

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:

Legen, M., 2013. Požarna odpornost jeklene poslovne stavbe. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Beg, D., somentor Sinur, F.): 39 str.

Datum arhiviranja: 05-23-2014

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:

Legen, M., 2013. Požarna odpornost jeklene poslovne stavbe. B.Sc. Thesis. Ljubljana, University of Ljubljana, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Beg, D., co-supervisor Sinur, F.): 39 pp.

Archiving Date: 05-23-2014

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

PRVOSTOPENJSKI
ŠTUDIJSKI PROGRAM
GRADBENIŠTVO (UN)
KONSTRUKCIJSKA SMER

Kandidat:

MIHAEL LEGEN

POŽARNA ODPORNOST JEKLENE POSLOVNE STAVBE

Diplomska naloga št. : 70/B-GR

FIRE DESIGN OF STEEL OFFICE BUILDING

Graduation thesis No.: 70/B-GR

Mentor:

prof. dr. Darko Beg

Somentor:

asis. dr. Franc Sinur

Predsednik komisije:

izr. prof. dr. Janko Logar

Ljubljana 25. 09. 2013

IZJAVA

Podpisani Mihael Legen izjavljam, da sem avtor diplomskega dela z naslovom »Požarna odpornost jeklene poslovne stavbe«.

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

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

Ljubljana, 19. 9. 2013

Mihael Legen

ZAHVALA

Zahvalil bi prof. dr. Darko Begu in njegovemu asistentu dr. Francu Sinurju za pomoč in potrpežljivost, ki sta mi jo izkazala pri nastanku te diplomske naloge.

Zahvalil bi se tudi svoji družini, ki me je vsa leta študija podpirala, še posebej staršema, ki sta me finančno podpirala in motivirala, ko so prišle težave.

BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK:	614.84:624.014.2(043.2)
Avtor:	Mihael Legen
Mentor:	prof. dr. Darko Beg
Somentor:	asist. dr. Franc Sinur
Naslov:	Požarna odpornost jeklene poslovne stavbe
Tip dokumenta:	Dipl. nal.–UNI
Obseg in oprema:	39 str., 10 pregled., 25 slik, 1 priloga
Ključne besede:	Jeklene konstrukcije, požarna analiza, požarna odpornost, poenostavljena računska metoda

Izvleček

V diplomski nalogi je predstavljena statična analiza dvoetažne jeklene pravokotne poslovne stavbe. Konstrukcijo objekta sestavljajo momentni okvirji v obe smeri, ki so sestavljeni iz dvojnih HEB stebrov in IPE nosilcev. Notranje sile so določene z globalno elastično analizo z upoštevanjem teorije II. reda in globalnih začetnih nepopolnosti. Nosilnosti elementov, prerezov in spojev so dimenzionirani na mejno stanje nosilnosti, mejno stanje uporabnosti, potresno in požarno nezgodno stanje. Za določanje notranjih statičnih količin je uporabljen program SCIA Engineer.

Največji poudarek diplomske naloge je na določanju požarne odpornosti jeklene stavbe po poenostavljeni metodi iz standarda SIST EN 1993-1-2. Nosilnost elementov je analizirana pri zahtevani odpornosti R30. S pomočjo nomogramov so določene temperature v jeklenem prerezu in nato odčitani redukcijski faktorji nosilnosti. Na koncu diplomske naloge so prikazani še načini požarne zaščite, ter postopki določitve požarne odpornosti pri požarno zaščitenih jeklenih elementih po poenostavljeni metodi.

BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION

UDC: 614.84:624.014.2(043.2)
Author: Mihael Legen
Supervisor: Prof. X. Darko Beg, Ph.D
Cosupervisor: assist. prof. Franc Sinur, Ph.D.
Title: Fire design of steel office building
Notes: 39 p., 10 tab., 25 fig, 1 ann.
Document type: Graduation Thesis – University studies
Key words: Steel construction, fire analysis, fire resistance, simplified numerical method

Astract

In this graduation thesis the static analysis of a duplex rectangle business building made of steel moment resisting frames in both directions is done. The columns are made of double HEB profiles and beams of IPE profiles. The global analysis was performed taking into account II. order analysis and initial geometric imperfections. For this purpose SCIA Engineer was used. The design of elements, cross-sections and joints was done for the ultimate limit state, serviceability limit state and for the earthquake and fire design situation.

The main focus in this work was to determine fire resistance of the steel building through simplified method of standard SIST EN 1993-1-2. Capacity of elements was analysed for requested resistance R30. Using nomographic charts the temperatures in steel section and the reduction factor for capacity were determined. Finally, to resist the forces for the fire design situation, the fire protection of the steel elements was determined.

KAZALO VSEBINE

	UVOD	1
1	TEHNIČNO POROČILO	2
1.1	Osnovni podatki	2
1.2	Zasnova stavbe in nosilna konstrukcija	2
1.3	Stene, stropi in tla	3
1.4	Prenos obtežbe	3
1.5	Materiali nosilne konstrukcije	3
2	OBTEŽBA	5
2.1	Lastna teža in stalna obtežba	5
2.2	Koristna obtežba	6
2.3	Obtežba snega	6
2.4	Obtežba vetra	7
2.4.1	Osnovna hitrost vetra	7
2.4.2	Tlak vetra na zunanje ploskve	7
2.4.3	Obtežba na streho	8
2.4.4	Obtežba na zunanje stene	9
2.5	Obtežne kombinacije in faktorji	10
2.5.1	Varnostni faktorji	11
2.5.2	Obtežne kombinacije	11
3	DIMENZIONIRANJE	13
3.1	Dimenzioniranje AB plošče	13
3.1.1	Obtežba in notranje sile	13
3.1.2	Dimenzioniranje plošče	14
3.2	Dimenzioniranje sekundarnih nosilcev	15
3.2.1	Obtežba in notranje sile	15
3.2.2	Nosilnost prereza	16

3.2.3	Nosilnost elementa	17
3.3	Dimenzioniranje primarnih nosilcev	17
3.3.1	Obtežbe in obtežne kombinacije	18
3.3.2	Nosilnost prereza	19
3.3.3	Nosilnost elementa	20
3.4	Dimenzioniranje stebrov	21
3.4.1	Nosilnost prereza	21
3.4.2	Nosilnost elementa	21
3.5	Kontrola pomikov v mejnem stanju uporabnosti	22
3.6	Kontrola potresne odpornosti	23
3.6.1	Določitev potresnih sil	23
3.6.2	Dimenzioniranje na potresno obtežbo	26
3.7	Dimenzioniranje momentnega spoja prečka – steber	28
3.7.1	Natezna nosilnost vijaka	29
3.7.2	Strižna nosilnost vijaka	29
3.7.3	Kontrola proti preboju pločevine	30
3.7.4	Kontrola bočnih pritiskov	30
3.7.5	Kontrola nosilnosti stojine stebra v področju spoja	30
3.7.6	Kontrola stebra v strigu	30
3.7.7	Kontrola zvarov	30
4	POŽARNA ODPORNOST KONSTRUKCIJE	32
4.1	Nosilnost	32
4.2	Nosilnost sekundarnega nosilca	33
4.3	Nosilnost primarnega nosilca	35
4.4	Nosilnost stebra	37
5	ZAKLJUČEK	38
	VIRI	39

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 2-1: Stalna obtežba strehe	5
Preglednica 2-2: Stalna obtežba medetaže	5
Preglednica 2-3: Obtežba fasade	6
Preglednica 2-4: Oblikovni koeficient obtežbe snega	6
Preglednica 2-5: Pritiski vetra na streho	8
Preglednica 2-6: Pritiski vetra na stene	10
Preglednica 2-7: Varnostni faktorji vplivov	11
Preglednica 2-8: Pomožni faktorji	11
Preglednica 3-1:Hahnove tabele po Czerny	14
Preglednica 4-1: Potrebna požarna odpornost stavb	32

KAZALO SLIK

Slika 1: Zasnova konstrukcije - tloris	2	
Slika 2: Zasnova konstrukcije - prereza	3	
Slika 3: Faktor izpostavljenosti	8	
Slika 4: Razdelitev ravne strehe na področja	9	
Slika 5: Razporeditev pritiskov vetra	9	
Slika 6: Razdelitev sten na področja	9	
Slika 7: Prikaz razporeditve karakterističnih obtežb (K1, K2 in K3)	12	
Slika 8: Prerez filigan plošč	13	
Slika 10: Prikaz modela sekundarnih nosilcev obteženih z koristno	15	
Slika 11: Momenti sekundarnega nosilca	Slika 12: Prečne sile sekundarnega nosilca	16
Slika 13: Računski model sekundarnega nosilca	17	
Slika 14: Računski model za okvir v smeri X	18	
Slika 15: Računski model za okvir v smeri Y	18	
Slika 16: Stalna obtežba na okvir	19	
Slika 17: Momenti primarnega nosilca	19	
Slika 18: Osne sile primarnega nosilca	19	
Slika 19: Osne sile stebra	21	
Slika 20: Pomiki Uz	22	
Slika 21: Pomiki Ux	22	
Slika 22: Spekter pospeškov	25	
Slika 23: Razporeditev vijakov in sil	29	
Slika 24: Nomogram za zaščitene in nezaščitene elemente	33	
Slika 25: Redukcijski faktorji	34	

UVOD

V diplomski nalogi je obravnavana statična analiza in dimenzioniranje dvoetažne jeklene poslovne stavbe v skladu z aktualnimi predpisi Evrokod standardi. Naloga vsebuje dimenzioniranje vseh elementov konstrukcije na MSN, MSU, potresno analizo, največji poudarek pa je na dimenzioniranju požarne odpornosti stavbe.

V diplomski nalogi so upoštevani slovenski standardi SIST EN 1990, SIST EN 1991, SIST EN 1992, SIST EN 1993 in SIST EN 1998. Večina izračunov je narejenih po enostavnih metodah brez programskega orodja. Program SCIA Engineer je uporabljen za izračun notranjih statičnih količin ravninskega okvirja in analizo globalne stabilnosti konstrukcije. Pri določanju notranjih statičnih količin sekundarnih nosilcev sem si pomagal še s programskim orodjem za dimenzioniranje SAP 2000.

Potek dimenzioniranja poteka po vrstnem redu od sekundarnih nosilnih elementov do primarnih. Najprej je prikazano dimenzioniranje AB plošče, nato dimenzioniranje jeklenih sekundarnih I profilov in na koncu analiza na osnovi primarnih nosilnih elementov za vsa mejna stanja glede na obtežbe in obtežne kombinacije določene po standardu SIST EN 1990 in SIST EN 1991. Prikazan je še postopek izračuna detajla momentnega spoja med stebrom in prečko.

Največji poudarek diplomske naloge je na dimenzioniranju požarne odpornosti stavbe. Analiza požarne odpornosti je narejena po enostavni računski metodi po standardu SIST EN 1993-1-2. Cilj požarne analize je bil določitev odpornosti elementov stavbe pri nižanih karakteristikah materiala. Na koncu so predstavljene še metode izboljšanja požarne varnosti in postopki za analizo požarno zaščitenih jeklenih elementov.

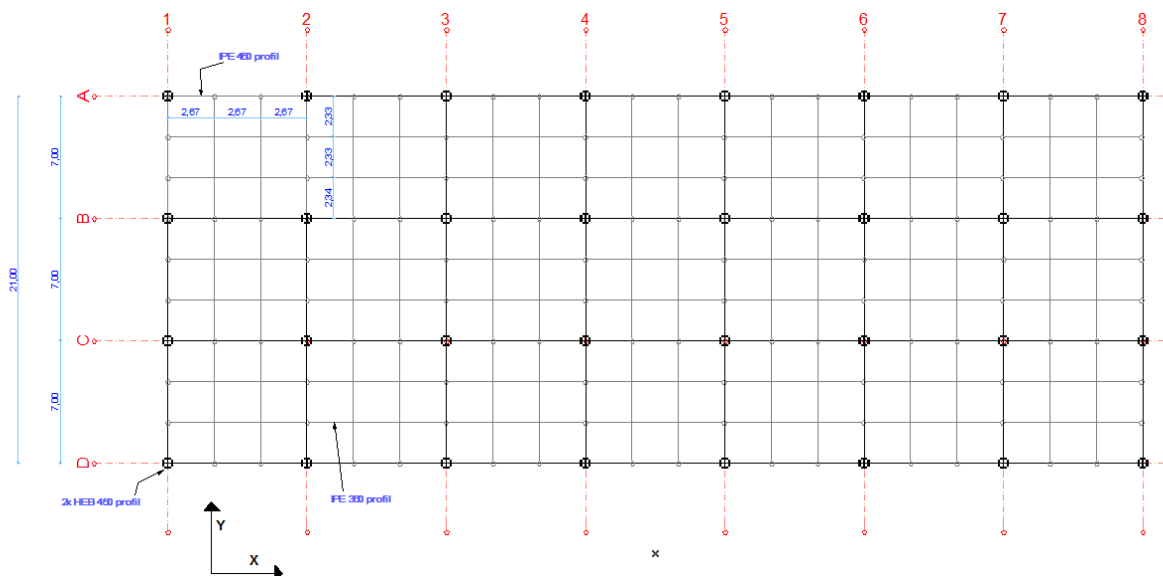
1 TEHNIČNO POROČILO

1.1 Osnovni podatki

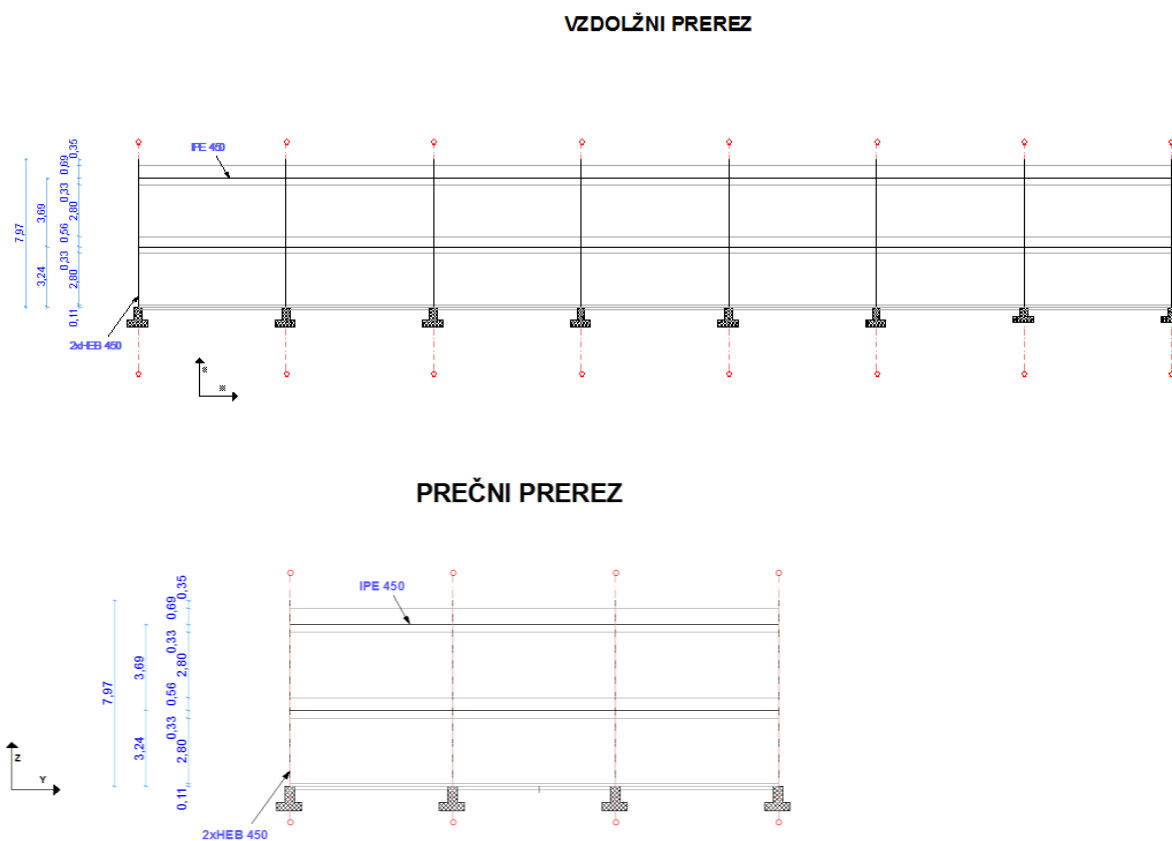
Lokacija stavbe je Maribor. Objekt je pravokoten, tlorisnih dimenzij 21x56 m. Obravnavan poslovni objekt sestavlja poleg pritličnega prostora še ena etaža. Vsaka etaža ima velikost bruto tlorisne površine 1220,5 m². V pritličju je predvidena izgradnja prodajno-poslovnih prostorov, v 1. nadstropju pa le poslovnih prostorov. Objekt zajema prostore: pisarne, sanitarije, stopnišče, garderoba, kuhinja, bife, avla, kongresna soba, prodajalne, skladišča in shramba. Streha na kateri je predvidena letna terasa je ravna in pohodna. Ovoj stavbe predstavlja steklena fasada pritrjena na primarno nosilno konstrukcijo.

1.2 Zasnova stavbe in nosilna konstrukcija

Vertikalno nosilno konstrukcijo stavbe predstavljajo dvojni primarni jekleni stebri HEB 450 na medosni razdalji 8 m v X smeri, ter 7 m v Y smeri. Potekajo kontinuirno po celotni višini stavbe, ki je 7,97 m. Horizontalno nosilno konstrukcijo predstavljajo primarni jekleni nosilci IPE 450 dolžine 8 m v X smeri in 7 m v Y smeri. Stebri in nosilci so skupaj povezani v jeklen momentni okvir, kar pomeni, da so stiki nosilcev in stebrov izvedeni kot momenti spoj. Nosilne elemente medetaže in strehe predstavljajo IPE 330 nosilci, dolžin 8 in 7 m, ki so povezani v brano in montažne AB filigran plošče debeline 10 cm, ki so nosilne v obe smeri. Sekundarni nosilci so na primarne priključeni kot členkasti. Vsi spoji so montažni. Zasnova konstrukcije je prikazana v prilogi 1.



