \sqrt{2} * 3mm = 43,6 mm$$

$$m_2 = \frac{171mm - 92mm}{2} - 9,5mm - 0,8 * \sqrt{2} * 3mm = 26,6 mm$$

$$n = e = 50 mm < 1,25 m = 1,25 * 43,6 = 54,5 mm \rightarrow n = 50 mm$$

$$l_{eff,cp} = 2\pi m = 2\pi * 43,6mm = 274,0 mm$$

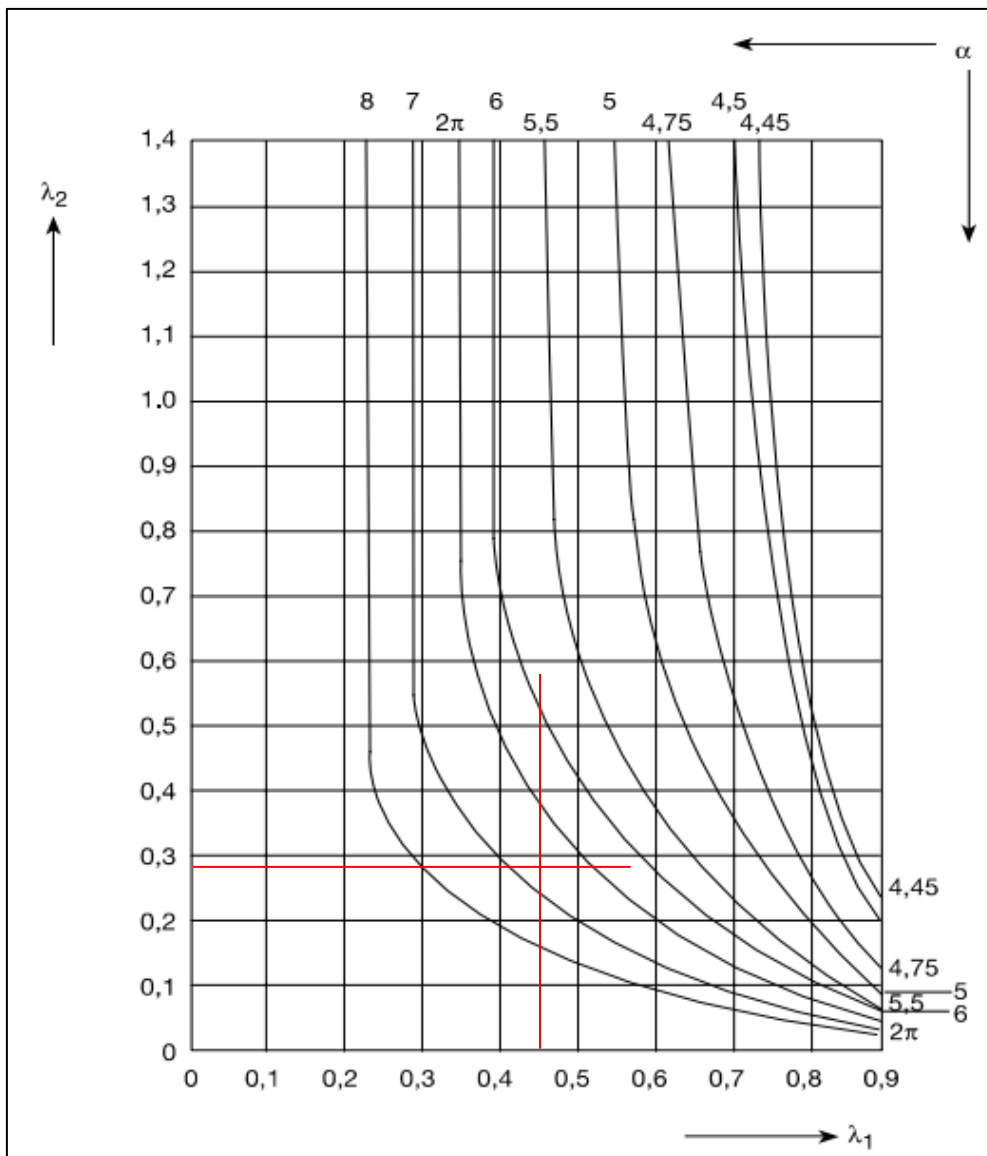
$$l_{eff,nc} = \alpha m = 6,7 * 43,6mm = 292,1 mm$$