Slika 1: Zasnova konstrukcije - tloris



Slika 2: Zasnova konstrukcije - prereza

1.3 Stene, stropi in tla

Svetla višina poslovnih in prodajnih prostorov je 2,8 m, garderobe in sanitarije imajo svetlo višino 2,6m. Predelne stene so izvedene z montažnimi mavčno-kartonskih ploščami in hladnovaljanimi profili. Glajene so z izravnalno maso in finalno poslikane s poldisperzijskimi barvami. Stropi so montažni spuščeni sistem Knauf D11. Tla poslovnih in prodajnih prostorov so iz 2 cm debelih plošč umetnega kamna bele barve, v sanitarijah so položene keramične ploščice po tleh in stenah, v garderobi in kuhinji pa je položen ladijski pod.

1.4 Prenos obtežbe

Navpična obtežba se s strehe in medetažnih konstrukcij prenaša preko stebrov v točkovne AB temelje in nato v nosilna tla. Horizontalno obtežbo zaradi vetra in potresa prevzemajo momentni okvirji.

1.5 Materiali nosilne konstrukcije

Za AB ploščo se uporabi:

- Beton C25/30: $f_{ck} = 2,5 \text{ kN/cm}^2$, $E_{cm} = 3100 \text{ kN/cm}^2$, $f_{ctm} = 0,26 \text{ kN/cm}^2$
- Jeklo za armaturo (rebraste armaturne mreže) S500: $f_{yk} = 50 \text{ kN/cm}^2$

Za jeklene nosilne elemente:

- Jeklo S275: $f_y = 27,5 \text{ kN/cm}^2$, $f_u = 43,0 \text{ kN/cm}^2$

2 OBTEŽBA

Obtežbe delimo na stalne in spremenljive. Stalno obtežbo predstavljajo lastne teže elementov, spremenljive pa koristne obtežbe, obtežba snega in vetra.

2.1 Lastna teža in stalna obtežba

Spodaj so navedene lastne teže elementov, ki so:

- Primarni nosilec IPE 450, masa = 77,6 kg/m
- Primarni nosilec HEB 450, masa = 171,0 kg/m

Preglednica 2-1: Stalna obtežba strehe

<i>Ravna pohodna streha</i>			
Stalna obtežba	<i>Višina sloja [m]</i>	<i>Specifična teža [kN/m³]</i>	<i>Obtežba [kN/m²]</i>
<i>Betonske plošče</i>	0,04	24	0,96
<i>Mivka</i>	0,02	19	0,38
<i>Cementni estrih</i>	0,04	24	0,96
<i>Hidroizolacija</i>	0,01		0
<i>EPS</i>	0,15	1,5	0,23
<i>AB plošča</i>	0,1	25	2,5
<i>Spuščen strop Knauf</i>	0,15		0,15
SKUPAJ	0,51		5,18
<i>Obtežba sek. nosilca</i>			
Teža sek. nosilca	<i>Višina [m]</i>	<i>Masa [kg/m]</i>	<i>Teža [kN/m]</i>
<i>Ipe 330</i>	0,33	49,1	0,491
SKUPAJ	0,84		

Preglednica 2-2: Stalna obtežba medetaže

<i>Medetaža</i>			
Stalna obtežba	<i>Višina sloja [m]</i>	<i>Specifična teža [kN/m³]</i>	<i>Obtežba [kN/m²]</i>
<i>Kamen</i>	0,02	28	0,56
<i>Cementni estrih</i>	0,06	24	1,44
<i>EPS-izolacija</i>	0,05	1	0,05
<i>AB plošča</i>	0,1	25	2,5
<i>Spuščen strop Knauf</i>	0,15		0,15
<i>Predelne stene</i>			0,8
Skupaj	0,38		5,5
Teža sek. nosilca	<i>Višina [m]</i>	<i>Masa [kg/m]</i>	<i>Teža [kN/m]</i>
<i>Ipe 330</i>	0,33	49,1	0,491
Skupaj	0,71		

Preglednica 2-3: Obtežba fasade

Obtežba fasade	Obtežba (kN/m ²)
Fasadne plošče	0,5
Fasadna podkonstrukcija	0,2
Skupaj	0,7

2.2 Koristna obtežba

Koristna obtežba je posledica obtežb, ki jo povzročajo ljudje, vozila, stvari (stene, pohištvo, skladišča..) stroji in žerjavi. Zaradi svoje premičnosti, je potrebno vedno upoštevati kritični obtežni primer. Standard določa velikosti obtežbe, glede na namembnost objekta.

Prostori so pretežno namenjeni pisarnam, ki spadajo v kategorijo površine B po SIST EN 1991-1-1. Za to kategorijo je predpisana koristna obtežba 2,0 – 3,0 kN/m². Upoštevamo koristno obtežbo 3,0 kN/m².

Ravna pohodna streha spada v kategorijo površine I – strehe za uporabo v skladu s kategorijami A do H. Upoštevamo koristno obtežbo 3,0 kN/m².

2.3 Obtežba snega

Sneg se upošteva kot spremenljiva obtežba in se določi po standardu 1991-1-3, ter je podana z enačbo:

$$S = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k \quad (3.1)$$

μ_i oblikovni koeficient obtežbe snega (upoštevamo vrednost 0,8 za ravne strehe)

Preglednica 2-4: Oblikovni koeficient obtežbe snega (SIST EN 1991-1-3:2004, str. 15)

naklon strehe α	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha > 60^\circ$
μ_1	0,80	$0,8(60-\alpha)/30$	0,00
μ_2	$0,8 + 0,8 \alpha/30$	1,60	-

s_k karakteristična obtežba snega na tleh (objekt se nahaja na območju A2 na nadmorski višini 273m)

C_e koeficient izpostavljenosti (upoštevamo vrednost 1,0 za običajen teren)

C_t toplotni koeficient (upoštevamo priporočeno vrednost 1,0)

$$S_k = 1.293 \left[1 + \left(\frac{A}{728} \right)^2 \right] = 1.293 \left[1 + \left(\frac{273}{728} \right)^2 \right] = 1,475 \frac{kN}{m^2}$$

$$S = 0,8 \cdot 1,475 \cdot 1 \cdot 1 = 1,180 \frac{kN}{m^2}$$

2.4 Obtežba vetra

Obtežba vetra je spremenljiv vpliv in deluje kot tlak ali srk na ovoj konstrukcije in pri odprti konstrukciji tudi na notranje elemente, vendar pri mojem objektu predpostavimo, da je zaprt in lahko vpliv na notranjost zanemarimo. Obtežbo vetra določimo po standardu SIST EN 1991-1-3.

2.4.1 Osnovna hitrost vetra

$$v_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot v_{b,0} \quad (3.2)$$

$$v_b = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 20 \text{ m/s} = 20 \text{ m/s}$$

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

$v_{b,0}$ temeljna vrednost osnovne hitrosti vetra (določimo s pomočjo Nacionalnega dodatka k SIST EN 1991-1-4 in je v našem primeru enaka 20m/s za cono 1, pod 800 m nadmorske višine)

C_{dir} smerni faktor (upoštevamo priporočeno vrednost 1,0)

C_{season} faktor letnega časa (upoštevamo priporočeno vrednost 1,0)

2.4.2 Tlak vetra na zunanje ploskve

Izračunamo z izrazom:

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} \quad (3.3)$$

q_p največji tlak pri sunkih vetra

z_e referenčna višina za zunanji tlak

c_{pe} koeficient zunanjega tlaka

Največji tlak izračunamo:

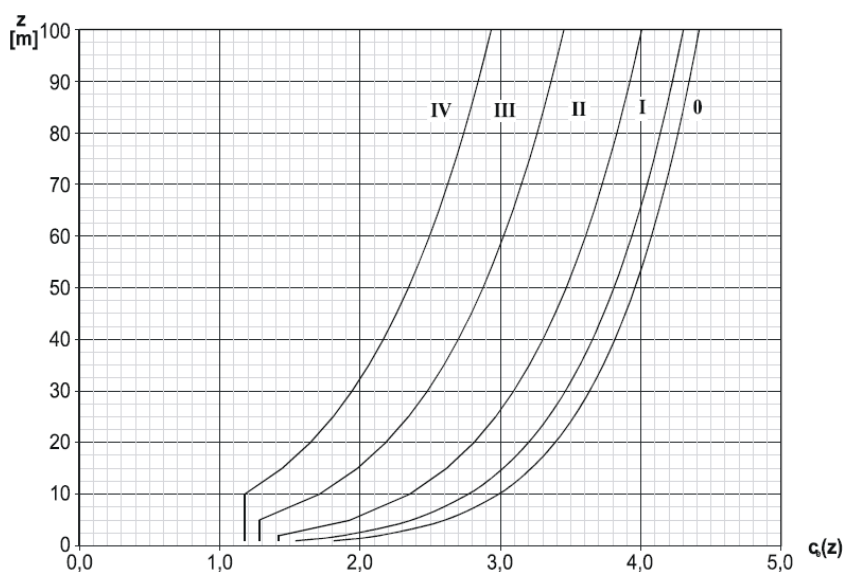
$$q_p(z) = c_e(z) \cdot q_b = 1,18/m^2 \cdot 0,25 \text{ kN} = 0,295 \text{ kN/m}^2, \text{ kjer je}$$

– $c_e(z)$ faktor izpostavljenosti (odčitamo iz preglednice 3-5 za višino $z = 7,35\text{m}$ in krivuljo terena 4 – mesto) = $1,18/m^2$

– q_b osnovni tlak vetra, ki ga izračunamo:

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

ρ gostota zraka = $1,25 \text{ kg/m}^3$



Slika 3: Faktor izpostavljenosti (SIST EN 1991-1-4:2005, str. 20)

Koeficient zunanje tlaka c_{pe} je odvisen od velikosti površine na katero deluje obtežba. Ker obravnavamo globalno delovanje obtežbe, presegajo vse površine velikost 10m^2 , zato je uporabljen le koeficient $c_{pe,10}$.

2.4.3 Obtežba na streho

Upoštevamo kriterije iz standarda SIST EN 1991-1-3 za ravno streho ($\alpha = 4^\circ$), ki je razdeljena na cone. Komponento e določimo kot:

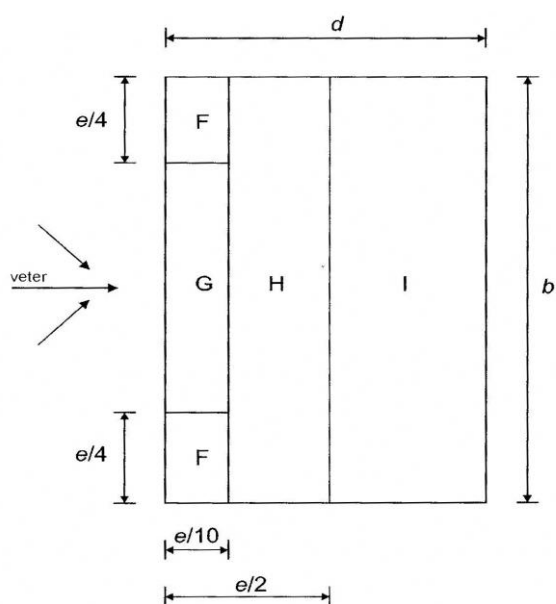
$$e = \min \left\{ \frac{b}{2h} \right\}; e = 14,7 \text{ m}$$

Upoštevamo še višino parapeta $h_p = 0,35 \text{ m}$ in dobimo rezultate za referenčno višino $h = z_e$:

Preglednica 2-5: Pritiski vetra na streho

Cona	C_{pe}	$q_p \text{ (kN/m}^2\text{)}$	$w_e = C_{pe} * q_p \text{ (kN/m}^2\text{)}$
F	-1,56	0,295	-0,4602
G	-0,9	0,295	-0,2655
H	-0,7	0,295	-0,2065
I	-0,2	0,295	-0,059
I'	0,2	0,295	0,059

- srki, + pritisk



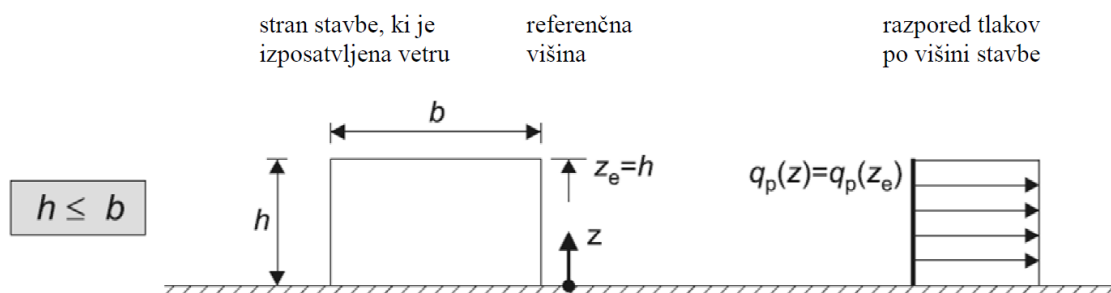
Smer delovanja vetra:

- X; $e = 14,7 \text{ m}$, $b = 21 \text{ m}$, $d = 56 \text{ m}$,
 $e/10 = 1,44 \text{ m}$, $e/2 = 7,35 \text{ m}$, $e/4 = 3,68 \text{ m}$
- Y; $e = 14,7 \text{ m}$, $b = 56 \text{ m}$, $d = 21 \text{ m}$,
 $e/10 = 1,44 \text{ m}$, $e/2 = 7,35 \text{ m}$, $e/4 = 3,68 \text{ m}$

Slika 4: Razdelitev ravne strehe na področja (SIST EN 1991-1-4:2005, str. 32)

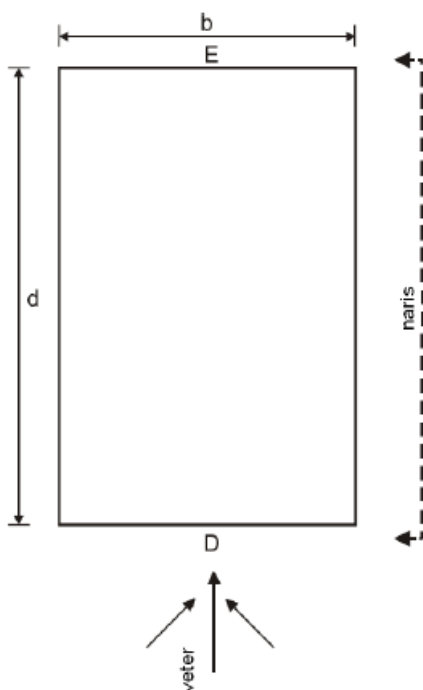
2.4.4 Obtežba na zunanje stene

Zaradi dolge in nizke stavbe je potek horizontalnih obtežb (pritisikov) zaradi vetra na zunanje stene enakomeren:

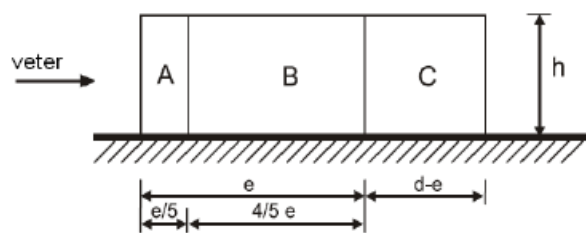


Slika 5: Razporeditev pritiskov vetra (SIST EN 1991-1-4; str.29)

Tloris:



Naris za $e < d$:



Delovanje vetra v smeri:

Slika 6: Razdelitev sten na področja (SIST EN 1991-1-4;2005, str. 30)

- X; e = 14,7 m, b = 21 m, d = 56 m,
e/5 = 2,94 m, 4/5 e = 11,76 m,
d - e = 41,3m
- Y; e=14,7 m, b = 56 m, d = 21 m,
e/5 = 2,94m, 4/5e = 11,76 m, d - e = 6,3 m

Preglednica 2-6: Pritiski vetra na stene

Cona	Cpe	qp (kN/m ²)	we=Cpe*qr (kN/m ²)
A	-1,2	0,295	-0,354
B	-0,8	0,295	-0,236
C	-0,5	0,295	-0,1475
D	0,7	0,295	0,2065
E	-0,3	0,295	-0,0885

- srki, + pritisk

Sile vetra na konstrukcijo zaradi trenja zanemarimo, saj imajo zaradi steklene fasade in majhnega trenja zelo majhen vpliv.

2.5 Obtežne kombinacije in faktorji

V diplomski nalogi so uporabljene obtežne kombinacije za mejna stanja nosilnosti, ki se nanašajo na varnost ljudi, njihova prekoračitev pa pomeni odpoved konstrukcije, elementa konstrukcije ali prereza.

Osnovna obtežna kombinacija:

$$\sum \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (3.4)$$

Nezgodna obtežna kombinacija:

$$\sum G_{k,j} + A_k + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (3.5)$$

Kombinacije za mejna stanja uporabnosti so namenjena ugotavljanju delovanja konstrukcije, videzu konstrukcije in udobju ljudi, ki konstrukcijo uporabljajo. V diplomski nalogi je uporabljena:

$$\text{Pogosta obtežna kombinacija: } \sum G_{k,j} + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (3.7)$$

$G_{k,j}$ karakteristična vrednost stalnega vpliva

$Q_{k,1}$ karakteristična vrednost prevladujočega spremenljivega vpliva

$Q_{k,j}$ karakteristična vrednost spremljajočega spremenljivega vpliva

ψ_0 faktor za karakteristično vrednost spremenljivega vpliva

- ψ_1 faktor za pogosto vrednost spremenljivega vpliva
 ψ_2 faktor za navidezno stalno vrednost spremenljivega vpliva
 A_k karakteristična vrednost nezgodnega vpliva

2.5.1 Varnostni faktorji

Uporabljeni so varnostni faktorji po standardu SIST EN 1990 in velja:

$$F_d = \gamma_F \cdot F_{rep} \quad (3.8)$$

- F_d projektna vrednost vpliva
 γ_F varnostni faktor
 F_{rep} reprezentativna vrednost vpliva

Preglednica 2-7: Varnostni faktorji vplivov

	MSN		MSU		Nezgodna	
Osnovna:	γ_g	γ_Q	γ_g	γ_Q	γ_g	γ_Q
ugoden vpliv	1,0	0,0	1,0	0,0	1,0	1,0
neugoden vpliv	1,35	1,50	1,0	1,0		

Za pomožne faktorje se za poslovno stavbo upošteva vrednosti:

Preglednica 2-8: Pomožni faktorji

	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Koristna obtežba:			
pisarne	0,7	0,5	0,3
Veter	0,6	0,2	0,0
Sneg:			
pod 1000 m n.v.	0,5	0,2	0,0

2.5.2 Obtežne kombinacije

Z upoštevanjem vseh varnostnih faktorjev in obtežnih kombinacij dobimo obtežne kombinacije za stavbo:

Mejno stanje nosilnosti (koristna obtežba prevladujoč vpliv)

- I. MSN $[1,35 (L+S) + 1,5 (K + 0,6W + 0,5 S_n)]$ - spremenljive obtežbe upoštevane kot žive (program sam določi razvrstitev)
- II. MSN1 $[1,35 (L+S) + 1,5 (K_1 + 0,6W_1 + 0,5 S_{n1})]$ - spremenljiva obtežba povsod

- III. MSN2 $[1,35 (L+S) + 1,5 (K_2 + 0,6W_1 + 0,5 S_{n2})]$ - spremenljiva obtežba kot šahovnica
- IV. MSN3 $[1,35 (L+S) + 1,5 (K_3 + 0,6W_1 + 0,5 S_{n3})]$ - spremenljiva obtežba na sosednjih poljih

Mejno stanje uporabnosti (koristna obtežba prevladujoč vpliv)

- I. MSU $[1,0 (L+S) + 0,5K]$
- II. MSU1 $[1,0 (L+S) + 0,5K_1]$
- III. MSU2 $[1,0 (L+S) + 0,5K_2]$
- IV. MSU3 $[1,0 (L+S) + 0,5K_3]$

Potresna obtežna kombinacija

- I. P $[1,0 (L+S) + 1,0A_{ed} + 0,3K]$ kjer upoštevamo, da potresni vpliv naenkrat deluje v obeh smereh in ga upoštevamo:

$$1,0 E_x + 0,3 E_y$$

$$1,0 E_y + 0,3 E_x$$

Požarna obtežna kombinacija

- I. Fi $[1,0 (L+S) + 0,5K]$
- II. Fi1 $[1,0 (L+S) + 0,5K_1]$
- III. Fi2 $[1,0 (L+S) + 0,5K_2]$
- IV. Fi3 $[1,0 (L+S) + 0,5K_3]$

L lastna teža

S stalna obtežba

K karakteristična obtežba

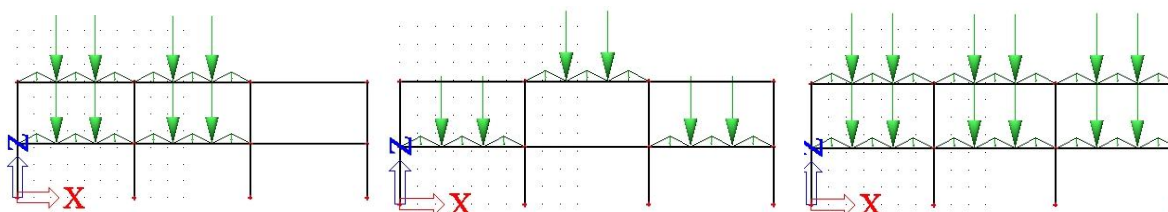
W obtežba vetra

S_n obtežba snega

A_{ed} potresna obtežba

Pri dimenzioniranju vedno upoštevamo najmanj ugodno kombinacijo.

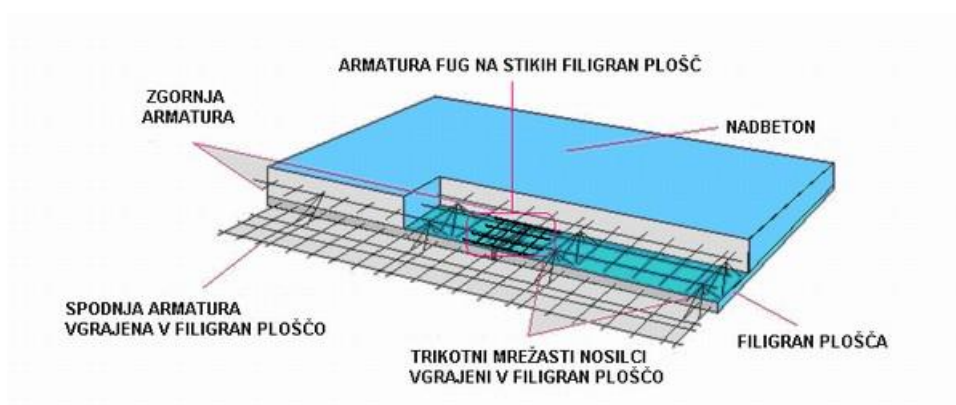
Slika 7: Prikaz razporeditve karakterističnih obtežb (K1, K2 in K3)



3 DIMENZIONIRANJE

3.1 Dimenzioniranje AB plošče

Najprej dimenzioniramo AB plošče, ki se prosto položijo preko sekundarnih bran (obravnavamo kot prostoležečo ploščo) in so dimenzij 2,66 x 2,33 m. Izbrane so montažne plošče Filigan NIVO debeline 6 cm, ki se naknadno zalijejo še s 4 cm betona in s tem povežejo konstrukcijo, da je ta bolj toga. V plošče se po naročilu vgradijo armaturne mreže za spodnjo in zgornjo armaturo. Plošče sestavljajo medetažno konstrukcijo in konstrukcijo ravne pohodne strehe. Za vgrajevanje ni potreben opaz, le delno podpiranje, zato lahko s tem načinom zelo pospešimo gradnjo.



Slika 8: Prerez filigan plošč

3.1.1 Obtežba in notranje sile

Obtežbo strešne plošče sestavljajo: lastna teža plošče, stalna obtežba strehe, koristna obtežba (3,0 kN/m²) – prevladujoč vpliv, obtežba snega in vetra. Najneugodnejša kombinacija je:

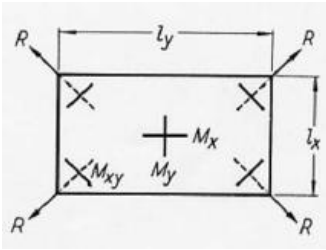
$$q_{ed} = 1,35 \cdot (g_l + g_s) + 1,5 \cdot (q_k + 0,5 g_{sn} + 0,6 g_w) = 1,35 \cdot (2,5 \text{ kN/m}^2 + 2,68 \text{ kN/m}^2) + 1,5 \cdot (3 \text{ kN/m}^2 + 0,5 \cdot 1,18 \text{ kN/m}^2 + 0,6 \cdot 0,21 \text{ kN/m}^2) = 12,56 \text{ kN/m}^2$$

$$g_l \quad \text{lastna teža plošče} = 10 \text{ cm} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 2,5 \text{ kN/m}^2$$

Obtežbo medetažne konstrukcije sestavljajo: lastna teža plošče, stalna obtežba medetažnih elementov, koristna obtežba (3,0 kN/m²). Najneugodnejša kombinacija je:

$$q_{ed} = 1,35 \cdot (g_l + g_s) + 1,5 \cdot q_k = 1,35 \cdot (2,5 \text{ kN/m}^2 + 3,0 \text{ kN/m}^2) + 1,5 \cdot 3 \text{ kN/m}^2 = 11,93 \text{ kN/m}^2$$

Merodajna je obtežba strešne plošče. Ker imamo prostoležečo ploščo jo dimenzioniramo na največji moment, ki ga določimo s pomočjo Hahnovih tabel po Czerny-u.



3-1: Hahnove tabele po Czerny

$\varepsilon =$	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25	1,30	1,35	1,40	1,45	1,50	1,55	1,60	1,80	2,00
m_x	27,2	25,8	24,6	23,7	22,9	22,3	21,8	21,4	21	20,7	20,5	20,4	20,3	20,3	20,8
m_y	27,2	28,9	30,7	32,7	34,9	37,5	40,2	43,0	45,9	48,9	52,0	54,9	57,9	69,3	80,6
m_{xy}	21,6	21,7	21,8	21,9	22,1	22,1	22,7	23,1	23,3	23,9	24,4	24,9	25,4	27,7	30,2

$$\varepsilon = \frac{l_y}{l_x} = \frac{266 \text{ cm}}{233 \text{ cm}} = 1,15$$

$$Kd = qed \cdot l_x \cdot l_y = 12,56 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 2,33 \text{ m} \cdot 2,66 \text{ m} = 78,2 \text{ kN}$$

l_y daljša stranica plošče

l_x krajša stranica plošče

Iz tabel odčitamo

$$M_x = \frac{Kd}{m_{xm}} = \frac{78,2 \text{ kN}}{23,7} = 3,29 \text{ kNm}$$

$$M_y = \frac{Kd}{m_{ym}} = \frac{78,2 \text{ kN}}{32,7} = 2,39 \text{ kNm}$$

$$M_{xy} = \frac{Kd}{m_{xy}} = \frac{78,2}{21,9} = 3,57 \text{ kNm}$$

Za spodnjo natezno armaturo je merodajen večji moment M_x , za zgornjo pa upoštevamo moment M_{xy} .

3.1.2 Dimenzioniranje plošče

Stavba spada v kategorijo 4 in razred X0, zato vzamemo za debelino krovnega sloja $c = 2,5$ cm.

h višina plošče (10 cm)

d statična višina plošče = $h - a = 7$ cm

a razdalja od spodnjega roba plošče do težišča natezne armature

$$kd = \frac{M_{eds}}{\alpha_{cd} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{3,29 \text{ kNm} \cdot 100}{1,67 \cdot 100 \text{ cm} \cdot (7 \text{ cm})^2} = 0,04$$

b širina nosilca (vzamemo za tekoči meter plošče)

Za specifične deformacije $\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_c} = \frac{1\%}{-0,35\%}$ vzamemo

$$k_s = 1,121$$

$$\text{Potrebna spodnja armatura: } A_s = k_s \frac{M_{eds}}{f_{yd} \cdot d} = 1,121 \frac{3,29 \text{ kNm} \cdot 100}{43,47 \text{ kN/cm}^2 \cdot 7 \text{ cm}} = 1,2 \text{ cm}^2$$

Izberemo mrežo Q131. Določimo še zgornjo armaturo.

$$k_d = \frac{M_{eds}}{\alpha_{cd} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{3,57 \text{ kNm} \cdot 100}{1,67 \cdot 100 \text{ cm} \cdot (7 \text{ cm})^2} = 0,044$$

$$k_s = 1,121$$

$$\text{Potrebna zgornja armatura: } A_s = k_s \frac{M_{eds}}{f_{yd} \cdot d} = 1,121 \frac{3,57 \text{ kNm} \cdot 100}{43,47 \text{ kN/cm}^2 \cdot 7 \text{ cm}} = 1,2 \text{ cm}^2$$

Izberemo mrežo Q131.

$$A_{s, \min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b \cdot d \geq 0,0013 \cdot b \cdot d \rightarrow 0,26 \frac{0,26}{500} 100 \cdot 7,5 \geq 0,0013 \cdot 100 \cdot 7,5 \rightarrow A_{s, \min} = 1 \text{ cm}^2$$

Obe armaturi sta večji od minimalne.

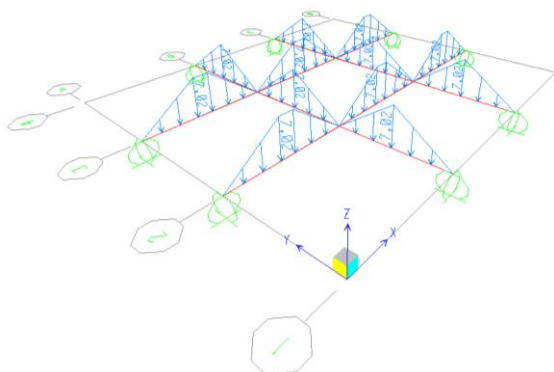
3.2 Dimenzioniranje sekundarnih nosilcev

Sekundarno nosilno konstrukcijo predstavljajo IPE 330 nosilci, na razdalji 2,67 m v X smeri in 2,33 m v Y smeri. Povezani so v brano in spojeni na primarne nosilce s členkastim spojem, zato jih obravnavamo kot prostoležeče.

3.2.1 Obtežba in notranje sile

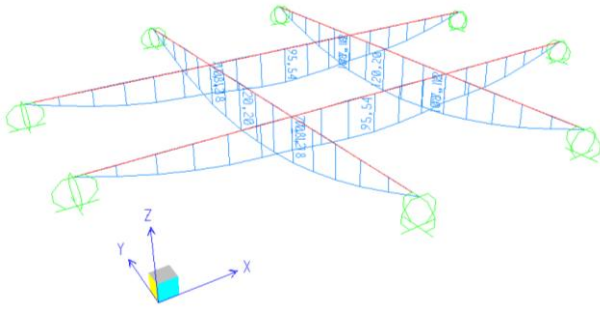
Za dimenzioniranje je merodajen nosilec v smeri X saj je daljši in bolj obremenjen, ter obtežba ravne strehe. Upoštevamo še projektno lastno težo nosilca, ki je:

$$q_{ld} = 0,491 \text{ kN/m} \cdot 1,35 = 0,66 \text{ kN/m}$$

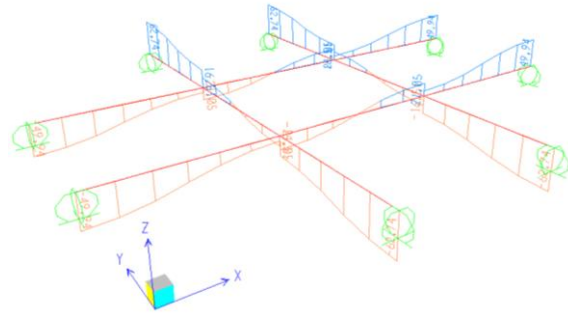


Slika 9: Prikaz modela sekundarnih nosilcev obteženih z koristno

Notranje sile so določene s programom SAP 2000.



Slika 10: Momenti sekundarnega nosilca



Slika 11: Prečne sile sekundarnega nosilca

$M_{ed} = 120,2 \text{ kNm}$, $V_{ed} = 62,7$, osne sile so zanemarljivo majhne.

3.2.2 Nosilnost prereza

Karakteristike prereza nosilca IPE 330 so:

$h = 33,0 \text{ cm}$; $b = 16,0 \text{ cm}$; $t_f = 1,15 \text{ cm}$; $t_w = 0,75 \text{ cm}$; $h_w = 30,7 \text{ cm}$; $W_{el} = 713 \text{ cm}^3$;

$d = 27,1 \text{ cm}$

Kompaktnost pasnice

$$\frac{c}{t_f} \cong \frac{b}{2 \cdot t_f} = \frac{16,0 \text{ cm}}{2,30 \text{ cm}} = 6,95 \leq 14 \varepsilon = 12,94 \quad \text{pasnica je vsaj v tretjem razredu kompaktnosti}$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,924$$

Kompaktnost stojine

$$\frac{d}{t_w} = \frac{27,1 \text{ cm}}{0,75 \text{ cm}} = 36,1 \leq 124 \varepsilon = 114,6 \quad \text{stojina je vsaj v tretjem razredu kompaktnosti}$$

Kompaktnost striga

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{30,7 \text{ cm}}{0,75 \text{ cm}} = 40,9 \leq 72 \frac{\varepsilon}{\eta} = 44,4$$

Upogibna nosilnost prereza:

$$M_{ed} \leq W_{el} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \rightarrow 120,2 \text{ kNm} \cdot 100 = 12020 \text{ kNcm} < 713 \text{ cm}^3 \cdot \frac{27,5 \text{ kN/cm}^2}{1} = 19607,5 \text{ kNcm}$$

γ_{M0} delni faktor odpornosti prečnega prereza elementa iz konstrukcijskega jekla.

Strižna nosilnost prereza:

$$V_{Ed} \leq V_{pl,Rd} = A_v \frac{f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} = \frac{h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} \rightarrow 62,7 \text{ kN} < 23,0 \text{ cm}^2 \cdot \frac{27,5 \text{ kN/cm}^2}{\sqrt{3}} = 365,2 \text{ kN}$$

Nosilnost prereza ni presežena. $V_{ed} < 0,5 V_{pl,Rd}$. zato interakcija ni potrebna.