Koeficient  $\alpha$  določimo s pomočjo koeficientov  $\lambda_1$  in  $\lambda_2$

$$\lambda_1 = \frac{m}{m + e} = \frac{43,6mm}{43,6mm + 50mm} = 0,466$$

$$\lambda_2 = \frac{m_2}{m + e} = \frac{26,6mm}{43,6mm + 50mm} = 0,284$$

$$\alpha = 6,7 \text{ (glej sliko spodaj)}$$



Slika 143: Graf, ki prikazuje vrednosti parametra  $\alpha$

$$l_{eff1} = l_{eff,cp} = 274 \text{ mm}$$

$$l_{eff2} = l_{eff,nc} = 292,1 \text{ mm}$$

$$M_{pl1} = \frac{l_{eff1} * t_p^2 * f_y}{4 * \gamma_{M0}} = \frac{27,4 \text{ cm} * 1,3^2 \text{ cm}^2 * 35,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{4 * 1,0} = 411,0 \text{ kNcm}$$

$$M_{pl2} = \frac{l_{eff2} * t_p^2 * f_y}{4 * \gamma_{M0}} = \frac{29,2 \text{ cm} * 1,3^2 \text{ cm}^2 * 35,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{4 * 1,0} = 438,1 \text{ kNcm}$$

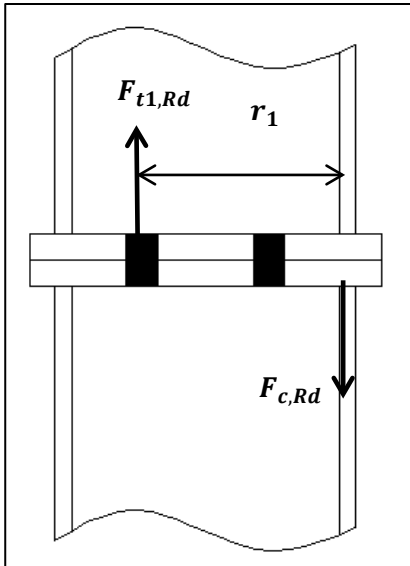
$$F_{t,Rd,1} = \frac{4 * M_{pl1}}{m} = 4 * \frac{411 \text{ kNcm}}{4,36 \text{ cm}} = 377,1 \text{ kN}$$

$$F_{t,Rd,2} = \frac{2M_{pl2} + n \sum F_{t,Rd}}{m + n} = \frac{2 * 287,4 \text{ kNcm} + 5,0 \text{ cm} * 282,2 \text{ kN}}{4,36 \text{ cm} + 5,0 \text{ cm}} = 244,4 \text{ kN}$$

$$F_{t,Rd,3} = \sum F_{t,Rd} = 2 * 141,1 \text{ kN} = 282,2 \text{ kN}$$

Upogibna odpornost čelne pločevine prve vrste znaša:

$$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,1}; F_{t,Rd,2}; F_{t,Rd,3}) = F_{t,Rd,2} = 244,4 \text{ kN}$$



Slika 144: Prikaz sil za vrsto, ki je v nategu

Moment, ki ga prevzame spoj:

$$r = \frac{h_c}{2} - \frac{t_f}{2} + 30\text{mm} = \frac{171\text{mm}}{2} - \frac{9,5\text{mm}}{2} + \frac{92\text{mm}}{2} = 126,8\text{mm}$$

$$M_{pl,Rd,y} = F_{t,Rd} * r = 244,4 \text{ kN} * 12,68\text{cm} = 31,00 \text{ kNm}$$

Upogibna nosilnost spoja znaša  $M_{pl,Rd,y} = 31,0 \text{ kNm}$

## K2 Strižna nosilnost vijakov

Da bodo bili vijaki 100% izkoriščeni v nategu predpostavimo, da je strižna nosilnost enega vijaka izkoriščena le 28%.

$$F_{v,Rd,1} = 94,1 \text{ kN} * 0,28 = 26,35 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rd} = 26,35 * 4 = 105,46 \text{ kN}$$