3.2.3 Nosilnost elementa

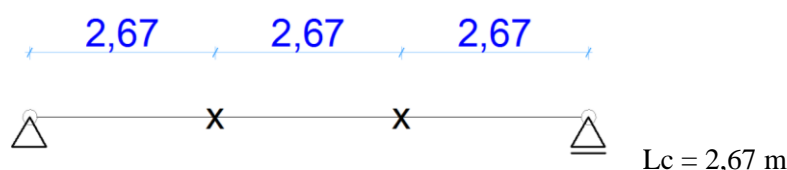
Nosilec preverjamo na bočno zvrnitev po metodi tlačene palice in mora veljati:

$$\bar{\lambda}_f = \frac{k_c \cdot L_c}{i_{f,z} \cdot \lambda_1} \leq \bar{\lambda}_{c,0} = \frac{M_{c,Rd}}{M_{y,Rd}}$$

$k_c = 0,94$ iz preglednice

$$\lambda_1 = 93,9 \quad \varepsilon = 86,76$$

$$i_{f,z} = \sqrt{\frac{I_{f,z}}{A_f}} = 4,2$$



Slika 12: Računski model sekundarnega nosilca

$$I_{f,z} = \frac{b_f^3 \cdot t_f}{12} = 392,3 \text{ cm}^4$$

$$A_f = b \cdot t_f + \frac{h_w}{6} \cdot t_w = 22,2 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\lambda}_{c,0} = \bar{\lambda}_{LT,0} + 0,1 = 0,5$$

$$M_{c,Rd} = W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 713,0 \text{ cm}^3 \cdot 27,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 19607,5 \text{ kNcm}$$

γ_{M1} delni varnostni faktor odpornosti pri kontroli stabilnosti ($\gamma_{M1} = 1,0$, pri mostovih ima vrednost 1,1)

$$M_{y,Ed} = 12020 \text{ kNcm}$$

$$\bar{\lambda}_f = \frac{0,94 \cdot 2,67}{4,2 \cdot 86,76} = 0,69 < 0,5 \cdot \frac{19607,5}{12020} = 0,82$$

Nosilnost elementa ni presežena.

3.3 Dimenzioniranje primarnih nosilcev

Za določitev notranjih statičnih količin in globalne stabilnosti stavbe uporabimo program SCIA Engineer. V program vnesemo vse obtežbe in obtežne kombinacije, ob tem pa upoštevamo tudi začetno globalno nepopolnost.

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

kjer so:

$$\phi_0 = \frac{1}{200}$$

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}} = \frac{2}{\sqrt{6,93m}} = 0,76$$

h višina konstrukcije (glede na računski model = 6,93m)

$$\alpha_{mx} = \sqrt{0,5 \cdot \left(1 + \frac{1}{m}\right)} = \sqrt{0,5 \cdot \left(1 + \frac{1}{8}\right)} = 0,75$$

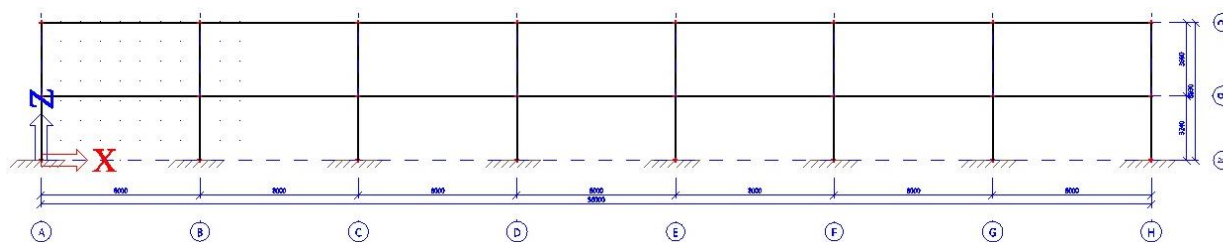
$$\alpha_{my} = \sqrt{0,5 \cdot \left(1 + \frac{1}{m}\right)} = \sqrt{0,5 \cdot \left(1 + \frac{1}{4}\right)} = 0,79$$

m število stebrov, ki nosijo vsaj 50% povprečne navpične obtežbe v obravnavani ravnini (v ravnini X jih je 8, v ravnini Y so 4)

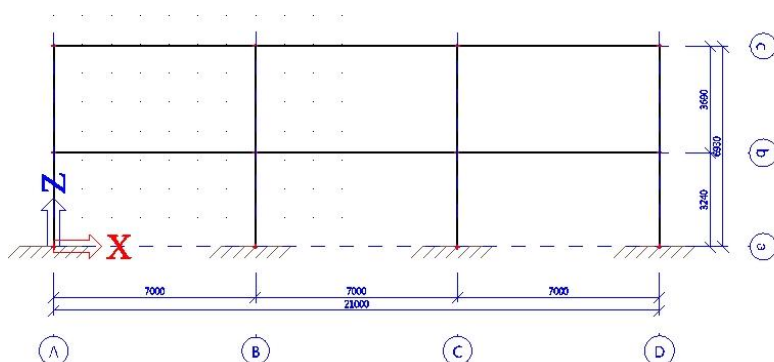
$$\phi_x = 0,76 \cdot \frac{1}{200} \cdot 0,75 = 0,00285 \frac{m}{m} = 2,85 \frac{mm}{m}$$

$$\phi_y = 0,76 \cdot \frac{1}{200} \cdot 0,79 = 0,00300 \frac{m}{m} = 3,00 \frac{mm}{m}$$

Uporabil sem računski model jeklenega momentnega okvirja za smeri X in Y, ki sta prikazana na slikah 13 in 14.



Slika 13: Računski model za okvir v smeri X

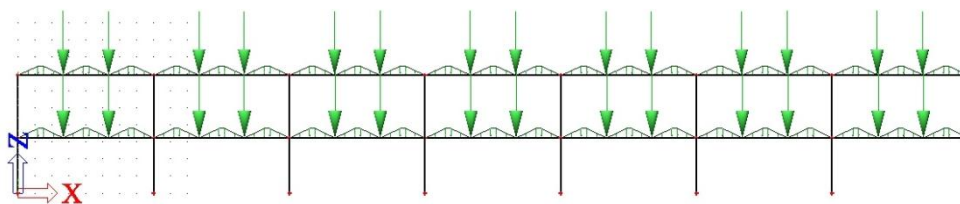


Slika 14: Računski model za okvir v smeri Y

3.3.1 Obtežbe in obtežne kombinacije

Za določanje notranjih količin uporabimo kombinacije, ki so že prikazane v poglavju 3.5.2.

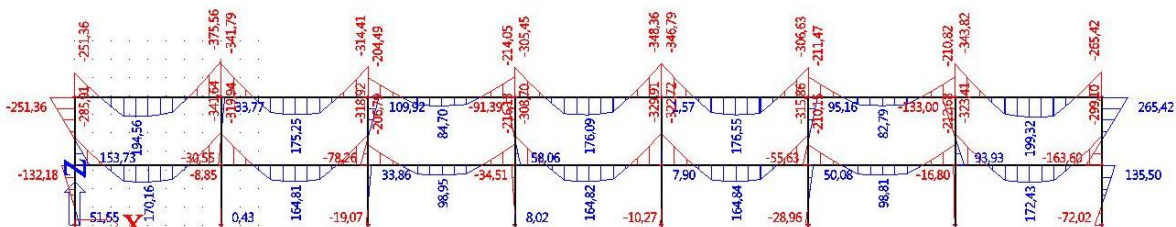
Obtežba se na primarne nosilce prenaša direktno preko AB plošč, ki nalegajo na nosilce in kot točkovna obtežba sekundarnih nosilcev s svojo obtežbo.



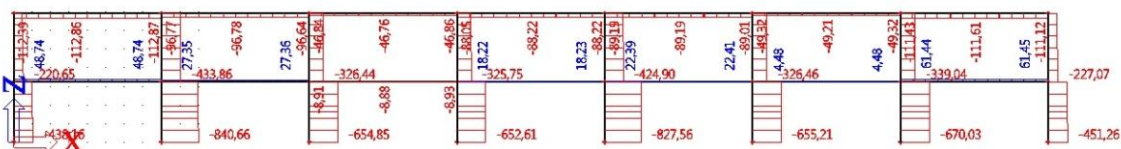
Slika 15: Stalna obtežba na okvir

3.3.2 Nosilnost prereza

Poiščemo kombinacijo, ki najmanj ugodno vpliva na nosilec za obe smeri (X in Y) saj imamo v obeh okvirjih enake nosilce. Maksimalni moment in tlačno osno silo v MSN nam da obtežna kombinacija IV. $M_{ed} = -375,6 \text{ kNm}$, $N_{ed} = -112,9 \text{ kN}$, $V_{ed} = 219,6 \text{ kN}$



Slika 16: Momenti primarnega nosilca



Slika 17: Osne sile primarnega nosilca

Karakteristike prereza nosilca IPE 450 so:

$h = 45,0 \text{ cm}$; $b = 19,0 \text{ cm}$; $t_f = 1,46 \text{ cm}$; $t_w = 0,94 \text{ cm}$; $h_w = 42,0 \text{ cm}$; $W_{el} = 1500 \text{ cm}^3$; $d = 37,8 \text{ cm}$;
 $A = 98,8 \text{ cm}^2$

Kompaktnost pasnice

$$\frac{c}{t_f} \cong \frac{b}{2 \cdot t_f} = \frac{19,0 \text{ cm}}{2,92 \text{ cm}} = 6,5 \leq 14 \varepsilon = 12,94 \quad \text{pasnica je vsaj v tretjem razredu kompaktonosti}$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{fy}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,924$$

Kompaktnost stojine

$$\frac{d}{t_w} = \frac{37,8 \text{ cm}}{0,94 \text{ cm}} = 40,21 \leq \frac{42 \varepsilon}{0,67 + 0,33 \psi} = 104,1 \quad \text{stojina je vsaj v tretjem razredu kompaktnosti}$$

Kompaktnost striga

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{37,3\text{cm}}{0,86\text{cm}} = 43,37 \leq 72 \frac{\varepsilon}{\eta} = 44,4$$

Strižna nosilnost prereza:

$$V_{Ed} \leq V_{pl,Rd} = A_v \frac{f_y}{\sqrt{3}\gamma_{M0}} = \frac{h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\sqrt{3}\gamma_{M0}} \rightarrow 219,6\text{kN} < 39,5\text{cm}^2 \cdot \frac{27,5\text{kN/cm}^2}{\sqrt{3}} = 627,2\text{kN}$$

Nosilnost na upogib z osno silo:

$$\frac{N_{Ed}}{A \cdot f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{y,Ed}}{W_{y,el} \cdot f_y / \gamma_{M0}} = \frac{112,9\text{kN}}{98,8\text{cm}^2 \cdot 27,5\text{kN/cm}^2} + \frac{375,6\text{kNm} \cdot 100}{1500\text{cm}^3 \cdot 27,5\text{kN/cm}^2} = 0,95 \leq 1,0$$

Nosilnost prereza ni presežena.

3.3.3 Nosilnost elementa

Za elemente v vsaj tretjem razredu kompaktnosti mora veljati:

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

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

$$\overline{\lambda}_y = \frac{l_{uy}}{i_y \cdot \lambda_1} = \frac{800\text{cm}}{18,50\text{cm} \cdot 93,9 \cdot 0,924} = 0,5 \rightarrow \chi_y = 0,92$$

$$\overline{\lambda}_z = \frac{l_{uz}}{i_z \cdot \lambda_1} = \frac{267\text{cm}}{4,12\text{cm} \cdot 93,9 \cdot 0,924} = 0,75 \rightarrow \chi_z = 0,82$$

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi}{k_z \cdot l_{uLT}} \sqrt{E \cdot I_z \cdot G \cdot I_t + \frac{\pi^2 \cdot E^2 \cdot I_z \cdot I_\omega}{(k_\omega \cdot l_{uLT})^2}} = 300147\text{kNcm}$$

upoštevamo, da je moment v polju, veliko manjši od momenta nad podporo

$$M_{el} = W_{el} \cdot f_y = 1500\text{cm}^3 \cdot 27,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 41250\text{kNcm}$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{el}}{M_{cr}}} = 0,37 \rightarrow \chi_{LT} = 1$$

$$k_{yy} = C_{my} \left(1 + 0,6 \overline{\chi}_y \frac{N_{Ed}}{\chi_y A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \right) = 0,5 \cdot \left(1 + 0,6 \cdot 0,5 \frac{98,6\text{kN}}{0,92 \cdot 98,8\text{cm}^2 \cdot 27,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} \right) = 0,51$$

$$k_{zy} = 0,8 \cdot k_{yy} = 0,40$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y A \cdot f_y / \gamma_{M1}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} W_y \cdot f_y / \gamma_{M1}} = \frac{112,9\text{kN}}{0,92 \cdot 98,8\text{cm}^2 \cdot 27,5\text{kN/cm}^2} + 0,51 \frac{375,6\text{kNm} \cdot 100}{1500\text{cm}^3 \cdot 27,5\text{kN/cm}^2} = 0,51 \leq 1$$

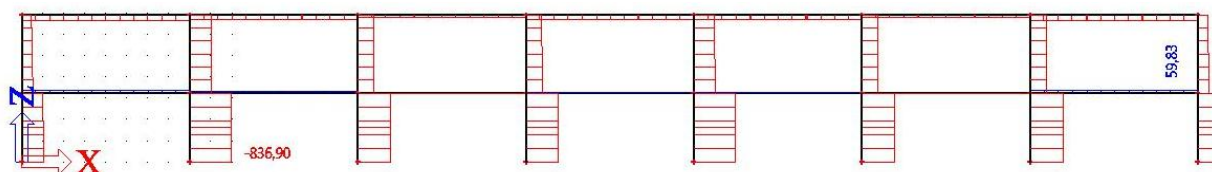
$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z A \cdot f_y / \gamma_{M1}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} W_y \cdot f_y / \gamma_{M1}} = \frac{112,9\text{kN}}{0,82 \cdot 98,8\text{cm}^2 \cdot 27,5\text{kN/cm}^2} + 0,40 \frac{375,6\text{kNm} \cdot 100}{1500\text{cm}^3 \cdot 27,5\text{kN/cm}^2} = 0,41 \leq 1$$

Nosilnost elementa ni presežena.

3.4 Dimenzioniranje stebrov

Konstrukcijo sestavlja 32 dvojnih stebrov HEB 450, ki potekajo kontinuirno od tal do vrha konstrukcije, skupno 3,24 m (pritličje) + 3,69 m (1. Nadstropje) = 6,93 m. Za preverjanje ustreznosti elementa poiščemo najmanj ugodno kombinacijo za steber, to je IV. obtežna kombinacija. Steber je obremenjen s tlačno silo, momentom in prečno silo. Zadnja dva lahko zanemarimo, saj sta glede na osno silo bistveno manjša. Za dimenzioniranje je merodajen okvir v smeri X, kjer upoštevamo le en profil HEB, saj smo obtežbo porazdelili na okvirja, kjer vsak steber od skupnega dvojnega HEB stebra nosi svoj del obtežbe.

$N_{ed} = -836,90$ kN, $M_{ed} = 0,7$ kNm, $V_{ed} = 16,6$ kN; prečno silo in moment pri izračunu lahko zanemarimo.



Slika 18: Osne sile stebra

3.4.1 Nosilnost prereza

Karakteristike prereza nosilca HEB 450 so:

$h = 45,0$ cm; $b = 30,0$ cm; $t_f = 2,6$ cm; $t_w = 1,4$ cm; $h_w = 39,8$ cm; $W_{el} = 3550$ cm³; $d = 34,4$ cm;
 $A = 218$ cm²; $i_y = 19,1$ cm; $i_z = 7,33$ cm

Kompaktnost pasnice

$$\frac{c}{t_f} \cong \frac{b}{2 \cdot t_f} = \frac{30,0 \text{ cm}}{5,2 \text{ cm}} = 5,77 \leq 14 \varepsilon = 12,94 \quad \text{pasnica je vsaj v tretjem razredu kompaktnosti}$$

Kompaktnost stojine

$$\frac{d}{t_w} = \frac{34,4 \text{ cm}}{1,4 \text{ cm}} = 24,6 \leq 42 \varepsilon = 38,8 \quad \text{stojina je vsaj v tretjem razredu kompaktnosti}$$

Kompaktnost striga

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{39,8 \text{ cm}}{1,4 \text{ cm}} = 28,4 \leq 72 \frac{\varepsilon}{\eta} = 44,4$$

Nosilnost na tlačno osno silo:

$$N_{Ed} \leq N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \rightarrow 836,9 < \frac{218 \text{ cm}^2 \cdot 27,5 \text{ kN/cm}^2}{1} = 5995 \text{ kN}$$

Nosilnost prereza ni presežena.

3.4.2 Nosilnost elementa

Element preverimo na uklon.

Okoli močne osi Y

$$\lambda_1 = 93,9 \quad \varepsilon = 93,9 \cdot 0,924 = 86,8$$

$$\lambda_y = \frac{l_{u,y}}{i_y} = \frac{162\text{cm}}{19,1\text{cm}} = 8,48$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = 0,10 \rightarrow \chi_y = 1,0$$

Okoli šibke osi

$$\lambda_z = \frac{l_{u,z}}{i_z} = \frac{162\text{cm}}{7,33\text{cm}} = 22,1$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = 0,25$$

$$\phi = 0,5 \cdot \left(1 + \alpha(\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right) = 0,5 \cdot \left(1 + 0,34(0,25 - 0,2) + 0,25^2 \right) = 0,54$$

α faktor nepopolnosti uklonske krivulje (naš primer: $\alpha = 0,34$)

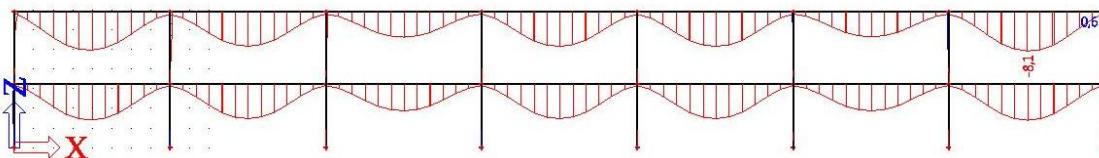
$$\chi_z = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{0,54 + \sqrt{0,54^2 - 0,25^2}} = 0,98$$

$$N_{Ed} = 836,9 \leq N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,98 \cdot 218\text{cm}^2 \cdot 27,5\text{kN/cm}^2}{1} = 5875,1$$

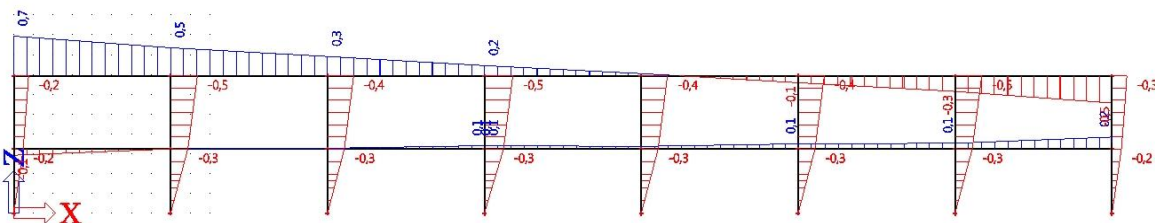
Nosilnost ni presežena.

3.5 Kontrola pomikov v mejnem stanju uporabnosti

Za kontrolo pomikov uporabimo pogosto obtežno kombinacijo, ki je primerna za reverzibilne pojave (elastične analize). Kombinacije so prikazane v poglavju 3.5.2. S programom SCIA določimo pomike po nelinearni analizi z upoštevanjem globalne nepopolnosti. Merodajne pomike dobimo na okvirju v smeri X pri obtežni kombinaciji IV. MSU3:



Slika 19: Pomiki Uz



Slika 20: Pomiki Ux

Premiki konstrukcije ne smejo presegati mejnih vrednosti iz standarda SIST EN 1990. Za navpične pomike velja:

Največji posedek $U_{z,max}$ je 8,1mm.

$$w_{max} = U_z \leq \frac{L}{250} \quad \text{za pohodne strehe in stropove}$$

Za strešni nosilec v smeri X velja:

$$U_z = 0,81 \text{ cm} \leq \frac{L}{250} = \frac{800 \text{ cm}}{250} = 3,2 \text{ cm} \quad \text{pogoju je zadoščeno.}$$

Omejitve pomikov v vodoravni smeri za večnadstropne stavbe so:

$$u_i \leq \frac{H_i}{300} \quad \text{za pomik etaže}$$

$$u \leq \frac{H}{500} \quad \text{absolutni največji pomik etaže}$$

$$u_{i,max} = 0,03 \text{ cm} < \frac{H_i}{300} = \frac{324 \text{ cm}}{300} = 1,08 \text{ cm} \quad \text{pogoju je zadoščeno}$$

$$u_{max} = 0,05 \text{ cm} < \frac{H_i}{500} = \frac{693 \text{ cm}}{500} = 1,38 \text{ cm} \quad \text{pogoju je zadoščeno}$$

3.6 Kontrola potresne odpornosti

V kontroli potresne odpornosti upoštevamo, da objekt leži v Mariboru in velja:

projektni pospešek tal $a_g = 0,1g$; tip tal B: $S = 1,2$, $T_b = 0,15s$, $T_c = 0,5s$, $T_d = 2,0s$

3.6.1 Določitev potresnih sil

Potresne obremenitve upoštevamo po metodi vodoravnih sil. Upoštevamo mase, povezane z vsemi težnostnimi silami v naslednji kombinaciji:

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

$$\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_2 = 0,5 \cdot 0,3 = 0,15$$

1. etaža-medetaža	<i>površina/dolžina</i>		<i>obtežba</i>		<i>Teža</i>	
<i>plošča+tlaki+izolacije</i>	1202,9	m2	5,5	kN/m2	6615,95	kN
<i>Sekundarni nosilci IPE330</i>	630	m	0,491	kN/m	309,33	kN
<i>Primarni nosilci IPE450</i>	392	m	0,776	kN/m	304,19	kN
<i>Stebri HEB450</i>	207,4	m	1,71	kN/m	354,65	kN
<i>fasada</i>	499	m2	0,7	kN/m2	349,30	kN
<i>koristna Obt.</i>	1202,9	m2	0,45	kN/m2	541,30	kN
SKUPAJ					8474,72	kN<---Fm1
2. etaža-streha	<i>površina/dolžina</i>		<i>obtežba</i>		<i>Teža</i>	
<i>plošča+tlaki+izolacije</i>	1220,5	m2	5,5	kN/m2	6712,75	kN
<i>Sekundarni nosilci IPE330</i>	630	m	0,491	kN/m	309,33	kN
<i>Primarni nosilci IPE450</i>	392	m	0,776	kN/m	304,19	kN
<i>Stebri HEB450</i>	258,6	m	1,71	kN/m	442,21	kN
<i>fasada</i>	568,3	m2	0,7	kN/m2	397,81	kN
<i>koristna Obt.</i>	1220,5	m2	0,45	kN/m2	549,22	kN
SKUPAJ					8715,51	kN<---Fm2

Teža na srednji okvir v smeri X

$$F_{mx1} = \frac{F_{m1}}{4} = 2118,0 \text{ kN teža na prvo etažo}$$

$$F_{mx2} = \frac{F_{m2}}{4} = 2178,9 \text{ kN teža na drugo etažo}$$

Teža na srednji okvir v smeri Y

$$F_{my1} = \frac{F_{m1}}{8} = 1059,3 \text{ kN teža na prvo etažo}$$

$$F_{my2} = \frac{F_{m2}}{8} = 1089,4 \text{ kN teža na drugo etažo}$$

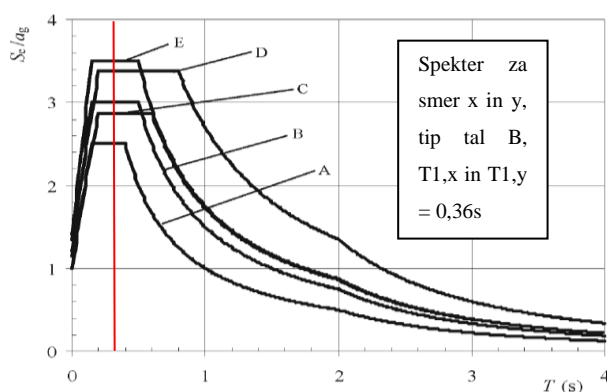
Izračun nihajnih časov:

$C_t = 0,085$ za jeklen momentni okvir

$$T_{1,x} = C_{t,x} \cdot h^{3/4} = 0,085 \cdot 6,93^{3/4} = 0,36s \leq \min(4T_c = 4 \cdot 0,5s = 2s; 2s)$$

$$T_{1,x} = T_{1,y} = 0,36s$$

Spekter pospeškov:



Slika 21: Spekter pospeškov

Projektni pospešek

$$\text{Smer X: } S_{d,x} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q_x} = 0,1g \cdot 1,2 \cdot \frac{2,5}{2,0} = 0,15g = p_x \cdot g$$

$$\text{Smer Y: } S_{d,y} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q_y} = 0,1g \cdot 1,2 \cdot \frac{2,5}{2,0} = 0,15g = p_y \cdot g$$

q_x faktor obnašanja = 2,0 prezezi so vsaj v 3. razredu kompaktnosti (lahko bi vzeli večjega saj so naši prezezi v 1. in 2. razredu kompaktnosti, vendar smo tako na varni strani)

Skupna prečna sila:

$$F_{b,x} = p_x \cdot (F_{mx1} + F_{mx2}) = 0,15 \cdot (2118,0\text{kN} + 2178,9\text{kN}) = 322,25\text{kN}$$

$$F_{b,y} = p_y \cdot (F_{my1} + F_{my2}) = 0,15 \cdot (1059,3\text{kN} + 1089,4) = 161,1\text{kN}$$

Sile na okvir:

$$F_{1,x} = 200,8 \text{ kN}; F_{2,x} = 443,7 \text{ kN}$$

$$F_{1,y} = 100,4 \text{ kN}; F_{2,y} = 221,9 \text{ kN}$$

Torzijski vpliv:

$$\delta = 1 + 1,2 \cdot \frac{x_i}{L_{ei}}$$

$$\text{V smeri X: } \delta_x = 1 + 1,2 \cdot \frac{20\text{m}}{56\text{m}} = 1,5 \text{ za C okvir}$$

$$\text{V smeri Y: } \delta_y = 1 + 1,2 \cdot \frac{10,5\text{m}}{21\text{m}} = 1,6 \text{ za 1 okvir}$$

Potresne sile:

$$F_{1x} = \delta_x \cdot F_{1,x} = 1,5 \cdot 200,8\text{kN} = 301,2 \text{ kN}$$

$$F_{2x} = \delta_x \cdot F_{2,x} = 1,5 \cdot 443,7 \text{ kN} = 665,6 \text{ kN}$$

$$F_{1y} = \delta_y \cdot F_{1,y} = 1,6 \cdot 100,4 \text{ kN} = 160,64 \text{ kN}$$

$$F_{2y} = \delta_y \cdot F_{2,y} = 1,6 \cdot 221,9 \text{ kN} = 355,1 \text{ kN}$$

3.6.2 Dimenzioniranje na potresno obtežbo

Notranje statične količine določimo s pomočjo programa SCIA, kjer upoštevamo nezgodno potresno kombinacijo obtežb podanih v poglavju 3.2.5.

Globalna duktilnost zahteva pogoj duktilosti za večetažne okvirne konstrukcije s pogojem:

$$\sum M_{R,c} \geq 1,3 \sum M_{R,b}$$

$$M_{R,c} = M_{pl,Rd,c} \quad M_{R,b} = M_{pl,Rd,b}, \quad \text{kjer je } b - \text{nosilec, } c - \text{steber}$$

Pogoj zahteva, da je prečka bolj šibka od stebra, saj to zagotavlja, da bo tako prišlo do ustreznega sipanja energije in porušnega mehanizma.

Za najmanj ugodno vozlišče okvirjev v smeri X in Y velja:

$$M_{pl,Rd,c} = W_{pl,c} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 3982 \text{ cm}^3 \cdot \frac{27,5 \text{ kN/cm}^2}{1} = 109505 \text{ kNcm}$$

$$M_{pl,Rd,b} = W_{pl,b} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 1702 \text{ cm}^3 \cdot \frac{27,5 \text{ kN/cm}^2}{1} = 46805 \text{ kNcm}$$

$$\sum M_{R,c} = 109505 \text{ kNcm} \geq 1,3 \sum M_{R,b} = 1,3 \cdot 46805 \text{ kNcm} = 60846,5 \text{ kNcm}$$

Pogoju je zadoščeno.

Dimenzioniranje nosilcev:

Merodajna obtežna kombinacija je I, ki nam da merodajne notranje statične količina za okvir v smeri X.

$$M_{ed} = -333,4 \text{ kNm}, \quad N_{ed} = -209,2 \text{ kN}, \quad V_{ed} = 142,1 \text{ kN}$$

Strižna nosilnost

$$V_{Ed} \leq V_{pl,Rd} = A_v \frac{f_y}{\sqrt{3}\gamma_{M0}} = \frac{h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\sqrt{3}\gamma_{M0}} \rightarrow 142,1 \text{ kN} < 39,5 \text{ cm}^2 \cdot \frac{27,5 \text{ kN/cm}^2}{\sqrt{3}} = 627,1 \text{ kN}$$

Nosilnost na upogib z osno silo:

$$\frac{N_{Ed}}{A \cdot f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{y,Ed}}{W_{y,eI} \cdot f_y / \gamma_{M0}} = \frac{209,2 \text{ kN}}{98,8 \text{ cm}^2 \cdot 27,5 \text{ kN/cm}^2} + \frac{333,0 \text{ kNm} \cdot 100}{1500 \text{ cm}^3 \cdot 27,5 \text{ kN/cm}^2} = 0,88 \leq 1,0$$

Nosilnost prereza ni presežena.

$$k_{yy} = C_{my} \left(1 + 0,6 \bar{\lambda}_y \frac{N_{ed}}{\chi_y \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \right) = 0,5 \cdot \left(1 + 0,6 \cdot 0,5 \frac{209,2 \text{ kN}}{0,92 \cdot 98,8 \text{ cm}^2 \cdot 27,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} \right) = 0,51$$

Za potek momentov: $\alpha_s = -0,5$, $\psi = 0$

$$k_{zy} = 0,8 \cdot k_{yy} = 0,41$$

Koeficienti so že izračunani pri analizi nosilnosti elementa za MSN.

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_{yA} \cdot f_y / \gamma_{M1}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} W_y \cdot f_y / \gamma_{M1}} = \frac{209,2kN}{0,92 \cdot 98,8cm^2 \cdot 27,5kN/cm^2} + 0,51 \frac{333,0kNm \cdot 100}{1500cm^3 \cdot 27,5kN/cm^2} = 0,49 \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_{zA} \cdot f_y / \gamma_{M1}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} W_y \cdot f_y / \gamma_{M1}} = \frac{209,2kN}{0,82 \cdot 98,8cm^2 \cdot 27,5kN/cm^2} + 0,41 \frac{333,0kNm \cdot 100}{1500cm^3 \cdot 27,5kN/cm^2} = 0,42 \leq 1$$

Nosilnost elementa ni presežena.

Dimenzioniranje stebrov:

Za stebre (najbolj kritični prerez), ki ne sipajo energije obremenjene s potresno obtežbo velja:

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

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

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

$$\Omega = \frac{M_{pL,Rd}}{M_{ed,max}} = \frac{39997kNcm}{33300kNcm} = 1,2$$

$$\gamma_{ov} = 1,25 \quad 1. \text{ način}$$

Ker imamo v obeh smereh enake stebre, ki so enako odporni na potresno obtežbo, določimo obtežbo le za merodajni okvir, to je okvir v smeri X.

Merodajni primer za dimenzioniranje stebra:

$$M_{ed,Gx} = 34,0 \text{ kNm}, N_{ed,Gx} = -439,8 \text{ kN}, V_{ed,Gx} = 108,4 \text{ kN}$$

$$M_{ed,Ex} = 404,0kNm, N_{ed,Ex} = -12,3 \text{ kN}, V_{ed,Ex} = 150,3 \text{ kN}$$

Določitev najneugodnejše kombinacije:

$$M_{ed} = M_{ed,G} + 1,0 \cdot (1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{ed,Ex}) = 34,0 \text{ kN} + 1,0 \cdot 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,2 \cdot 404,0kNm = 700,6 \text{ kNm}$$

$$N_{ed} = N_{ed,G} + 1,0 \cdot (1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{ed,Ex}) = -439,8 \text{ kN} - 1,0 \cdot (1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,2 \cdot 12,3kN) = -460,0kN$$

$$V_{ed} = V_{ed,G} + 1,0 \cdot (1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{ed,Ex}) = 108,4 \text{ kN} + 1,0 \cdot (1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,2 \cdot 150,3kN) = 356,4kN$$

Strižna nosilnost prereza:

$$V_{Ed} \leq V_{p,Rd} = A_v \frac{f_y}{\sqrt{3}\gamma_{M0}} = \frac{h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\sqrt{3}\gamma_{M0}} \rightarrow 356,4kN < 55,72 \text{ cm}^2 \cdot \frac{27,5kN/cm^2}{\sqrt{3}} = 884,7kN$$

Pogoju je zadoščeno in ni potrebna interakcija.

Upogibna nosilnost prereza z osno silo:

$$\frac{N_{Ed}}{A \cdot f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{y,Ed}}{W_{y,el} \cdot f_y / \gamma_{M0}} = \frac{460,0 \text{ kN}}{218 \text{ cm}^2 \cdot 27,5 \text{ kN/cm}^2} + \frac{700,6 \text{ kNm} \cdot 100}{3550 \text{ cm}^3 \cdot 27,5 \text{ kN/cm}^2} = 0,79 \leq 1,0$$

Pogoju je zadoščeno.

$$\bar{\lambda}_y = \frac{l_{uy}}{i_y \cdot \lambda_1} = \frac{162 \text{ cm}}{19,1 \text{ cm} \cdot 93,9 \cdot 0,924} = 0,1 \rightarrow \chi_y = 1$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{l_{uz}}{i_z \cdot \lambda_1} = \frac{162 \text{ cm}}{7,33 \text{ cm} \cdot 93,9 \cdot 0,924} = 0,26 \rightarrow \chi_z = 0,97$$

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi}{k_z \cdot l_{uLT}} \sqrt{E \cdot I_z \cdot G \cdot I_t + \frac{\pi^2 \cdot E^2 \cdot I_z \cdot I_\omega}{(k_\omega \cdot l_{uLT})^2}} = 300147 \text{ kNcm} \quad \text{upoštevamo trikotni potek momentov od 404 kNm do 0 kNm.}$$

$$M_{el} = W_{el} \cdot f_y = 3550 \text{ cm}^3 \cdot 27,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 97625 \text{ kNcm}$$

$$\bar{\chi}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{el}}{M_{cr}}} = 0,11 \rightarrow \chi_{LT} = 1$$

$$k_{yy} = C_{my} \left(1 + 0,6 \bar{\lambda}_y \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \right) = 0,6 \cdot \left(1 + 0,6 \cdot 0,1 \cdot \frac{460,0 \text{ kN}}{1 \cdot 218 \text{ cm}^2 \cdot 27,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} \right) = 0,60$$

$$k_{zy} = 0,8 \cdot k_{yy} = 0,48$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} W_y \cdot f_y / \gamma_{M1}} = \frac{460,0 \text{ kN}}{1 \cdot 218 \text{ cm}^2 \cdot 27,5 \text{ kN/cm}^2} + 0,6 \frac{700,6 \text{ kNm} \cdot 100}{3550 \text{ cm}^3 \cdot 27,5 \text{ kN/cm}^2} = 0,51 \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} W_y \cdot f_y / \gamma_{M1}} = \frac{460,0 \text{ kN}}{0,97 \cdot 218 \text{ cm}^2 \cdot 27,5 \text{ kN/cm}^2} + 0,48 \frac{700,6 \text{ kNm} \cdot 100}{3550 \text{ cm}^3 \cdot 27,5 \text{ kN/cm}^2} = 0,42 \leq 1$$

Nosilnost elementa ni presežena.