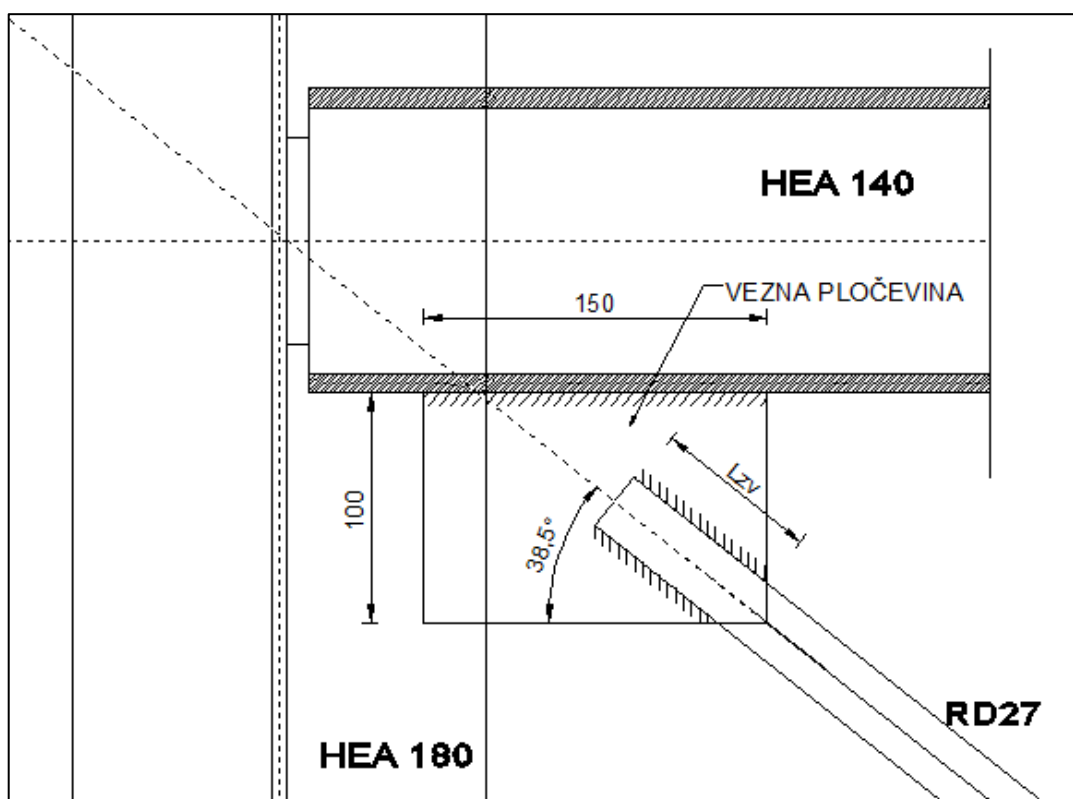
Strižna nosilnost vseh vijakov v spoju je  $F_{v,Rd} = 105,46 \text{ kN}$



## 8.5.8 Spoj P – Členkasti spoj : diagonala RD 27 – steber HEA 180

### 8.5.8.1 Zasnova spoja in podatki

Kot, ki ga oklepajo diagonale s stebri so različni, saj so višine etaž neenakomerne. Zaradi čim bolj enostavnejše montaže bomo dimenzionirani spoj uporabili pri vseh vertikalnih povezjih. Diagonale v povezjih v oseh A in D povežemo na pasnice nosilcev HEA 140, diagonale v osi 4 pa povežemo na pasnice stebrov. Spoj izvedemo z vezno pločevino pravokotne oblike 150/100 mm, kjer se daljša stranica privari na pasnico stebra ali nosilca. Palica se z zadostno dolžino zvara privari na vezno pločevino. Zaradi različnih naklonov diagonal pride do ekscentrične obremenitve zvara med vezno pločevino in stebrom. Obravnavali bomo spoj v prvi etaži, kjer je premer palice največji in zato je tudi obremenitev največja.



Slika 145: Zasnova spoja P z dimenzijami za vezno pločevino

#### Vežna pločevina - VP

Dolžina	$a_{p1} = 150 \text{ mm}$
Širina	$b_{p1} = 100 \text{ mm}$
Debelina	$t_{p1} = 10 \text{ mm}$
Kvaliteta	S235