3.7 Dimenzioniranje momentnega spoja prečka – steber

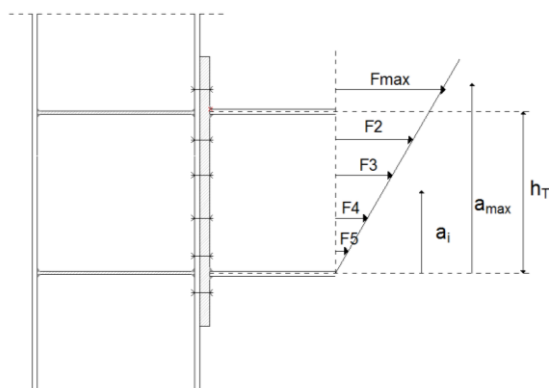
Za vijane spoje, ki ne sipajo energije SIST EN 1998-1 zahteva, da se dimenzionirajo na obremenitev, ki jo določimo iz:

$$R_d \geq 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot R_{fy}$$

R_{fy} plastična nosilnost prečke, ki sipa energijo

$$M_{ed} = 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot M_{pl,Rd} = 1,1 \cdot 1,25 \cdot \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = 1,1 \cdot 1,25 \cdot \frac{1702 \text{ cm}^3 \cdot 27,5 \text{ kN/cm}^2}{1,0} = 64356,9 \text{ kNcm}$$

$$V_{ed} = V_{ed,G} + V_{ed,M} = V_{ed,G} + \frac{2 \cdot M_{pl,Rd}}{L} = V_{ed,G} + \frac{2 \cdot 64356,9 \text{ kNcm}}{800} = 219,6 \text{ kN} + 117,0 \text{ kN} = 336,6 \text{ kN}$$



Slika 22: Razporeditev vijakov in sil

Imamo 2 vrsti po 6 vijakov M30 10'9, $A_s = 5,61 \text{ cm}^2$, $f_{ub} = 100 \text{ kN/cm}^2$ in čelne pločevino iz jekla S275, ter debeline 3,5 cm. Načrt spoja je prikazan v prilogi 1.

$$d_0 = d + 3 \text{ mm} = 33 \text{ mm}$$

$$e_1 = 2 d_0 = 66 \text{ mm}, p_1 \geq 2,2 d_0 \rightarrow p_1 = \frac{h_w}{4} = 10,52 \text{ cm} \text{ pogoj velja}$$

$$e_2 = 1,5 d_0 = 4,95 \text{ cm}$$

$$p_2 = b_f - 2 e_2 = 9,1 \text{ cm}$$

$$a_5 = 5,26 \text{ cm}, a_4 = 15,78 \text{ cm}, a_3 = 26,30 \text{ cm}, a_2 = 36,82 \text{ cm}, a_{\max} = 47,34 \text{ cm}$$

$$\sum a_i^2 = 4565,15 \text{ cm}^2$$

$$F_{\max} = \frac{M_{ed} \cdot a_{\max}}{\sum a_i^2} = \frac{64356,9 \text{ kNcm} \cdot 47,34 \text{ cm}}{4565,15 \text{ cm}^2} = 667,4 \text{ kN}$$

Obremenitev na merodajni vijak:

$$F_{t,ed} = \frac{F_{\max}}{2} = \frac{667,4 \text{ kN}}{2} = 336,7 \text{ kN}$$

$$F_{v,ed} = \frac{V_{ed}}{12} = \frac{336,6 \text{ kN}}{12} = 28,1 \text{ kN}$$

3.7.1 Natezna nosilnost vijaka

$$F_{t,ed} = 336,7 \leq F_{t,Rd} = \frac{0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \cdot 5,61 \text{ cm}^2 \cdot 100 \text{ kN/cm}^2}{1,25} = 403,9 \text{ kN}$$

Natezna nosilnost vijaka ni presežena.

3.7.2 Strižna nosilnost vijaka

$$F_{v,ed} = 28,1 \text{ kN} \leq F_{v,Rd} = \frac{0,6 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \cdot 5,61 \text{ cm}^2 \cdot \frac{100 \text{ kN}}{\text{cm}^2}}{1,25} = 269,3 \text{ kN}$$

Strižna nosilnost ni presežena.

Interakcija:

$$\frac{F_{v,ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,ed}}{1,4 \cdot F_{t,Rd}} = \frac{28,1kN}{269,3kN} + \frac{336,7kN}{1,4 \cdot 403,9kN} = 0,6 \leq 1,0 \quad \text{pogoj velja}$$

3.7.3 Kontrola proti preboju pločevine

$$F_{t,ed} = 403,9kN \leq B_{p,Rd} = \frac{0,6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \cdot 3,14 \cdot 5,0cm \cdot 2,6cm \cdot 49kN/cm^2}{1,25} = 960,1kN$$

$$t = \min(t_f, t_c) = 2,6cm$$

$$d_m = \frac{1}{2}(d_1 + d_2) = 5,0cm$$

3.7.4 Kontrola bočnih pritiskov

$$F_{v,ed} = 28,1kN \leq F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = \frac{2,16 \cdot 0,67 \cdot 49kN/cm^2 \cdot 3,0cm \cdot 2,6}{1,25} = 442,5kN$$

3.7.5 Kontrola nosilnosti stojine stebra v področju spoja

$$F_{c,ed} = \sum F_i = \sum \frac{F_{max}}{a_{max}} a_i = 14,1 \cdot (5,26 + 15,78 + 26,3 + 36,82 + 47,34) = 1854,15kN$$

$$b_{eff} = t_f + 2a_1 \cdot \sqrt{2} + 2t_c + 5K = 2,6cm + 2 \cdot 0,7cm \cdot \sqrt{2} + 2 \cdot 3,5cm + 5 \cdot 3,74cm = 30,3cm$$

$$N_{Rd,mw} = b_{eff} \cdot t_w \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 30,3cm \cdot 1,4cm \cdot \frac{27,5kN/cm^2}{1,0} = 1166,6kN \leq F_{c,ed} = 1854,15kN$$

Stojino je potrebno ojačati.

$$N_{ed} = F_{c,ed} - N_{Rd,w} = 687,6kN$$

$$t_0 \geq \frac{N_{ed} \cdot \gamma_{M0}}{(b_f - t_w) f_y} = \frac{687,6kN \cdot 1,0}{(30cm - 1,4cm) \cdot 27,5kN/cm^2} = 0,87cm \rightarrow \text{ojačamo s ploščami jekla S275 in debeline 0,9 cm}$$

3.7.6 Kontrola stebra v strigu

$$V_{ed} = F_{c,ed} = 1854,15 \leq V_{pl,Rd} = \frac{h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{39,8cm \cdot 1,4cm \cdot 27,5N/cm^2}{\sqrt{3} \cdot 1,0} = 884,7kN$$

Stojino je potrebno ojačati. Ojačamo jo s parom pločevin.

$$V_{ed,0,2} = \frac{V_{ed} - V_{pl,Rd}}{2} = \frac{1854,15kN - 884,7kN}{2} = 484,73kN \quad \text{obremenitev, ki jo mora prenesti ena pločevina}$$

$$t_{0,2} \geq \frac{V_{ed,0,2} \cdot \sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}{h_w \cdot f_y} = \frac{484,73 \cdot \sqrt{3} \cdot 1,0}{39,8cm \cdot 27,5N/cm^2} = 0,77cm \rightarrow \text{ojačamo s ploščama iz jekla S275 in debelin 0,8 cm}$$

3.7.7 Kontrola zvarov

Vse zvara v spoju predpišemo kot polnosilne kotne zware.

Zvar med čelno pločevino in prečko:

$$a_1 = 0,48 \cdot t_f = 0,48 \cdot 1,46 \text{ cm} = 0,7 \text{ cm}; \quad a_2 = 0,48 \cdot t_w = 0,48 \cdot 0,94 \text{ cm} = 0,5 \text{ cm}$$

$$a_3 = 0,48 \cdot t_0 = 0,48 \cdot 0,85 \text{ cm} = 0,5 \text{ cm}; \quad a_2 = 0,48 \cdot t_{0,2} = 0,48 \cdot 0,8 \text{ cm} = 0,4 \text{ cm}$$

4 POŽARNA ODPORNOST KONSTRUKCIJE

Požarna odpornost stavbe je čas v minutah, ki označuje odpornost nosilnega dela stavbe proti porušitvi, kar pomeni, da morajo stavbe biti projektirane in grajene tako, da nosilna konstrukcija v primeru požara določen čas ohrani potrebno nosilnost. Za našo konstrukcijo mora biti po predpisih zagotovljena odpornost R30.

Preglednica 4-1: Potrebna požarna odpornost stavb (Tehnična smernica TSG 1-001-Požarna varnost v stavbah;2010, str. 20)

Števílo etaž [1] Vrsta stavbe ali dela stavbe (CC-SI)	[2]	(P) do	(P+1) do	(P in P+1) nad	(P+2)	(P+3)	(P+4)	(P+6)
		600 m ² BET	600 m ² BET	600 m ² BET			(P+5)	(P+7)
112 - Večstanovanjske stavbe	A	nz	R 60 [3]	R 60 [3]	R 60 [4]	R 60 [4]	R 60	R 60
	B	nz	R 60 [3]	R 60 [3]	R 60 [3]	R 60 [4]	R 60 [4]	R 60
113 - Stanovanjske stavbe za posebne namene	A	R 30 [3]	R 60 [4]	R 60 [4]	R 60	R 90	R 90	R 90
	B	R 30 [3]	R 60 [3]	R 60 [4]	R 60 [4]	R 60 [4]	R 60	R 90
121 - Gostinske stavbe 1241 - Postaje, terminali, stavbe za elektronske komunikacije in z njimi povezane stavbe 1261 - Stavbe za kulturo in razvedrilo 1262 - Muzeji in knjižnice 1263 - Stavbe za izobraževanje in znanstveno-raziskovalno delo 1265 - Športne dvorane 123 - Trgovske in druge stavbe za storitvene dejavnosti 1272 - Stavbe za opravljanje verskih obredov, pokopališke stavbe	A	ng ali R 30 [3]	R 30 [3]	R 30 [3]	R 60 [4]	R 90	R 90	[5]
	B	nz	nz	R 30 [3]	R 60 [4]	R 60 [4]	R 60	R 90
122 - Upravne in pisarniške stavbe 1242 - Garažne stavbe 125 - Industrijske stavbe in skladišča do 1000 MJ/m ² 1271 - Nestanovanjske kmetijske stavbe	A	nz	ng ali R 30 [3]	R 30 [3]	R 30 [4]	R 60 [4]	R 60	R 60
	B	nz	nz	ng ali R 30 [3]	R 30 [3]	R 60 [4]	R 60 [4]	R 60
125 - Industrijske stavbe in skladišča nad 1000 MJ/m ²	A	ng	R 30	R 60	R 60	R 90	R 90	R 90
	B	ng	R 30	R 60	R 60	R 60	R 60	R 60
1264 - Stavbe za zdravstvo	A	R 30 [3]	R 60 [4]	R 60 [4]	R 60	R 90	R 90	[5]
	B	R 30 [3]	R 60 [3]	R 60 [4]	R 60 [4]	R 60 [4]	R 60	R 90
1274 - Nestanovanjske stavbe, ki niso uvrščene drugje	A	R 30	R 30	R 60	R 60	R 60	R 60	R 90
	B	R 30 [3]	R 30 [3]	R 30 [3]	R 30 [3]	R 30	R 30	R 60

Stavbo projektiramo tako, da jo razdelimo na požarne sektorje. Pri naši poslovni stavbi predstavlja posamezna etaža svoj požarni sektor v katerem pride do požara.

Pri projektiranju požarne odpornosti se ravnamo po predpisih iz standardov SIST EN: 1991-1-2, 1992-1-2, 1993-1-2, 1994-1-2, 1995-1-2, 1996-1-2. Požarno odpornost za našo stavbo določimo s poenostavljeno računsko metodo iz standarda SIST EN1993-1-2. V primeru premajhne požarne odpornost elemente zaščitimo s protipožarnimi izolacijami:

- Plošče
- Mineralni obrizgi
- Ekspanzijski premazi

4.1 Nosilnost

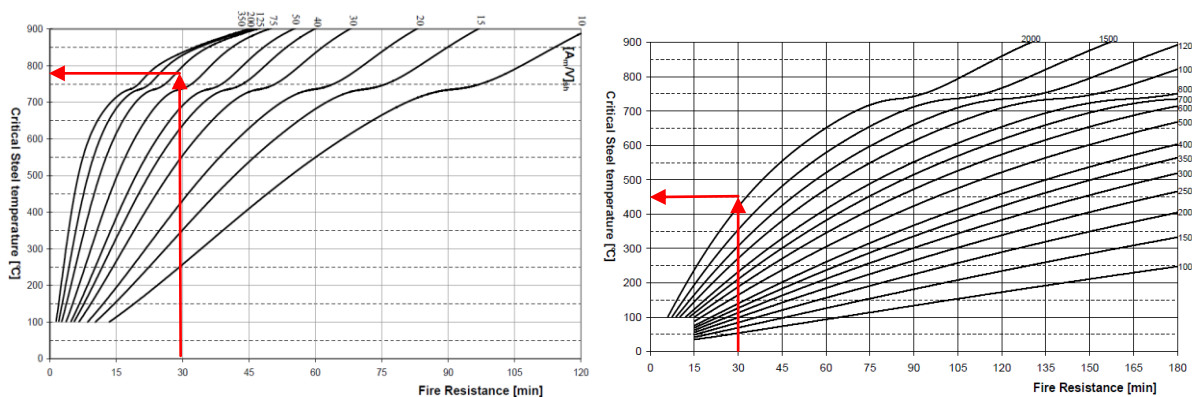
Za nosilnost jeklene konstrukcije se zahteva, da po času t velja:

$$E_{fi,d} \leq R_{fi,d,t}$$

$E_{fi,d}$ projektna vrednost vplivov pri požarnem projektnejm stanju v skladu z EN 1991-1-2

$R_{fi,d,t}$ projektna nosilnost jeklenega elementa pri požarnem projektnejm stanju v času t

Vpliv požara na nosilnost upoštevamo kot zmanjšanje odpornosti elementa. Predpostavimo konstantno temperaturo θ_a skozi prerez elementa, ki jo določimo s pomočjo nomograma na sliki 24.



Slika 23: Nomogram za zaščitene in nezaščitene elemente

Iz nomograma določimo kritično temperaturo za posamezni nezaščiteni ali zaščiteni element glede na faktor prereza

A_m/V nezaščiteni element

A_p/V zaščiteni element

4.2 Nosilnost sekundarnega nosilca

Faktor prereza za sekundarni nosilec IPE 330 z upoštevanjem, da je na zgornji stani AB plošča, ki preprečuje segrevanje, je

$$\frac{A_m}{V} = \frac{\text{obseg izpostavljen požaru}}{\text{površina prečnega prereza}} = 175$$

Pripadajoča temperatura v elementu pri času $t = 30$ min iz nomogramov je

$$\theta_a = 770^\circ$$

Redukcijski faktor določimo s pomočjo tabele iz SIST EN 1993-1-2.

Temperatura jekla	Redukcijski faktorji pri temperaturi θ glede na vrednost f_y oz E_a pri 20 °C		
	Redukcijski faktor (glede na f_y) za efektivno napetost tečenja $k_{y,\theta} = f_{y,\theta}/f_y$	Redukcijski faktor (glede na f_y) za mejo proporcionalnosti $k_{p,\theta} = f_{p,\theta}/f_y$	Redukcijski faktor (glede na E_a) za naklon linearno elastičnega dela $k_{E,\theta} = E_{a,\theta}/E_a$
20 °C	1,000	1,000	1,000
100 °C	1,000	1,000	1,000
200 °C	1,000	0,807	0,900
300 °C	1,000	0,613	0,800
400 °C	1,000	0,420	0,700
500 °C	0,780	0,360	0,600
600 °C	0,470	0,180	0,310
700 °C	0,230	0,075	0,130
800 °C	0,110	0,050	0,090
900 °C	0,060	0,0375	0,0675
1000 °C	0,040	0,0250	0,0450
1100 °C	0,020	0,0125	0,0225
1200 °C	0,000	0,0000	0,0000

OPOMBA: Za vmesne vrednosti temperatur jekla je dovoljena linearna interpolacija.

Slika 24: Redukcijski faktorji (SIST EN 1993--1-2;2005, str. 22)

$$k_{y,\theta} = k_{y,\theta,max} = 0,146$$

Za upogibne elemente velja:

$$M_{fi,Ed} \leq k_{y,\theta} \cdot M_{fi,Rd} \left[\frac{\gamma_{M0}}{\gamma_{M,fi}} \right] = k_{y,\theta} \cdot Wel \cdot \frac{fy}{\gamma_{M,fi}}$$

$\gamma_{M,fi}$ delni faktor obravnavane lastnosti materiala na požarno projektno stanje (priporočena vrednost $\gamma_{M,fi} = 1,0$)

Merodajno obremenitev za požarno stanje, določimo s nezgodno obtežno kombinacijo po SIST EN 1990; točka 6.4.3.3:

$$G_k + \psi_{1,1} \cdot Q_k \quad \text{za koristno obtežbo upoštevamo} \quad \psi_{1,1} = 0,5$$

$$V_{fi,ed} = 38,6 \text{ kN}, \quad M_{fi,ed} = 58,73 \text{ kNm}, \quad N_{fi,ed} = 0 \text{ kN}$$

$$M_{fi,Ed} = 5873 \text{ kNcm} \leq k_{y,\theta} \cdot Wel \cdot \frac{fy}{\gamma_{M,fi}} = 0,146 \cdot 713 \text{ cm}^3 \cdot \frac{27,5 \text{ kN/cm}^2}{1,0} = 2862 \text{ kNcm}$$

Potrebna protipožarna zaščita.

Ker so nosilci skriti za spuščanim stropom jih zaščitimo s protipožarnimi ometi CAFCO 300, debeline 0,6 cm, ki imajo toplotno prevodnost $\lambda_p = 0,078 \text{ W/mK}$.

Določimo faktor

$$\frac{A_p}{V} \cdot \frac{\lambda_p}{d_p} = 175 \cdot \frac{0,078 \text{ W/mK}}{0,006} = 2275 \rightarrow \theta_a = 450^\circ$$

$$k_{y,\theta} = 0,89$$

$$V_{fi,Ed} \leq k_{y,\theta} \cdot V_{pl,Rd} \cdot \left[\frac{\gamma_{M0}}{\gamma_{M,fi}} \right] = A_v \frac{fy}{\sqrt{3}\gamma_{M0}} = k_{y,\theta} \cdot \frac{h_w \cdot t_w \cdot fy}{\sqrt{3} \gamma_{M,fi}} \rightarrow 38,6kN < 0,89 \cdot 23,0 \text{ cm}^2 \cdot \frac{27,5kN}{\sqrt{3}} = 325,0kN$$

$$M_{fi,Ed} = 5873kNm \leq k_{y,\theta} \cdot Wel \cdot \frac{fy}{\gamma_{M,fi}} = 0,89 \cdot 713cm^3 \cdot \frac{27,5kN/cm^2}{1,0} = 17450,7kNcm$$

Upogibna nosilnost prereza ni presežena.

Nosilnost elementa:

$$\bar{\lambda}_{LT,\theta,com} = \bar{\lambda}_{LT} \left[\frac{k_{y,\theta,com}}{k_{E,\theta,com}} \right]^{0,5} = \sqrt{\frac{19607,5kNcm}{72937kNcm}} \cdot \left[\frac{0,89}{0,65} \right]^{0,5} = 0,60$$

$$\alpha = 0,65 \sqrt{\frac{235}{fy}} = 0,6$$

$$\phi_{LT,\theta,com} = \frac{1}{2} \left[1 + \alpha \bar{\lambda}_{LT,\theta,com} + \bar{\lambda}_{LT,\theta,com}^2 \right] = 0,5 \cdot (1 + 0,6 \cdot 0,60 + 0,60^2) = 0,86$$

$$\chi_{LT,fi} = \frac{1}{\phi_{LT,\theta,com} + \sqrt{[\phi_{LT,\theta,com}]^2 - [\bar{\lambda}_{LT,\theta,com}]^2}} = \frac{1}{0,86 + \sqrt{[0,86]^2 - [0,60]^2}} = 0,68$$

$$M_{fi,Ed} = 5873kNm \leq k_{y,\theta,com} \cdot \chi_{LT,fi} \cdot Wel \cdot \frac{fy}{\gamma_{M,fi}} = 0,89 \cdot 0,68 \cdot 712cm^3 \cdot \frac{27,5kN/cm^2}{1,0} = 11849,8kNcm$$

Pogoju je zadoščeno.

4.3 Nosilnost primarnega nosilca

$$M_{fi,red} = 202,7 \text{ kNm}, N_{fi,red} = -63,5 \text{ kN}, V_{fi,red} = 119,3 \text{ kN}$$

$$\frac{A_m}{V} = 162 \rightarrow \theta_a = 775^\circ \rightarrow k_{y,\theta} = k_{y,\theta,max} = 0,140$$

$$\frac{N_{fi,Ed}}{k_{y,\theta} A \cdot fy / \gamma_{M,fi}} + \frac{M_{fi,y,Ed}}{k_{y,\theta} W_{y,el} \cdot fy / \gamma_{M,fi}} = \frac{63,5kN}{0,140 \cdot 98,8cm^2 \cdot 27,5kN/cm^2} + \frac{202,7kNm \cdot 100}{0,140 \cdot 1500cm^3 \cdot 27,5kN/cm^2} = 3,67 \leq 1,0$$

Nosilnost ni zagotovljena. Nosilce zaščitimo s protipožarnimi ometi CAFCO 300 debeline 0,5 cm.

$$\frac{A_p}{V} \cdot \frac{\lambda_p}{d_p} = 162 \cdot \frac{0,078W/mK}{0,005} = 2527,2 \rightarrow \theta_a = 450^\circ$$

$$k_{y,\theta} = 0,89$$

$$V_{fi,Ed} \leq k_{y,\theta} \cdot V_{pl,Rd} \cdot \left[\frac{\gamma_{M0}}{\gamma_{M,fi}} \right] = A_v \frac{fy}{\sqrt{3}\gamma_{M0}} = k_{y,\theta} \cdot \frac{h_w \cdot t_w \cdot fy}{\sqrt{3} \gamma_{M,fi}} \rightarrow 119,3kN < 0,89 \cdot 39,5 \text{ cm}^2 \cdot \frac{27,5kN}{\sqrt{3}} = 558,2kN$$

Strižna nosilnost prereza ni presežena

$$\frac{N_{fi,Ed}}{k_{y,\theta} A \cdot fy / \gamma_{M,fi}} + \frac{M_{fi,y,Ed}}{k_{y,\theta} W_{y,el} \cdot fy / \gamma_{M,fi}} = \frac{63,5kN}{0,89 \cdot 98,8cm^2 \cdot 27,5kN/cm^2} + \frac{202,7kNm \cdot 100}{0,89 \cdot 1500cm^3 \cdot 27,5kN/cm^2} = 0,58 \leq 1,0$$

Nosilnost prereza ni presežena.

$$\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{min,fi} \cdot k_{y,\theta} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M,fi}} + \frac{k_{y,\theta} \cdot M_{fi,y,Ed}}{k_{y,\theta} W_{y,el} \cdot f_y / \gamma_{M,fi}} = \frac{63,5kN}{0,89 \cdot 0,52 \cdot 98,8cm^2 \cdot 27,5kN/cm^2} + \frac{202,7kNm \cdot 100}{0,89 \cdot 1500cm^3 \cdot 27,5kN/cm^2} = 0,6 \leq 1,0$$

$$\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{z,fi} \cdot k_{y,\theta} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M,fi}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{fi,y,Ed}}{\chi_{LT,fi} \cdot k_{y,\theta} W_{y,el} \cdot f_y / \gamma_{M,fi}} = \frac{63,5kN}{0,52 \cdot 0,89 \cdot 98,8cm^2 \cdot 27,5kN/cm^2} + \frac{0,98 \cdot 202,7kNm \cdot 100}{0,77 \cdot 0,89 \cdot 1500cm^3 \cdot 27,5kN/cm^2} = 0,75 \leq 1,0$$

Nosilnost elementa ni presežena.

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{fi,Ed}}{\chi_{z,fi} \cdot A \cdot k_{y,\theta} \cdot f_y / \gamma_{M,fi}} = 0,98 \leq 1$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \cdot \bar{\lambda}_{z,\theta} \cdot \beta_{M,LT} - 0,15 = 0,15 \cdot 0,88 \cdot 1,18 - 0,15 = 0,0 \leq 0,9$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{fi,Ed}}{\chi_{y,fi} \cdot A \cdot k_{y,\theta} \cdot f_y / \gamma_{M,fi}} = 1 \leq 3$$

$$\bar{\lambda}_{LT,\theta,com} = \bar{\lambda}_{LT} \left[\frac{k_{y,\theta,com}}{k_{E,\theta,com}} \right]^{0,5} = \sqrt{\frac{41250kNcm}{300147kNcm}} \cdot \left[\frac{0,89}{0,65} \right]^{0,5} = 0,43$$

$$\alpha = 0,65 \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0,6$$

$$\phi_{LT,\theta,com} = \frac{1}{2} \left[1 + \alpha \bar{\lambda}_{LT,\theta,com} + \bar{\lambda}_{LT,\theta,com}^2 \right] = 0,5 \cdot (1 + 0,6 \cdot 0,43 + 0,43^2) = 0,72$$

$$\chi_{LT,fi} = \frac{1}{\phi_{LT,\theta,com} + \sqrt{[\phi_{LT,\theta,com}]^2 - [\bar{\lambda}_{LT,\theta,com}]^2}} = \frac{1}{0,72 + \sqrt{[0,72]^2 - [0,43]^2}} = 0,77$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{l_{uy}}{i_y \cdot \lambda_1} = \frac{800cm}{18,50cm \cdot 93,9 \cdot 0,924} = 0,5$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{l_{uz}}{i_z \cdot \lambda_1} = \frac{267cm}{4,12cm \cdot 93,9 \cdot 0,924} = 0,75$$

$$\bar{\lambda}_{\theta,y} = \bar{\lambda}_y \cdot \left[\frac{k_{y,\theta,com}}{k_{E,\theta,com}} \right]^{0,5} = 0,5 \cdot \left[\frac{0,89}{0,65} \right]^{0,5} = 0,58$$

$$\bar{\lambda}_{\theta,z} = \bar{\lambda}_z \cdot \left[\frac{k_{y,\theta,com}}{k_{E,\theta,com}} \right]^{0,5} = 0,75 \cdot \left[\frac{0,89}{0,65} \right]^{0,5} = 0,88$$

$$\phi_{\theta,y} = \frac{1}{2} \left[1 + \alpha \bar{\lambda}_{\theta,y} + \bar{\lambda}_{\theta,y}^2 \right] = 0,5 \cdot (1 + 0,6 \cdot 0,58 + 0,58^2) = 0,84$$

$$\phi_{\theta,z} = \frac{1}{2} \left[1 + \alpha \bar{\lambda}_{\theta,z} + \bar{\lambda}_{\theta,z}^2 \right] = 0,5 \cdot (1 + 0,6 \cdot 0,88 + 0,88^2) = 1,15$$

$$\chi_{fi,y} = \frac{1}{\phi_{\theta,y} + \sqrt{[\phi_{\theta,y}]^2 - [\bar{\lambda}_{\theta,y}]^2}} = \frac{1}{0,84 + \sqrt{[0,84]^2 - [0,58]^2}} = 0,69$$

$$\chi_{fi,z} = \frac{1}{\phi_{\theta,z} + \sqrt{[\phi_{\theta,z}]^2 - [\bar{\lambda}_{\theta,z}]^2}} = \frac{1}{1,15 + \sqrt{[1,15]^2 - [0,88]^2}} = 0,52$$

$$\min \chi_{fi} = \chi_{fi,z}$$

$$\beta_M = \beta_{M,\psi} + \frac{M_Q}{M_{\Delta}} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi}) = 0,68 + \frac{249,0}{306,2} (1,3 - 0,68) = 1,18$$

4.4 Nosilnost stebra

$N_{fi,ed} = -478,3$ kN, $M_{fi,ed} = 3,3$ kNm, $V_{fi,ed} = 3,81$ kN; $M_{fi,ed}$ in $V_{fi,ed}$ v računu zanemarimo, dimenzioniramo stebel v spodnji etaži

$$\frac{A_m}{V} = 91,5 \rightarrow \theta_a = 730^\circ \rightarrow k_{y,\theta} = k_{y,\theta,max} = 0,194$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{l_{u,y}}{i_y \cdot \lambda_1} = \frac{162 \text{ cm}}{19,1 \text{ cm} \cdot 86,7} = 0,1 \quad \text{uklonski dolžina } l_{u,y} \text{ in } l_{u,z} \text{ za vpet stebel z zgornje in spodnje strani}$$

$$l_u = 0,5 l$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{l_{u,z}}{i_z \cdot \lambda_1} = \frac{162 \text{ cm}}{7,33 \text{ cm} \cdot 86,7} = 0,25$$

$$\bar{\lambda}_{\theta,y} = \bar{\lambda}_y \cdot \left[\frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}} \right]^{0,5} = 0,1 \cdot \left[\frac{0,194}{0,118} \right]^{0,5} = 0,13$$

$$\bar{\lambda}_{\theta,z} = \bar{\lambda}_z \cdot \left[\frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}} \right]^{0,5} = 0,25 \cdot \left[\frac{0,194}{0,118} \right]^{0,5} = 0,32$$

$$\varphi_{\theta,y} = \frac{1}{2} \left[1 + \alpha \bar{\lambda}_{\theta,y} + \bar{\lambda}_{\theta,y}^2 \right] = 0,5 \cdot (1 + 0,6 \cdot 0,13 + 0,13^2) = 0,55$$

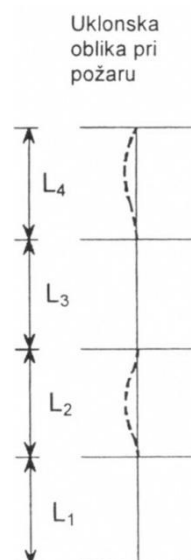
$$\varphi_{\theta,z} = \frac{1}{2} \left[1 + \alpha \bar{\lambda}_{\theta,z} + \bar{\lambda}_{\theta,z}^2 \right] = 0,5 \cdot (1 + 0,6 \cdot 0,32 + 0,32^2) = 0,64$$

$$\chi_{fi,y} = \frac{1}{\varphi_{\theta,y} + \sqrt{[\varphi_{\theta,y}]^2 - [\bar{\lambda}_{\theta,y}]^2}} = \frac{1}{0,55 + \sqrt{[0,55]^2 - [0,13]^2}} = 0,92$$

$$\chi_{fi,z} = \frac{1}{\varphi_{\theta,z} + \sqrt{[\varphi_{\theta,z}]^2 - [\bar{\lambda}_{\theta,z}]^2}} = \frac{1}{0,64 + \sqrt{[0,64]^2 - [0,32]^2}} = 0,84 = \chi_{fi,min}$$

$$N_{fi,Ed} = 478,3 \leq N_{b,fi,t,Rd} = \frac{\chi_{fi} \cdot k_{y,\theta} \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,84 \cdot 0,194 \cdot 218 \text{ cm}^2 \cdot 27,5 \text{ kN/cm}^2}{1,0} = 976,9 \text{ kN}$$

Požarna nosilnost je zagotovljena brez uporabe požarne zaščite.



5 ZAKLJUČEK

V okviru diplomske naloge, sem dimenzioniral dvoetažno poslovno stavbo. Nosilno konstrukcijo sta predstavljala momentna okvirja v obeh smereh, ki so ju sestavljali dvojni HEB stebri in IPE prečke.

V prvem delu diplomske naloge, sem si predpostavil dimenzije nosilnih elementov, katere sem preveril na mejno stanje nosilnosti, mejno stanje uporabnosti, potresno obtežbo in požarno obtežbo. V diplomski nalogi je prikazano le preverjanje nosilnosti na končno dimenzijo elementov. Upošteval sem Evrokod standarde, ki so trenutni veljavni predpisi za dimenzioniranje v Sloveniji.

Največji poudarek sem posvetil požarni odpornosti stavbe, ki sem jo določil po enostavni računski metodi iz standarda SIST EN 1993-1-2. Požarna odpornost po tej metodi temelji na zmanjšanju odpornosti elementov preko redukcijskih faktorjev nosilnosti. Požar ima večji vpliv na tanjše prereze, saj imajo ti majhen volumen glede na površino, ki je izpostavljena višji temperaturi. Posledično se jim hitreje zniža nosilnost, kar se je pokazalo v diplomski nalogi pri dimenzioniranju stebrov in nosilcev na požarno projektno stanje. Za zagotovitev ustrezne nosilnosti je bilo potrebno nosilce dodatno zaščiti z požarno-odpornimi materiali, medtem ko so stebri, kljub požarni obremenitvi ostali ustrezne nosilnosti.

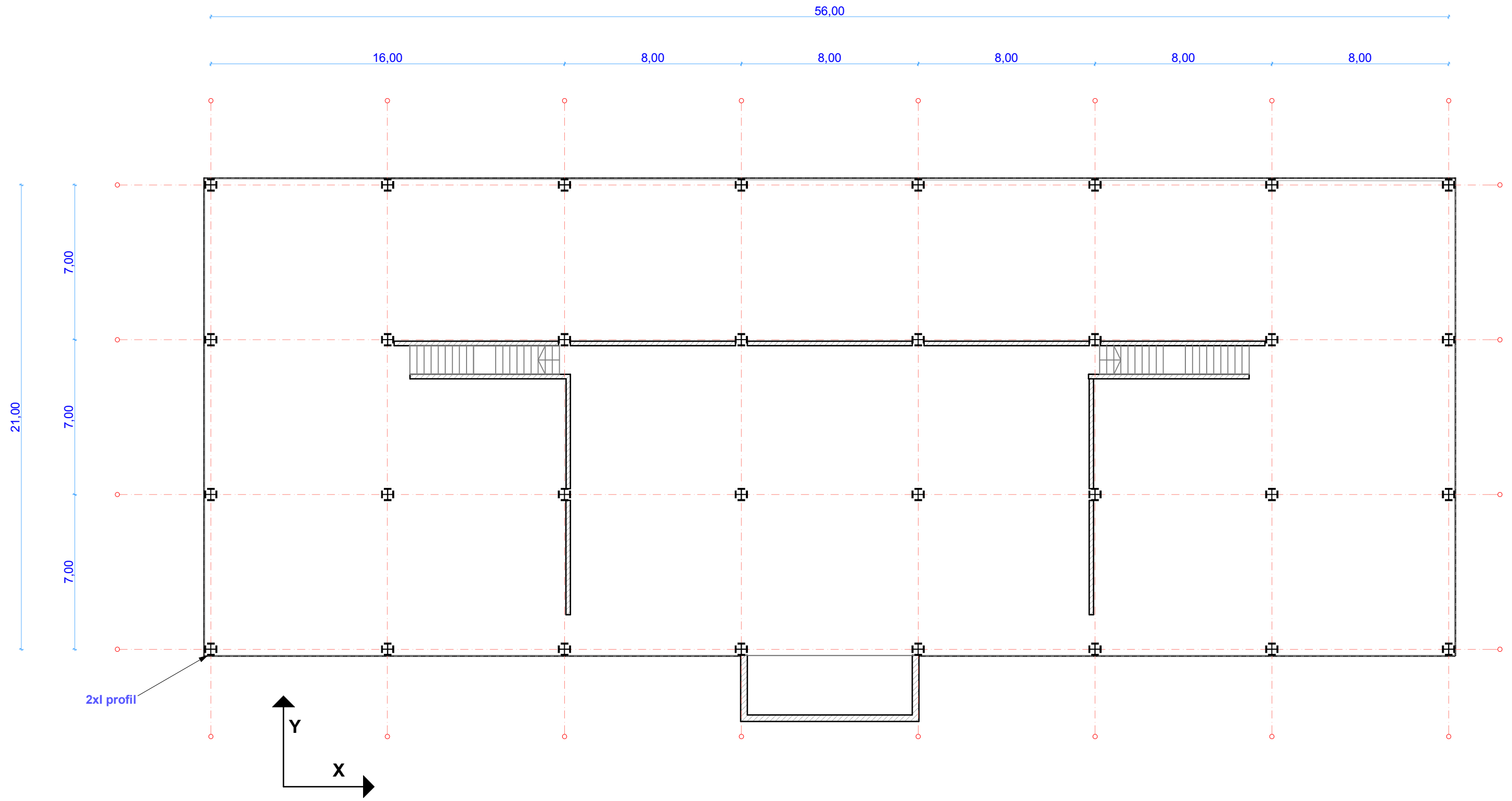
Poenostavljena računski metoda, je približna metoda za določanje odpornosti stavbe. Njena prednost je v tem, da lahko v kratkem času dobimo podatke o stavbi, brez uporabe programskih orodij. Za podrobnejšo analizo lahko uporabimo napredne računske metode, s katerimi pa se v diplomski nalogi nisem ukvarjal.