#### Zvar

Debelina zvara med palico in vezno pločevino:  $a_1 = 6 \text{ mm}$

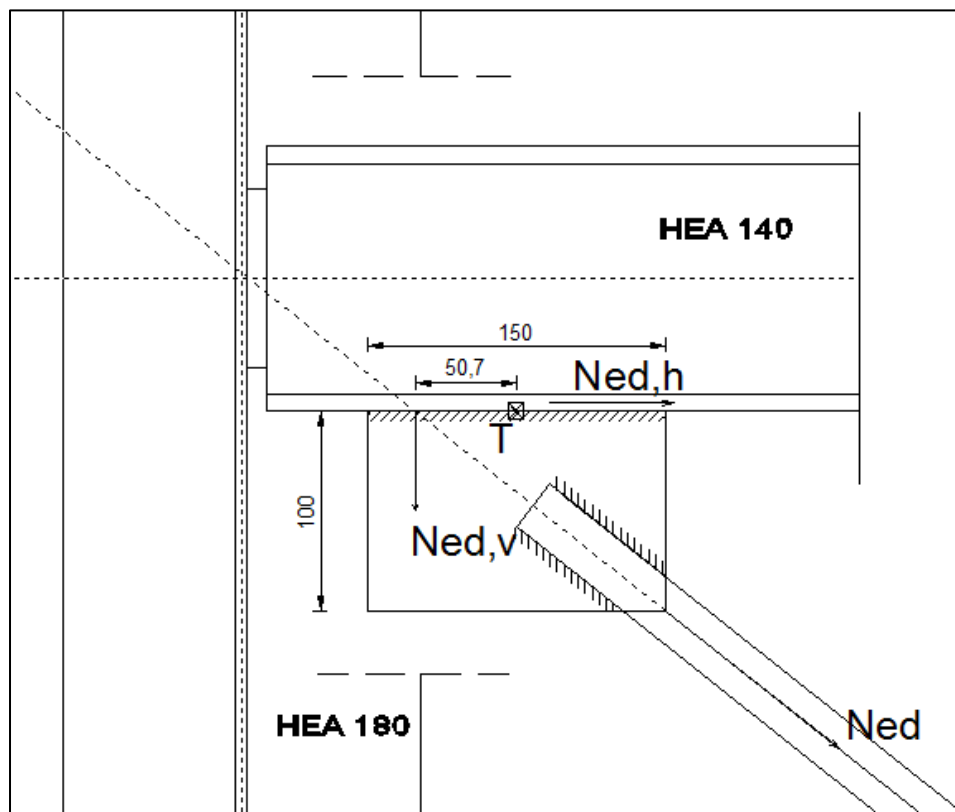
Debelina zvara med vezno pločevino in pasnico:  $a_1 = 6 \text{ mm}$

### 8.5.8.2 Obremenitev spoja

Spoj dimenzioniramo kot polno nosilen.

$$N_{Ed,max} = N_{pl,Rd} * 1,25 = A * \frac{f_y}{\gamma_{M0}} * 1,25 = 5,73 \text{ cm}^2 * 23,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} * 1,25 = 168,2 \text{ kN (nateg)}$$

Moment zaradi ekscentričnosti natezne sile v diagonali glede na težišče zvara med vezno pločevino in pasnico.



Slika 146: Ekscentričnost osne sile

$$X_H = 5,1 \text{ cm}$$

$$N_{EdH} = \cos(38,5^\circ) N_{Ed} = 131,6 \text{ kN}$$

$$N_{EdV} = \sin(38,5^\circ) N_{Ed} = 104,7 \text{ kN}$$

$$\Delta M_{Ed} = N_{Ed,V} * X_H = 104,7 \text{ kN} * 5,1 \text{ cm} = 534,0 \text{ kNcm}$$

### 8.5.8.3 Kontrole nosilnosti spoja

#### K1 Kontrola zvara

#### Zvar med palico RD 27 in VP

Izberem dolžino zvara  $l_{zv} = 7 \text{ cm}$

$$f_{vwd} = \frac{f_u}{\sqrt{3}\beta_w\gamma_{M2}} = \frac{36 \frac{kN}{cm^2}}{0,8 * 1,25 * \sqrt{3}} = 20,8 \frac{kN}{cm^2}$$

$$f_{vwd} \geq \frac{N_{Ed}}{4al_{zv}} = \frac{168,2 kN}{2 * 0,6cm * 7cm} = 20,02 \frac{kN}{cm^2}$$

$$20,8 \frac{kN}{cm^2} \geq 20,0 \frac{kN}{cm^2} \quad \text{OK}$$

### **Zvar med VP in pasnico nosilca**

Pri kontroli zvara med VP in pasnico nosilca moramo upoštevati moment  $\Delta M_{Ed}$ , ki nastane zaradi ekscentričnosti osne sile  $N_{Ed}$  glede na težišče zvara T (glej sliko 132 ).

$$\sqrt{v_{\parallel}^2 + n^2} \leq f_{vwd}$$

$$v_{\parallel} = \frac{N_{EdH}}{2al_{zv}} = \frac{131,6kN}{2 * 0,5cm * 15cm} = 7,31 \frac{kN}{cm^2}$$

$$n = \frac{N_{EdV}}{2al_{zv}} + \frac{\Delta M_{Ed}}{W_{zv}} = \frac{104,7kN}{2 * 0,6cm * 15cm} + \frac{534,0kNcm}{2 * \frac{15^2 cm^2 * 0,6cm}{6}} = 17,7 \frac{kN}{cm^2}$$

$$\sqrt{\left(7,31 \frac{kN}{cm^2}\right)^2 + \left(17,7 \frac{kN}{cm^2}\right)^2} = 19,2 \frac{kN}{cm^2} \leq f_{vwd} = 20,8 \frac{kN}{cm^2}$$

Spoj je dovolj močan, tako da pride v primeru preobremenitve do plastifikacije palic in ne do porušitve spojev.

## 9 ZAKLJUČEK

Pri diplomski nalogi je bil namen narediti statični izračun strešne konstrukcije in zunanje požarnega stopnišča za projekt za pridobitev gradbenega dovoljenja. Zraven spadajo še dispozicijski načrti in detajli spojev. Pri statičnem izračunu smo si pomagali s programom Scia Engineer 2012, kjer smo naredili globalno elastično analizo z upoštevanjem teorije drugega reda. Za mejno stanje nosilnosti in mejno stanje uporabnosti smo upoštevali kombinacije vseh vplivov (lastna teža, stalna obtežba, sneg, veter, koristna obtežba, tehnološka obtežba dvigala). Program nam je pomagal izračunati tudi kontrole nosilnosti prereзов in stabilnosti elementov, ki smo jih priložili k prilogam. Nekatero elemente smo izračunali po »peš« postopku. Tekom projektiranja sem naletel kar na nekaj ovir. Težave sem imel predvsem z nelinearno analizo. Pri strehi sem imel največ težav z zagotovitvijo dovolj velike togosti v obeh smereh. Sam tloris strešne konstrukcije je sestavljen iz treh delov v obliki črke U, zato sem moral zagotoviti ustrezno sodelovanje med vsemi tremi deli. Tako sem spremenil prvotni nosilni sistem (prostorski okvir) v pomične okvirje v prečni smeri in okvirje s centričnim povezjem v vzdolžni smeri. Seveda pri delovanju horizontalne obtežbe sodelujeta oba sistema. Tudi pri požarnem stopnišču sem začetni prostorski model drugače zasnoval. Postavil sem štiri notranje stebre, kjer je tudi dvigalo in štiri zunanje stebre. Nato sem speljal okoli notranjih stebrov stopnice in podeste. Na nivojih etaž obstoječega objekta sem povezal zunanje stebre s »horizontalnimi obroči«, notranje stebre pa sem povezal na nivojih podestov. Na treh stranicah notranjih stebrov in zunanjih stebrov sem napeljal vertikalna povezja, s čimer sem zagotovil uspešen prenos horizontalnih sil do točkovnih temeljev. Takšna zasnova konstrukcije požarnega stopnišča z dvigalom odlično prenese horizontalne obremenitve. Za risanje dispozicijskih načrtov in detajlov spoja sem si pomagal s programoma AutoCad 2012 in Tekla Structures.

Tekom diplomskega dela, ko sem se srečaval z različnimi problemi, sem še nadgradil znanje o projektiranju po Eurocode standardih, razumevanju obnašanja jeklenih konstrukcij in dimenzioniranju različnih spojev. Zraven sem še poglobil znanja za posamezne programe, kot so Scia Engineer, AutoCad in Excel, na novo pa sem se spoznal s Teklo Structures, ki mi bo gotovo še prav prišla na moji karierni poti.

## VIRI:

API, d.o.o. 2008. Rekonstrukcija in sprememba namembnosti podstrehe, dozidava objekta. Tehnično poročilo. Ljubljana, 463/723: 15 str.

Agencija Republike Slovenije za okolje (ARSO). 2014. Potresi  
[http://www.arso.gov.si/potresi/potresna%20nevarnost/karta\\_mikrorajonizacije\\_lj.html](http://www.arso.gov.si/potresi/potresna%20nevarnost/karta_mikrorajonizacije_lj.html)  
(Pridobljeno 3. 12. 2014.)

Beg, D. 2010. Projektiranje jeklenih konstrukcij v skladu z Evrokodom 3 – kratek povzetek. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: 113 str.

Beg, D.(ur.), Pogačnik, A.(ur.). 2009. Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po Evrokod standardih. Ljubljana, Inženirska zbornica Slovenije: 1077 str.

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

Karta potresne nevarnosti. 2014.  
[http://www.arso.gov.si/potresi/potresna%20nevarnost/projektne\\_pospesek\\_tal.jpg](http://www.arso.gov.si/potresi/potresna%20nevarnost/projektne_pospesek_tal.jpg)  
(Pridobljeno 7. 9. 2014.)

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

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

SIST EN 1991-1-3:2004%A101. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-3. del: Splošni vplivi – Obtežba snega – Nacionalni dodatek.

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

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

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

SIST EN 1993-1-8:2005. Evrokod 3: Projektiranje jeklenih konstrukcij – 1-8. del: Projektiranje spojev.

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

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

The Steel Construction Institute, The British Constructional Steelwork Association. 2014. Joints in steel construction . Simple Joints to Eurocode 3. Berkshire SL57QN, London SW1A2ES: 270 str.

[https://www.google.si/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=1&ved=0CB4QFjAA&url=http%3A%2F%2Fwww.steelconstruction.org%2Fcomponent%2Fdocuments%2F%3Ftask%3DdownloadDocument%26doc%3D73445%26file%3D92465&ei=JGf8VJH\\_OIOR7Abf-oGgDA&usq=AFQjCNFQOsEtAjKWTvbIOUUh8bDxDiyayQ&sig2=ulyURHPptn8iSOTkNpMV Dg&bvm=bv.87611401,d.ZGU&cad=rja](https://www.google.si/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=1&ved=0CB4QFjAA&url=http%3A%2F%2Fwww.steelconstruction.org%2Fcomponent%2Fdocuments%2F%3Ftask%3DdownloadDocument%26doc%3D73445%26file%3D92465&ei=JGf8VJH_OIOR7Abf-oGgDA&usq=AFQjCNFQOsEtAjKWTvbIOUUh8bDxDiyayQ&sig2=ulyURHPptn8iSOTkNpMV Dg&bvm=bv.87611401,d.ZGU&cad=rja) (Pridobljeno 14. 10. 2014.)

The Steel Construction Institute, The British Constructional Steelwork Association. 2014. Joints in steel construction. Moment – resisting joints to Eurocode 3. Berkshire SL57QN, London SW1A2ES: 163 str.

[https://www.google.si/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=1&ved=0CB4QFjAA&url=http%3A%2F%2Fwww.steelconstruction.org%2Fcomponent%2Fdocuments%2F%3Ftask%3DdownloadDocument%26doc%3D73445%26file%3D92465&ei=JGf8VJH\\_OIOR7Abf-oGgDA&usq=AFQjCNFQOsEtAjKWTvbIOUUh8bDxDiyayQ&sig2=ulyURHPptn8iSOTkNpMV Dg&bvm=bv.87611401,d.ZGU&cad=rja](https://www.google.si/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=1&ved=0CB4QFjAA&url=http%3A%2F%2Fwww.steelconstruction.org%2Fcomponent%2Fdocuments%2F%3Ftask%3DdownloadDocument%26doc%3D73445%26file%3D92465&ei=JGf8VJH_OIOR7Abf-oGgDA&usq=AFQjCNFQOsEtAjKWTvbIOUUh8bDxDiyayQ&sig2=ulyURHPptn8iSOTkNpMV Dg&bvm=bv.87611401,d.ZGU&cad=rja) (Pridobljeno 14. 10. 2014.)

**PRILOGE:**

- Priloga P1: Streha – detajlni izpisi statičnih izračunov in kontrol elementov – analiza MSN
- Priloga P2: Požarno stopnišče – statični izračuni za analizo MSN
- Priloga P3: Požarno stopnišče – statični izračuni za potresno analizo
- 
- Priloga C1: Streha – tloris in prerezi
- Priloga C2: Detajl: Momentni spoj – spoj A
- Priloga C3: Detajl: Členkasti spoj – spoj G
- Priloga C4: Detajl: Členkasti spoj – spoj E
- Priloga C5: Detajl: Členkasti spoj – spoj C
- Priloga C6: Požarno stopnišče – 3D pogled
- Priloga C7: Požarno stopnišče – Tloris in prerezi
- Priloga C8: Detajl: Momentni spoj – spoj K
- Priloga C9: Detajl: Členkasti spoj – spoj M
- Priloga C10: Detajl: Členkasti spoj – spoj I
- Priloga C11: Detajl: Momentni spoj – spoj O