VIRI

- Beg, D., Pogačnik, A. 2009. Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po evrokod standardih. Ljubljana, Inženirska zbornica Slovenije.
- 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 1991-1-1: 2004/A101. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije –1-1. del: Splošni vplivi – Prostorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb – Nacionalni dodatek.
- SIST EN 1991-1-3: 2004. Evrokod1: Vplivi na konstrukcije - 1-3. del : Splošni vplivi – Obtežba snega.
- SIST EN 1991: 2008/A101. Evrokod1: Vplivi na konstrukcije - 1-3. del: Splošni vplivi – Obtežba snega – Nacionalni dodatek.
- SIST EN 1991: 2005 Evrokod1: Vplivi na konstrukcije - 1-3. del: Splošni vplivi – Vpliv vetra.
- SIST EN 1991: 2007/A101. Evrokod1: Vplivi na konstrukcije - 1-3. del: Splošni vplivi – Vpliv vetra – Nacionalni dodatek.
- SIST EN 1992: 2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij - 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe.
- SIST EN 1993: 2005. Evrokod 3: Projektiranje jeklenih konstrukcij - 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe.
- SIST EN 1993-1-2: 2005. Evrokod 3: Projektiranje jeklenih konstrukcij - 1-3. del: Splošna pravila – Požarnoodporno projektiranje.
- SIST EN 1993: 2005. Evrokod3: Projektiranje jeklenih konstrukcij - 1-8. del: Projektiranje spojev.
- Filigan plošče NIVO.2013. <http://www.nivo.si/pgm/555>. (pridobljeno 15. 9. 2013)
- Haller, M, 2006. Fire resistance of steel structures. Luksemburg, Arcelor LCS Research Centre, str: 14, 21

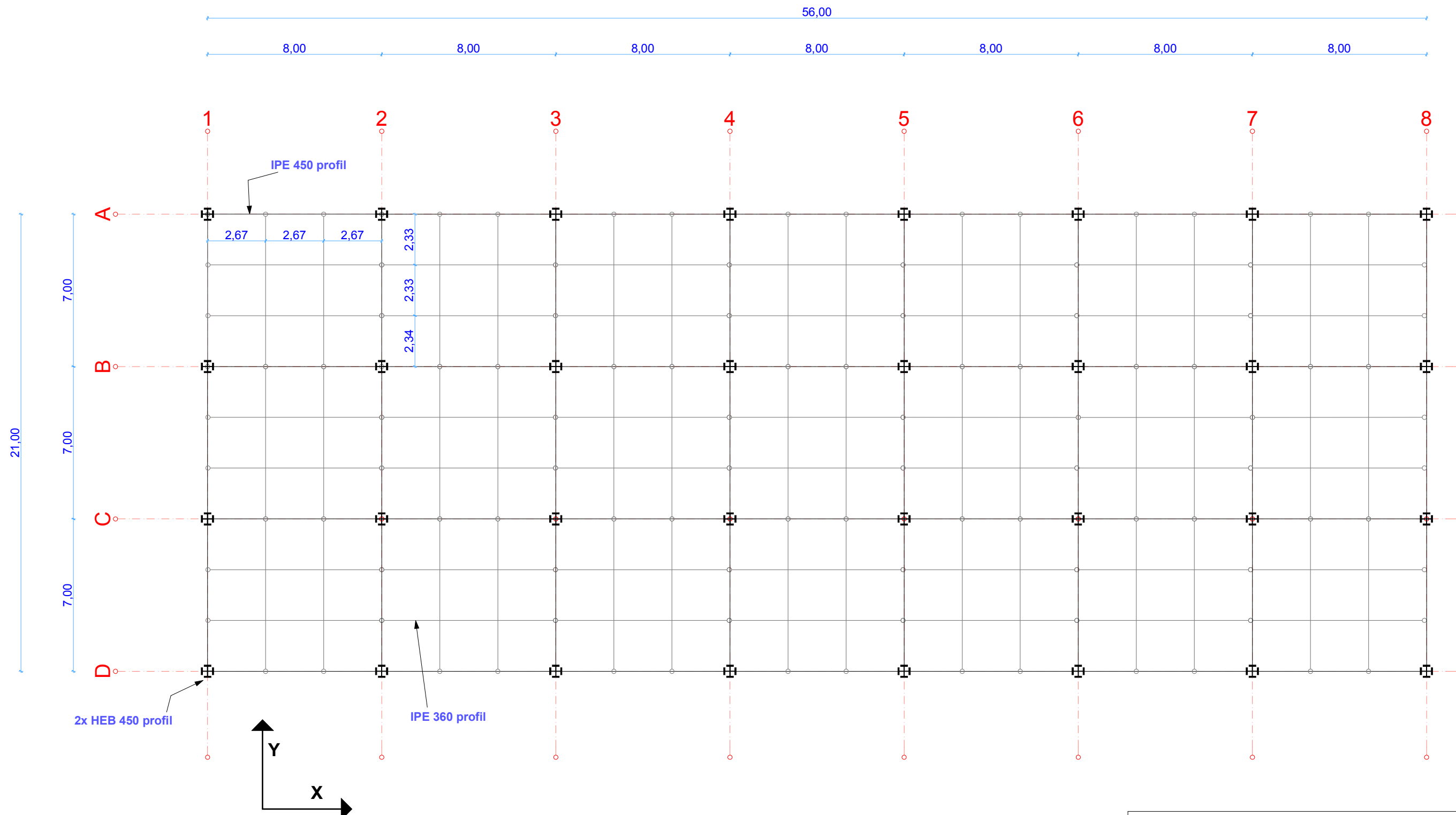
Priloga A: Načrti gradbenih konstrukcij

- Načrt arhitekture
- Načrt nosilne konstrukcije
- Načrt prerezov
- Načrt momentnega spoja




 Univerza v Ljubljani
 Fakulteta za *gradbeništvo in geodezijo*
 Katedra za metalne konstrukcije

NASLOV:		ZASNOVA ARHITEKTURE	
MERILO:	1:100	AVTOR:	Mihael Legen
DATUM:	17.9.2013	Št. dokumenta:	



NASLOV:

ZASNOVA NOSILNIH ELEMENTOV

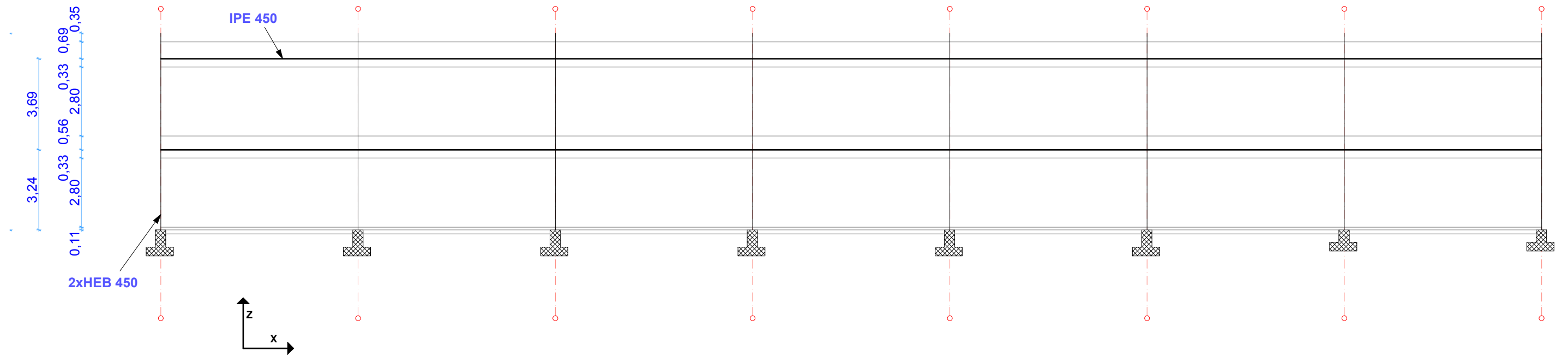
MERILO: 1:100

AVTOR: Mihael Legen

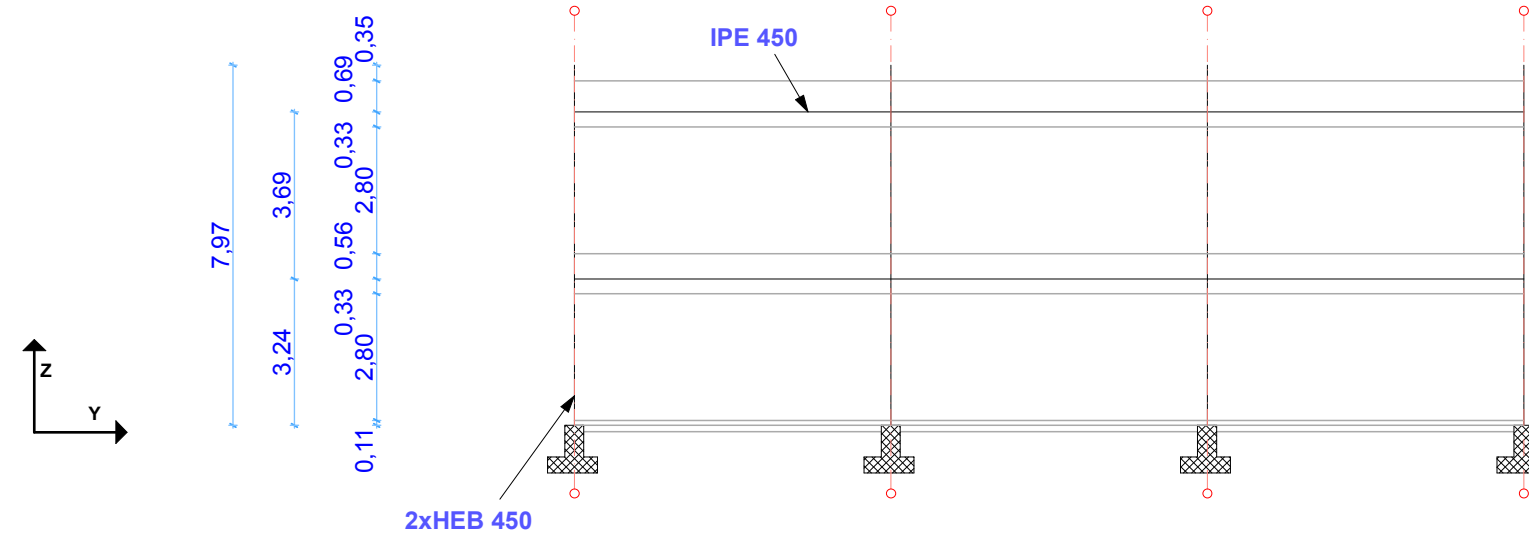
DATUM: 17.9.2013

Št. dokumenta:

VZDOLŽNI PREREZ



PREČNI PREREZ



Univerza v Ljubljani
Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo
Katedra za metalne konstrukcije

NASLOV:

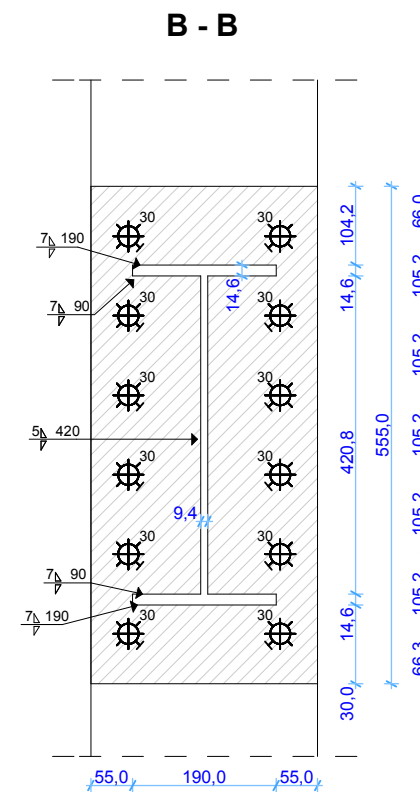
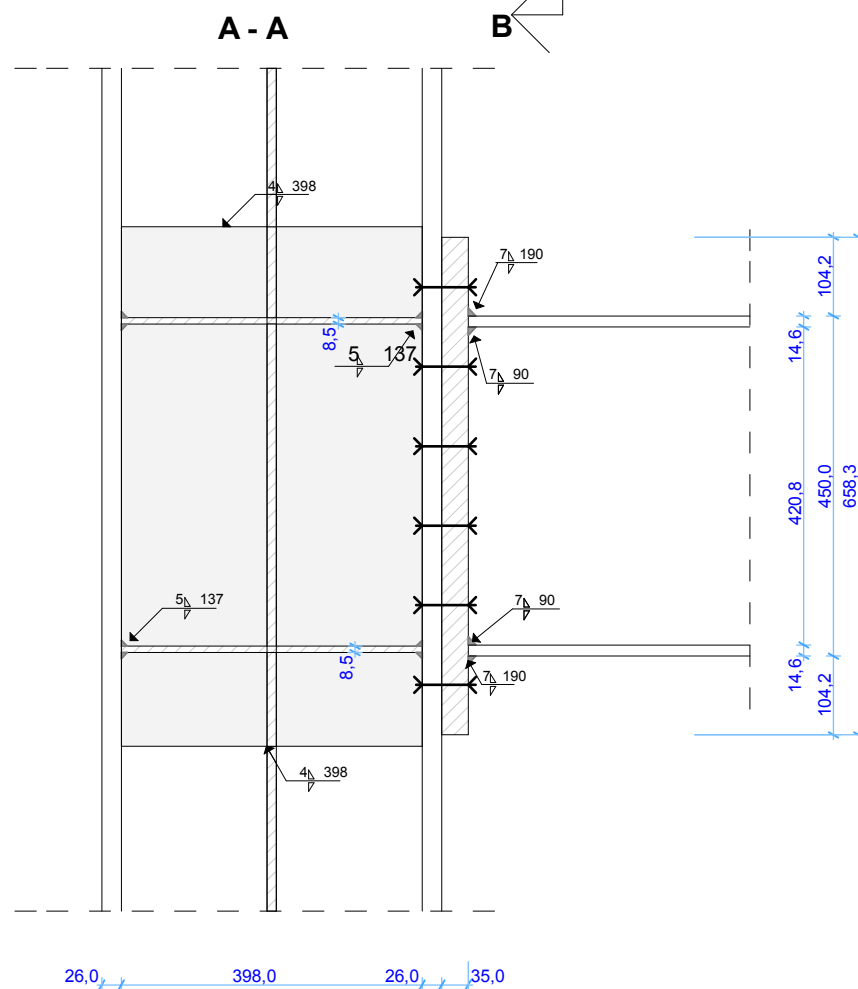
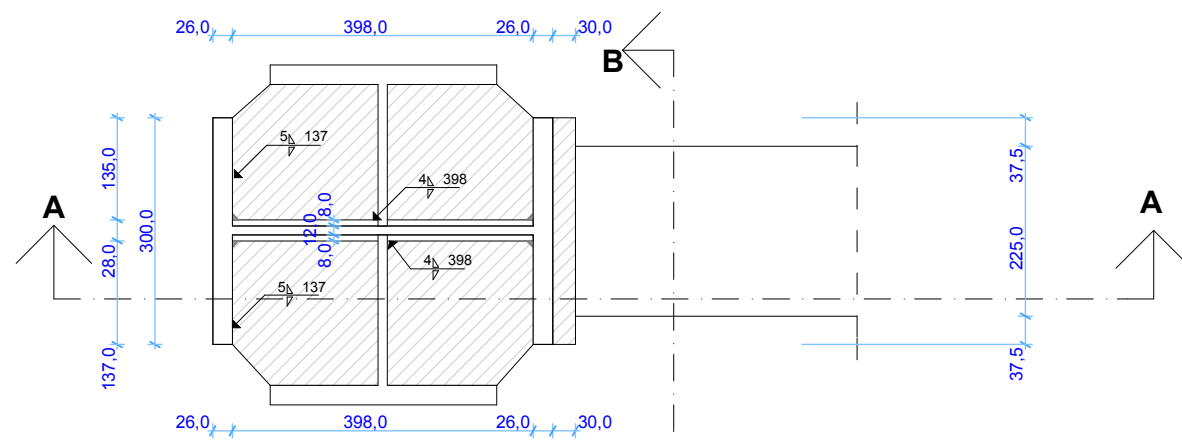
PREREZA

MERILO: 1:100

AVTOR: Mihael Legen

DATUM: 17.9.2013

Št. dokumenta:



NASLOV:

MOMENTNI SPOJ PREČKA-STEBER

MERILO: M 1:10

AVTOR: Mihael Legen

DATUM: 17.9.2013

Št. dokumenta: