

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:

Cilenšek, M., 2015. Petetažni stanovanjski objekt z jekleno nosilno konstrukcijo. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Korelc, J., somentor Može, P.): 107 str.

Datum arhiviranja: 03-03-2015

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:

Cilenšek, M., 2015. Petetažni stanovanjski objekt z jekleno nosilno konstrukcijo. B.Sc. Thesis. Ljubljana, University of Ljubljani, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Korelc, J., co-supervisor Može, P.): 107 pp.

Archiving Date: 03-03-2015

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

**VISOKOŠOLSKI STROKOVNI
ŠTUDIJSKI PROGRAM PRVE
STOPNJE OPERATIVNO
GRADBENIŠTVO**

Kandidat:

MARKO CILENŠEK

**PETETAŽNI STANOVANJSKI OBJEKT Z JEKLENO
NOSILNO KONSTRUKCIJO**

Diplomska naloga št.: 82/OG-MK

**FIVE-STORY APARTMENT BUILDING WITH LOAD
BEARING STRUCTURE MADE OF STEEL**

Graduation thesis No.: 82/OG-MK

Mentor:

prof. dr. Jože Korelc

Predsednik komisije:

doc. dr. Tomo Cerovšek

Somentor:

doc. dr. Primož Može

Ljubljana, 27. 02. 2015

STRAN ZA POPRAVKE

Stran z napako

Vrstica z napako

Namesto

Naj bo

IZJAVE

Podpisani Marko Cilenšek izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom »Petetažni stanovanjski objekt z jekleno nosilno konstrukcijo«.

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

Izjavljam, da dovoljujem objavo elektronske različice v digitalnem repozitoriju.

Ljubljana, 9. 2. 2015

Marko Cilenšek

BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK: 624.014:624.04:728.2(043.2)
Avtor: Marko Cilenšek
Mentor: prof. dr. Jože Korelc
Somentor: doc. dr. Primož Može
Naslov: Petetažni stanovanjski objekt z jekleno nosilno konstrukcijo
Tip dokumenta: Diplomaska naloga – visokošolski strokovni študij
Obseg in oprema: 107 str., 7 pregl., 104 sl., 5 pril.
Ključne besede: jeklena konstrukcija, Evrokod, statična analiza, seizmična analiza, požarna analiza

Izvleček

V diplomski nalogi je v skladu s predpisi Eurocode izvedena ter prikazana statična analiza petnadstropne stanovanjske stavbe. Nosilna konstrukcija stavbe je jeklena. Medetažna konstrukcija je izvedena kot armirano betonska plošča. Upoštevani so vsi vplivi, ki delujejo na konstrukcijo; to so stalni vplivi, vplivi koristne obtežbe, obtežbe snega, vetra in potresnega delovanja. S pomočjo programa Scia Engineer je bila na prostorskem modelu izvedena statična in seizmična analiza objekta. Opravljena je tudi analiza sekundarnih nosilcev v sovprežni izvedbi. Prikazano je dimenzioniranje polnonosilnega momentnega spoja nosilca s stebrom, pa tudi členkast spoj sekundarnega nosilca, pritrjenega na primarni nosilec. Na koncu je prikazana požarna analiza nosilca in stebra. Izvedeni so tudi pozicijski načrti konstrukcije in načrti obravnavanih spojev.

BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT

UDC: 624.014:624.04:728.2(043.2)
Author: Marko Cilenšek
Supervisor: Prof. Jože Korelc, Ph.D.
Co-supervisor: Assist. Prof. Primož Može, Ph.D.
Title: Five-story apartment building with load bearing structure made of steel
Document type: Graduation Thesis – Higher professional studies
Notes: 107 p., 7 tab., 104 fig., 5 ann.
Key words: steel construction, Eurocode, static analysis, seismic analysis, fire analysis

This graduation thesis deals with static analysis of five-story apartment building in compliance with the Eurocode standard. The load bearing structure is made of steel. The interstory slab is made of reinforced concrete. All the effects influencing the construction are considered namely permanent load, imposed load, snow load, wind load and seismic actions. The static and seismic analysis of structure is made on a spatial model with the Scia Engineer programme. The analysis of the secondary composit beam was made as well. Two types of designs of joints are presented: the full-strenght moment resisting beam to column connection, and the hinged secondary beam to primary beam connection. In the final section of the thesis the structural fire design of the beam and the column is presented. The thesis concludes with the positional plans and drawings of the existing joints.

ZAHVALA

Zahvaljujem se prof. dr. Jožetu Korelcu in doc. dr. Primožu Možetu za pomoč in usmerjanje pri izdelavi diplomske naloge.

Hvala tudi celotni družini, puncu Tjaši in prijateljem. Vsi so mi stali ob strani tekom študija in me podpirali pri izdelavi diplomske naloge.

KAZALO VSEBINE

1 UVOD	1
2 TEHNIČNO POROČILO.....	2
2.1 Zasnova konstrukcije.....	2
2.2 Statični sistem.....	5
2.3 Vplivi na konstrukcijo	5
2.4 Gradiva	6
2.5 Izbrani prerezi.....	6
3 OBTEŽBE IN OBTEŽNE KOMBINACIJE	7
3.1 Lastna obtežba.....	7
3.2 Stalna obtežba.....	7
3.2.1 Strešna konstrukcija.....	7
3.2.2 Medetažna konstrukcija.....	8
3.2.3 Fasadna konstrukcija	8
3.2.4 Stopnišče.....	8
3.2.5 Dvigalo	9
3.3 Koristna obtežba.....	9
3.4 Obtežba snega.....	10
3.5 Obtežba vetra.....	11
3.5.1 Osnovna hitrost vetra.....	11
3.5.2 Največji tlak pri sunkih vetra.....	12
3.5.3 Tlak vetra na ploskve.....	13
3.6 Obtežne kombinacije.....	18
4 RAČUNSKI MODEL NOSILNIH KONSTRUKCIJ IN PODKONSTRUKCIJ	22
4.1 Armiranobetonska plošča	22
4.1.1 Kontrola nosilnosti najbolj obremenjene plošče.....	23
4.2. Sovprežni nosilec.....	25
4.2.1 Montažno stanje.....	26
4.2.2 Končno stanje	29
5. STATIČNA ANALIZA.....	34
5.1 Računski model	34
5.2 Obtežbe.....	34
5.3 Analiza okvirjev v smeri Y.....	39
5.3.1 Mejno stanje nosilnosti.....	39

5.3.2	Mejno stanje uporabnosti	44
5.4	Okvirji v smeri X	46
5.4.1	Mejno stanje nosilnosti.....	46
5.4.2	Mejno stanje uporabnosti	48
6.	POTRESNA ANALIZA.....	49
6.1	Računski model	49
6.2	Obtežba	50
6.3.	Kombinacija vplivov za seizmično projektno stanje.....	51
6.4.	Račun mase konstrukcije.....	52
6.5	Vpliv naključne torzje	56
6.6	Analiza momentnega okvirja v Y smeri.....	58
6.6.1	Izpis momentov in sil, ki vplivajo na potresno analizo	58
6.6.2	Omejitev poškodb	63
6.6.3	Mejno stanje nosilnosti.....	64
6.6.4	Dimenzioniranje prečke IPE 450	66
6.6.5	Dimenzioniranje stebra HEB 650	68
6.7	Analiza momentnega okvirja v X smeri.....	73
6.7.1	Izpis momentov in sil, ki vplivajo na potresno analizo	73
6.7.2	Omejitev poškodb	77
6.7.3	Mejno stanje nosilnosti.....	78
6.7.4	Dimenzioniranje prečke IPE 500	80
6.7.5	Dimenzioniranje stebra HEM 800.....	82
7	SPOJI	87
7.1	Momentni spoj HEB650-IPE450	87
7.2	Členkasti spoj IPE500-IPE330.....	92
8	KONTROLA PROFILOV V POŽARNEM PROJEKTNEM STANJU.....	96
8.1	Kontrola nosilca IPE 450	96
8.2	Kontrola stebra HEB 650	100
9	ZAKLJUČEK.....	105
VIRI.....		106

KAZALO SLIK

Slika 1: Tloris nosilne konstrukcije v tipčni etaži (modra – momentni okvirji; temno zelena – členkaste povezave momentnih okvirjev; svetlo zelena – sekundarni sovprežni jekleni nosilci)	2
Slika 2: Vzdolžni pogled nosilne konstrukcije z vrisanim potekom stopnišča	2
Slika 3: Prečni pogled nosilne konstrukcije	3
Slika 4: Idejna razdelitve stanovanj v etaži	3
Slika 5: Prikaz pritrdjevanja fasadnih plošč (http://www.qbiss.eu/unbeatable-energy-efficient-glass-curtain-wall-system/system-17156/assembly-21319/)	3
Slika 6: Prikaz medstanovanjske predelne stene	4
Slika 7: Prikaz predelne stene v stanovanjih	4
Slika 8: Nosilna konstrukcija, ki zagotavlja horizontalno togost v smeri X in Y	5
Slika 9: Strešna konstrukcija	7
Slika 10: Medetažna konstrukcija	8
Slika 11: Stopniščna konstrukcija	8
Slika 12: Razporeditev koristne obtežbe v etaži	10
Slika 13: Graf za določitev oblikovnega koeficienta SIST EN 1991-1-3 : 2004, str 15, slika 5.1 ...	10
Slika 14: Slovenija, razdeljena na vetrne cone – SIST EN 1991-1-4: 2005/oA101: 2007, str. 5, slika 1	11
Slika 15: Smer delovanja vetra glede na tloris objekta	13
Slika 16: Prikaz cone delovanja vetra D in E glede na tloris objekta	13
Slika 17: Cone delovanja vetra glede na naris objekta (stene vzporedne s smerjo delovanja vetra)	14
Slika 18: Prikaz cone delovanja vetra D in E glede na tloris objekta	15
Slika 19: Cone delovanja vetra glede na naris objekta (stene vzporedne s smerjo delovanja vetra)	15
Slika 20: Prikaz delovanja notranjega in zunanjega tlaka – SIST EN 1991-1-4 : 2005, str. 22, slika 5.1	16
Slika 21: Prikaz prenosa obtežbe po posameznih ploščah v etaži	22
Slika 22: Prikaz prenosa obtežbe po posameznih ploščah na strehi	22
Slika 23: Računski model armiranobetonske sovprežne plošče	23
Slika 24: Geometrija sovprežnega nosilca	25
Slika 25: Nosilec IPE 330	26
Slika 26: Računski model sovprežnega nosilca	27
Slika 27: Računski model sovp. nosilca za račun bočne zvrnitve	27
Slika 28: Nadomestne karakteristike sovprežnega nosilca	29
Slika 29: Prereza a in b, kjer preverjamo vzdolžni strig sov. nosilca	32
Slika 30: Računski model konstrukcije za statično analizo	34
Slika 31: Stalna obtežba na strehi in etažah	35
Slika 32: Linijska obtežba fasade	35
Slika 33: Točkovne obtežbe zaradi obtežbe stopnišča	36
Slika 34: Obtežbe dvigala na strehi	36
Slika 35: Koristna obtežba v etažah	37
Slika 36: Koristna obtežba stopnic	37
Slika 37: Obtežba nepohodne strehe	38
Slika 38: Obtežba snega na strehi	38
Slika 39: Obtežba vetra v smeri X ter v smeri Y	39
Slika 40: [M] Momenti v osi 4-4	39
Slika 41: [N] Osne sile v osi 4-4	40
Slika 42: [V _z] Prečne sile v osi 4-4	40

Slika 43:	Izkoriščenost profilov v osi 4-4.....	41
Slika 44:	[M] Momenti v osi 3-3.....	42
Slika 45:	[N] Osne sile v osi 3-3.....	42
Slika 46:	[V _z] Prečne sile v osi 3-3.....	43
Slika 47:	Izkoriščenost profilov v osi 3-3.....	43
Slika 48:	[u _z] – pomiki nosilcev v osi 4-4.....	44
Slika 49:	[u _z] – pomiki nosilcev v osi 3-3.....	45
Slika 50:	[M] Momenti v osi B-B.....	46
Slika 51:	[N] Osne sile v osi B-B.....	46
Slika 52:	[V _z] Prečne sile v osi 4-4.....	47
Slika 53:	Izkoriščenost profilov v osi B-B.....	47
Slika 54:	[u _z] - Pomiki nosilcev v osi B-B.....	48
Slika 55:	Računski model konstrukcije za potresno analizo.....	49
Slika 56:	Prikaz projektnega pospeška tal za območje Slovenije [17].....	50
Slika 57:	Pomični okvir z območji sipanja v nosilcih in na dnu stebrov s prikazano standardno vrednostjo α_w / α_1	51
Slika 58:	Projektni spekter za prečno smer Y in vzdolžno smer X, kategorije terena A.....	51
Slika 59:	Nanos mas v etažah.....	55
Slika 60:	Nanos mas na strehi.....	55
Slika 61:	Izpis iz programa SCIA Engineer – nihajni časi in sodelujoče mase.....	55
Slika 62:	Nihajne oblike.....	56
Slika 63:	Deformacijska oblika zaradi naključne ekscentričnosti v smeri Y.....	57
Slika 64:	Deformacijska oblika zaradi vpliva naključne ekscentričnosti v smeri X.....	58
Slika 65:	[M _y] – momenti gravitacijskega dela seizmičnega projektnega stanja v osi 4-4.....	58
Slika 66:	[N] – osne sile gravitacijskega dela seizmičnega projektnega stanja v osi 4-4.....	59
Slika 67:	[V _z] – prečne sile gravitacijskega dela seizmičnega projektnega stanja v osi 4-4.....	59
Slika 68:	[M _y] – momenti potresnega dela seizmičnega projektnega stanja v osi 4-4.....	60
Slika 69:	[N] – osne sile potresnega dela seizmičnega projektnega stanja v osi 4-4.....	60
Slika 70:	[V _z] – prečne sile potresnega dela seizmičnega projektnega stanja v osi 4-4.....	61
Slika 71:	[M _y] – momenti zaradi ekscentričnosti mase v osi 4-4.....	61
Slika 72:	[N] – osne sile zaradi ekscentričnosti mase v osi 4-4.....	62
Slika 73:	[V _z] – prečne sile zaradi ekscentričnosti mase v osi 4-4.....	62
Slika 74:	Horizontalni pomiki v osi 4-4.....	63
Slika 75:	Kontrola nastanka plastičnega členka v prečkah.....	66
Slika 76:	Računski model stebra HEB 650 za kontrolo stabilnosti.....	71
Slika 77:	[M _y] – momenti gravitacijskega dela seizmičnega projektnega stanja v osi B-B.....	74
Slika 78:	[N] – osne sile gravitacijskega dela seizmičnega projektnega stanja v osi B-B.....	74
Slika 79:	[V _z] – prečne sile gravitacijskega dela seizmičnega projektnega stanja v osi B-B.....	74
Slika 80:	[M _y] – momenti potresnega dela seizmičnega projektnega stanja v osi B-B.....	75
Slika 81:	[N] – osne sile potresnega dela seizmičnega projektnega stanja v osi B-B.....	75
Slika 82:	[V _z] – prečne sile potresnega dela seizmičnega projektnega stanja v osi B-B.....	75
Slika 83:	[M _y] – momenti zaradi ekscentričnosti mase v osi B-B.....	76
Slika 84:	[N] – osne sile zaradi ekscentričnosti mase v osi B-B.....	76
Slika 85:	[V _z] – prečne sile zaradi ekscentričnosti mase v osi B-B.....	76
Slika 86:	Horizontalni pomiki v osi B-B.....	77
Slika 87:	Računski model stebra HEM 800 za kontrolo stabilnosti.....	85
Slika 88:	Nosilec HEB 650.....	87
Slika 89:	Nosilec IPE 450.....	87

Slika 90:	Zasnova momentnega spoja.....	87
Slika 91:	Prikaz ravnine a-a in b-b, kjer kontroliram vnos tlačne sile	90
Slika 92:	Površina, ki prevzema osno silo v prerezu a-a	90
Slika 93:	Površina, ki prevzema osno silo v prerezu b-b	91
Slika 94:	Nosilec IPE 500	92
Slika 95:	Nosilec IPE 330	92
Slika 96:	Zasnova členkastega spoja.....	92
Slika 97:	Razporeditev sil	93
Slika 98:	Neto prerez	94
Slika 99:	Strižna površina	95
Slika 100:	Prerez 1-1.....	95
Slika 101:	Določitev temperature neizoliranega nosilca IPE 450 s pomočjo Evro monograma	97
Slika 102:	Določitev temperature izoliranega nosilca IPE 450 s pomočjo Evro monograma	99
Slika 103:	Določitev temperature neizoliranega stebra HEB 650 s pomočjo Evro monograma	101
Slika 104:	Določitev temperature izoliranega stebra HEB 650 s pomočjo Evro monograma	103

KAZALO PREGLEDNIC

PREGLEDNICA 1: Vrednosti c_{pe} za dana področja na steni s smerjo vetra v X smeri	14
PREGLEDNICA 2: Vrednosti c_{pe} za dana področja na steni s smerjo vetra v Y smeri	16
PREGLEDNICA 3: Izračun koeficienta neto tlaka ter izračun tlaka vetra po področjih, za delovanje vetra v X smeri z upoštevanjem notranjega srka	16
PREGLEDNICA 4: Izračun koeficienta neto tlaka ter izračun tlaka vetra po področjih za delovanje vetra v X smeri z upoštevanjem notranjega tlaka	17
PREGLEDNICA 5: Izračun koeficienta neto tlaka ter izračun tlaka vetra po področjih za delovanje vetra v Y smeri z upoštevanjem notranjega srka	17
PREGLEDNICA 6: Izračun koeficienta neto tlaka ter izračun tlaka vetra po področjih za delovanje vetra v Y smeri z upoštevanjem notranjega tlaka	17
PREGLEDNICA 7: Kombinacijski faktorji za obtežbe	18

»Ta stran je namenoma prazna«

1 UVOD

Jeklene konstrukcije se vedno bolj uveljavljajo v gradbeništvu. Primerne so za gradnjo konstrukcij z večjimi razponi, kakor tudi za gradnjo v višino – sem spadajo večnadstropne hiše in stolpnice. Zelo razširjena je tudi uporaba za gradnjo mostov, hal in drugih objektov (stolpi, nadstreški itd.). Tako kot vsak material ima tudi jeklo svoje dobre in slabe lastnosti.

Naj naštejemo nekaj prednosti:

- visoko razmerje med nosilnostjo in težo (primerno za gradnjo na slabše nosilnih tleh);
- eden izmed poglavitnih razlogov je tudi hitrost gradnje, saj se večino konstrukcije obdelava že v delavnicah in se kasneje na gradbiščih ustrezno sestavi (varjenje, vijačenje ...);
- ima dobre gradbeno-fizikalne lastnosti (visoka elastičnost in duktilnost, kar se predvsem dobro izkaže pri potresu);
- je predvidljiv material za dimenzioniranje (dosegamo skoraj isto obnašanje v dimenzioniranju kakor v realnosti).

Pomanjkljivosti:

- potrebna je korozivna zaščita;
- v primerjavi z drugimi materiali je potrebno pri jeklenih objektih zagotoviti večjo natančnost pri konstruiranju, izdelavi in montaži;
- pri visokih temperaturah jeklene konstrukcije izgubijo nosilnost, zato jih je potrebno ustrezno požarno zaščititi (premazi, obrizgi, požarno odporne plošče).

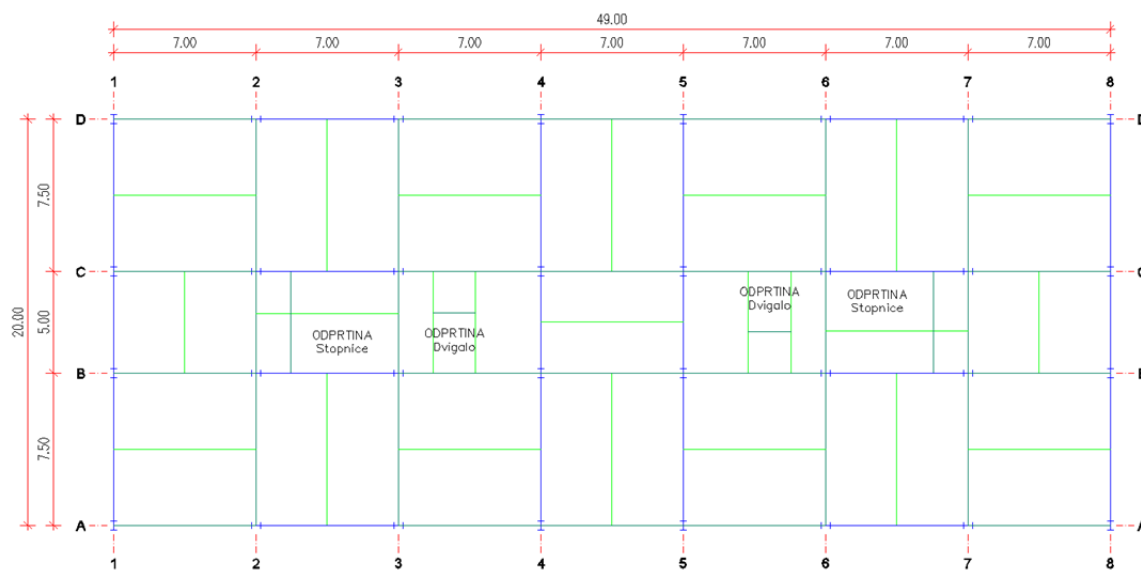
Če na koncu povzamemo vse lastnosti, ugotovimo, da je več lastnosti, ki govorijo v prid jeklenim konstrukcijam, in zaradi takšnih spoznavanj se tudi njihova uporaba vztrajno večja.

V diplomski nalogi bom obravnaval petetažni stanovanjski objekt, ki bo zgrajen v jekleni izvedbi. Objekt bo projektiran z uporabo evropskih predpisov EVROCODE in njim pripadajočimi nacionalnimi dodatki za Slovenijo. Jeklena konstrukcija bo dimenzionirana tako, da bo prenesla vse stalne, spremenljive in neugodne obtežbe, pomiki pa bodo ustrezali predpisom. Prečne in vzdolžne horizontalne vplive bom prevzemal z momentnimi okvirji, ki so v konstrukcijo postavljeni prečno in vzdolžno. Zaradi delovanja potresne obtežbe bodo spoji v momentnem okvirju dimenzionirani kot polnonosilni. Prikazal bom tudi postopek računa požarne odpornosti za nosilec in steber v momentnem okvirju.

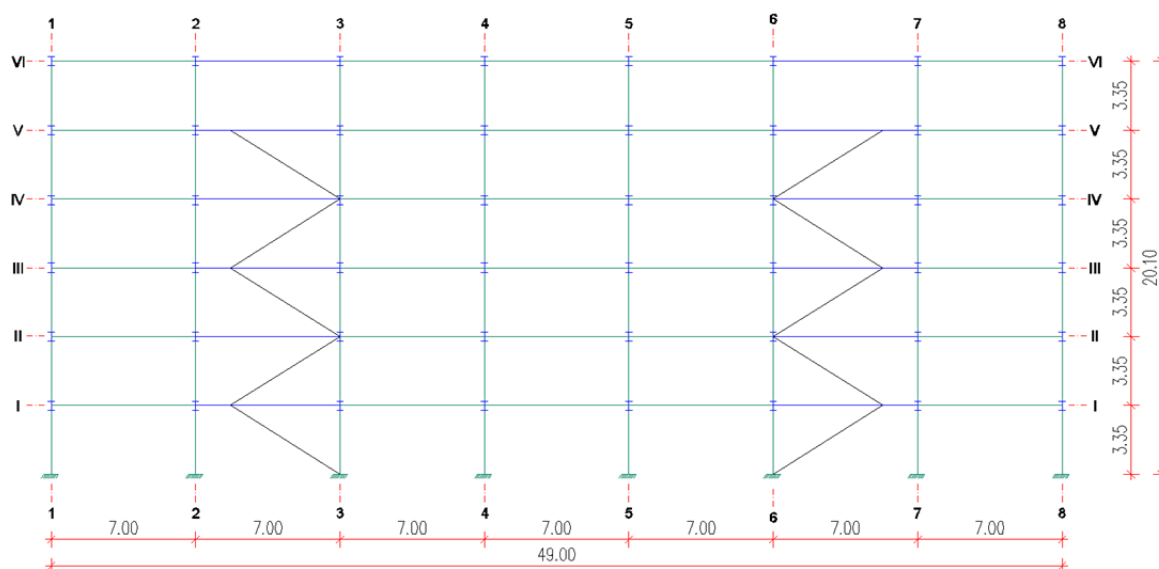
2 TEHNIČNO POROČILO

2.1 Zasnova konstrukcije

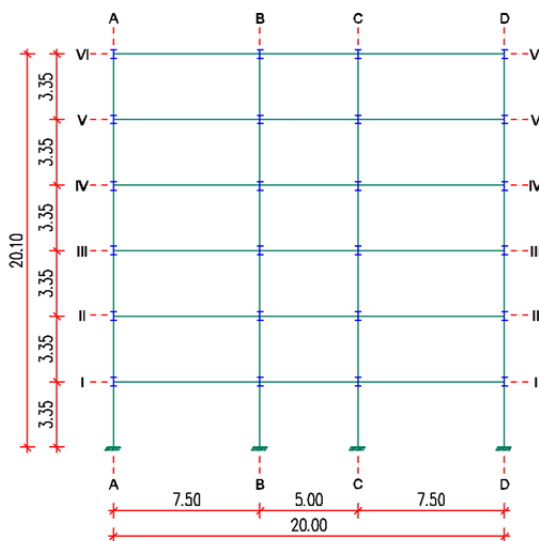
Konstrukcija je zasnovana kot petetaženi stanovanjski objekt v jekleni izvedbi. Objekt je lociran v Ljubljani. Njegova dolžina znaša 49 m, širina 20 m in višina 20,1 m. Postavljen je na podzemno garažno hišo, ki je grajena v armiranobetonski izvedbi. Višina posameznega nadstropja znaša 3,35 m. Stropno konstrukcijo predstavlja armiranobetonska plošča, ki je z jekleno konstrukcijo povezana z mozniki, privarjenimi na določene nosilce. AB plošča je dilatirana v vsakem polju, saj vsaka plošča deluje kot samostojna in vsaka prenaša obtežbo v drugo stran, kot je prikazano na sliki 21 in sliki 22 v poglavju 4.1. Streha je izvedena kot ravna nepohodna in je hkrati tudi strop zadnje etaže.



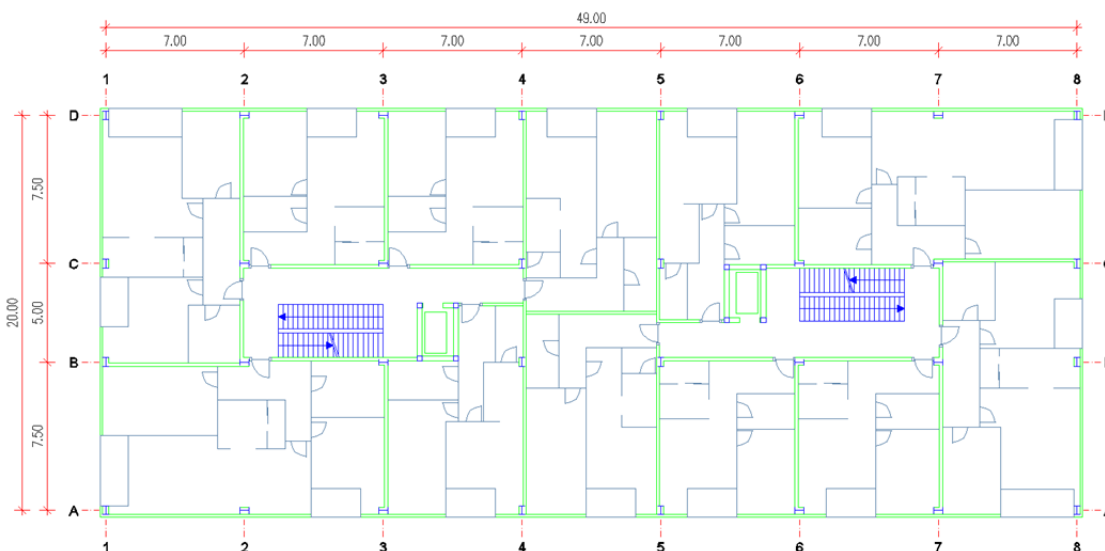
Slika 1: Tloris nosilne konstrukcije v tipčni etaži (modra – momentni okvirji; temno zelena – členkaste povezave momentnih okvirjev; svetlo zelena – sekundarni sovprežni jekleni nosilci)



Slika 2: Vz dolžni pogled nosilne konstrukcije z vrisanim potekom stopnišča



Slika 3: Prečni pogled nosilne konstrukcije



Slika 4: Idejna razdelitve stanovanj v etaži

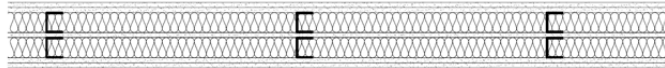
Za fasado je izbran steklen obešen fasadni sistem Qbiss Air s toplotno izolativnostjo skladno s predpisi. Plošče potekajo vertikalno in so višine 3,35 m, tako da po višini zapiramo celotno nadstropje z eno ploščo. Na nekaterih delih so plošče prozorne, drugod pa imajo na notranji strani mavčno ploščo, tako da so za svetlobo neprepustne. Na predvidenih mestih so v plošče vgrajena okna.



Slika 5: Prikaz pritrjevanja fasadnih plošč (<http://www.qbiss.eu/unbeatable-energy-efficient-glass-curtain-wall-system/system-17156/assembly-21319/>)

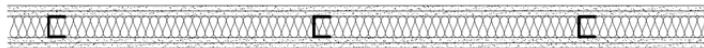
Glede na stanovalski vidik je objekt razdeljen na dva dela, ki sta en od drugega neodvisna in imata vsak svoje stopnišče ter dvigalo. To je razvidno na sliki 4. Stanovanjski objekt zagotavlja 70 stanovanj z bruto tlorisnimi površinami od 54 m² do 110 m². Pritličje vsebuje 10 stanovanj, vsaka naslednja etaža pa jih ima 12.

Razdelitev stanovanj je izvedena s predelnimi stenami proizvajalca KNAUF. Med seboj so ločena z W115W Knauf medstanovanjskimi stenami debeline 16,5 cm, ki zagotavljajo ustrezno požarno zaščito in zvočno izolativnost.



Slika 6: Prikaz medstanovanjske predelne stene

Predelne stene v stanovanjih so izvedene z W112 Knauf pregradnimi stenami debeline 10 cm, ki tako kot medstanovanjske stene zagotavljajo ustrezno požarno zaščito in zvočno izolativnost.

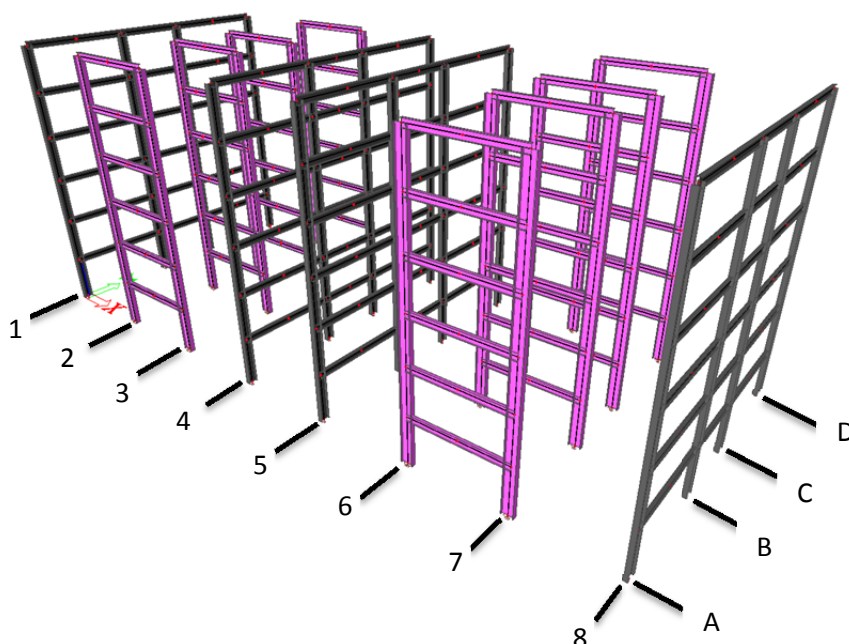


Slika 7: Prikaz predelne stene v stanovanjih

Stopnišče poteka od enega nadstropja do drugega brez vmesnih podestov. Nosilnost predstavljata dva jeklena nosilca, ki povezujeta dve etaži pod kotom 32°. Na jeklena nosilca so s posebnimi jeklenimi nastavki nameščene granitne plošče. Višina stopnice znaša 16,7 cm, globina 26,5 cm. Ena stopniščna rama je široka 1,25 m in je sestavljena iz 20 stopnic.

Dvigali sta enakih dimenzij; širina 1,1 m, dolžina 2,1 m in višina 2,2 m. Vsako dvigalo zagotavlja nosilnost 1000 kg, torej 12 oseb.

2.2 Statični sistem



Slika 8: Nosilna konstrukcija, ki zagotavlja horizontalno togost v smeri X in Y

Nosilnost objekta zagotavljajo momentni okvirji v vzdolžni in prečni smeri. V prečni smeri so skupno 4 momentni okvirji z dolžino 20 m (os 1-1, os 4-4, os 5-5, os 8-8). V vzdolžni smeri pa konstrukcijo sestavlja 8 momentnih okvirjev v dveh linijah po 4 (med osema 2-2 in 3-3 ter osema 6-6 in 7-7). Dolžina vsakega znaša 7 m. Momentne okvirje v prečni in v vzdolžni smeri povezujejo členkasto pritrjeni nosilci. Polja med momentno in členkasto povezanimi nosilci razdeljujejo sekundarni nosilci, ki delujejo sovprežno z armiranobetonsko ploščo. Obtežba se preko armiranobetonske plošče prenaša na sekundarne sovprežne nosilce, nato pa v momentno oziroma členkasto povezane nosilce, iz nosilcev pa v stebre in navzdol preko sten garažne hiše v temelje. Obtežba stopnic in dvigal se prenaša preko prečk, namenjenim za prevzem teh obtežb, in nato naprej proti tlam po prej opisanem postopku (brez dodatnih stebrov).

2.3 Vplivi na konstrukcijo

Stalna obtežba

Stalna obtežba vključuje težo vseh stalnih elementov, ki sestavljajo objekt. Upošteval sem lastno težo vseh jeklenih profilov, vseh materialov, ki sestavljajo strešno ter medetažno konstrukcijo, fasade, stopnišča in dvigala.

Koristna obtežba

Etažno površino sem razdelil na več področji delovanja koristne obtežbe. Največjo površino zavzema koristna obtežba stanovanskih površin, h kateri prištejem še lastno težo predelnih sten. Ostale upoštewane koristne obtežbe pa vključujejo površino balkonov, stopnic, hodnikov in koristno obtežbo nepohodne strehe.

Obtežba snega

Določil sem karakteristično obtežbo snega na ravni strehi z naklonom 3°. V računu sem upošteval, da objekt stoji v coni A2 na nadmorski višini 300 m.

Obtežba vetra

Določil sem obtežbo vetra za njegovo delovanje pravokotno na vzdolžno in prečno smer objekta. Obtežbo vetra sem računal za cono 1, nadmorsko višino pod 800 m in kategorijo terena IV (področje, kjer je najmanj 15 % površine pokrite s stavbami s povprečno višino več kot 15 m). Končno obtežbo vetra na objekt sem določil z upoštevanjem zunanjšega in notranjšega tlaka.

Potresna obtežba

Obravnavan objekt je v coni, kjer projektni pospešek tal znaša 0,25 g. Tla, na katerih stoji objekt, so tipa A. Potresne sile so določene s pomočjo projektnega spektra z elastično analizo. Faktor obnašanja, s katerim upoštevam sipanje energije, je v obeh smereh 6,5.

2.4 Gradiva

Jeklo

Vsi jekleni elementi so izdelani iz jekla trdnostnega razreda S355. Uporabljena armatura v betonski plošči je trdnostnega razreda S500. Čepi na sovprežnih nosilcih so Nelson čepi z natezno trdnostjo $f_u = 45 \frac{kN}{cm^2}$. Vijaki, uporabljeni v spojih, so kvalitete 8.8. in 10.9.

Beton

Betonska plošča v etažah in na strehi je izdelana iz betona trdnostnega razreda C30/37.

2.5 Izbrani prerezi

Vsi stebri so vključeni v momentne okvirje; v prečni smeri stebri HEB 650, v vzdolžni HEM 800. Nosilci v momentnih okvirjih so v prečni smeri IPE450, v vzdolžni IPE 500. Momentne okvirje členkasto povezujejo nosilci IPE 450. Med njimi so povezani sekundarni sovprežni nosilci IPE330.

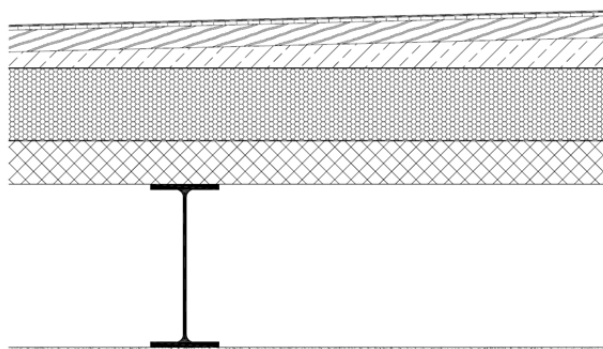
3 OBTEŽBE IN OBTEŽNE KOMBINACIJE

3.1 Lastna obtežba

Program, ki ga bom uporabil za izračune, lastno obtežbo upošteva samodejno. Sestavljajo jo jekleni stebri ter primarni in sekundarni jekleni nosilci s kvaliteto jekla S355.

3.2 Stalna obtežba

3.2.1 Strešna konstrukcija

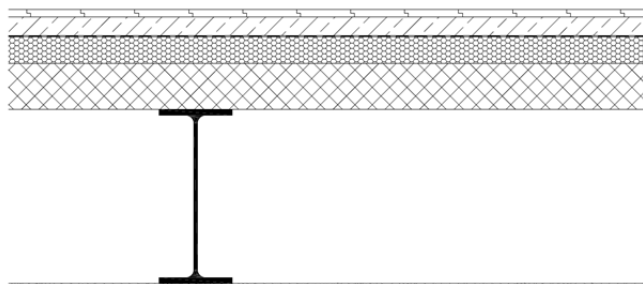


Slika 9: Strešna konstrukcija

Aluminijasta pločevina $d = 0,1 \text{ cm}$	$0,001\text{m} \times 27 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 0,027 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
OSB plošče $d = 1 \text{ cm}$	$0,01\text{m} \times 7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 0,07 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
Lesene letve v smeri naklona 4/6 cm ($e = 0,8\text{m}$).....	$0,04\text{m} \times 0,06\text{m} \times (1/0,8\text{m}) \times 4,1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 0,012 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
Lahek beton v naklonu $d = 25 \text{ cm (max)}$	$0,25\text{m} \times 12 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 3,00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
Ekspandiran polistiren $d = 20 \text{ cm}$	$0,2\text{m} \times 0,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 0,04 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
AB plošča $d = 14 \text{ cm}$	$0,14\text{m} \times 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 3,50 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
Sovprežni nosilci.....	$0,18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
Spuščen strop na viseči kovinski podkonstrukciji.....	$0,30 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

SKUPAJ: $g = 7,13 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

3.2.2 Medetažna konstrukcija



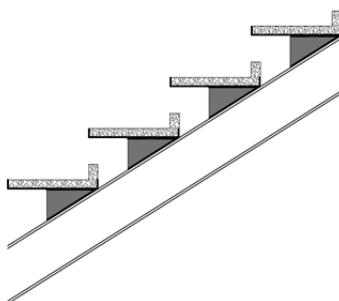
Slika 10: Medetažna konstrukcija

Parket d = 2 cm.....	$0,02\text{m} \times 7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 0,14 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
Cementni estrih d = 5 cm.....	$0,05\text{m} \times 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 1,20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
Ekspandiran polistiren d = 7 cm.....	$0,07\text{m} \times 0,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 0,014 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
AB plošča d = 14 cm.....	$0,14\text{m} \times 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 3,50 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
Sovprežni nosilci.....	$0,18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
Spuščen strop na viseči kovinski podkonstrukciji.....	$0,30 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
	SKUPAJ: $g = 5,33 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

3.2.3 Fasadna konstrukcija

Fasadni paneli Qbiss Air d = 13,5 cm.....	$0,55 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
	SKUPAJ: $g = 0,55 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

3.2.4 Stopnišče



Slika 11: Stopniščna konstrukcija

Skupna teža ene stopniščne rame:

Granitna stopniščna plošča..... $21 \times (0,03\text{m} \times 0,265\text{m} + 0,08\text{m} \times 0,03\text{m}) \times 1,25\text{m} \times 27 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 7,34 \text{ kN}$
Jeklen nosilec + jekleni nosilci stopnic..... $2 \times 0,30 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \times 6,26 \text{ m} = 3,76 \text{ kN}$

SKUPAJ: $g = 11,1 \text{ kN}$

3.2.5 Dvigalo

Skupna teža polnega dvigala:

Teža dvigala..... $12,5 \text{ kN}$
Nosilnost dvigala..... $10,0 \text{ kN}$

SKUPAJ: $g = 22,5 \text{ kN} \times 1,2 = 27,0 \text{ kN}$

Opomba: zaradi sunkov dvigala med vožnjo skupno težo polnega dvigala pomnožimo z varnostnim faktorjem $\gamma = 1,2$.

3.3 Koristna obtežba

Koristno obtežbo določim s predpisi EUROCODE 1991-1-1 2004 in pripadajočim nacionalnim dodatkom za Slovenijo.

S koristno obtežbo upoštevamo vplive na konstrukcijo, ki izvirajo iz namena njene uporabe. V obravnavanem objektu se to v glavnem nanaša na običajno uporabo - osebe, pohištvo, premične stvari in predvidene redke dogodke (npr. koncentracija oseb ali pohištva).

Lastno težo predelnih sten upoštevamo kot enakomerno porazdeljeno ploskovno obtežbo, ki jo prištejemo h koristni obtežbi.

V tem primeru lastno težo predelnih sten prištejem h koristni obtežbi bivalnih prostorov:

Teža predelne stene: $0,35 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \leq 1,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \rightarrow q_k = 0,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

(Eurocode SIST EN 1991-1-1: 2004; str. 15, poglavje 6.3.1.2(8))

Koristna obtežba (skupna oznaka q_e) se deli na različna področja:

Stanovanja: $q_T = 2,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 0,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 2,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

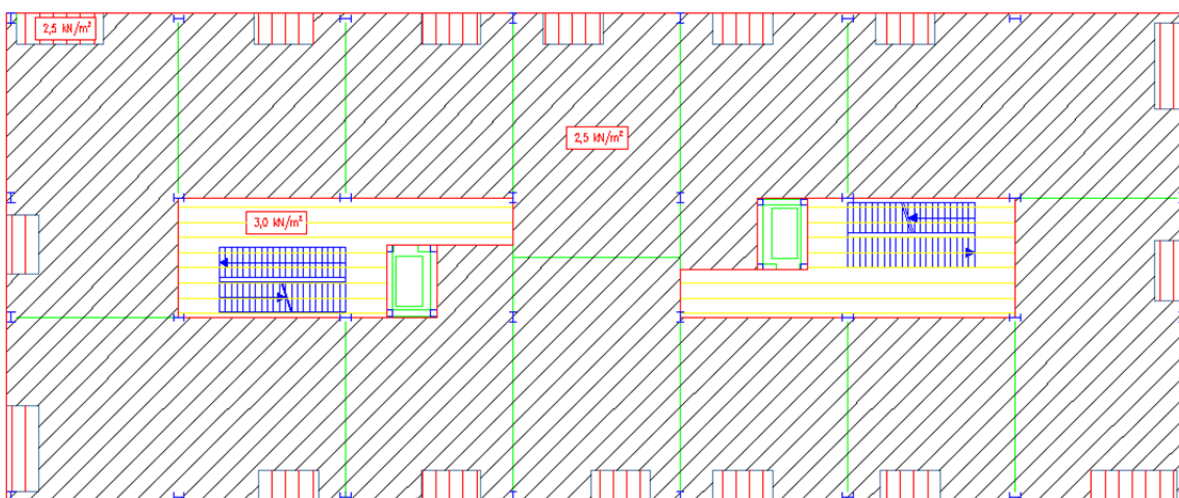
Stopnice: $q_{St} = 3,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Hodnik: $q_H = 3,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Balkoni: $q_B = 2,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Koristna obtežba na strehi:

Nepohodna streha: $q_{ns} = 0,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$



Slika 12: Razporeditev koristne obtežbe v etaži

3.4 Obtežba snega

Obtežbo snega določim s pomočjo predpisov EUROCODE 1991-1-3 2005 ter pripadajočim nacionalnim dodatkom za Slovenijo.

Obtežbo snega določim po naslednjem izrazu:

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

Lokacija: Ljubljana - cona A2, 300 m n.m.

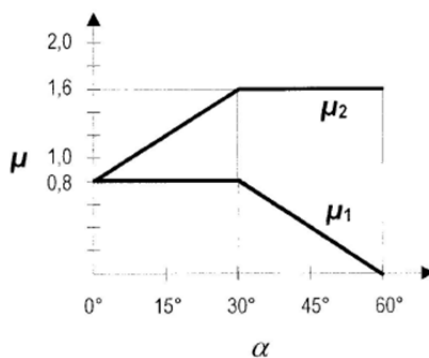
$C_e = 1$ (običajen teren)

$C_t = 1$ (toplotna prevodnost je manjša kot $1 \frac{W}{m^2 K}$)

$\alpha = 3^\circ$

$\mu_1 = 0,8$ ($0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$)

$A = 300$ m



Slika 13: Graf za določitev oblikovnega koeficienta SIST EN 1991-1-3 : 2004, str 15, slika 5.1

$$S_k = 1,293 \times \left[1 + \left(\frac{A}{728} \right)^2 \right] = 1,51 \frac{kN}{m^2}$$

$$S = 1,21 \frac{kN}{m^2}$$

Kjer so:

- C_e koeficient izpostavljenosti
- C_t toplotni koeficient
- α naklon strehe
- μ_1 oblikovni koeficient obtežbe snega
- S_k karakteristična obtežba snega na tleh
- A nadmorska višina

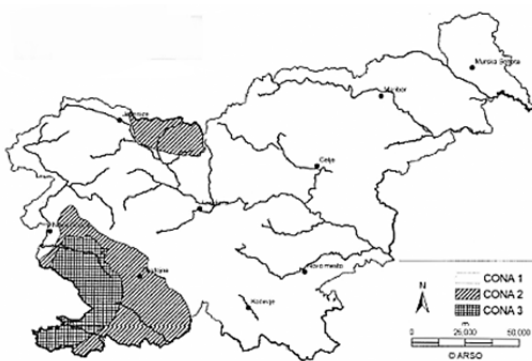
3.5 Obtežba vetra

Obtežbo vetra določim s pomočjo predpisov EUROCODE 1991-1-4 2005 ter pripadajočim nacionalnim dodatkom za Slovenjo.

3.5.1 Osnovna hitrost vetra

Osnovno hitrost vetra določim s pomočjo naslednjega izraza:

$$V_b = C_{dir} \times C_{season} \times V_{b,0}$$



Slika 14: Slovenija, razdeljena na vetrne cone – SIST EN 1991-1-4: 2005/oA101: 2007, str. 5, slika 1

Lokacija: Ljubljana – Cona 1, 300 m n.m.

$$V_{b,0} = 20 \frac{m}{s} \text{ (določena hitrost vetra za kraje pod 800 m n.m.)}$$

$C_{dir} = 1$ (priporočena vrednost po nacionalnem dodatku SIST EN 1991-1-4 2005)

$C_{season} = 1$ (priporočena vrednost po nacionalnem dodatku SIST EN 1991-1-4 2005)

$$V_b = 20 \frac{m}{s}$$

Kjer so:

- $V_{b,0}$ temeljna vrednost osnovne hitrosti vetra
- C_{dir} smerni faktor
- C_{season} faktor letnega časa

3.5.2 Največji tlak pri sunkih vetra

Največji tlak sunka vetra določim po izrazu:

$$q_p = C_e(z) \times q_b$$

Kategorija terena IV

$$z_{0,IV} = 1 \text{ m}$$

$$z_{\min} = 10 \text{ m}$$

$$z_{0,II} = 0,05 \text{ m}$$

$$z = 20,1 \text{ m}$$

$$\rho = 1,25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \text{ (priporočena vrednost)}$$

$$k_1 = 1 \text{ (priporočena vrednost)}$$

$$C_0 = 1 \text{ (hrbovitost terena zanemarimo - privetrni teren nagnjen manj kot } 3^\circ)$$

$$q_b = \frac{1}{2} \times \rho \times v_b^2 = 250 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} = 0,25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$k_r = 0,19 \times \left(\frac{z_{0,IV}}{z_{0,II}} \right)^{0,07} = 0,234$$

$$z_{\min} \leq z < z_{\max}: C_r(z) = k_r \times \ln \left(\frac{z}{z_{0,IV}} \right) = 0,703$$

$$C_e(z) = \left[1 + 7 \frac{k_r \times k_r}{C_0 \times C_r} \right] \times C_0^2 \times C_r^2 = 1,648$$

$$q_p = 0,41 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Kjer so:

- $z_{0,IV}$ hrapavostna dolžina za kategorijo terena IV
- z_{\min} minimalna hrapavostna dolžina odvisna od kategorije terena
- $z_{0,II}$ hrapavostna dolžina za kategorijo terena II
- z višina konstrukcije na privetrni strani
- q_b osnovni tlak vetra
- ρ gostota zraka
- k_1 turbolenčni faktor
- k_r faktor terena
- C_0 faktor hrbovitosti
- $C_e(z)$ faktor izpostavljenosti

3.5.3 Tlak vetra na ploskve

Tlak vetra na ploskve določimo s pomočjo tlaka pri največjem sunku vetra in koeficienta tlaka, ki je sestavljen iz koeficienta notranjega in zunanjega tlaka, po formuli:

$$W = q_p \times c_{p,\text{neto}}$$

3.5.3.1 Tlak vetra na zunanje ploskve

Tlak vetra na zunanje ploskve izračunam po izrazu:

$$W_e = q_p \times c_{pe}$$

Določitev koeficienta c_{pe} za navpične stene s pravokotnim tlorisom in ravno streho:

Ločeno obravnavam primer z vetrom v smeri X in primer z vetrom v smeri Y.



Slika 15: Smer delovanja vetra glede na tloris objekta

SMER X:

Navpična stena



Slika 16: Prikaz cone delovanja vetra D in E glede na tloris objekta

$$h = 20,1 \text{ m}$$

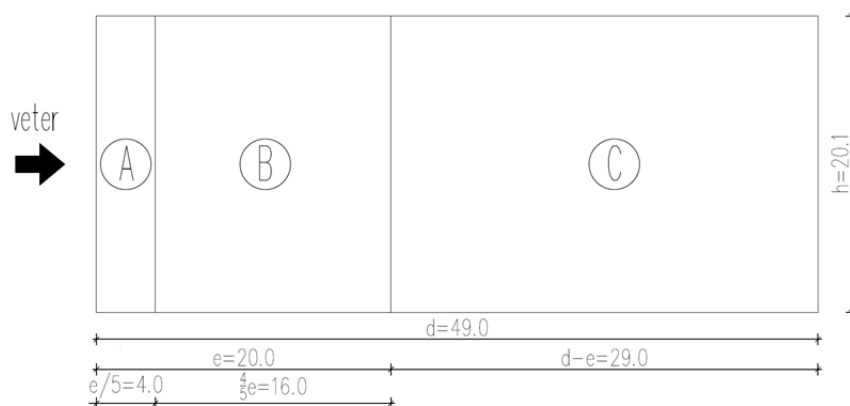
$$b = 20 \text{ m}$$

V tem primeru, je treba stavbo razdeliti na dva dela ($b < h \leq 2b$). Ker pa je omejitvev, zaradi katere bi bilo stavbo treba obravnavati kot en del ($h \leq b$), presežena zgolj za 10 cm, se odločim, da jo kljub temu obravnavam kot en del.

$$d = 49 \text{ m}$$

$$e = \min(b; 2h) = 20 \text{ m}$$

$e < d$:



Slika 17: Cone delovanja vetra glede na naris objekta (stene vzporedne s smerjo delovanja vetra)

Vrednosti c_{pe} in kasneje tudi obtežbo vetra bom določil za coni D in E, kjer obtežba destabilizira objekt (kasneje ugotovim, da je v primerjavi s potresom zelo majna in zato ni merodajna). Področja A, B in C so pomembna za pritrjevanje fasadnih plošč in jih za račun dimenzioniranja okvirjev ne upoštevam.

$$\frac{h}{d} = 0,41$$

PREGLEDNICA 1: Vrednosti c_{pe} za dana področja na steni s smerjo vetra v X smeri

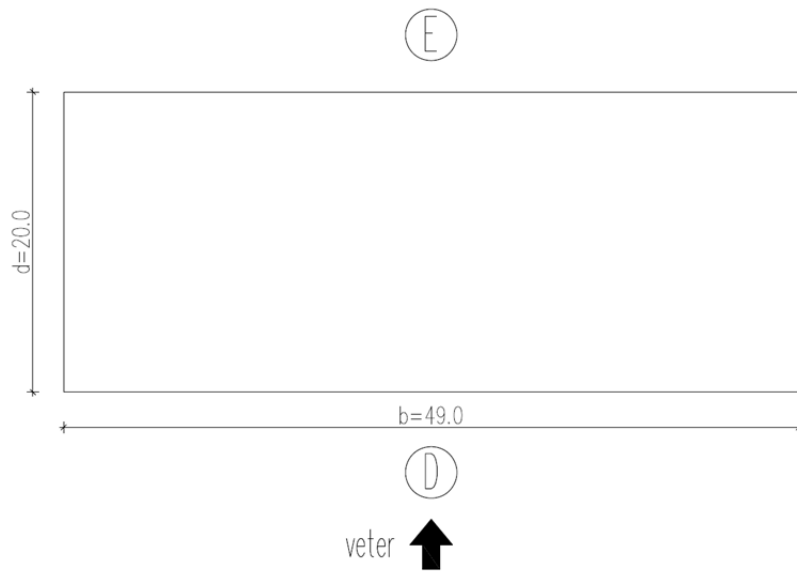
h/d	Področje	
	D	E
1	0,8	-0,5
0,41	0,72	-0,34
0,25	0,7	-0,3

Ravna streha

Področja na strehi (F,G,H,I) niso merodajna za dimenzioniranje okvirja, saj je lastna teža neprimerno večja. Veter na strehi povzroča izključno srke, kar pa je pomembno samo za pritrjevanje pločevine.

SMER Y:

Navpična stena



Slika 18: Prikaz cone delovanja vetra D in E glede na tloris objekta

$$h = 20,1 \text{ m}$$

$$b = 49 \text{ m}$$

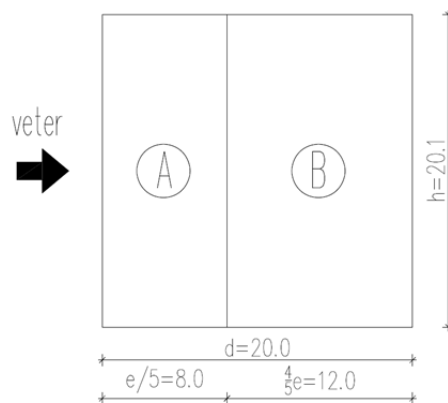
Stena zadošča pogoju $h \leq b$, zato jo obravnavamo kot en sam del.

$$b = 49 \text{ m}$$

$$d = 20 \text{ m}$$

$$e = \min(b; 2h) = 40,2 \text{ m}$$

$e > d$:



Slika 19: Cone delovanja vetra glede na naris objekta (stene vzporedne s smerjo delovanja vetra)

$$\frac{h}{d} = 1,005 \approx 1$$

PREGLEDNICA 2: Vrednosti c_{pe} za dana področja na steni s smerjo vetra v Y smeri

h/d	Področje	
	D	E
1	0,8	-0,5

3.5.3.2 Tlak vetra na notranje ploskve

Tlak vetra na notranje ploskve izračunam po izrazu:

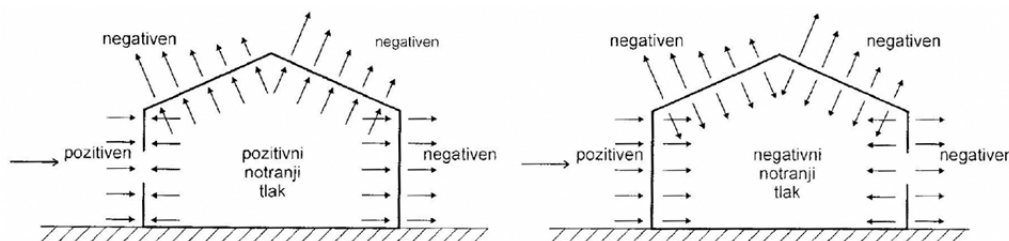
$$w_i = q_p \times c_{pi}$$

Za enakomerno razporejene odprtine je potrebno koeficient c_{pi} določiti s pomočjo funkcije razmerja višine in globine stavbe h/d ter deleža odprtin, in sicer za smer X in Y.

Ker za obravnavan primer tega ni smiselno določati, izberem za c_{pi} neugodnejšo vrednost med +0,2 in -0,3.

4.5.3.3 Rezultanta notranjega in zunanjega tlaka ter končni izračun tlaka vetra

Zaradi sočasnega delovanja zunanjega in notranjega tlaka določim neto tlak, ki je razlika med tlakoma na nasprotni strani ploskve z upoštevanjem njegovega predznaka.



Slika 20: Prikaz delovanja notranjega in zunanjega tlaka – SIST EN 1991-1-4 : 2005, str. 22, slika 5.1

SMER X:

-Neto tlak z upoštevanjem notranjega srka

PREGLEDNICA 3: Izračun koeficienta neto tlaka ter izračun tlaka vetra po področjih, za delovanje vetra v X smeri z upoštevanjem notranjega srka.

	Področje	
	D	E
c_{pe}	0,72	-0,34
c_{pi}	-0,3	-0,3
$c_{p,neto}$	1,02	-0,04
w (kN/m ²)	0,42	-0,02

-Neto tlak z upoštevanjem notranjega tlaka

PREGLEDNICA 4: Izračun koeficienta neto tlaka ter izračun tlaka vetra po področjih za delovanje vetra v X smeri z upoštevanjem notranjega tlaka.

	Področje	
	D	E
c_{pe}	0,72	-0,34
c_{pi}	0,2	0,2
$c_{p,neto}$	0,52	-0,54
w (kN/m ²)	0,21	-0,22

SMER Y:

-Neto tlak z upoštevanjem notranjega srka

PREGLEDNICA 5: Izračun koeficienta neto tlaka ter izračun tlaka vetra po področjih za delovanje vetra v Y smeri z upoštevanjem notranjega srka

	Področje	
	D	E
c_{pe}	0,8	-0,50
c_{pi}	-0,3	-0,3
$c_{p,neto}$	1,1	-0,20
w (kN/m ²)	0,45	-0,08

-Neto tlak z upoštevanjem notranjega tlaka

PREGLEDNICA 6: Izračun koeficienta neto tlaka ter izračun tlaka vetra po področjih za delovanje vetra v Y smeri z upoštevanjem notranjega tlaka

	Področje	
	D	E
c_{pe}	0,8	-0,50
c_{pi}	0,2	0,2
$c_{p,neto}$	0,6	-0,70
w (kN/m ²)	0,25	-0,29

3.6 Obtežne kombinacije

Določene obtežbe delujejo na konstrukcijo sočasno in zaradi tega jih je potrebno kombinirati skupaj. Pri tem stalno obtežbo upoštevamo vedno, od spremenljivih (koristnih) obtežb pa hkrati upoštevamo samo tiste, pri katerih obstaja možnost, da se zgodijo sočasno. Vedno privzamem eno spremenljivo obtežbo kot primarno in z njo kombiniram ostale spremenljive obtežbe, pomnožene z ustreznim kombinacijskim faktorjem.

Ločeno določim obtežne kombinacije za mejno stanje nosilnosti in mejno stanje uporabnosti, z upoštevanjem ustreznih varnostnih in kombinacijskih faktorjev.

PREGLEDNICA 7: Kombinacijski faktorji za obtežbe

	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
q_e – koristna obtežba v etaži (stanovanja)	0,7	0,5	0,3
q_s – koristna obtežba snega	0,5	0,2	0
q_{ns} – koristna obtežba nepohodne strehe	0	0	0

Za analizo konstrukcije uporabim geometrijsko nelinearno analizo z upoštevanjem globalnih začetnih nepopolnosti, ki jih zajamem z nagibom okvirja:

- SMER X:

višina konstrukcije: $h = 20,1$ m

število stebrov v smeri X : $m = 8$

$$\Phi_0 = \frac{1}{200} = 0,005$$

$$\alpha_n = \frac{2}{\sqrt{h}} = 0,446 \quad ; \quad \text{vendar} \quad \frac{2}{3} \leq \alpha_n \leq 1,0 \quad \rightarrow \quad \alpha_n = 0,667$$

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \times \left(1 + \frac{1}{m}\right)} = 0,750$$

$$\Phi = \Phi_0 \times \alpha_n \times \alpha_m = 2,5 \text{ mm/m}$$

- SMER Y:

višina konstrukcije: $h = 20,1$ m

število stebrov v smeri Y : $m = 4$

$$\Phi_0 = \frac{1}{200} = 0,005$$

$$\alpha_n = \frac{2}{\sqrt{h}} = 0,446 \quad ; \quad \text{vendar} \quad \frac{2}{3} \leq \alpha_n \leq 1,0 \quad \rightarrow \quad \alpha_n = 0,667$$

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \times \left(1 + \frac{1}{m}\right)} = 0,791$$

$$\Phi = \Phi_0 \times \alpha_n \times \alpha_m = 2,6 \text{ mm/m}$$

Mejno stanje nosilnosti (MSN):

V mejnem stanju nosilnosti upoštevam kombinacije vplivov za stalna in začasna projektna stanja po naslednji enačbi:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{g,j} \times g_{k,j} + \gamma_{q,1} \times q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{q,i} \times \psi_{0,i} \times q_{k,i}$$

Kjer so:

- $\gamma_{g,1}=1,35$ varnostni faktor za stalno obtežbo, če deluje neugodno
- $\gamma_{g,2}=1,0$ varnostni faktor za stalno obtežbo, če deluje ugodno
- g lastna in stalna obtežba
- $\gamma_q=1,5$ varnostni faktor za koristno obtežbo, če deluje neugodno
- ψ_0 faktor za kombinacijsko vrednost spremenljivega vpliva
- q spremenljiva (koristna) obtežba

Kombinacije:

Kadar stalna obtežba deluje na konstrukcijo neugodno, jo kombiniram s faktorjem $\gamma_{g,1}=1,35$, kadar pa deluje ugodno, pa s faktorjem $\gamma_{g,2}=1,0$. Razporeditve koristne obtežbe na t.i. način "šahovnice" v mojem primeru ni merodajna zaradi izbranega načina prenosa obtežbe vsakega polja v drugo stran.

-Obtežne kombinacije za linearno analizo:

$$\text{MSN1: } 1,35g + 1,5q_e$$

$$\text{MSN2: } 1,35g + 1,5q_e + 1,5\psi_0q_s$$

$$\text{MSN3: } 1,35g + 1,5q_s$$

$$\text{MSN4: } 1,35g + 1,5q_s + 1,5\psi_0q_e$$

$$\text{MSN5: } 1,35g + 1,5q_{ns} + 1,5\psi_0q_e + 1,5\psi_0q_s$$

$$\text{MSN6.1: } 1,0g + 1,5q_{v,x}$$

$$\text{MSN6.2: } 1,0g + 1,5q_{v,y}$$

-Obtežne kombinacije za nelinearno analizo (upoštevanje globalnih geometrijskih nepopolnosti):

$$\text{MSN-NC1: } 1,35g + 1,5q_e$$

$$\text{MSN-NC 2: } 1,35g + 1,5q_e + 1,5\psi_0q_s$$

$$\text{MSN-NC 3: } 1,35g + 1,5q_s$$

$$\text{MSN-NC 4: } 1,35g + 1,5q_s + 1,5\psi_0q_e$$

$$\text{MSN-NC 5: } 1,35g + 1,5q_{ns} + 1,5\psi_0q_e + 1,5\psi_0q_s$$

$$\text{MSN-NC 6.1: } 1,0g + 1,5q_{v,x}$$

$$\text{MSN-NC 6.2: } 1,0g + 1,5q_{v,y}$$

Kjer so:

- g lastna in stalna obtežba
- q_e koristna obtežba etaže
- q_s koristna obtežba snega
- q_{ns} koristna obtežba nepohodne strehe
- q_v koristna obtežba vetra

Mejno stanje nosilnosti (MSU):

V mejnem stanju nosilnosti tvorim kombinacije, pri katerih preverjam pomike posameznih delov konstrukcije (stebri, nosilci ...) in le te ne smejo preseči dovoljenih vrednosti.

Upoštevam naslednje kombinacije vplivov (vsi delni faktorji so enaki 1):

- karakteristična kombinacija (uporablja se za nepovratna mejna stanja)

$$\sum_{j \geq 1} g_{k,j} + q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{0,i} \times q_{k,i}$$

- pogosta kombinacija (uporablja se za povratna mejna stanja)

$$\sum_{j \geq 1} g_{k,j} + \psi_{1,1} \times q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \times q_{k,i}$$

Kjer so:

- g lastna ter stalna obtežba
- q spremenljiva (koristna) obtežba
- ψ_0 faktor za kombinacijsko vrednost spremenljivega vpliva
- ψ_1 faktor za pogosto vrednost spremenljivega vpliva
- ψ_2 faktor za navidezno stalno vrednost spremenljivega vpliva

Kombinacije:

- Obtežne kombinacije za linearno analizo:

Karakteristične

MSU-K1: $g + q_e + \psi_0 q_s$

MSU-K2: $g + q_s + \psi_0 q_e$

MSU-K3: $g + q_{ns} + \psi_0 q_e + \psi_0 q_s$

Pogoste

MSU-P1: $g + \psi_1 q_e + \psi_2 q_s$

MSU-P1: $g + \psi_1 q_s + \psi_2 q_e$

- Obtežne kombinacije za nelinearno analizo (upoštevanje globalnih geometrijskih nepopolnosti):

Karakteristične

$$\text{MSU-K1-NC: } g + q_e + \psi_0 q_s$$

$$\text{MSU-K2-NC: } g + q_s + \psi_0 q_e$$

$$\text{MSU-K3-NC: } g + q_{ns} + \psi_0 q_e + \psi_0 q_s$$

Pogoste

$$\text{MSU-P1-NC: } g + \psi_1 q_e + \psi_2 q_s$$

$$\text{MSU-P1-NC: } g + \psi_1 q_s + \psi_2 q_e$$

Ovojnice kombinacij:

Za dimenzioniranje konstrukcije bom uporabil ovojnice prej določenih kombinacij iz nelinearne analize za MSN in MSU. Ovojnico kombinacij iz nelinearne analize za mejno stanje nosilnosti označim z MSN-NC, za mejno stanje uporabnosti pa MSU-NC.

4 RAČUNSKI MODEL NOSILNIH KONSTRUKCIJ IN PODKONSTRUKCIJ

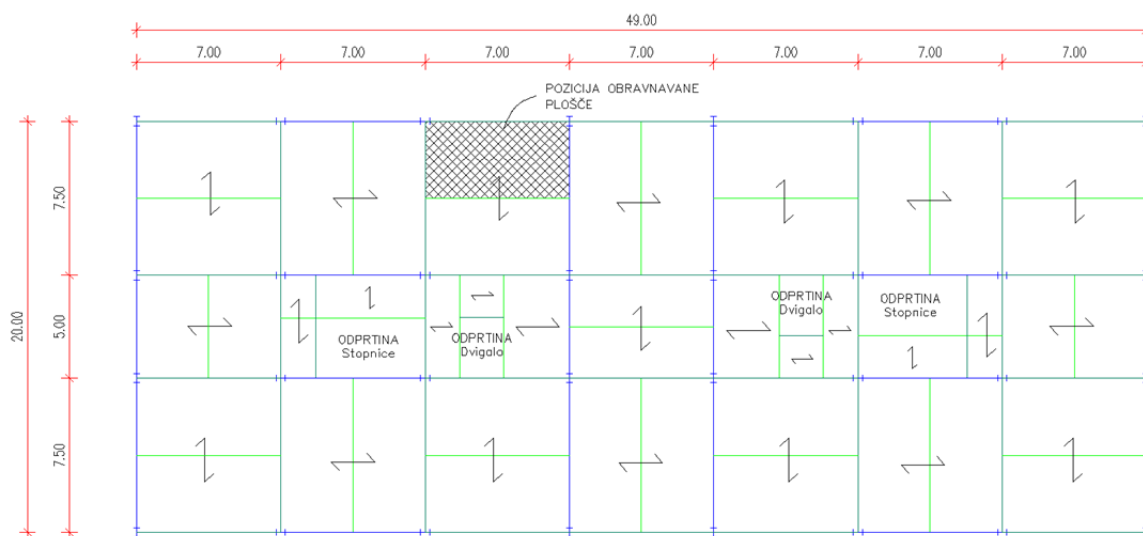
4.1 Armiranobetonska plošča

Račun in kontrolo povesa armiranobetonske plošče določim s pomočjo predpisov EUROCODE 1992-1-1 2005 ter pripadajočim nacionalnim dodatkom za Slovenjo.

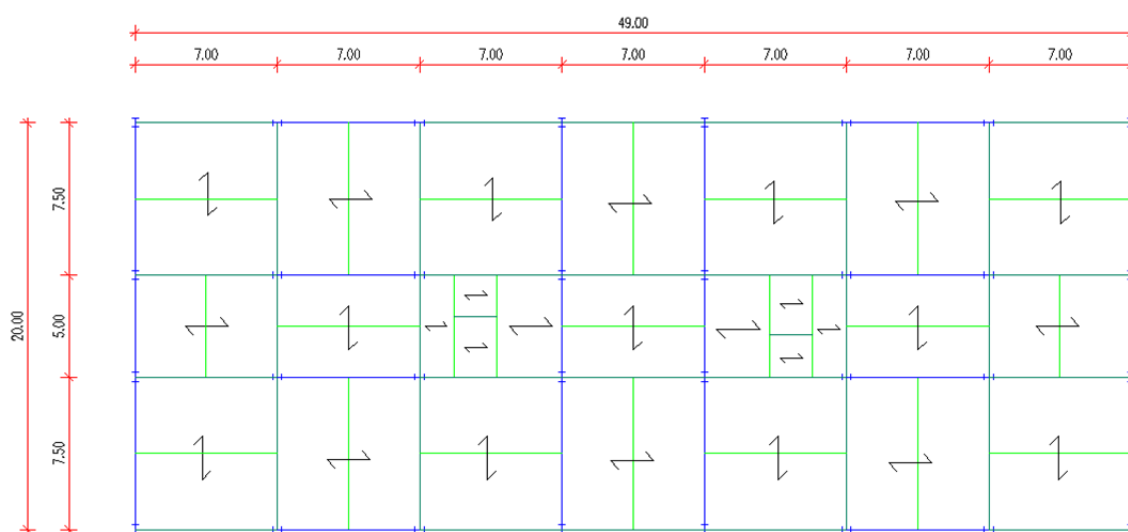
Zaradi enakomerne obtežbe vseh nosilcev predpostavim, da se obtežba preko armiranobetonske plošče prenaša samo v eni smeri, kakor je prikazano na sliki 21 ter sliki 22. Zaradi te predpostavke notranje statične količine, ki so potrebne za izračun armature, določim, kot na 1 m širokem nosilcu.

Določim najbolj neugodno ploščo, in sicer v etaži ob robu, z razpetino 3,75 m. Če izbrana plošča ustreza vsem merilom, potem so ustrezne tudi vse ostale plošče.

Preveriti želim, ali zadostuje AB plošča debeline 14 cm, z betonom trdnosti C30/37 in armaturo S500.



Slika 21: Prikaz prenosa obtežbe po posameznih ploščah v etaži



Slika 22: Prikaz prenosa obtežbe po posameznih ploščah na strehi

4.1.1 Kontrola nosilnosti najbolj obremenjene plošče

Pozicija najbolj obremenjene plošče je označena na sliki 21.

Podatki:

$$h = 14 \text{ cm}$$

$$d = 11 \text{ cm}$$

$$l_{dej} = 375 \text{ cm}$$

$$f_{c,k} = 30 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} = 3 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \rightarrow f_{c,d} = 3/\gamma_c = 2 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad (\gamma_c = 1,5)$$

$$f_{y,k} = 500 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} = 50 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \rightarrow f_{y,d} = 50/\gamma_s = 43,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad (\gamma_s = 1,15)$$

Obtežba:

$$\text{Stalna obtežba: } g = 5,33 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \text{ (medetažna konstrukcija)}$$

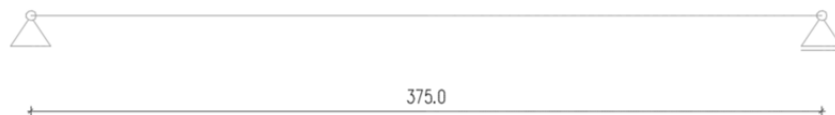
$$\text{Spremenljiva obtežba: } q_e = 2,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \text{ (koristna obtežba za bivalni del)}$$

Kombinacija:

$$1,35g + 1,5q_e = 10,9 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Kjer je:

$$\psi_0 = 0,7 \text{ za obtežbo bivalnih prostorov}$$



Slika 23: Računski model armiranobetonske sovprežne plošče

Obremenitev:

$$\text{Pozitivni moment v polju: } M_{\max} = \frac{q_d \times l_{dej}^2}{8} = 19,2 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

$$\text{Prečna sila ob podpori: } V_{\max} = \frac{q_d \times l_{dej}}{2} = 20,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Račun armature:*Zgornja armatura*

Zagotovim minimalno potrebno armaturo nad podporo:

$$a_{s,\min} = 0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{y,k}} \times b_l \times d = 0,26 \times \frac{0,26}{50} \times 100 \times 11 = 1,49 \frac{cm^2}{m} \geq 0,0013 \times b_l \times d = 1,43 \quad \checkmark$$

→ izberem mrežo R 335

Spodnja armatura (v polju)

$$k_n = \frac{M}{f_{c,d} \times b \times d^2} = \frac{1920}{2 \times 100 \times 11^2} = 0,079$$

→ $k_s = 1,054$

Opomba: vrednost določena s pomočjo tabele za dimenzioniranje pravokotnega prečnega prereza na osno-upogibno obremenitev

Potrebna armatura:

$$a_s = k_s \frac{M}{f_{y,d} \times d} = 1,054 \frac{1920}{43,5 \times 11} = 4,23 \frac{cm^2}{m} \quad \rightarrow \text{ izberem mrežo R 503}$$

Kontrola povesa plošče:

$K=1,3$ (končno polje neprekinjenih plošč, nosilnih v eni smeri)

$$\rho_0 = \sqrt{f_{c,k}} \times 10^{-3} = \sqrt{30} \times 10^{-3} = 0,0055$$

$$\rho = \frac{a_s}{b \times h} = \frac{4,23}{100 \times 11} = 0,00302$$

$\rho \leq \rho_0$:

$$\frac{l}{d} = K \left[11 + 1,5 \times \sqrt{f_{c,k}} \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2 \times \sqrt{f_{c,k}} \times \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{\frac{3}{2}} \right] = 50,7 \geq \frac{l_{dej}}{d} = 34,1 \quad \checkmark$$

Kontrola strižne odpornosti:

Preveriti je potrebno, kolikšno strižno odpornost ima izbran prerez plošče, in na tistih mestih, kjer odpornost ni zadostna, jo je potrebno zagotoviti z določeno strižno armaturo.

Računska strižna odpornost prereza betonske plošče (tekoči meter):

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d = 60,5 \text{ kN}$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{110}} = 2,3 \leq 2 \quad \times \rightarrow k = 2$$

$$\rho_1 = \frac{A_{st}}{b_w d} = \frac{4,56}{100 \times 11} = 0,004 \leq 0,02 \quad \checkmark$$

$$k_1 = 0,15$$

$$\sigma_{cp} = 0 \quad \text{normalna napetost v prerezu (ni tlaka-natega)}$$

$$V_{Ed,max} = 22,0 \text{ kN} \leq V_{Rd,c} = 60,5 \text{ kN} \rightarrow \text{strižna armatura ni potrebna}$$

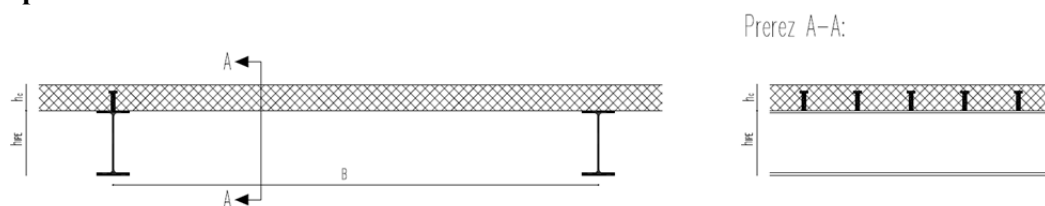
Kontrola striga ob podpori:

Preverim, ali je odpornost prereza ob podpori zadostna, da ne pride do preboja plošče. Če je izpolnjen pogoj, da je projektna vrednost prebojne strižne odpornosti plošče brez strižne armature večja od projektna strižna obremenitve, potem strižna armatura proti preboju plošče ni potrebna.

$$V_{Ed,max} = 22,0 \text{ kN} \leq V_{Rd,c} = 60,5 \text{ kN} \rightarrow \text{strižna armatura proti preboju plošče ni potrebna}$$

14 cm debela armirano betonska plošča je ustrezna!

4.2. Sovprežni nosilec



Slika 24: Geometrija sovprežnega nosilca

Podatki:

Dolžina nosilca $L = 7,5 \text{ m}$

Razmik med nosilci $B = 3,5 \text{ m}$

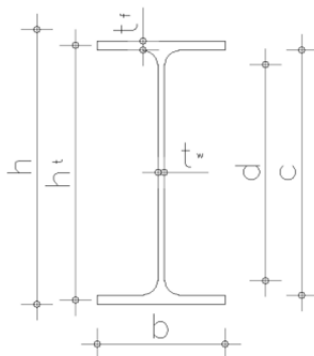
AB plošča $h_c = 14 \text{ cm}$, C 30/37

Jeklen nosilec IPE 330, S355 $f_y = 35,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Strižni čepi Nelson $\phi 19$

Karakteristike jeklenega nosilca IPE 330:

$$\begin{aligned} h &= 33 \text{ cm} \\ b &= 16 \text{ cm} \\ t_f &= 1,15 \text{ cm} \\ t_w &= 0,75 \text{ cm} \\ d &= 27,1 \text{ cm} \\ r &= 1,8 \text{ cm} \\ A &= 62,6 \text{ cm}^2 \\ I_y &= 11770 \text{ cm}^4 \\ W_{el,y} &= 713 \text{ cm}^3 \\ W_{pl,y} &= 804 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$



Slika 25: Nosilec IPE 330

Kompaktnost prečnega prereza nosilca IPE 330:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0,81$$

$\eta = 1,2$ (faktor, ki zaostri kriterij kompaktnosti; za jekla S235 do S460 vzamemo vrednost 1,2)

Stojina (čisti upogib):

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

$$\frac{c}{t_w} = 36,1 \leq 72\varepsilon = 58,32 \quad \checkmark \quad \rightarrow \text{1. razred kompaktnosti}$$

Pasnica (čisti tlak):

$$c = b/2 - t_w/2 - r = 5,83 \text{ cm}$$

$$\frac{c}{t_f} = 5,07 \leq 9\varepsilon = 7,29 \quad \checkmark \quad \rightarrow \text{1. razred kompaktnosti}$$

Prerez spada v 1. razred kompaktnosti.

Kompaktnost stojine pri strigu:

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

$$\frac{c}{t_w} = 36,1 \leq 72 \frac{\varepsilon}{\eta} = 48,6 \quad \checkmark \quad \rightarrow \text{stojina je kompaktna}$$

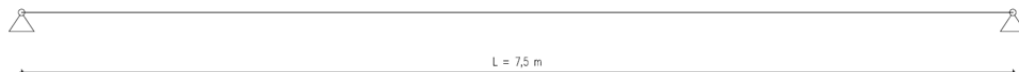
4.2.1 Montažno stanje

Obtežba:

-Jeklen nosilec.....	0,491 $\frac{kN}{m}$
-AB plošča (svež beton).....	$0,14m \times 26 \frac{kN}{m^3} \times 3,5m = 12,74 \frac{kN}{m}$

-Obtežba med betoniranjem..... $0,75 \frac{kN}{m^2} \times 3,5m = 2,63 \frac{kN}{m}$
(na enem delu kopičenje betona, na drugem delavci in oprema)

Računski model in račun nosilnosti:



Slika 26: Računski model sovprežnega nosilca

Projektna obtežba: $q_{d,1} = 1,35 \times 0,491 + 1,5 \times (12,74 + 2,63) = 23,7 \frac{kN}{m}$

Upogibna nosilnost

$$M_{Ed} = \frac{q_{d,1} \times L^2}{8} = 166,6 \text{ kNm} \leq M_{pl,Rd} = W_{pl,a,Rd} \times f_y = 285,4 \text{ kNm} \quad \checkmark$$

Strižna nosilnost

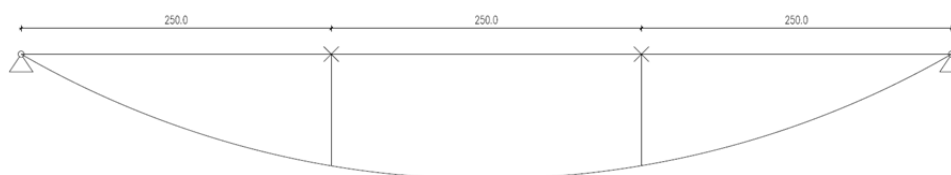
$$V_{Ed} = \frac{q_{d,1} \times L}{2} = 88,9 \text{ kN} \leq V_{pl,Rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}} = 526,1 \text{ kN} \quad \checkmark$$

$$A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f = 30,8 \text{ cm}^2 \quad (\text{površina strižnega prereza})$$

Račun stabilnost:

Kontrola bočne zvrnitve

Preverim, ali zadoščajo bočne podpore na vsaki tretjini nosilca, da ne pride do bočne zvrnitve, torej na $L/3 = 2,5 \text{ m}$.



Slika 27: Računski model sovp. nosilca za račun bočne zvrnitve

Podatki:

$$C_1 = 1,0$$

$$k_z = 1$$

$$E = 21000 \frac{kN}{cm^2}$$

$$G = 8070 \frac{kN}{cm^2}$$

$$k_\omega = 1$$

$$I_z = 788 \text{ cm}^4$$

$$I_t = 28,1 \text{ cm}^4$$

$$I_\omega = 199100 \text{ cm}^6$$

$$\lambda_{LT,0} = 0,4$$

$$\beta = 0,75$$

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi}{k_z L} \sqrt{EI_z GI_t + \frac{\pi^2 E^2 I_z I_\omega}{(k_\omega L)^2}} = 48144,8 \text{ kNcm}$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \times f_y}{M_{cr}}} = 0,73$$

Uklonska krivulja bočne zvrnitve za standardne vročevaljane prereze:

$$\frac{h}{b} = 2,06 \geq 2 \rightarrow \text{krivulja c} \rightarrow \alpha_{LT} = 0,49$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\lambda_{LT} - \lambda_{LT,0}) + \beta \lambda_{LT}^2 \right] = 0,78$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \beta \lambda_{LT}^2}} = 0,81 \leq \frac{1}{\lambda_{LT}^2} = 1,88 \quad \checkmark$$

$$M_{Ed} = 166,6 \text{ kNm} \leq M_{el,Rd} = \chi_{LT} \frac{W_y \times f_y}{\gamma_{M1}} = 205,1 \text{ kNm} \quad \checkmark$$

Nosilec bočno podpremo 2x, na 2,5 m.

Kjer so:

- C_1 koeficient, ki zajema vpliv poteka upogibnih momentov vzdolž nosilca
- k_z uklonski koeficient za uklon okoli šibke osi
- E modul elastičnosti jekla
- G strižni modul jekla
- k_ω koeficient, ki izraža robne pogoje za vzbočenje prereza
- I_z vztrajnostni moment okoli šibke osi
- I_t torzijski vztrajnostni moment pri enakomerni torziji
- I_ω torzijski vztrajnostni moment pri ovirani torziji
- α_{LT} faktor nepopolnosti
- χ_{LT} redukcijski faktor bočne zvrnitve
- ϕ_{LT} globalna nepopolnost

Kontrola pomikov:

Projektna obtežba: $q_{d,2} = 0,491 + 12,74 = 13,2 \frac{kN}{m}$

Dejanski pomik (montažno stanje):

$$w_{dej,1} = \frac{5}{384} \times \frac{q_{d,2} L^4}{EI_y} = \frac{5}{384} \times \frac{0,132 \times 750^4}{21000 \times 11770} = 2,2 \text{ cm}$$

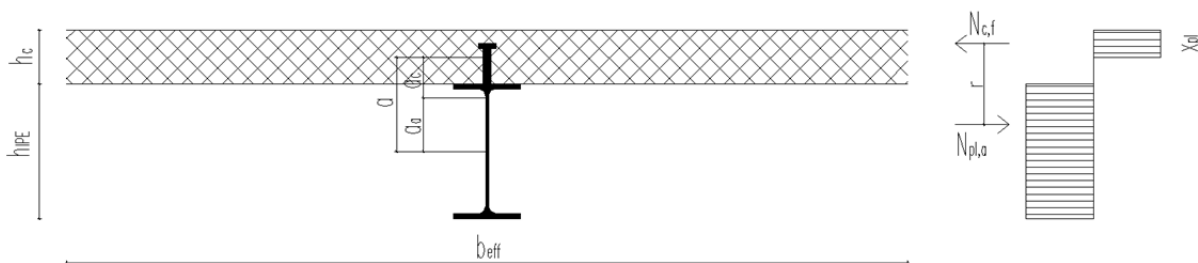
4.2.2 Končno stanje

Obtežba:

- jekleni nosilec IPE 330.....	0,491 $\frac{kN}{m}$
- AB plošča.....	$3,5 \frac{kN}{m^2} \times 3,5m = 12,25 \frac{kN}{m}$
- XPS.....	$0,014 \frac{kN}{m^2} \times 3,5m = 0,049 \frac{kN}{m}$
- cementni estrih.....	$1,2 \frac{kN}{m^2} \times 3,5m = 4,20 \frac{kN}{m}$
- parket.....	$0,14 \frac{kN}{m^2} \times 3,5m = 0,49 \frac{kN}{m}$
- spuščeni strop.....	$0,3 \frac{kN}{m^2} \times 3,5m = 1,05 \frac{kN}{m}$
	$= 18,5 \frac{kN}{m}$
- koristna obtežba.....	$2,5 \frac{kN}{m^2} \times 3,5m = 8,75 \frac{kN}{m}$

Dimenzioniranje in račun nosilnosti:

Projektna obtežba: $q_{d,1.1} = 1,35 \times 18,5 + 1,5 \times 8,75 = 38,1 \frac{kN}{m}$



Slika 28: Nadomestne karakteristike sovprežnega nosilca

Sodelujoča širina:

$$L_e = L = 7,5 \text{ m}$$

$$b_1 = B/2 = 1,75 \text{ m}$$

$$b_{e1} = L_e/8 = 0,938 \text{ m} \rightarrow b_{e1} < b_1 \checkmark$$

$$b_0 = 0$$

$$b_{eff} = b_0 + \sum b_{ei} = 2 \times b_{e1} = 1,88 \text{ m}$$

Nadomestne karakteristike sovprežnega prereza:

$$n_z = E_a/E_c = 6,36$$

$$n_k = 2 \times n_z = 12,73$$

$$a = \frac{h_{IPE}}{2} + \frac{h_c}{2} = 23,5 \text{ cm}$$

$$A_c = h_c \times b_{eff} = 2632 \text{ cm}^2$$

$$I_c = (b_{eff} \times h_c^3)/12 = 42989 \text{ cm}^4$$

$$A_{sov} = A_{IPE} + \frac{A_c}{n_k} = 269,5 \text{ cm}^2$$

$$a_{IPE} = a \times \frac{A_c}{A_{sov} \times n_k} = 18,0 \text{ cm}$$

$$a_c = a \times \frac{A_{IPE}}{A_{sov}} = 5,5 \text{ cm}$$

$$I_{sov} = I_{IPE} + A_{IPE} \times a_{IPE}^2 + \left(\frac{I_c + A_c \times a_c^2}{n_k} \right) = 41691 \text{ cm}^4$$

$$E_a = 21 \times 10^7 \frac{kN}{m^2}$$

$$E_c = 3,3 \times 10^7 \frac{kN}{m^2}$$

$$A_{IPE} = 62,6 \text{ cm}^2$$

$$I_{IPE} = 11770 \text{ cm}^4$$

Obremenitve:

$$M_{Ed} = M_{max} = \frac{q_{d,1} \times L^2}{8} = 267,9 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = V_{max} = \frac{q_{d,1} \times L}{2} = 142,9 \text{ kN}$$

Plastična analiza:

$$N_{pl,a} = \frac{A_a \times f_y}{\gamma_{M0}} = 2222,3 \text{ kN}$$

$$N_{c,f} = 0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} x_{pl} \times b_{eff}$$

$$N_{c,f} = N_{pl,a} \Rightarrow x_{pl} = \frac{N_{pl,a} \times \gamma_c}{0,85 \times b_{eff} \times f_{ck}} = 7,0 \text{ cm (višina tlačne cone v betonu)}$$

$$r = h_c - \frac{x_{pl}}{2} + \frac{h_a}{2} = 27,0 \text{ cm}$$

Upogibna plastična nosilnost:

$$M_{pl,Rd} = N_{pl,a} \times r = 600,5 \text{ kNm} \geq M_{Ed} = 166,6 \text{ kNm}$$

Ker je izkoriščenost izbranega nosilca zelo majhna, izberem delno sovprežno stanje. S tem se zmanjša tlačna sila v betonski pasnici. Razmerje med zmanjšano in prvotno tlačno silo imenujemo stopnja strižne povezave, za katero privzamem $\eta=0,6$.

Določitev upogibne nosilnosti v delnem sovprežnem stanju:

$$M_{Rd} = M_{pl,a,Rd} + (M_{pl,Rd} - M_{pl,a,Rd}) \times \eta = 285,4 + (600,5 - 285,4) \times 0,6 = 474,5 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = 474,5 \text{ kNm} \geq M_{Ed} = 166,6 \text{ kNm} \quad \checkmark$$

Kontrola vertikalnega striga:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}} = 631,3 \text{ kN} \geq V_{Ed} = 142,9 \text{ kN} \quad \checkmark$$

$$A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f = 30,8 \text{ cm}^2$$

Kontrola čepov:

Strižna projektna nosilnost:

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

$$d = 19 \text{ mm}$$

$$\gamma_v = 1,25$$

$$h_{sc} = 90 \text{ mm}$$

$$h_{sc}/d = 4,7 > 4 \rightarrow \alpha = 1$$

$$P_{Rd1} = \frac{0,8 \times f_u \times \pi \times \frac{d^2}{4}}{\gamma_v} = 81,7 \text{ kN}$$

$$P_{Rd2} = \frac{0,29 \times \alpha \times d^2 \times \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}}}{\gamma_v} = 83,3 \text{ kN}$$

$$P_{Rd} = \min(P_{Rd1}, P_{Rd2}) = 81,7 \text{ kN}$$

Delno sovprežno delovanje:

$$F_{cf} = 0,6 \times N_{c,f} = 0,6 \times 0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} x_{pl} \times b_{eff} = 1342 \text{ kN}$$

Število in razporeditev čepov:

$$n = F_{cf}/P_{Rd} = 16,4 \rightarrow \text{izberem 17 čepov na dolžini 3,75 m (polovica dolžine)}$$

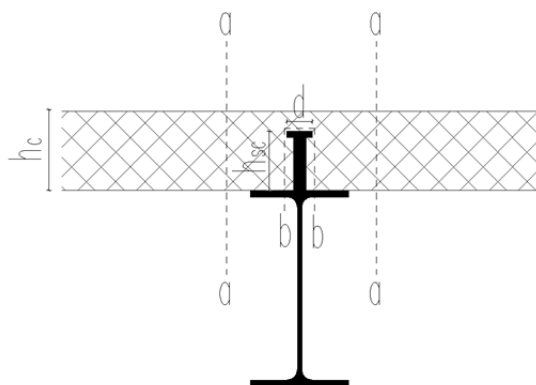
$$e = L/(n-1) = 23,4 \text{ cm}$$

Pogoj za enakomerno razporeditev čepov:

$$\frac{M_{Rd}}{M_{pl,a,Rd}} = 285,4 = 1,7 \leq 2,5 \quad \checkmark$$

Na dolžino celotnega sovprežnega nosilca postavimo 34 čepov na medsebojni razdalji 23,4 cm.

Kontrola vzdolžnega striga:



Slika 29: Prereza a in b, kjer preverjamo vzdolžni strig sov. nosilca

Kontrolo izvedem za robno polje in za kot θ_f izberem 27° (za pasnico v tlaku je omejitev $45^\circ \geq \theta_f \geq 26,5^\circ$)

Prerez a-a

$$\gamma_{Ed} = \frac{F_{cf}}{2h_c \times l/2} = \frac{1342}{2 \times 14 \times 375} = 0,13$$

$$\gamma = 0,6 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,53$$

$$\gamma_{Ed} = 0,13 \leq \gamma \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \times \sin \theta_f \times \cot \theta_f = 0,53 \times \frac{3,0}{1,5} \times \sin 27^\circ \times \cos 27^\circ = 0,43 \quad \checkmark$$

$$\frac{A_{sf}}{s_f} \geq \frac{\gamma_{Ed} \times h_c \times \tan \theta_f}{f_{yd}} = \frac{0,13 \times 14 \times \tan 27^\circ}{43,5} = 0,021 \frac{cm^2}{cm} = 2,1 \frac{cm^2}{m}$$

Armatura, določena v poglavju 4.1, zadošča za prevzem vzdolžnega striga v osi a-a.

Prerez b-b

$$\gamma_{Ed} = \frac{F_{cf}}{(2h_{sc} + d) \times l/2} = \frac{1342}{(2 \times 9 + 1,9) \times 375} = 0,18$$

$$\gamma_{Ed} = 0,18 \leq \gamma \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \times \sin \theta_f \times \cot \theta_f = 0,53 \times \frac{3,0}{1,5} \times \sin 27^\circ \times \cot 27^\circ = 0,43 \quad \checkmark$$

$$\frac{A_{sf}}{s_f} \geq \frac{\gamma_{Ed} \times h_c \times \tan \theta_f}{f_{yd}} = \frac{0,18 \times 19,9 \times \tan 27^\circ}{43,5} = 0,042 \frac{cm^2}{cm} = 4,2 \frac{cm^2}{m}$$

Armatura, določena v poglavju 4.1, zadošča za prevzem vzdolžnega striga v osi b-b.

Kontrola pomikov:

Jekleni nosilec se je že povetil za svojo lastno težo in težo betona. Sedaj preverim še povet zaradi ostalih vplivov (preostala stalna obtežba in koristna obtežba).

$$\text{Projektna obtežba: } q_{d,2,2} = 1,0 \times (12,74 - 12,25 + 0,049 + 4,2 + 0,49 + 1,05) + 8,75 = 15,0 \frac{kN}{m}$$

Dejanski pomik:

$$w_{dej,2} = \frac{5}{384} \times \frac{q_{d,2,2} L^4}{EI_{y,sov}} = \frac{5}{384} \times \frac{0,15 \times 750^4}{21000 \times 41691} = 0,7 \text{ cm}$$

Dovoljen pomik:

$$w_{max} = \frac{L}{250} = 3,0 \text{ cm} \geq w_{dej,1} + w_{dej,2} = 2,9 \text{ cm}$$

Ker je pomik na meji dovoljenega, nosilec nadvišam za 3 cm.

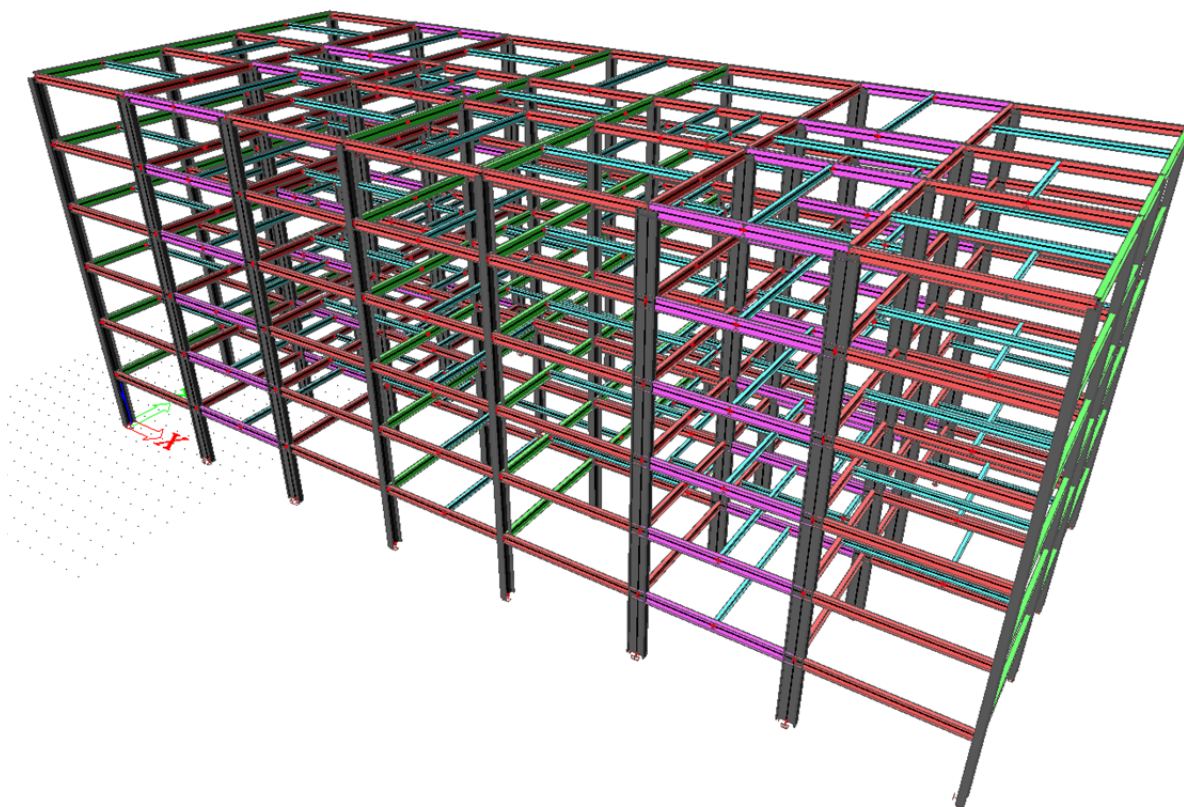
Poves z upoštevanim nadvišanjem nosilca:

$$w_{max} = 3,0 \text{ cm} \geq 2,9 \text{ cm} - 3 \text{ cm} = -0,1 \text{ cm} \quad \checkmark$$

5. STATIČNA ANALIZA

5.1 Računski model

Konstrukcijo sem zasnovoval s pomočjo programa SCIA Engineer, s pomočjo katerega bom opravil tudi vse kontrole nosilnosti in stabilnosti konstrukcije. Za račun sem uporabil prostorski model z linijskimi končnimi elementi. Gostoto mreže končnih elementov sem nastavil na 5, kar pomeni, da en element razdelim na pet delov in vsakega posebej obravnavam kot en končen linijski element. Pri računu statične analize nisem modeliral plošč, upošteval sem samo njihovo težo kot stalno obtežbo, ki deluje na konstrukcijo.



Slika 30: Računski model konstrukcije za statično analizo

5.2 Obtežbe

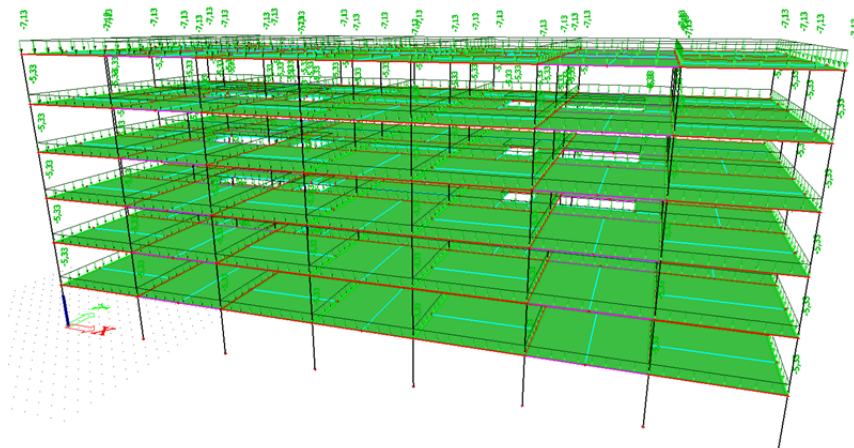
Model sem obtežil z vsemi obtežbami, ki sem jih določil v poglavju 3.

Ploskovne obtežbe sem nanesel na izbrane nosilce s pomočjo ukaza "Plane generator", ki površinske obtežbe pretvori v linijske.

Lastna teža: upošteva program glede na izbiro kvalitete jekla – S355.

Stalna:

- streha 7,13 kN/m² + etaža 5,33 kN/m²



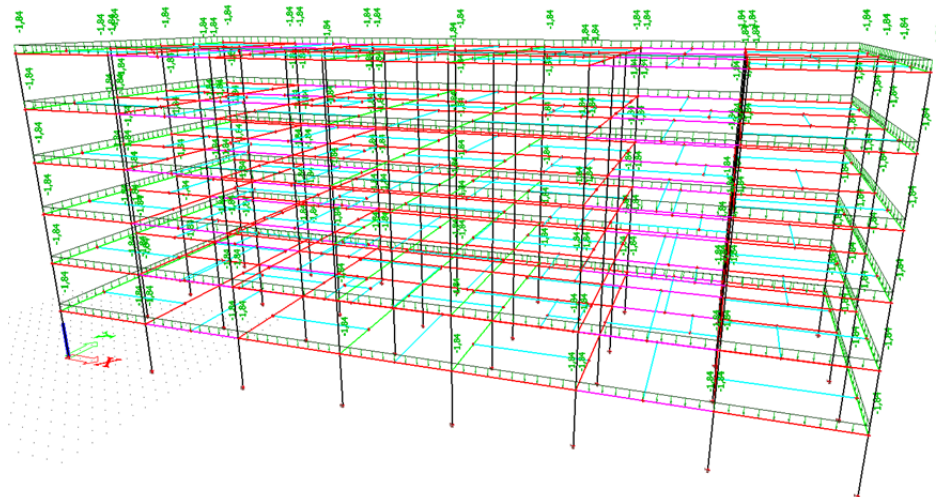
Slika 31: Stalna obtežba na strehi in etažah

- fasada: 0,55 kN/m²

višina fasadnega panela: h = 3,35 m

linijska obtežba: $g_f = 0,55 \frac{kN}{m^2} \times 3,35 m = 1,84 \frac{kN}{m}$

Obtežbo fasadnih panelov sem pretvoril v linijsko in jo nanesel po robu vsake etaže.

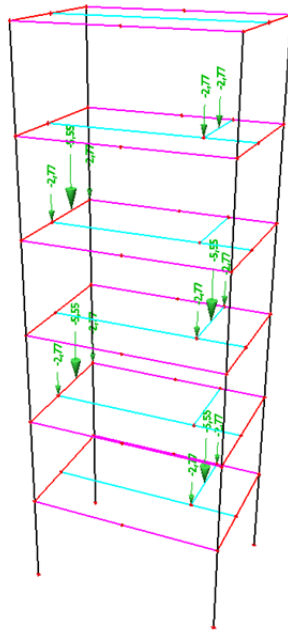


Slika 32: Linijska obtežba fasade

-Stopnišče: 11,1 kN

Točkovna obtežba: 11,1 kN / 4 = 2,77 kN

Stopniščna rama se preko dveh jeklenih nosilcev nalega na prečke, zato celotno težo stopniščne rame razdelim na 4 dele (2x zgoraj, 2x spodaj) in jo točkovno nanesem na prečke, kakor prikazuje spodnja slika.

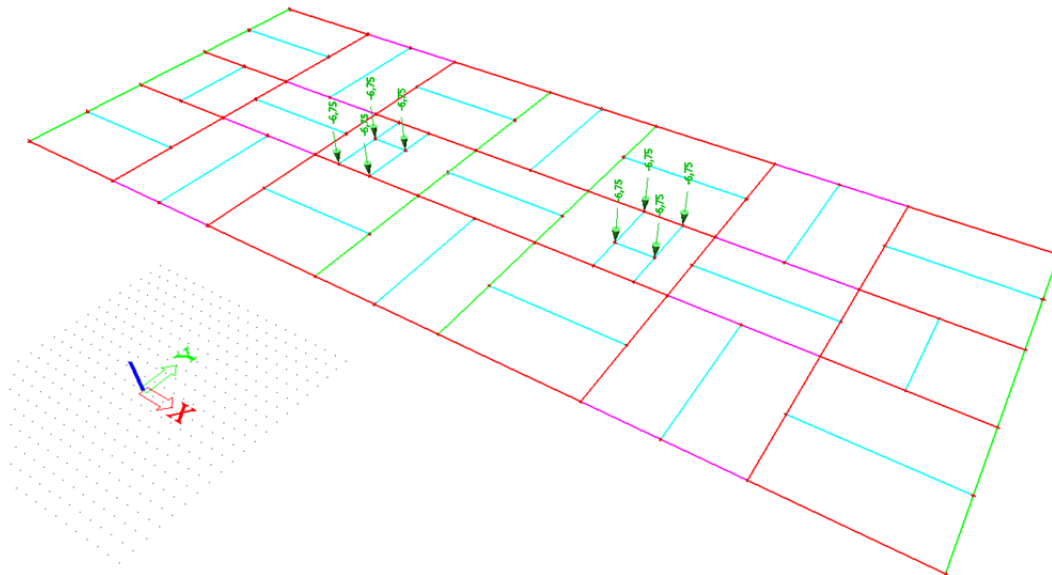


Slika 33: Točkovne obtežbe zaradi obtežbe stopnišča

-Dvigalo: 27,0 kN

Točkovna obtežba: $27,0 \text{ kN} / 4 = 6,75 \text{ kN}$

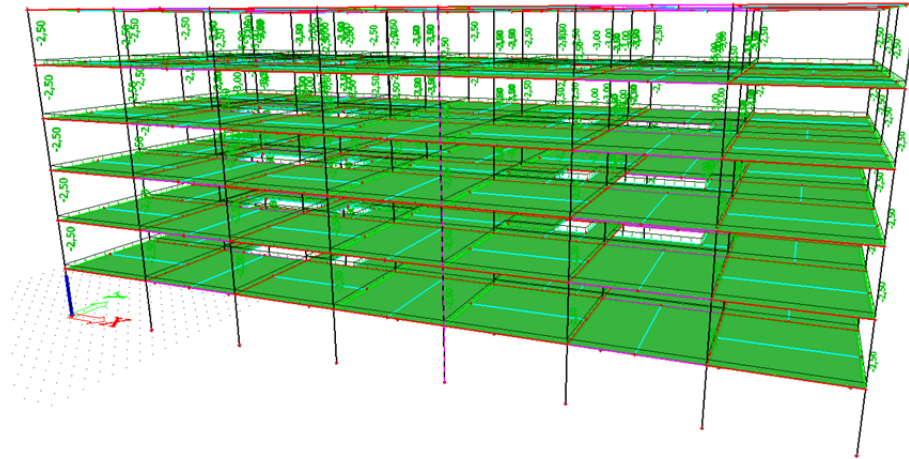
Privzamem, da se vsa obtežba dvigala porazdeli na strešni etaži na štiri dele tako, kot prikazuje spodnja slika.



Slika 34: Obtežbe dvigala na strehi

Koristna obtežba:

-Stanovanja $2,5 \text{ kN/m}^2$ + balkoni $2,5 \text{ kN/m}^2$ + hodnik 3 kN/m^2



Slika 35: Koristna obtežba v etažah

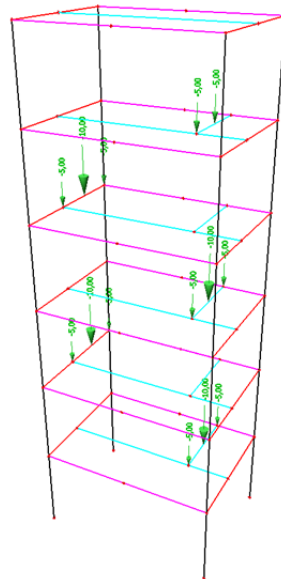
-Stopnišče 3 kN/m^2

Dolžina stopniščne rame: $l = 5,3 \text{ m}$

Širina stopniščne rame: $\check{s} = 1,25 \text{ m}$

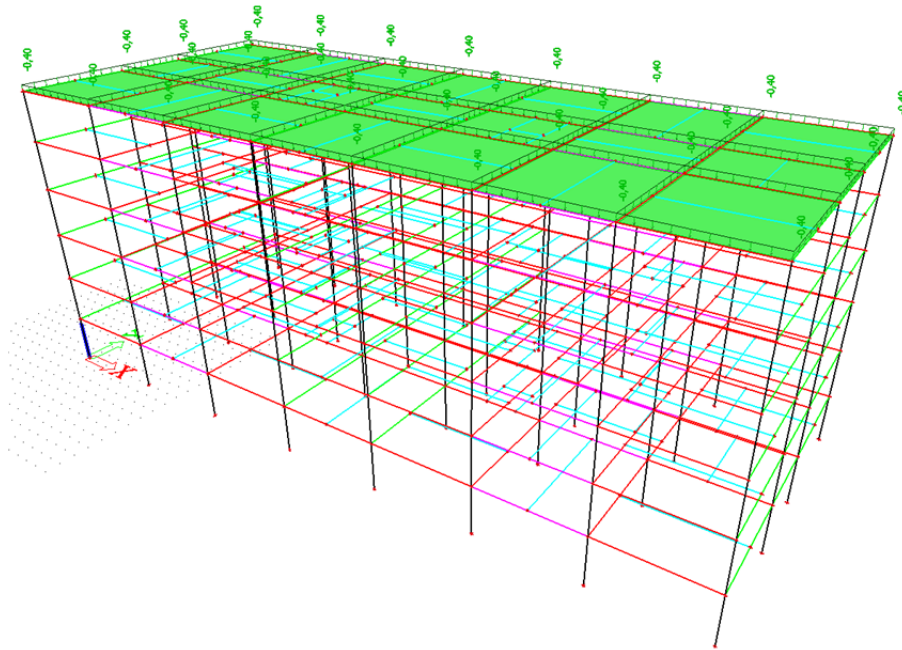
Koristno obtežbo stopnišča pretvorim v točkovno obtežbo in jo na enak način kot stalno obtežbo stopniščananesem na konstrukcijo.

Točkovna obtežba: $3 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \times 1,25 \text{ m} \times 5,3 \text{ m} = 19,9 \text{ kN} / 4 = 4,97 \text{ kN}$



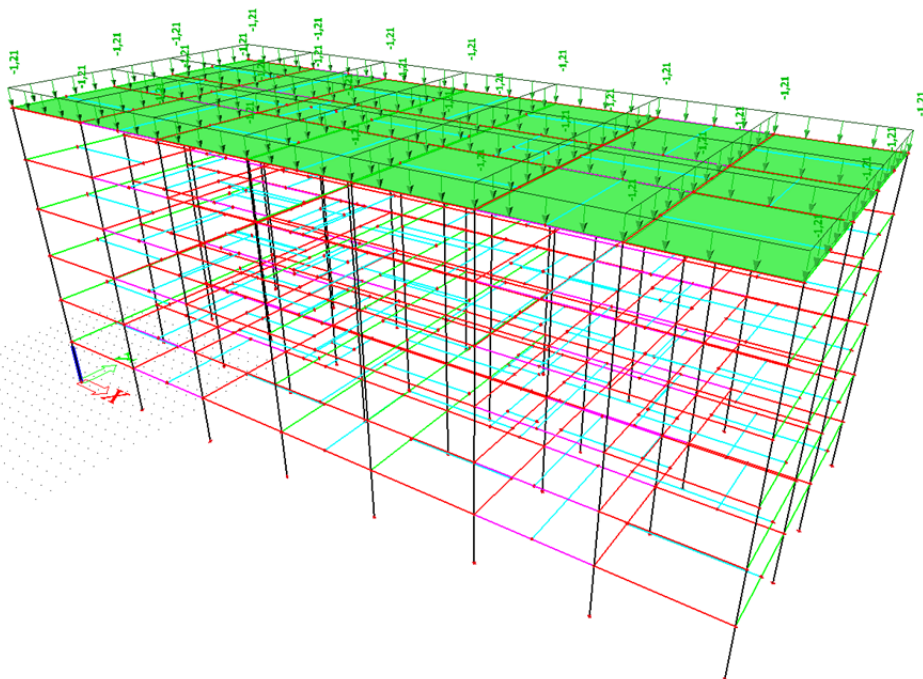
Slika 36: Koristna obtežba stopnic

-Nepohodna streha $0,4 \text{ kN/m}^2$



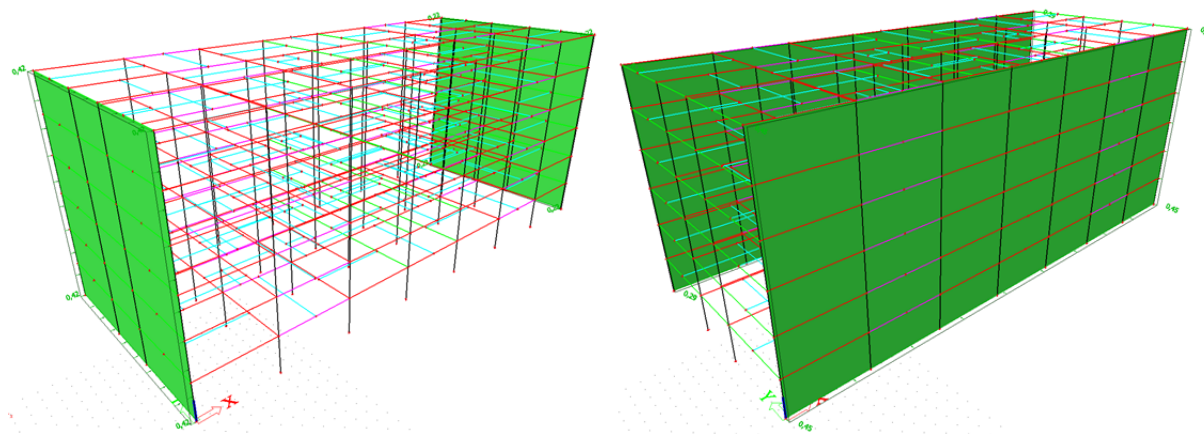
Slika 37: Obtežba nepohodne strehe

Sneg: $1,21 \text{ kN/m}^2$



Slika 38: Obtežba snega na strehi

Veter: Obtežbe so določene v Preglednici 3,4, 5 in 6.



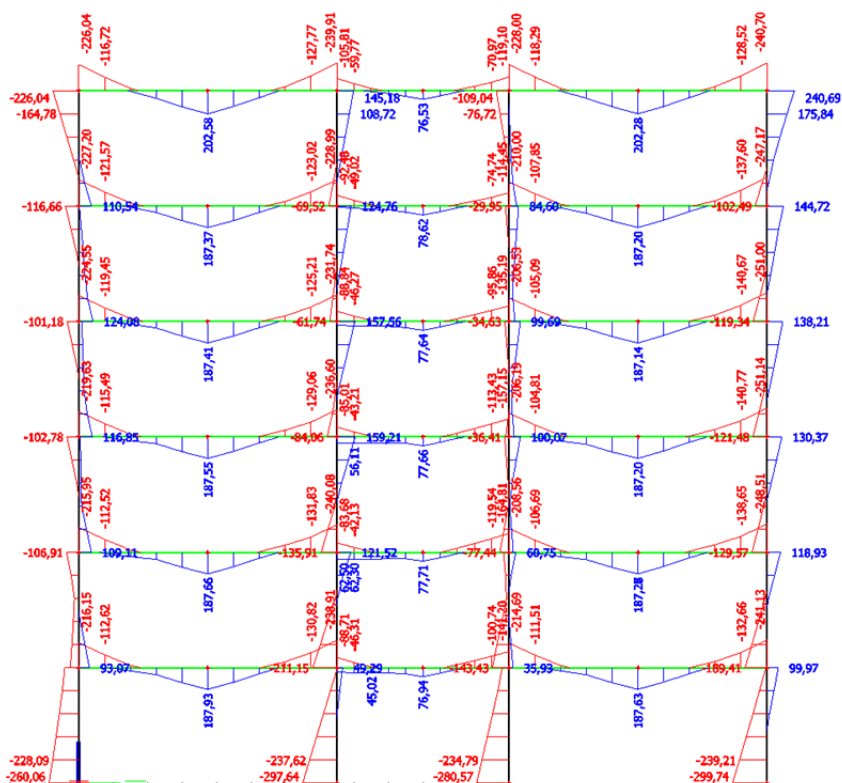
Slika 39: Obtežba vetra v smeri X ter v smeri Y

5.3 Analiza okvirjev v smeri Y

5.3.1 Mejno stanje nosilnosti

Kot merodajno obremenitev upoštevam ovojnico MSN-NC, v kateri so kombinacije za mejno stanje nosilnosti, z upoštevanjem geometrijsko nelinearne analize z nadomestno globalno nepopolnostjo.

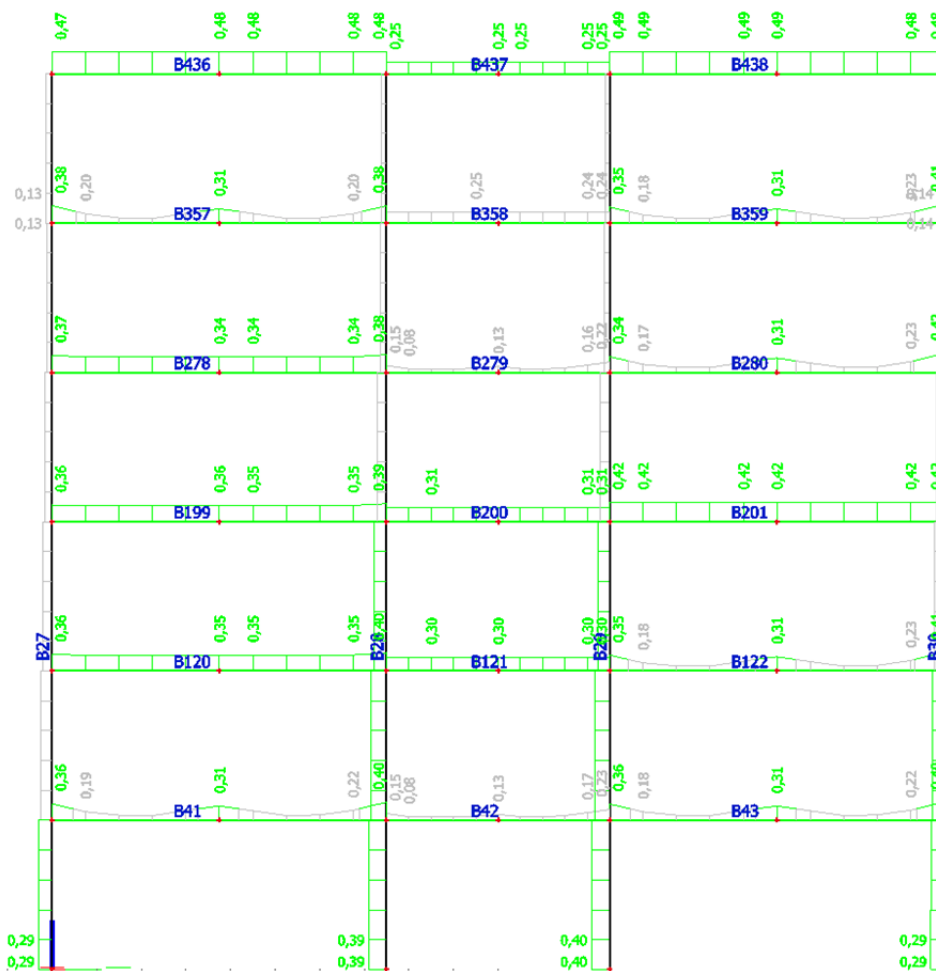
Rezultate prikazujem za najbolj obremenjen momenten okvir – okvir v osi 4-4:



Slika 40: [M] Momenti v osi 4-4

Kontrola izkoriščenosti:

- Prikaz izkoriščenosti stebrov HEB 650 in momentno povezanih prečk IPE 450 v osi 4-4, za ovojnico MSN-NC:

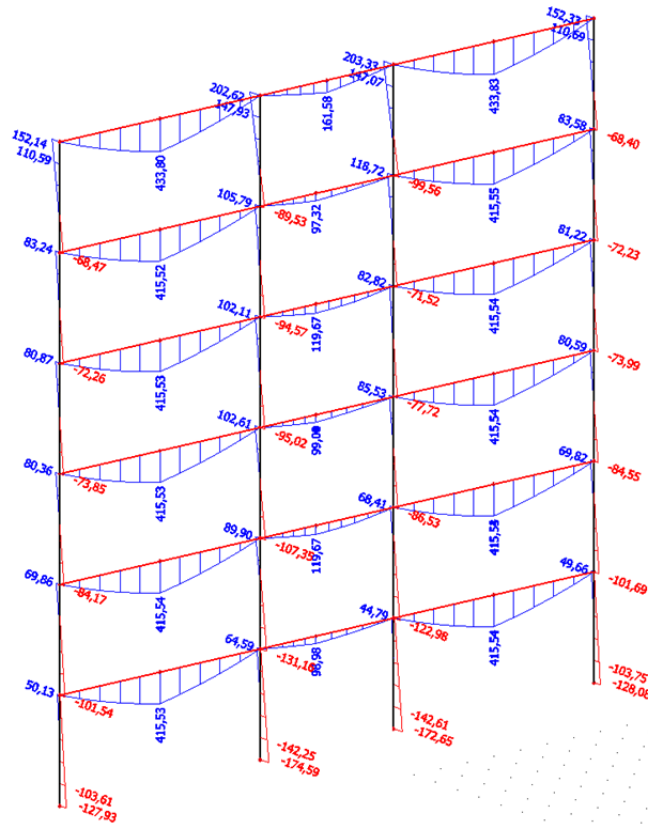


Slika 43: Izkoriščenost profilov v osi 4-4

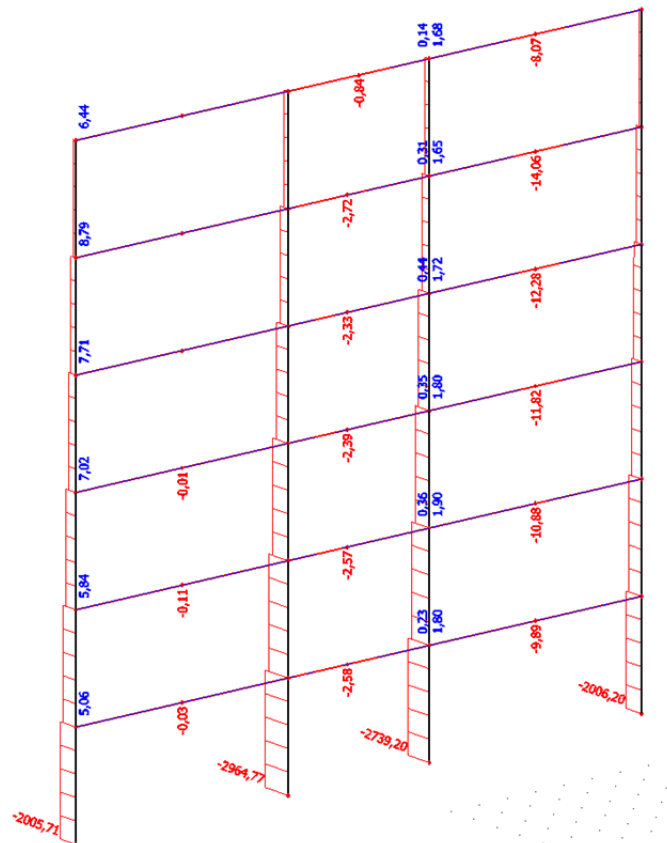
OPOMBA: Izbrane prečke so nizko izkoriščene, se pa njihov izbor utemelji pri potresni analizi, saj so potrebne za zagotavljanje zadostne togosti konstrukcije.

Izpis dimenzioniranja za HEB 650 (steber B29) in IPE450 (nosilec B438) je v prilogi.

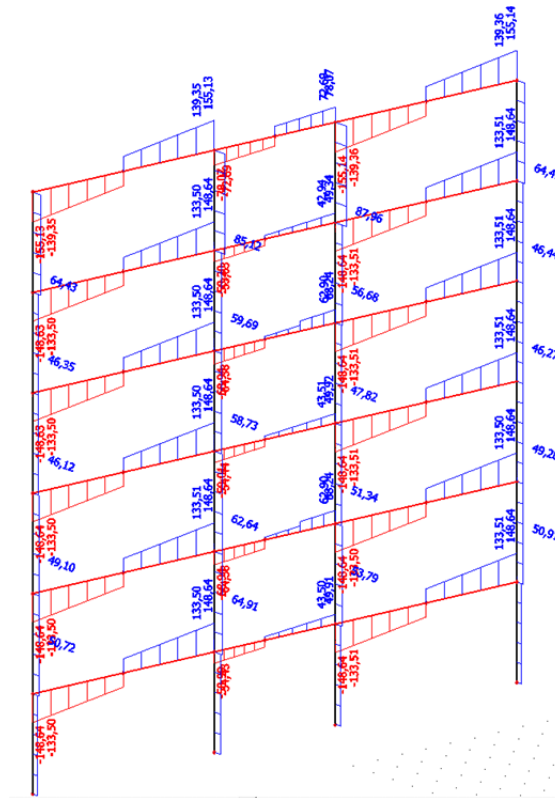
Rezultati za najbolj obremenjen okvir s členkasto povezavo prečk s stebri – okvir v osi 3-3:



Slika 44: [M] Momenti v osi 3-3

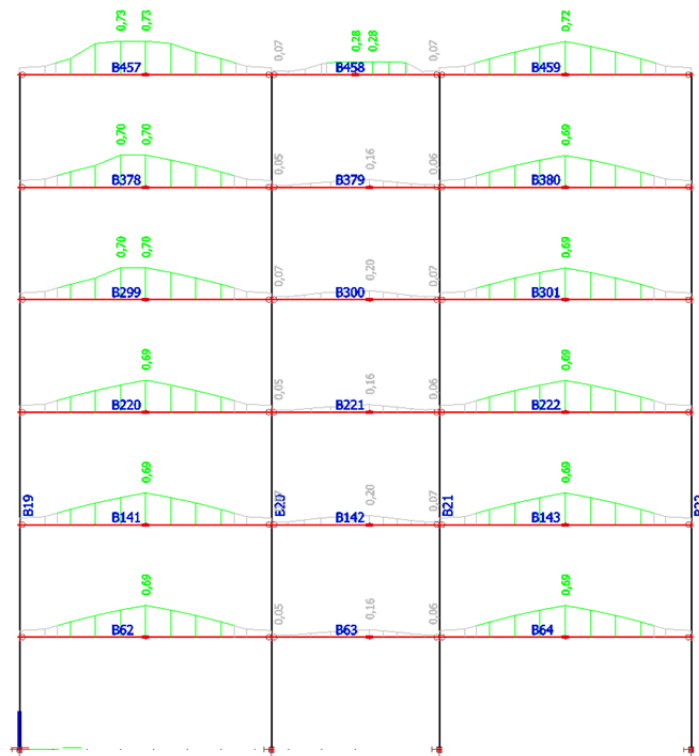


Slika 45: [N] Osne sile v osi 3-3



Slika 46: [Vz] Prečne sile v osi 3-3

- Prikaz izkoriščenosti členkasto povezanih prečk IPE450 v osi 3-3, za ovojnico MSN-NC:



Slika 47: Izkoriščenost profilov v osi 3-3

Izpis dimenzioniranja za IPE450 (nosilec B457) je v prilogi.

5.3.2 Mejno stanje uporabnosti

Preverim, ali so pomiki v meji dovoljenih. Kot merodajno obremenitev upoštevam ovojnico MSU-NC, v kateri so karakteristične in pogoste kombinacije za mejno stanje uporabnosti, z upoštevanjem geometrijsko nelinearne analize z nadomestno globalno nepopolnostjo. Za kontrolo pomikov se osredotočim na karakteristične kombinacije, saj v dani ovojnici predstavljajo maksimalne pomike.

Za karakteristične kombinacije vplivov, ki veljajo za nepovratna mejna stanja, mora kontrola vertikalnih pomikov zadoščati naslednjemu pogoju: $u_{\max} = \frac{L}{250} \geq u_{dej}$

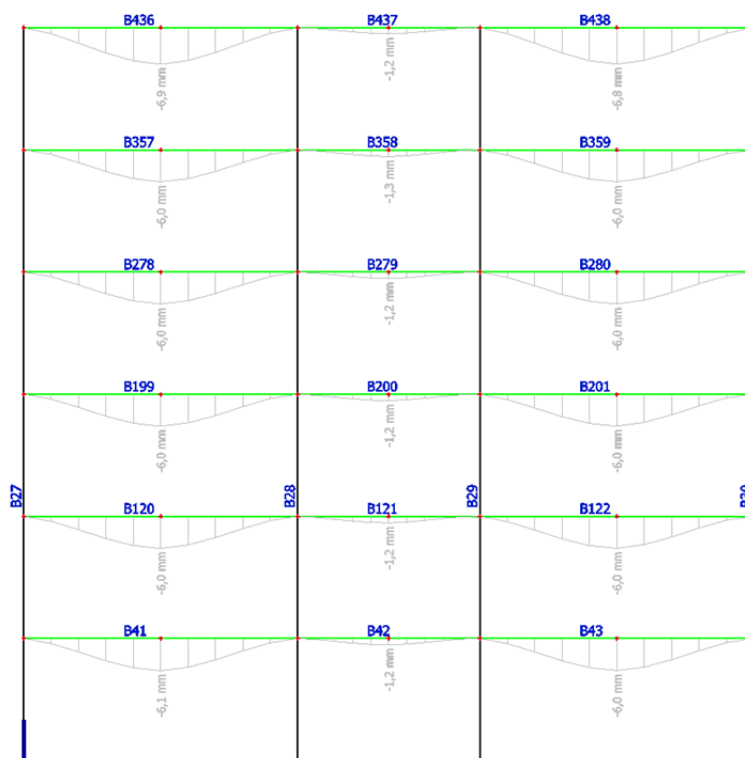
Za kontrolo horizontalnih pomikov pa moramo izpolniti naslednja dva pogoja:

- pogoj pomika celotne konstrukcije: $u_{\max} = \frac{H}{500} \geq u_{dej}$
- pogoj pomika posamezne etaže: $u_{\max} = \frac{H_e}{300} \geq u_{dej}$

Kjer so:

- L dolžina nosilca
- H višina konstrukcije
- H_e višina etaže

Nosilci IPE 450 v osi 4-4:



Slika 48: $[u_z]$ – pomiki nosilcev v osi 4-4

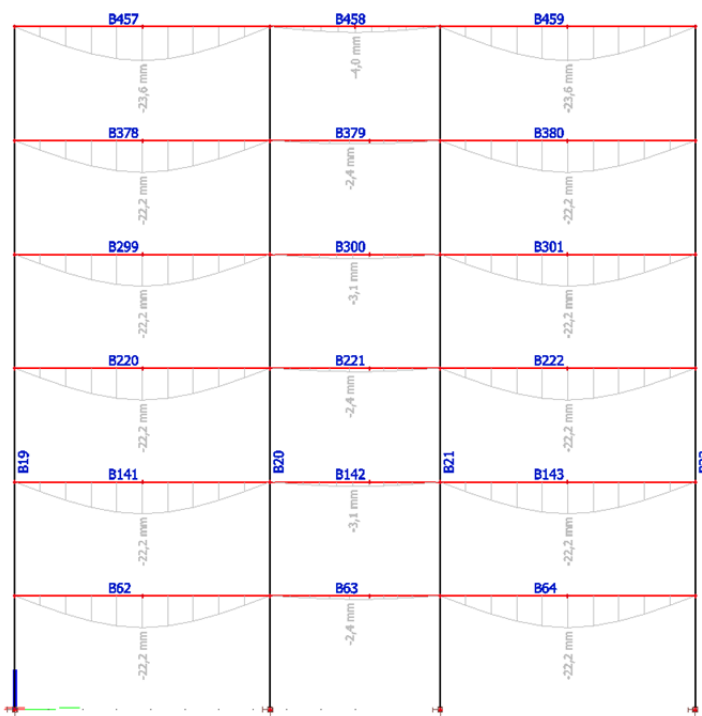
$$L = 7,5 \text{ m}$$

$$u_{\max} = \frac{7500}{250} = 30 \text{ mm} \geq u_{dej} = 6,9 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$L = 5,0 \text{ m}$$

$$u_{\max} = \frac{5000}{250} = 20,0 \text{ mm} \geq u_{dej} = 1,3 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Nosilci IPE 450 v osi 3-3:



Slika 49: $[u_z]$ – pomiki nosilcev v osi 3-3

$$L = 7,5 \text{ m}$$

$$u_{\max} = \frac{7500}{250} = 30 \text{ mm} \geq u_{dej} = 23,6 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$L = 5,0 \text{ m}$$

$$u_{\max} = \frac{5000}{250} = 20,0 \text{ mm} \geq u_{dej} = 4,0 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Steber HEB 650:

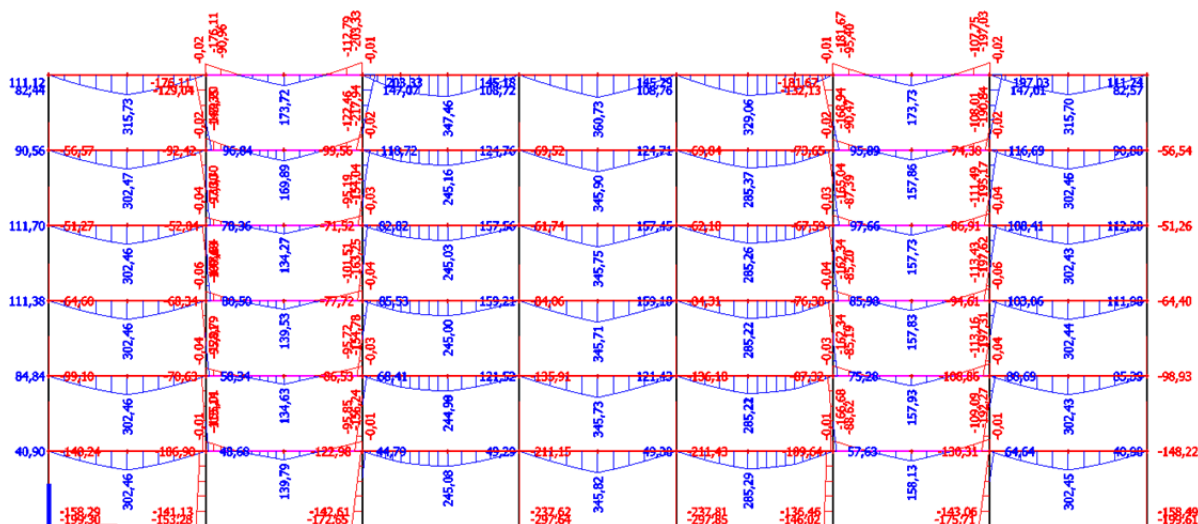
Ker je konstrukcija v horizontalni smeri obremenjena samo z obtežbo vetra, ki pa je v primerjavi z potresnim delovanjem zelo majhna, kontrola pomikov v tem stanju ni smiselna.

5.4 Okvirji v smeri X

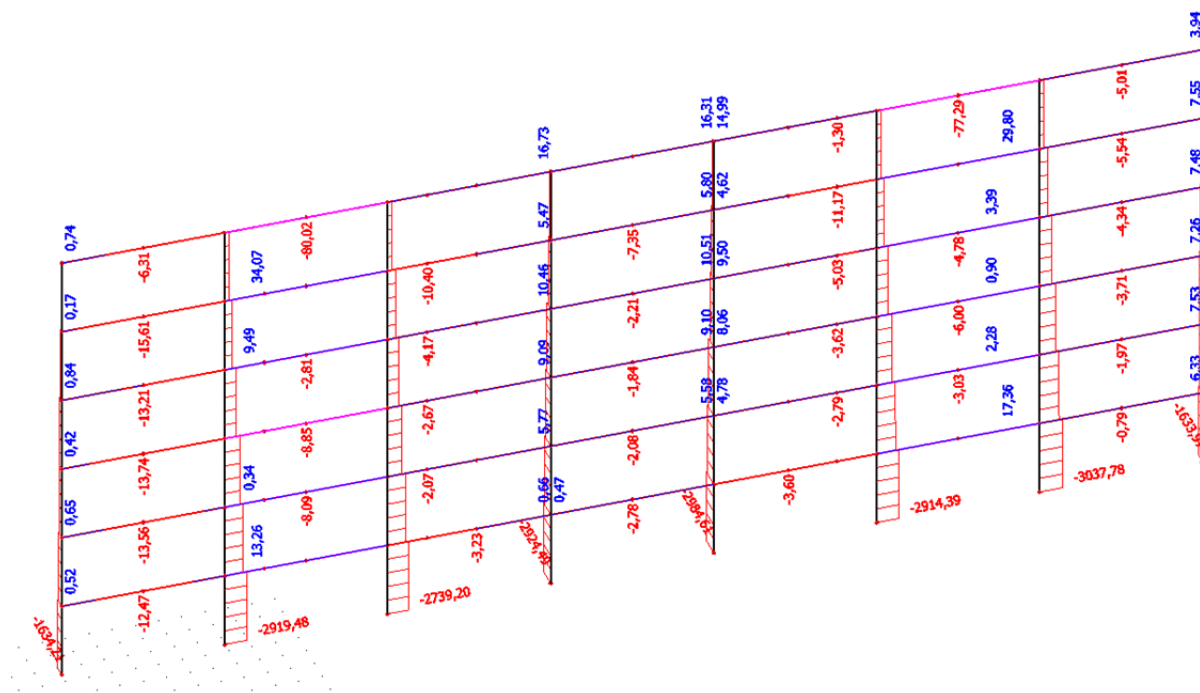
5.4.1 Mejno stanje nosilnosti

Kot merodajno obremenitev upoštevam ovojnico MSN-NC, v kateri so kombinacije za mejno stanje nosilnosti, z upoštevanjem nadomestne globalne nepopolnosti.

Rezultate prikazujem za najbolj obremenjen okvir – okvir v osi B-B:



Slika 50: [M] Momenti v osi B-B

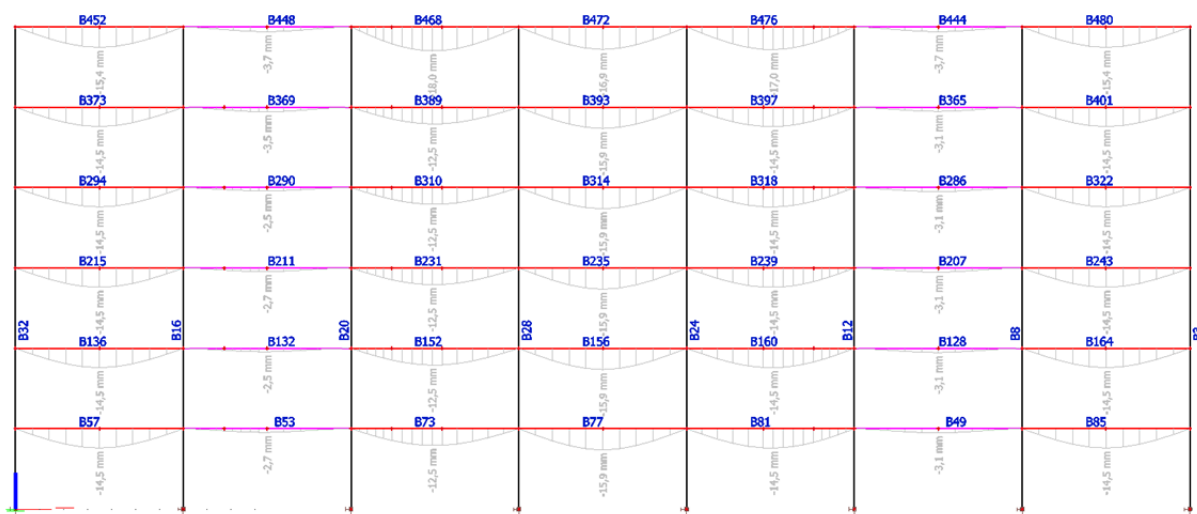


Slika 51: [N] Osne sile v osi B-B

5.4.2 Mejno stanje uporabnosti

Kot merodajno obremenitev upoštevam ovojnico MSU-NC, v kateri so karakteristične in pogoste kombinacije za mejno stanje uporabnosti, z upoštevanjem geometrijsko nelinearne analize z nadomestno globalno nepopolnostjo. Za kontrolo pomikov se osredotočim na karakteristične kombinacije, saj v dani ovojnici predstavljajo maksimalne pomike.

Nosilci IPE 500 in IPE 450 v osi B-B:



Slika 54: $[u_z]$ - Pomiki nosilcev v osi B-B

$$L = 7,0 \text{ m}$$

$$u_{\max} = \frac{7000}{250} = 28 \text{ mm} \geq u_{dej} = 18,0 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Steber HEB 650:

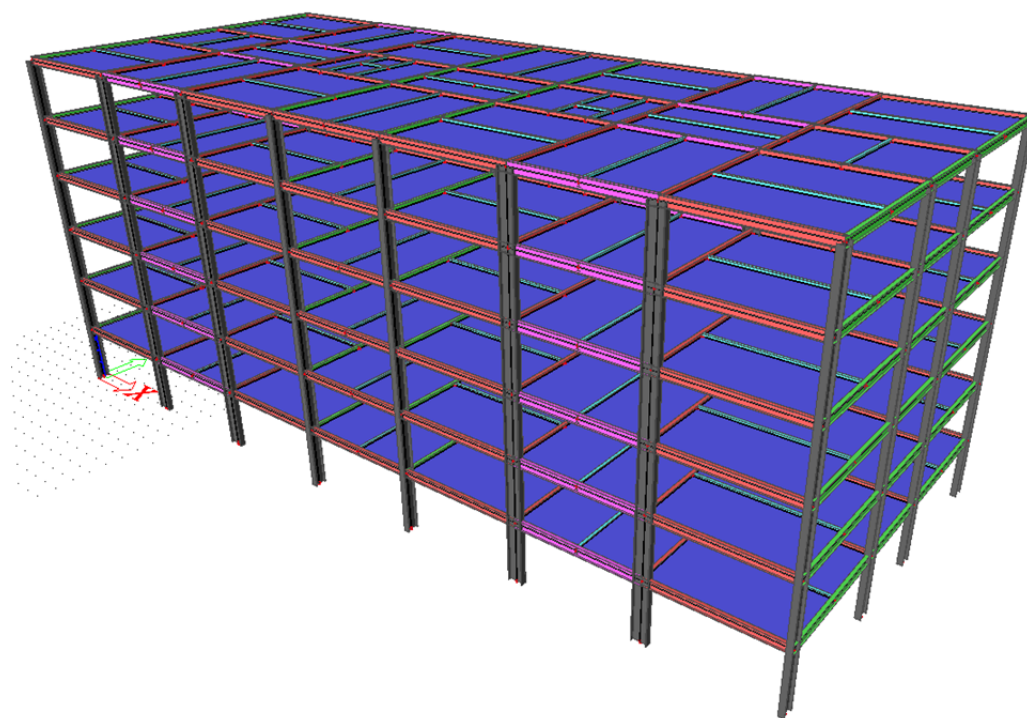
Ker je konstrukcija v horizontalni smeri obremenjena samo z obtežbo vetra, ki pa je v primerjavi z potresnim delovanjem zelo majhna, kontrola pomikov v tem stanju ni smiselna.

6. POTRESNA ANALIZA

Linearno potresno analizo sem, tako kot statično analizo, izvedel v programu SCIA Engineer. V skladu z predpisi EUROCODE 1998-1 2005 sem izvedel modalno analizo s spektrom odziva v X in Y smeri. Pri projekteranju konstrukcije na potresno obtežbo mora biti izpolnjena glavna zahteva, in sicer da konstrukcija prenese projektni potresni vpliv tako, da ne pride do porušitve konstrukcije, in da ta svojo integriteto ohrani tudi po potresu in ne ogroža stanovalcev.

6.1 Računski model

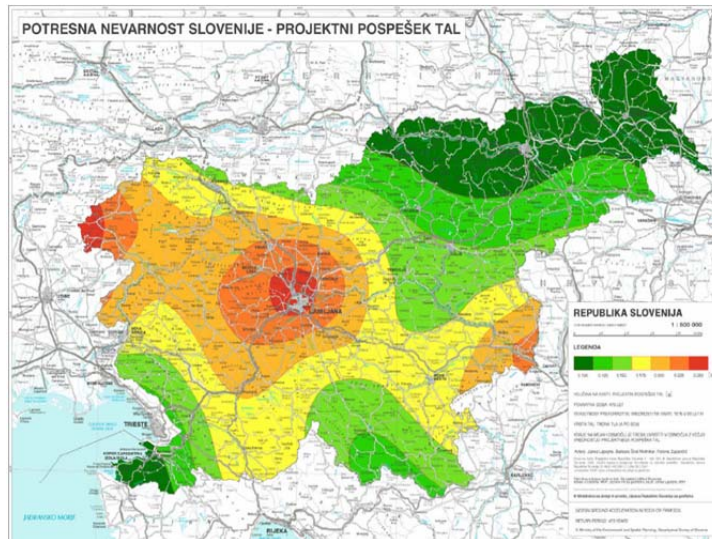
Računski model za račun potresne analize je isti kot pri statični analizi, dodane so le jeklene plošče debeline 1 cm v vsaki etaži, ki zagotavljajo togost v horizontalni smeri in nadomeščajo betonsko ploščo, katere teža je že upoštevana v računu stalne obtežbe, zato je jeklena plošča iz materiala, ki ima nično težo. Plošča je modificirana tako, da njena osna togost znaša 100 %, upogibna togost pa reducirana na 1 %.



Slika 55: Računski model konstrukcije za potresno analizo

6.2 Obtežba

Objekt projektiram na projektni pospešek tal $a_g=0,25g$, ki glede na karto potresne nevarnosti Slovenije ustreza projektnemu pospešku za območje Ljubljane.



Slika 56: Prikaz projektnega pospeška tal za območje Slovenije [17]

Pospešek tal, ki sem ga razbral iz karte, je zasnovan za trdna tla in povratno dobo 475 let, kar pomeni, da je 90 % možnosti, da vrednosti na karti ne bodo presežene v prvih 50 letih življenske dobe objekta. Te predpostavke, na podlagi katerih je določen projektni pospešek tal, ustrezajo mojemu objektu tako v povratni dobi kakor tudi v tipu tal. Povratna doba 475 let ustreza kategoriji pomembnosti II, kamor je obravnavani objekt razvrščen (običajne stavbe), in ima faktor pomembnosti $\gamma_1 = 1$.

Tip tal, na katerem se bo gradil objekt, ustreza tipu tal A s koeficientom tal $S=1$. Če bi gradili na kakšni drugi podlagi, pa bi bilo potrebno pospešek tal pomnožiti s pripadajočimi vrednostmi koeficienta tal S .

Opomba: Tip tal A - Skala ali druga skali podobna geološka formacija, na kateri je največ 5 m slabšega površinskega materiala. (SIST EN 1998-1 2005 str.30; preglednica 3.1: Tipi tal)

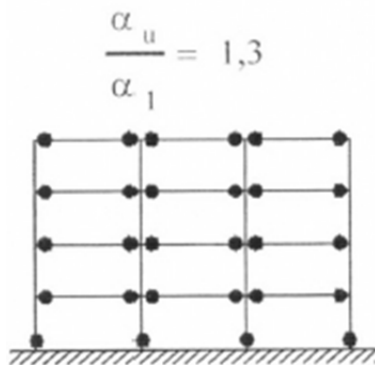
Pri projektiranju lahko uporabimo manjše sile od tistih, ki ustrezajo linearno-elastičnemu odzivu. To dovoljuje sposobnost konstrukcijskega sistema, da prenaša potresne vplive v nelinearnem območju. Nelinearni analizi pa se izognemo tako, da elastični analizi zmanjšamo spekter odziva na podlagi sposobnosti konstrukcije, da sipa energijo z duktilnim obnašanjem njenih elementov, kar zagotovim z ustreznim projektiranjem konstrukcije. Spekter odziva zmanjšamo s pomočjo faktorja obnašanja q in tako dobimo projektni spekter odziva.

Določitev faktorja obnašanja q:

Ker spada konstrukcija v smeri X in prav tako tudi v smeri Y pod pomični okvir, kjer se potresne sile prenašajo z upogibnim delovanjem elementov ob pomoči togih momentnih spojev, je redukcijski faktor v smeri X in Y enak.

Privzel sem, da ima konstrukcija visoko sposobnost sipanja energije (kar bom kasneje tudi dokazal), zato faktor obnašanja določim s pomočjo naslednje enačbe:

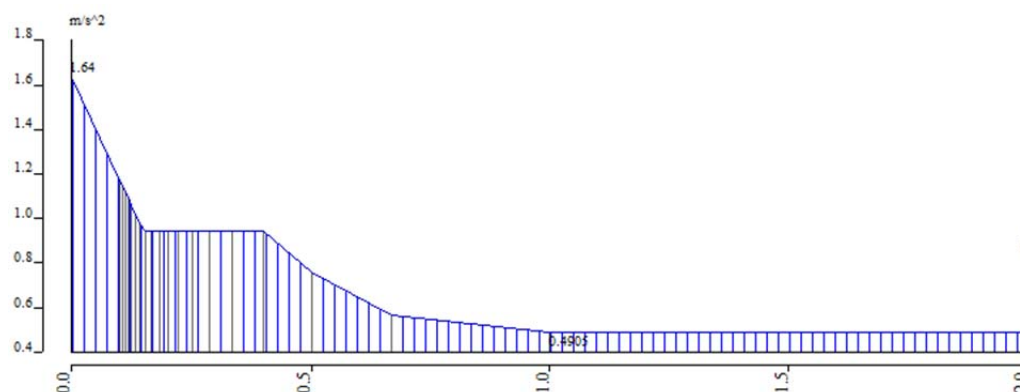
$$q = 5 \times \frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 5 \times 1,3 = 6,5$$



Slika 57: Pomični okvir z območji sipanja v nosilcih in na dnu stebrov s prikazano standardno vrednostjo α_u / α_1

Projektni spekter:

$$a_g = 0,25g; \quad q = 6,5; \quad \text{tip tal A} \rightarrow S = 1; \quad T_B = 0,15s; \quad T_C = 0,4s; \quad T_D = 2,0s$$



Slika 58: Projektni spekter za prečno smer Y in vzdolžno smer X, kategorije terena A

6.3. Kombinacija vplivov za seizmično projektno stanje

V mejnem stanju nosilnosti upoštevam kombinacije vplivov za stalna in začasna projektna stanja po naslednji enačbi:

$$\sum_{j \geq 1} g_{k,j} + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \times q_{k,i}$$

Kjer $\sum_{j \geq 1} g_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \times q_{k,i}$ predstavlja gravitacijski del obtežbe, A_{Ed} pa seizmični vpliv obtežbe.

6.4. Račun mase konstrukcije

Maso konstrukcije določim z upoštevanjem vseh težnostnih sil, ki so povezane v naslednjih kombinacijah vplivov:

$$\sum g_{k,j} + \sum \psi_{E,i} \times q_{k,i}, \text{ kjer je } \psi_{E,i} = \varphi \times \psi_{2,i}.$$

$$\text{Vrhna etaža-streha: } \varphi = 1; \psi_{2,H} = 0 \rightarrow \psi_{E,H} = 0$$

$$\text{Vmesne etaže: } \varphi = 0,5; \psi_{2,A} = 0,3 \rightarrow \psi_{E,A} = 0,15$$

Sodelujoča masa na strešni konstrukciji:

- lastna teža profilov:

$$\text{HEM 800: } 16 \times \frac{3,35m}{2} \times 317 \frac{kg}{m} = 8496 \text{ kg}$$

$$\text{HEB 650: } 16 \times \frac{3,35m}{2} \times 225 \frac{kg}{m} = 6030 \text{ kg}$$

$$\text{IPE 500: } 8 \times 7m \times 90,7 \frac{kg}{m} = 5079 \text{ kg}$$

$$\text{IPE 450: } 16 \times 7,5m \times 77,6 \frac{kg}{m} = 9312 \text{ kg}$$

$$8 \times 5m \times 77,6 \frac{kg}{m} = 3104 \text{ kg}$$

$$20 \times 7m \times 77,6 \frac{kg}{m} = 10864 \text{ kg}$$

$$\text{IPE 330: } 6 \times 7,5m \times 49,1 \frac{kg}{m} = 2210 \text{ kg}$$

$$6 \times 5m \times 49,1 \frac{kg}{m} = 1473 \text{ kg}$$

$$11 \times 7m \times 49,1 \frac{kg}{m} = 3781 \text{ kg}$$

$$2 \times 2,1m \times 49,1 \frac{kg}{m} = 206 \text{ kg}$$

$$m_{g,l} = 50555 \text{ kg} = 50,6 \text{ t}$$

- masa, ki pripada stalni obtežbi:

$$\text{strešni konstrukcijski sklop: } 49m \times 20m \times 7,13 \frac{kN}{m} \div 9,81 \frac{m}{s^2} = 712,3 \text{ t}$$

$$\text{fasada: } (2 \times 49m + 2 \times 20m) \times 3,35m \times 0,55 \frac{kN}{m} \div 9,81 \frac{m}{s^2} = 25,9 \text{ t}$$

$$\text{dvigalo: } 2 \times 27,5kN \div 9,81 \frac{m}{s^2} = 5,6 \text{ t}$$

$$m_{g,s} = 743,8 \text{ t}$$

- masa, ki pripada koristni obtežbi:

Na strehi je upoštevana koristna obtežba za nepohodno streho. Ker se masa za račun potresa računa po zgoraj navedeni formuli, je potrebno koristno obtežbo pomnožiti s faktorjem ψ_2 , ki je v tem primeru enak 0, zato mase ne računam.

SKUPAJ:

$$m_s = m_g + \varphi \times \psi_2 \times m_q = (50,6t + 743,8t) + 1 \times 0 \times m_q = 794,4 t$$

Maso razdelim na 32 vozlišč, kjer se stika steber s prečkami:

$$m_s / 32 = 24,83 t \text{ na vozlišče}$$

Sodelujoča masa na etažni konstrukciji:

- lastna teža profilov:

$$\text{HEM 800: } 16 \times 3,35m \times 317 \frac{\text{kg}}{m} = 16991 \text{ kg}$$

$$\text{HEB 650: } 16 \times 3,35m \times 225 \frac{\text{kg}}{m} = 12060 \text{ kg}$$

$$\text{IPE 500: } 8 \times 7m \times 90,7 \frac{\text{kg}}{m} = 5079 \text{ kg}$$

$$\text{IPE 450: } 16 \times 7,5m \times 77,6 \frac{\text{kg}}{m} = 9312 \text{ kg}$$

$$8 \times 5m \times 77,6 \frac{\text{kg}}{m} = 3104 \text{ kg}$$

$$20 \times 7m \times 77,6 \frac{\text{kg}}{m} = 10864 \text{ kg}$$

$$\text{IPE 330: } 6 \times 7,5m \times 49,1 \frac{\text{kg}}{m} = 2210 \text{ kg}$$

$$6 \times 5m \times 49,1 \frac{\text{kg}}{m} = 1473 \text{ kg}$$

$$11 \times 7m \times 49,1 \frac{\text{kg}}{m} = 3781 \text{ kg}$$

$$2 \times 2,1m \times 49,1 \frac{\text{kg}}{m} = 206 \text{ kg}$$

$$2 \times 2,92m \times 49,1 \frac{\text{kg}}{m} = 287 \text{ kg}$$

$$m_{g,l} = 65367 \text{ kg} = 65,4 t$$

- masa, ki pripada stalni obtežbi:

$$\text{etažni konstrukcijski sklop: } A_1 \times 5,33 \frac{kN}{m^2} \div 9,81 \frac{m}{s^2} = 508,9 t$$

$$\text{fasada: } (2 \times 49m + 2 \times 20m) \times 3,35m \times 0,55 \frac{kN}{m} \div 9,81 \frac{m}{s^2} = 25,9 t$$

$$\text{stopnice: } 8 \times 2,77kN \div 9,81 \frac{m}{s^2} = 2,3 t$$

$$m_{g,s} = 535,9 t$$

$$A_1 = (49m \times 20m - (2 \times 6,2m^2 + 2 \times 15,5m^2)) = 936,6 m^2$$

- masa, ki pripada koristni obtežbi:

$$\text{stanovanja+balkoni: } A_2 \times 2,5 \frac{kN}{m^2} \div 9,81 \frac{m}{s^2} = 226,4 t$$

$$\text{hodniki: } 48,3m^2 \times 3,0 \frac{kN}{m^2} \div 9,81 \frac{m}{s^2} = 14,7 t$$

$$\text{stopnice: } 8 \times 4,97kN \div 9,81 \frac{m}{s^2} = 4,1 t$$

$$m_q = 245,2 t$$

$$A_2 = 936,6m_2 - 48,3m_2 = 888,3 m^2$$

SKUPAJ:

$$m_e = m_g + \rho \times \psi_2 \times m_q = (65,4t + 535,9t) + 0,5 \times 0,3 \times 245,2t = 638,1 t$$

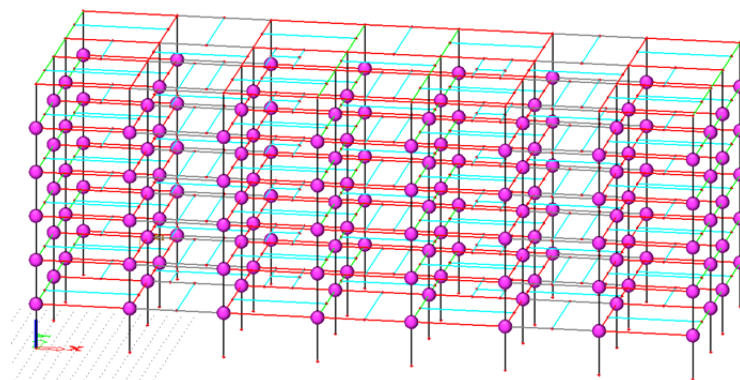
Maso razdelim na 32 vozlišč, kjer se stika steber s prečkami:

$$\frac{m_e}{32} = 19,94 t \quad \text{na vozlišče}$$

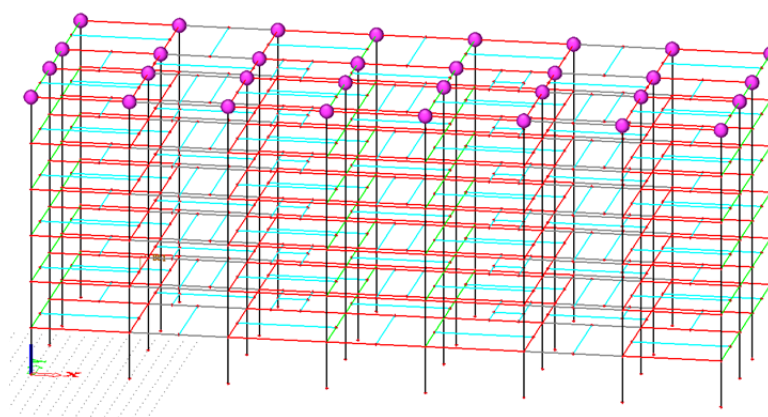
Kjer so:

- $m_{g,l}$ masa lasne teže
- $m_{g,s}$ masa stalne obtežbe
- m_q masa koristne obtežbe
- m_s skupna masa etaže
- A_1 površina etaže brez odprtih za stopnice in dvigala
- A_2 površina etaže brez odprtih za stopnice in dvigala ter površine hodnika

Prikaz nanosa mase na konstrukcijo:



Slika 59: Nanos mas v etažah



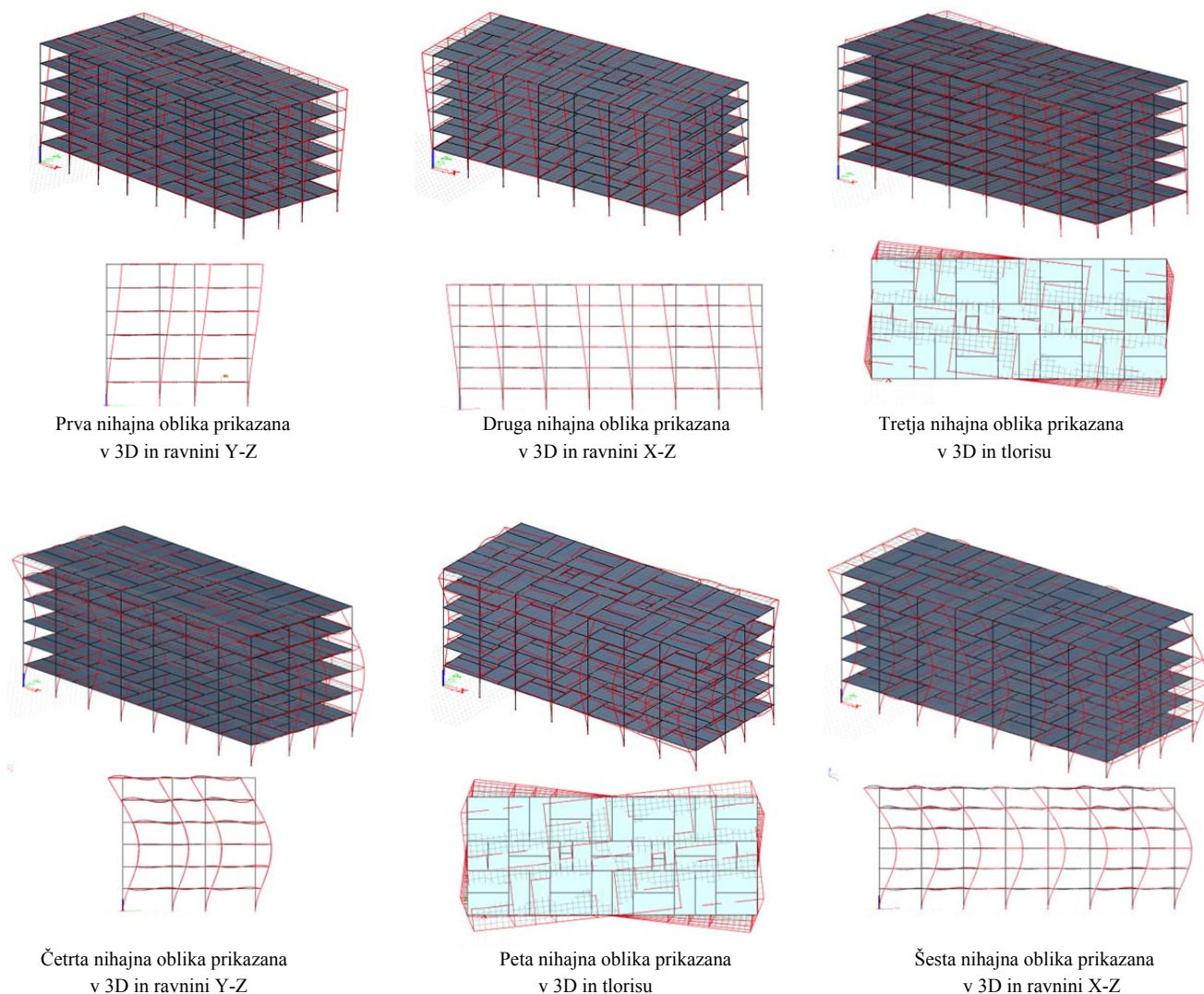
Slika 60: Nanos mas na strehi

Zaradi izbire modalne potresne analize je potrebno preveriti, ali pri nihanju sodeluje vsaj 90 % mase v obeh smereh. To preverim v programu, po tem ko sem na model nanesel izračunane mase:

Mode	Omega [rad/s]	Period [s]	Freq. [Hz]	Wxi / Wxtot	Wyi / Wytot	Wzi / Wztot	Wxi_R / Wxtot_R	Wyi_R / Wytot_R	Wzi_R / Wztot_R
1	3.7958	1.6553	0.6041	0.0000	0.7682	0.0000	0.0923	0.0000	0.0000
2	4.0438	1.5538	0.6436	0.7389	0.0000	0.0000	0.0000	0.0311	0.0000
3	4.1419	1.5170	0.6592	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.7636
4	13.4661	0.4666	2.1432	0.0000	0.1265	0.0000	0.1930	0.0000	0.0000
5	14.8927	0.4219	2.3703	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.1299
6	15.8361	0.3968	2.5204	0.1479	0.0000	0.0000	0.0000	0.0512	0.0000
7	28.5543	0.2200	4.5446	0.0000	0.0552	0.0000	0.0496	0.0000	0.0000
8	31.9534	0.1966	5.0855	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0563
9	36.6873	0.1713	5.8390	0.0612	0.0000	0.0000	0.0000	0.0172	0.0000
10	48.1561	0.1305	7.6643	0.0000	0.0286	0.0000	0.0401	0.0000	0.0000
11	53.7163	0.1170	8.5492	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0288
12	64.0147	0.0982	10.1882	0.0306	0.0000	0.0000	0.0000	0.0130	0.0000
13	68.2983	0.0920	10.8700	0.0000	0.0142	0.0000	0.0114	0.0000	0.0000
14	70.7057	0.0889	11.2532	0.9786	0.9928	0.0000	0.3863	0.8568	0.9786

Slika 61: Izpis iz programa SCIA Engineer – nihajni časi in sodelujoče mase

Grafični prikaz nihajnih oblik konstrukcije:



Slika 62: Nihajne oblike

6.5 Vpliv naključne torzije

Ker ne moremo z gotovostjo trditi, da so mase na konstrukciji vedno na istem mestu (lahko spreminjajo položaj), moramo pri računu potresne analize upoštevati premik masnega središča vsake etaže iz nazivne lege v vsaki smeri za naključno ekscentričnost. V računu sem upošteval 5-odstotno naključno ekscentričnost v smeri X in smeri Y, tako da sem izračunal pripadajoči torzijski moment za vsako etažo in ga točkovno nanesel na sredino vsake plošče. Dobljene rezultate sem prištel k potresni analizi.

$$e_{a,i} = \pm 0,05 \times L_i$$

S pomočjo dobljene ročice $e_{a,i}$ določim torzijski moment za vsako nadstropje:

$$M_{a,i} = e_{a,i} \times F_i$$

Kjer so:

- $e_{a,i}$ naključna ekscentričnost mase v etaži i
- L_i tlorisna dimenzija etaže, pravokotna na smer potresnega vpliva
- $M_{a,i}$ torzijski moment okrog navpične osi v etaži i
- F_i vodoravna sila v etaži i

Y smer:

Vodoravne sile za potresno delovanje v Y smeri so prikazane na sliki 70.

$$e_a = \pm 0,05 \times 49 = 2,45 \text{ m}$$

1. etaža: $M_{a,1} = 2,45 \times (2 \times 27,4 + 55,1) = 269,3 \text{ kNm}$

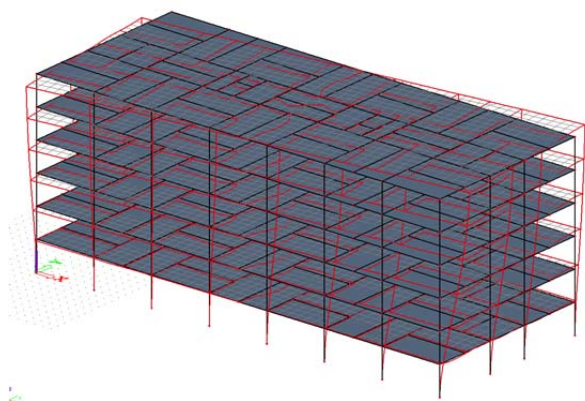
2. etaža: $M_{a,2} = 2,45 \times (2 \times 37,1 + 74,3) = 363,8 \text{ kNm}$

3. etaža: $M_{a,3} = 2,45 \times (2 \times 37,7 + 74,8) = 368,0 \text{ kNm}$

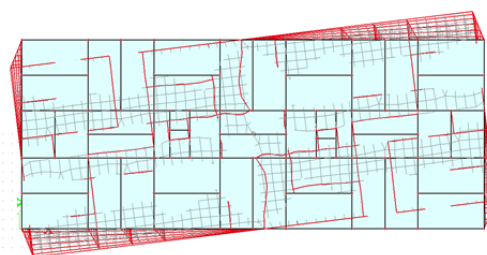
4. etaža: $M_{a,4} = 2,45 \times (2 \times 33,5 + 65,7) = 325,1 \text{ kNm}$

5. etaža: $M_{a,5} = 2,45 \times (2 \times 27,2 + 52,7) = 262,4 \text{ kNm}$

6. etaža: $M_{a,6} = 2,45 \times (2 \times 20,9 + 37,8) = 195,0 \text{ kNm}$



3D deformacijska oblika



Tlorisna deformacijska oblika

Slika 63: Deformacijska oblika zaradi naključne ekscentričnosti v smeri Y

X smer:

Vodoravne sile za potresno delovanje v X smeri so prikazane na sliki 82.

$$e_a = \pm 0,05 \times 20 = 1,0 \text{ m}$$

1. etaža: $M_{a,1} = 1,0 \times (2 \times 33,8) = 67,6 \text{ kNm}$

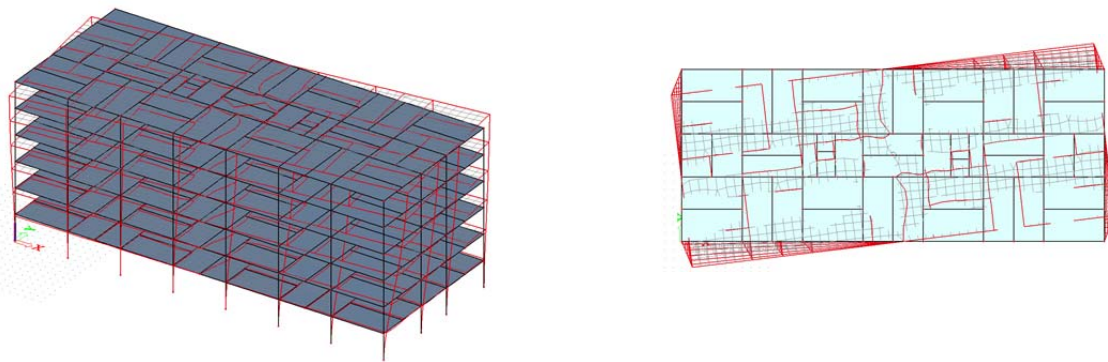
2. etaža: $M_{a,2} = 1,0 \times (2 \times 49,6) = 99,2 \text{ kNm}$

3. etaža: $M_{a,3} = 1,0 \times (2 \times 54,0) = 108,0 \text{ kNm}$

4. etaža: $M_{a,4} = 1,0 \times (2 \times 51,8) = 103,6 \text{ kNm}$

5. etaža: $M_{a,5} = 1,0 \times (2 \times 46,1) = 92,2 \text{ kNm}$

6. etaža: $M_{a,6} = 1,0 \times (2 \times 39,9) = 79,8 \text{ kNm}$



3D deformacijska oblika,

Tlorisna deformacijska oblika

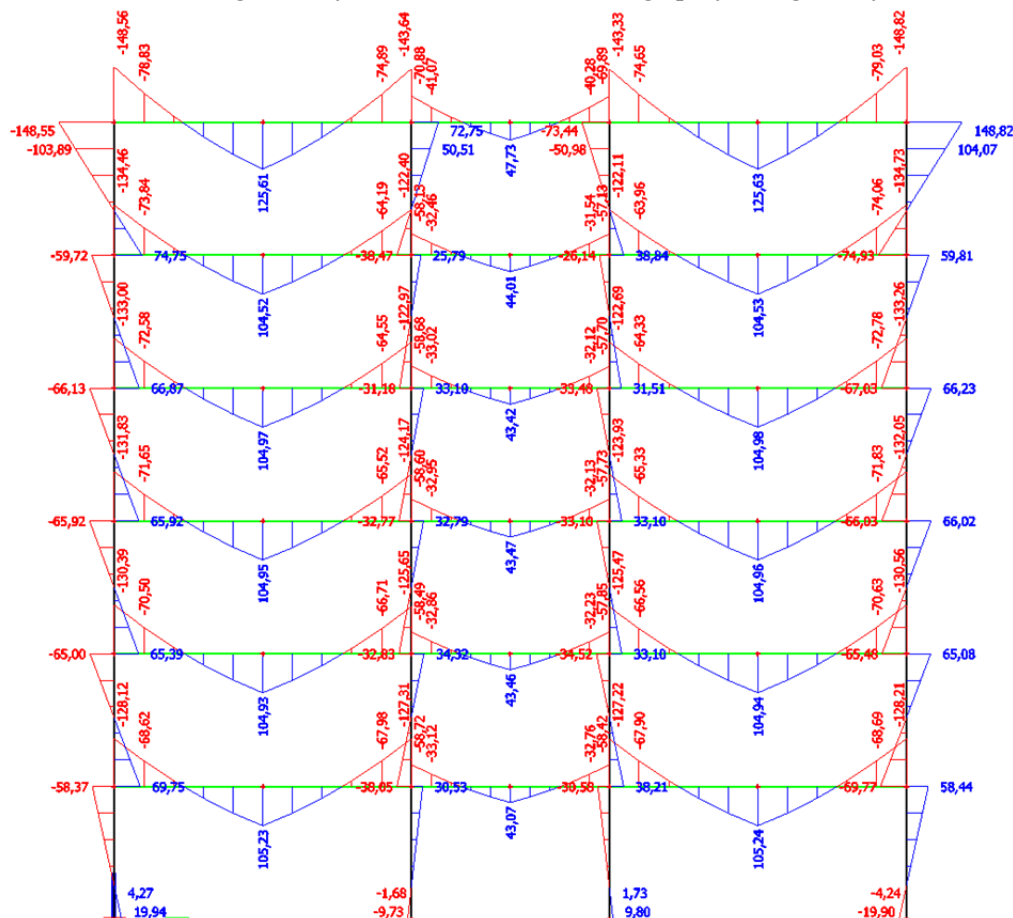
Slika 64: Deformacijska oblika zaradi vpliva naključne ekscentričnosti v smeri X

6.6 Analiza momentnega okvirja v Y smeri

6.6.1 Izpis momentov in sil, ki vplivajo na potresno analizo

Notranje sile in momente prikazujem za najbolj obremenjen okvir. To je okvir v osi 4-4.

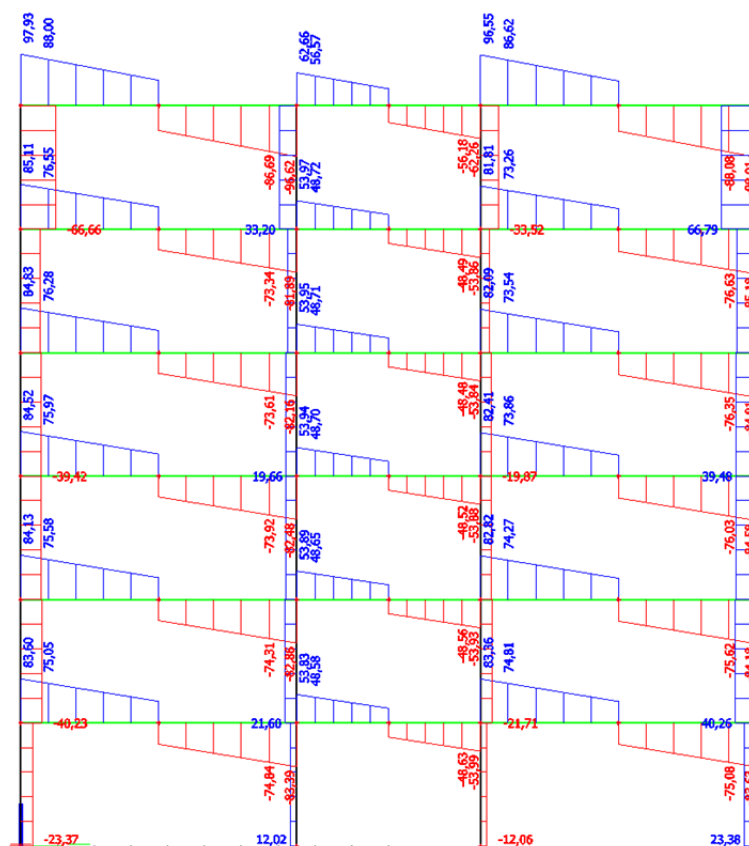
Notranje sile in momenti za gravitacijski del obtežbe seizmičnega projektne stanja:



Slika 65: [My] – momenti gravitacijskega dela seizmičnega projektne stanja v osi 4-4

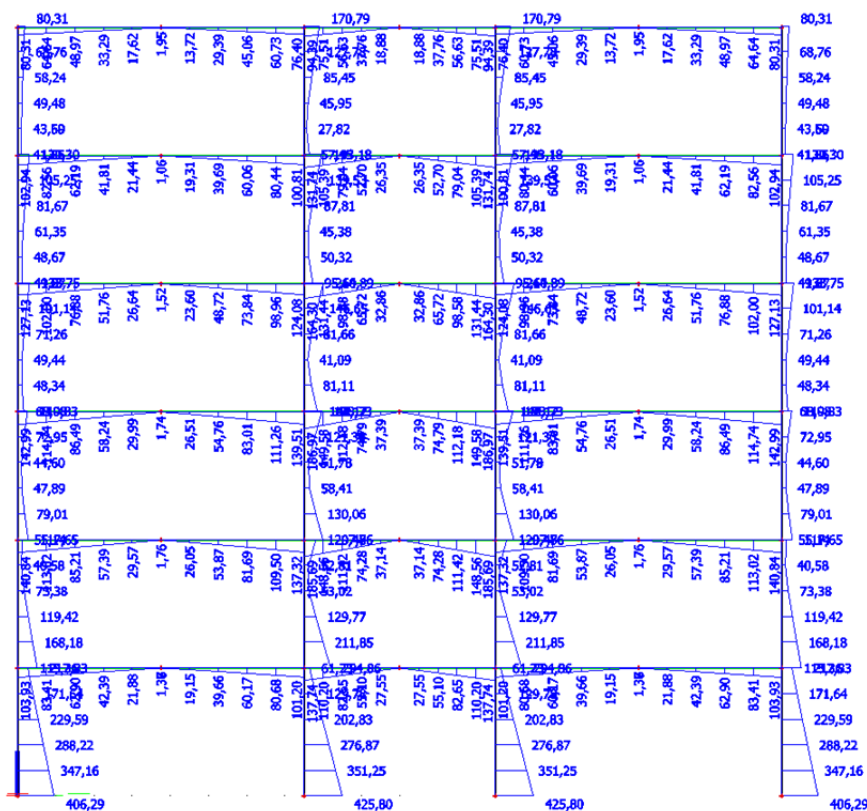


Slika 66: [N] – osne sile gravitacijskega dela seizmičnega projektne stanja v osi 4-4

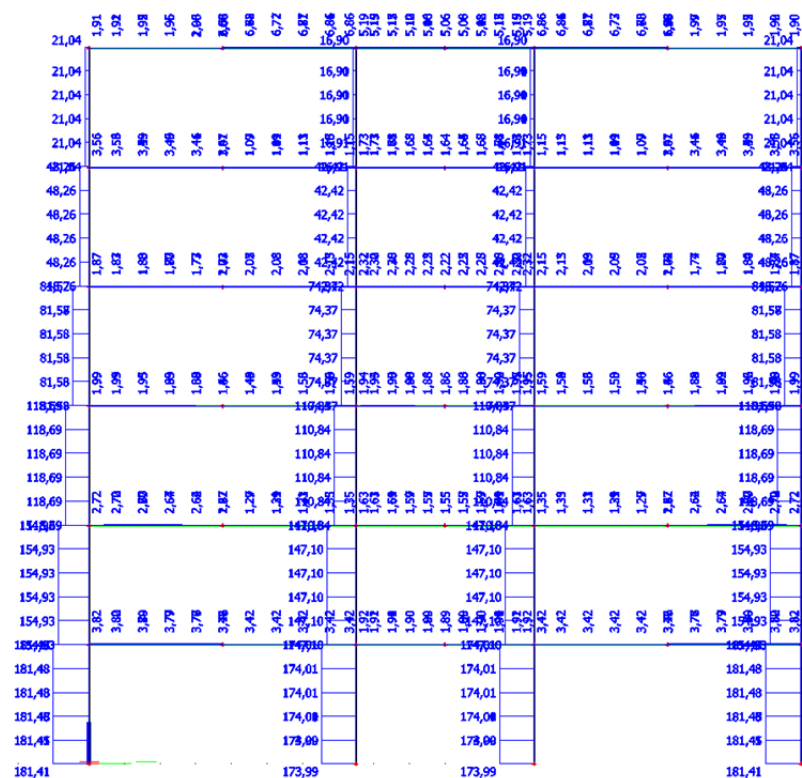


Slika 67: [V_z] – prečne sile gravitacijskega dela seizmičnega projektne stanja osi 4-4

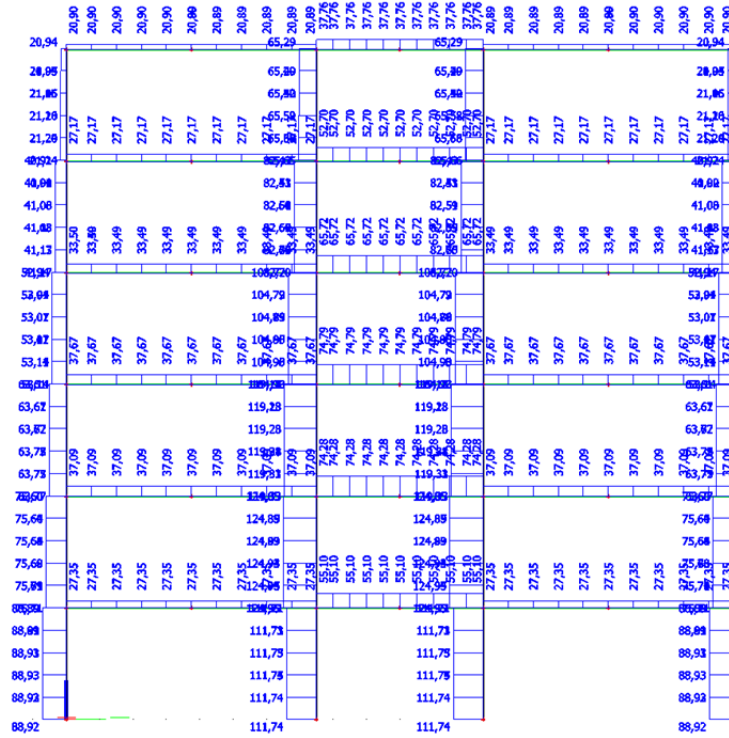
Notranje sile in momenti za potresni del obtežbe seizmičnega projektne stanja:



Slika 68: $[M_y]$ – momenti potresnega dela seizmičnega projektne stanja v osi 4-4

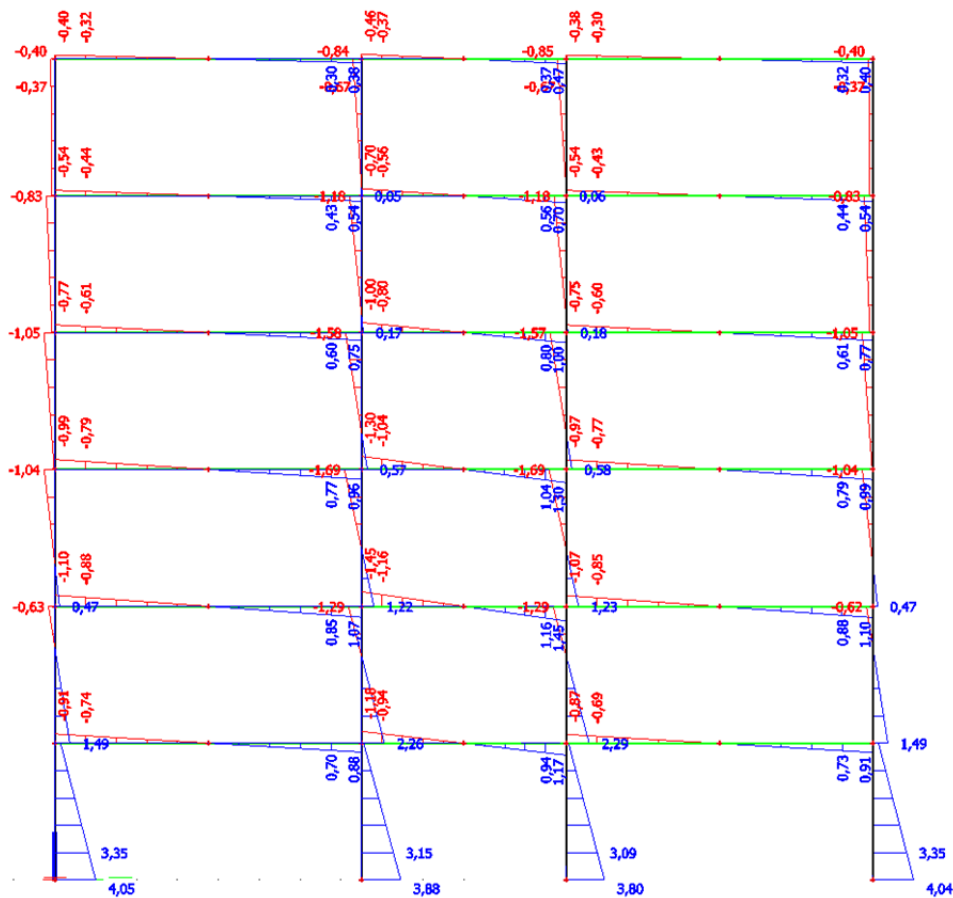


Slika 69: $[N]$ – osne sile potresnega dela seizmičnega projektne stanja v osi 4-4

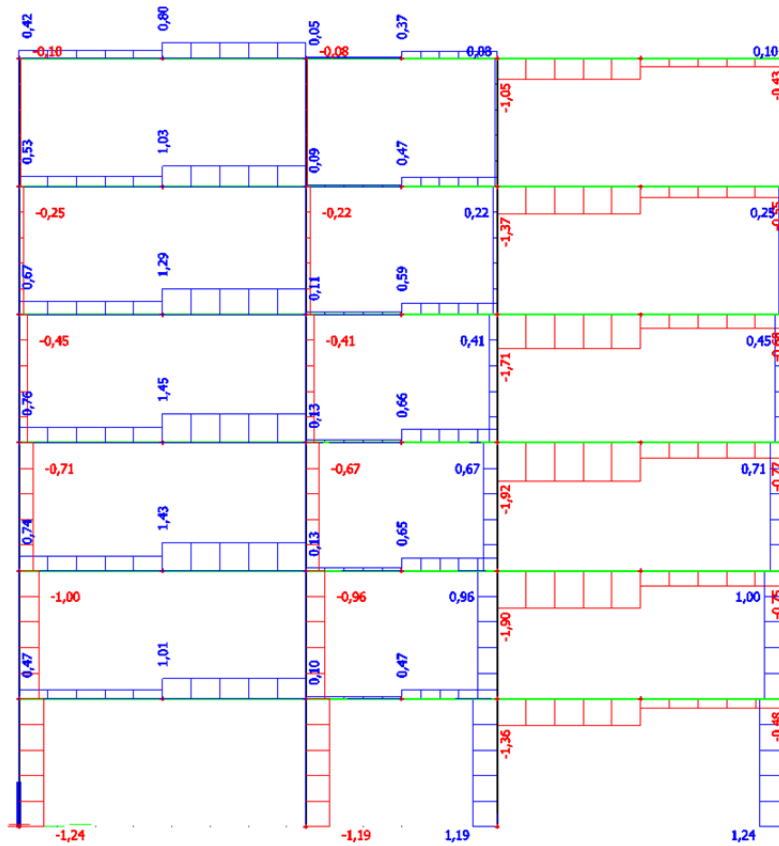


Slika 70: $[V_z]$ – prečne sile potresnega dela seizmičnega projektnega stanja v osi 4-4

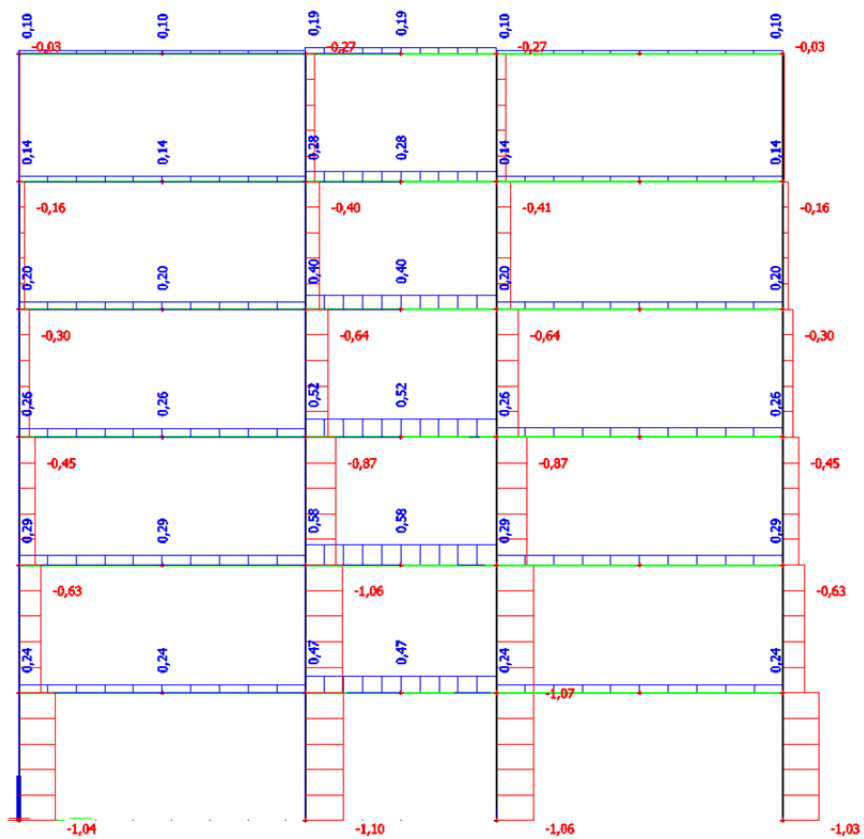
Notranje sile in momenti zaradi upoštevanja slučajne ekscentričnosti mase:



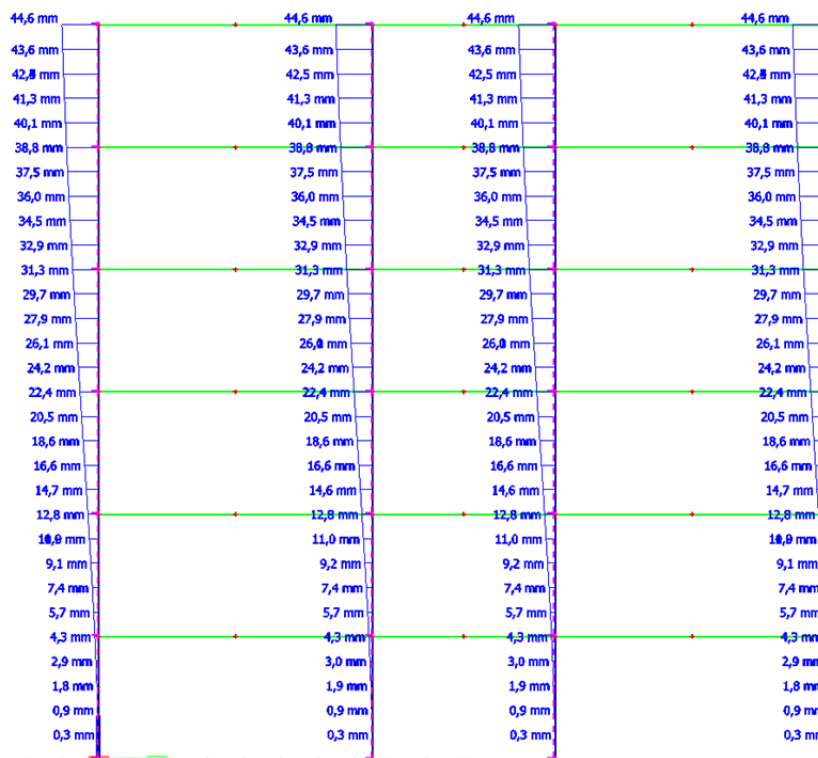
Slika 71: $[M_y]$ – momenti zaradi ekscentričnosti mase v osi 4-4



Slika 72: [N] – osne sile zaradi ekscentričnosti mase v osi 4-4

Slika 73: [V_z] – prečne sile zaradi ekscentričnosti mase v osi 4-4

6.6.2 Omejitev poškodb



Slika 74: Horizontalni pomiki v osi 4-4

Račun dejanskih pomikov: $u_{dej,i} = u_i \times q$

$$u_{dej,1} = 4,3\text{mm} \times 6,5 = 28,0\text{ mm}$$

$$u_{dej,2} = 12,8\text{mm} \times 6,5 = 83,2\text{ mm}$$

$$u_{dej,3} = 22,4\text{mm} \times 6,5 = 145,6\text{ mm}$$

$$u_{dej,4} = 31,3\text{mm} \times 6,5 = 203,5\text{ mm}$$

$$u_{dej,5} = 38,8\text{mm} \times 6,5 = 252,2\text{ mm}$$

$$u_{dej,6} = 44,6\text{mm} \times 6,5 = 289,9\text{ mm}$$

Etažni pomiki:

$$1: d_{r,1} = d_{dej,1} = 28,0\text{ mm}$$

$$2: d_{r,2} = d_{dej,2} - d_{dej,1} = 55,3\text{ mm}$$

$$3: d_{r,3} = d_{dej,3} - d_{dej,2} = 62,4\text{ mm}$$

$$4: d_{r,4} = d_{dej,4} - d_{dej,3} = 57,9\text{ mm}$$

$$5: d_{r,5} = d_{dej,5} - d_{dej,4} = 48,8\text{ mm}$$

$$6: d_{r,6} = d_{dej,6} - d_{dej,5} = 37,7\text{ mm}$$

Kontrola pomikov:

$$d_{r,i} \times v \leq 0,01 \times h_i$$

$$v = 0,5$$

$$h_i = h = 3350 \text{ mm}$$

$$1.\text{etaža: } 14,0 \leq 33,5 \quad \checkmark$$

$$2.\text{etaža: } 27,6 \leq 33,5 \quad \checkmark$$

$$3.\text{etaža: } 31,2 \leq 33,5 \quad \checkmark$$

$$4.\text{etaža: } 28,9 \leq 33,5 \quad \checkmark$$

$$5.\text{etaža: } 24,4 \leq 33,5 \quad \checkmark$$

$$6.\text{etaža: } 18,9 \leq 33,5 \quad \checkmark$$

6.6.3 Mejno stanje nosilnosti

Kontrola vpliva TDR:

$$\Theta = \frac{P_{TOTm,i} \times d_{r,i}}{V_{TOTp,j} \times h_i}$$

$P_{TOTm,i}$ - osne sile, ki jih povzroča gravitacijski del seizmične obtežbe; prikazane so na sliki 66

$V_{TOTp,j}$ - prečne sile, ki jih povzroča potresno delovanje; prikazane so na sliki 70

$$\Theta_1 = \frac{(1172 + 1748 + 1721 + 1172) \times 2,8}{(2 \times 88,9 + 2 \times 111,8) \times 335} = 0,12$$

$$\Theta_2 = \frac{(981 + 1463 + 1443 + 980) \times 5,53}{(2 \times 75,6 + 2 \times 124,9) \times 335} = 0,20$$

$$\Theta_3 = \frac{(790 + 1180 + 1166 + 790) \times 6,24}{(2 \times 63,6 + 2 \times 119,2) \times 335} = 0,20$$

$$\Theta_4 = \frac{(599 + 898 + 890 + 599) \times 5,79}{(2 \times 53 + 2 \times 104,7) \times 335} = 0,16$$

$$\Theta_5 = \frac{(408 + 616 + 614 + 408) \times 4,88}{(2 \times 40,9 + 2 \times 82,4) \times 335} = 0,12$$

$$\Theta_6 = \frac{(217 + 334 + 339 + 217) \times 3,77}{(2 \times 21,0 + 2 \times 65,3) \times 335} = 0,07$$

$$\Theta = \max \{ \Theta_1; \Theta_2; \Theta_3; \Theta_4; \Theta_5; \Theta_6 \} = 0,2 \leq 0,2$$

→ Ker je vrednost večja od 0,1, je pa kljub temu manjša oziroma enaka 0,2, je potrebno teorijo drugega reda upoštevati tako, da potresne vplive pomnožimo s faktorjem:

$$k_s = \frac{1}{1 - \Theta} = 1,25$$

Lokalna in globalna duktilnost:

Lokalna duktilnost:

Ker sem na začetku predpostavil, da imajo konstrukcijski elementi, ki so sposobni sipati energijo – prečke, visoko stopnjo duktilnosti, moram sedaj to dokazati. Dokažem tako, da preverim, ali so izbrani profili v 1. razredu kompaktnosti.

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0,81$$

$\eta = 1,2$ (faktor, ki zaostri kriterij kompaktnosti; za jekla S235 do S460 vzamemo vrednost 1,2)

- Prečka IPE 450

Stojina (čisti upogib):

$$c = d = 37,8 \text{ cm}$$

$$t_w = 0,94 \text{ cm}$$

$$\frac{c}{t_w} = 40,2 \leq 72\varepsilon = 58,3 \quad \checkmark \quad \rightarrow \text{1. razred kompaktnosti}$$

Pasnica (čisti tlak):

$$c = b/2 - t_w/2 - r = 6,93 \text{ cm}$$

$$t_f = 1,46 \text{ cm}$$

$$\frac{c}{t_f} = 4,7 \leq 9\varepsilon = 7,3 \quad \checkmark \quad \rightarrow \text{1. razred kompaktnosti}$$

Prerez spada v 1. razred kompaktnosti.

Kompaktnost stojine pri strigu:

$$c = d = 37,8 \text{ cm}$$

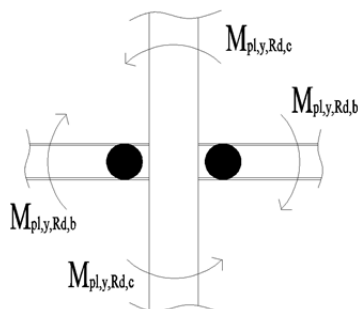
$$\frac{c}{t_w} = 40,2 \leq 72 \frac{\varepsilon}{\eta} = 48,6 \quad \checkmark \quad \rightarrow \text{stojina je kompaktna}$$

Globalna duktilnost:

Zagotoviti je potrebno, da se plastični členki tvorijo v prečkah in ne v stebrih (načelo šibka prečka – močan steber). To velja za vsa vozlišča, razen za vozlišča na vrhu in na dnu stebrov.

V mojem primeru ločim dve vrsti vozlišč: - vozlišča na koncih konstrukcije \vdash
- vmesna vozlišča \dagger

Pogoj preverim za najbolj neugodna vozlišča – to so vmesna v prečni smeri:



Slika 75: Kontrola nastanka plastičnega členka v prečkah

$$\text{Steber HEMB 650: } M_{pl,y,Rd,c} = \frac{W_{pl,y,c} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{7320 \times 35,5}{1,0} = 259860 \text{ kNcm}$$

$$\text{Prečka IPE 450: } M_{pl,y,Rd,b} = \frac{W_{pl,y,b} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1702 \times 35,5}{1,0} = 60421 \text{ kNcm}$$

$$\text{Zadostiti je potrebno pogoju: } \sum M_{pl,y,Rd,c} \geq 1,3 \times \sum M_{pl,y,Rd,b}$$

$$2 \times M_{pl,y,Rd,c} = 519720 \text{ kNcm} \geq 1,3 \times 2 \times M_{pl,y,Rd,b} = 157095 \text{ kNcm} \quad \checkmark$$

Globalna duktilnost je zagotovljena .

6.6.4 Dimenzioniranje prečke IPE 450

Obremenitve so sestavljene iz obremenitev zaradi statične obtežbe in obremenitve zaradi potresne obtežbe:

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + (k_{\delta} \times M_{Ed,E}); \quad N_{Ed} = N_{Ed,G} + (k_{\delta} \times N_{Ed,E}); \quad V_{Ed} = V_{Ed,G} + (k_{\delta} \times V_{Ed,E})$$

K momentom $M_{Ed,E}$ prištejem momente, ki so posledica slučajne ekscentričnosti, določene v poglavju 6.5.

- ETAŽA 1:

$$M_{Ed} = 128 + 1,25 \times (104 + 0,9) = 259 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = 5 + 1,25 \times (-4 - 1) = -1 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 84 \text{ kN}$$

- ETAŽA 2:

$$M_{Ed} = 130 + 1,25 \times (141 + 1,1) = 308 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = 0 + 1,25 \times (-3 - 1,4) = -6 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 84 \text{ kN}$$

- ETAŽA 3:

$$M_{Ed} = 132 + 1,25 \times (143 + 1) = 312 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = 0 + 1,25 \times (-2 - 1,5) = -4 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 85 \text{ kN}$$

- ETAŽA 4:

$$M_{Ed} = 133 + 1,25 \times (127 + 0,8) = 293 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = -0,5 + 1,25 \times (-2 - 1,3) = -5 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 85 \text{ kN}$$

- ETAŽA 5:

$$M_{Ed} = 135 + 1,25 \times (103 + 0,5) = 264 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = 8,7 + 1,25 \times (-4 - 1) = 2 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 85 \text{ kN}$$

- ETAŽA 6:

$$M_{Ed} = 149 + 1,25 \times (80 + 0,4) = 249 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = -20 + 1,25 \times (-7 - 0,8) = 30 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 98 \text{ kN}$$

Zagotovitev rotacijske kapacitete za nastanek plastičnega členka v prečki:

- upogib

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,y,Rd}} = \frac{312 \text{ kNm}}{604 \text{ kNm}} = 0,52 \leq 1 \quad \checkmark$$

- osna sila

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = \frac{30 \text{ kN}}{3507 \text{ kN}} = 0,01 \leq 0,15 \quad \checkmark$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{98,8 \text{ cm}^2 \times 35,5 \text{ kN/cm}^2}{1,0} = 3507 \text{ kN}$$

- prečna sila

$$V_{Ed} = 259 \text{ kN} \leq 0,5 \times V_{pl,Rd} = 521 \text{ kN} \quad \checkmark$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M} = 98 \text{ kN} + 161 \text{ kN} = 259 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,M} = \frac{2 \times M_{pl,y,Rd,b}}{L} = \frac{2 \times 604 \text{ kNm}}{7,5 \text{ m}} = 161 \text{ kN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{50,8 \text{ cm}^2 \times 35,5 \text{ kN/cm}^2}{\sqrt{3} \times 1,0} = 1042 \text{ kN}$$

$$A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f = 98,8 - 2 \times 19 \times 1,46 + (0,94 + 2 \times 2,1) \times 1,46 = 50,8 \text{ cm}^2$$

Faktor dodatne nosilnosti:

$$\Omega_{prečke,y,\min} = \frac{M_{pl,y,Rd,b}}{M_{Ed,\max}} = \frac{604}{312} = 1,93$$

6.6.5 Dimenzioniranje stebra HEB 650

Zaradi izbire prevzemanja potresne obtežbe v obeh horizontalnih smereh z momentnimi okvirji, ki so med seboj neodvisni, lahko predpostavimo, da deluje potresna sila na stebre ločeno v X in Y smeri – brez kombiniranja obeh vplivov.

Obremenitve so sestavljene iz obremenitev zaradi statične obtežbe in obremenitve zaradi potresne obtežbe:

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + (1,1 \times k_\delta \times \gamma_{OV} \times \Omega_{prečke,y,\min} \times M_{Ed,E});$$

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + (1,1 \times k_\delta \times \gamma_{OV} \times \Omega_{prečke,y,\min} \times N_{Ed,E});$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + (1,1 \times k_\delta \times \gamma_{OV} \times \Omega_{prečke,y,\min} \times V_{Ed,E})$$

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

K momentom $M_{Ed,E}$ prištejem momente, ki so posledica slučajne ekscentričnosti, določene v poglavju 6.5.

- PRI VPETJU:

$$M_{Ed} = 9,8 + (1,1 \times 1,25 \times 1,25 \times 1,93 \times (425,8 + 4,9)) = 1444 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = -1747,4 - (1,1 \times 1,25 \times 1,25 \times 1,93 \times (174 + 1,2)) = -2331 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 12,1 + (1,1 \times 1,25 \times 1,25 \times 1,93 \times (111,7 + 1,1)) = 388 \text{ kN}$$

- ETAŽA 1 (pod etažo):

$$M_{Ed} = -30,6 + (1,1 \times 1,25 \times 1,25 \times 1,93 \times (-61,2 - 0,2)) = -235kNm$$

$$N_{Ed} = -1740 - (1,1 \times 1,25 \times 1,25 \times 1,93 \times (174 + 1,2)) = -2323kN$$

$$V_{Ed} = 12,1 + (1,1 \times 1,25 \times 1,25 \times 1,93 \times (111,7 + 1,1)) = 388kN$$

- ETAŽA 1 (nad etažo):

$$M_{Ed} = 38,2 + (1,1 \times 1,25 \times 1,25 \times 1,93 \times (294,9 + 2,3)) = 1028kNm$$

$$N_{Ed} = -1463,8 - (1,1 \times 1,25 \times 1,25 \times 1,93 \times (147 + 1)) = -1956kN$$

$$V_{Ed} = 21,7 + (1,1 \times 1,25 \times 1,25 \times 1,93 \times (125 + 1,1)) = 441kN$$

- ETAŽA 2 (pod etažo):

$$M_{Ed} = -34,5 + (1,1 \times 1,25 \times 1,25 \times 1,93 \times (-129,5 - 1,3)) = -470kNm$$

$$N_{Ed} = -1456,5 - (1,1 \times 1,25 \times 1,25 \times 1,93 \times (147 + 1)) = -1949kN$$

$$V_{Ed} = 21,7 + (1,1 \times 1,25 \times 1,25 \times 1,93 \times (125 + 1,1)) = 441kN$$

- ETAŽA 2 (nad etažo):

$$M_{Ed} = 33,1 + (1,1 \times 1,25 \times 1,25 \times 1,93 \times (207,9 + 1,2)) = 729kNm$$

$$N_{Ed} = -1180,9 - (1,1 \times 1,25 \times 1,25 \times 1,93 \times (110,8 + 0,7)) = -1552kN$$

$$V_{Ed} = 19,8 + (1,1 \times 1,25 \times 1,25 \times 1,93 \times (119,4 + 0,9)) = 420kN$$

- ETAŽA 3 (pod etažo):

$$M_{Ed} = -33,1 + (1,1 \times 1,25 \times 1,25 \times 1,93 \times (-198,7 - 1,7)) = -700kNm$$

$$N_{Ed} = -1173,5 - (1,1 \times 1,25 \times 1,25 \times 1,93 \times (110,8 + 0,7)) = -1552kN$$

$$V_{Ed} = 19,8 + (1,1 \times 1,25 \times 1,25 \times 1,93 \times (119,4 + 0,9)) = 420kN$$

- ETAŽA 3 (nad etažo):

$$M_{Ed} = 33,1 + (1,1 \times 1,25 \times 1,25 \times 1,93 \times (146,1 + 0,6)) = 521kNm$$

$$N_{Ed} = -898,5 - (1,1 \times 1,25 \times 1,25 \times 1,93 \times (74,4 + 0,4)) = -1147kN$$

$$V_{Ed} = 19,8 + (1,1 \times 1,25 \times 1,25 \times 1,93 \times (105 + 0,6)) = 371kN$$

- ETAŽA 4 (pod etažo):

$$M_{Ed} = -33,5 + (1,1 \times 1,25 \times 1,25 \times 1,93 \times (-214,9 - 1,6)) = -754kNm$$

$$N_{Ed} = -891,1 - (1,1 \times 1,25 \times 1,25 \times 1,93 \times (74,4 + 0,4)) = -1140kN$$

$$V_{Ed} = 19,8 + (1,1 \times 1,25 \times 1,25 \times 1,93 \times (105 + 0,6)) = 371kN$$

- ETAŽA 4 (nad etažo):

$$M_{Ed} = 31,5 + (1,1 \times 1,25 \times 1,25 \times 1,93 \times (95,6 + 0,2)) = 350 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = -617 - (1,1 \times 1,25 \times 1,25 \times 1,93 \times (42,5 + 0,2)) = -759 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 17,2 + (1,1 \times 1,25 \times 1,25 \times 1,93 \times (82,6 + 0,4)) = 293 \text{ kN}$$

- ETAŽA 5 (pod etažo):

$$M_{Ed} = -26,1 + (1,1 \times 1,25 \times 1,25 \times 1,93 \times (-193,2 - 1,2)) = -673 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = -609,6 - (1,1 \times 1,25 \times 1,25 \times 1,93 \times (42,4 + 0,2)) = 751 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 17,2 + (1,1 \times 1,25 \times 1,25 \times 1,93 \times (82,6 + 0,4)) = 293 \text{ kN}$$

- ETAŽA 5 (nad etažo):

$$M_{Ed} = 38,8 + (1,1 \times 1,25 \times 1,25 \times 1,93 \times (57,5 + 0,1)) = 231 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = -335,4 - (1,1 \times 1,25 \times 1,25 \times 1,93 \times (16,9 + 0,1)) = -392 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 33,5 + (1,1 \times 1,25 \times 1,25 \times 1,93 \times (65,6 + 0,3)) = 253 \text{ kN}$$

- ETAŽA 6 (pod etažo):

$$M_{Ed} = -73,4 + (1,1 \times 1,25 \times 1,25 \times 1,93 \times (-170,8 - 0,8)) = -644,6 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = -328,1 - (1,1 \times 1,25 \times 1,25 \times 1,93 \times (16,9 + 0,1)) = -385 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 33,5 + (1,1 \times 1,25 \times 1,25 \times 1,93 \times (65,6 + 0,3)) = 253 \text{ kN}$$

Kompaktnost stebra HEB 650:

Stojina (tlak):

$$c = d = 53,4 \text{ cm}$$

$$t_w = 1,6 \text{ cm}$$

$$\frac{c}{t_w} = 33,4 \leq 42\varepsilon = 34,0 \quad \checkmark \quad \rightarrow 3. \text{ razred kompaktnosti}$$

Pasnica (tlak):

$$c = b/2 - t_w/2 - r = 11,5 \text{ cm}$$

$$t_f = 3,1 \text{ cm}$$

$$\frac{c}{t_f} = 3,7 \leq 9\varepsilon = 7,3 \quad \checkmark \quad \rightarrow 1. \text{ razred kompaktnosti}$$

Prerez spada v 3. razred kompaktnosti.

Kompaktnost stojine pri strigu:

$$c = d = 53,4 \text{ cm}$$

$$\frac{c}{t_w} = 33,4 \leq 72 \frac{\varepsilon}{\eta} = 48,6 \quad \checkmark \quad \rightarrow \text{ stojina je kompaktna}$$

Kontrola prečne sile:

$$V_{Ed} = 441 \text{ kN} \leq 0,5 \times V_{pl,Rd} = 1247 \text{ kN} \quad \checkmark$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{121,7 \text{ cm}^2 \times 35,5 \text{ kN/cm}^2}{\sqrt{3} \times 1,0} = 2494 \text{ kN}$$

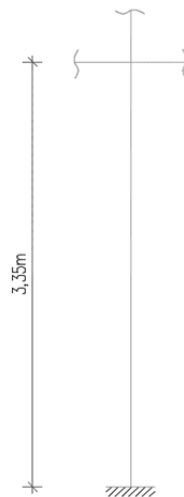
$$A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f = 286 - 2 \times 30 \times 3,1 + (1,6 + 2 \times 2,7) \times 3,1 = 121,7 \text{ cm}^2$$

Kontrola normalnih napetosti v najbolj obremenjenem prerezu:

$$\frac{M_{Ed}}{W_{y,el} \times f_y / \gamma_{M0}} + \frac{N_{Ed}}{A \times f_y / \gamma_{M0}} = \frac{144400 \text{ kNcm}}{6480 \text{ cm}^3 \times 35,5 \text{ kN/cm}^2} + \frac{2331 \text{ kN}}{286 \text{ cm}^2 \times 35,5 \text{ kN/cm}^2} = 0,86 \leq 1 \quad \checkmark$$

Kontrola stabilnosti

Preverim stabilnost tlačno in upogibno obremenjenega stebra.



Slika 76: Računski model stebra HEB 650 za kontrolo stabilnosti

Obremenitev:

$$N_{Ed} = 2331 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 1444 \text{ kNm}$$

$$\psi M = 235 \text{ kNm} \rightarrow \psi = 0,16$$

Podatki:

$$H = 3,35 \text{ m}$$

$$C_1 = 1,14$$

$$k_z = 0,5$$

$$E = 21000 \frac{kN}{cm^2}$$

$$G = 8070 \frac{kN}{cm^2}$$

$$k_{\omega} = 1$$

$$I_z = 13980 \text{ cm}^4$$

$$I_t = 739 \text{ cm}^4$$

$$I_{\omega} = 13363000 \text{ cm}^6$$

$$W_y = 6480 \text{ cm}^3$$

$$I_y = 210600 \text{ cm}^4$$

$$C_{my} = 0,6 + 0,4\psi = 0,67 \geq 0,4 \quad \checkmark$$

Prerez spada v 3. razred kompaktnosti. $\rightarrow e_{N,y} = 0$

Bočna zvrnitev okoli močne osi:

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi}{k_z H} \sqrt{EI_z G I_t + \frac{\pi^2 E^2 I_z I_{\omega}}{(k_{\omega} H)^2}} = 2028006 \text{ kNcm}$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \times f_y}{M_{cr}}} = 0,34 \leq \lambda_{LT,0} = 0,4 \rightarrow \chi_{LT} = 1,0$$

Upogibni uklon okoli močne osi:

$$\lambda_y = \frac{l_u}{i \times \lambda_1} = \frac{H}{\sqrt{\frac{I_y}{A} \times 93,9 \times \varepsilon}} = 0,16 \leq 0,2 \rightarrow \chi_y = 1,0$$

Upogibni uklon okoli šibke osi:

$$h/b = 2,2 \geq 1,2 ; t_f \leq 40 \text{ mm} \rightarrow \text{uklonska krivulja } b \rightarrow \alpha = 0,34$$

$$\lambda_z = \frac{l_u}{i \times \lambda_1} = \frac{H}{\sqrt{\frac{I_z}{A} \times 93,9 \times \varepsilon}} = 0,63$$

$$\phi_z = \frac{1}{2} \times (1 + \alpha (\lambda_z - 0,2) + \lambda_z^2) = 0,77$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda_z^2}} = 0,82$$

Interakcijski faktorji, kjer ni nevarnosti bočne zvrnitve ($\lambda_{LT} \leq 0,4$):

$$k_{yy} = C_{my} \left(1 + 0,6 \lambda_y \frac{N_{Ed}}{\chi_y \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \right) = 0,68 \leq C_{my} \left(1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_y \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \right) = 0,76 \quad \checkmark$$

$$k_{zy} = 0,8 k_{yy} = 0,54$$

Interakcija med uklonom okoli močne osi in upogibnim momentom:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{Ed} + e_{N,y} \times N_{Ed}}{\chi_{LT} \times W_y \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1,0$$
$$\frac{2331}{1,0 \times 286 \times \frac{35,5}{1,0}} + 0,68 \frac{144400}{1,0 \times 6480 \times \frac{35,5}{1,0}} = 0,66 \leq 1,0 \quad \checkmark$$

Interakcija med uklonom okoli šibke osi in upogibnim momentom:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + e_{N,y} \times N_{Ed}}{\chi_{LT} \times W_y \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1,0$$
$$\frac{2331}{0,82 \times 286 \times \frac{35,5}{1,0}} + 0,54 \frac{144400}{1,0 \times 6480 \times \frac{35,5}{1,0}} = 0,62 \leq 1,0 \quad \checkmark$$

Kjer so:

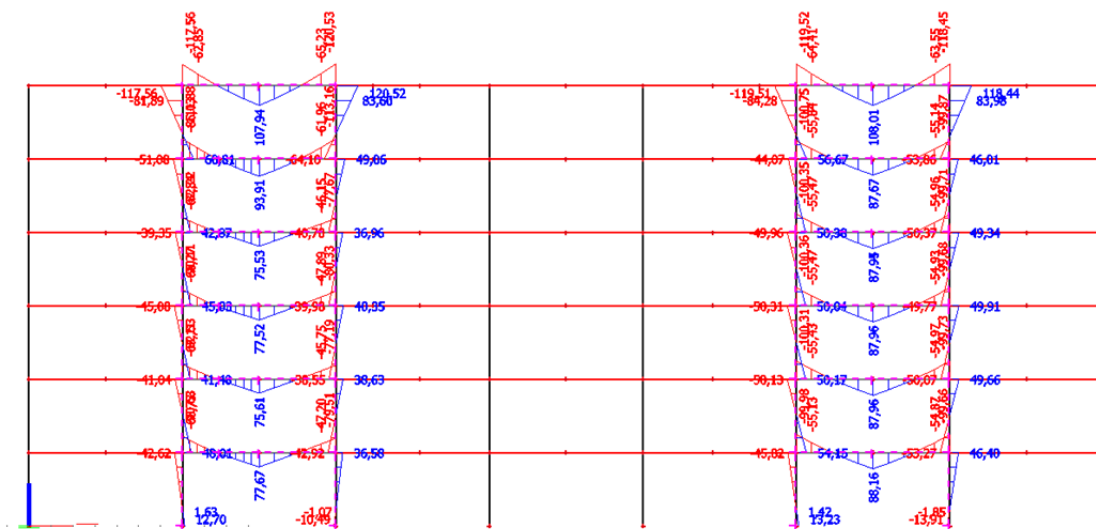
- C_1 koeficient, ki zajema vpliv poteka upogibnih momentov vzdolž nosilca
- k_z uklonski koeficient za uklon okoli šibke osi
- E modul elastičnosti jekla
- G strižni modul jekla
- k_{ω} koeficient, ki izraža robne pogoje za vzbočenje prereza
- I_z vztrajnostni moment okoli šibke osi
- I_t torzijski vztrajnostni moment pri enakomerni torziji
- I_{ω} torzijski vztrajnostni moment pri ovirani torziji
- χ_{LT} redukcijski faktor bočne zvrnitve
- χ_y redukcijski faktor za uklon
- k_{yy} interakcijski faktor
- C_{my} faktor nadomestnega upogibnega momenta

6.7 Analiza momentnega okvirja v X smeri

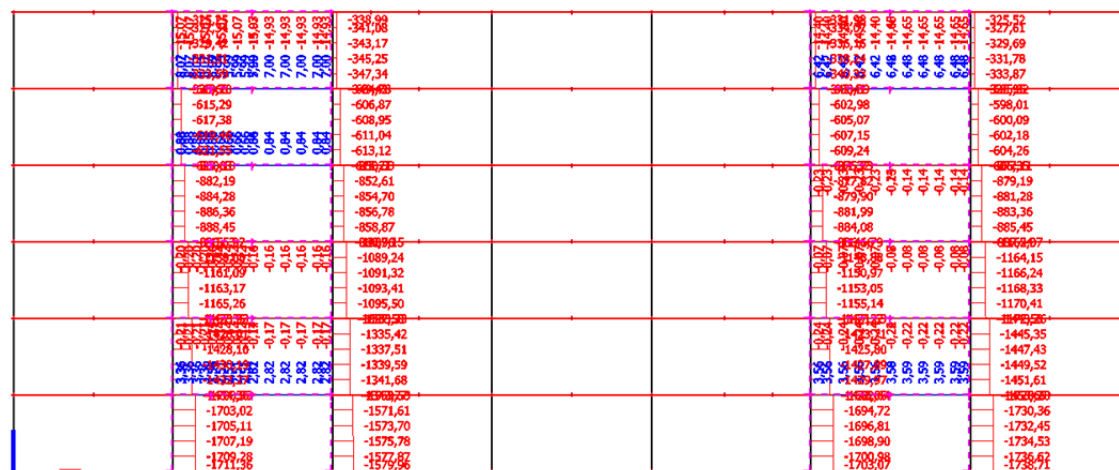
6.7.1 Izpis momentov in sil, ki vplivajo na potresno analizo

Notranje sile in momente prikazujem za najbolj obremenjen okvir. To je okvir v osi B-B.

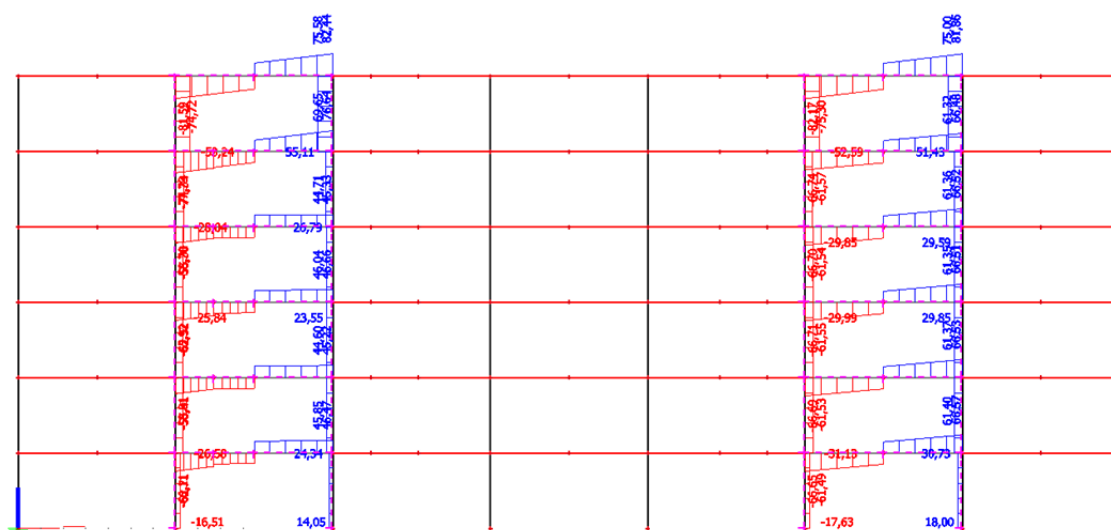
Notranje sile in momenti za gravitacijski del obtežbe seizmičnega projektne stanja:



Slika 77: $[M_y]$ – momenti gravitacijskega dela seizmičnega projektne stanja v osi B-B

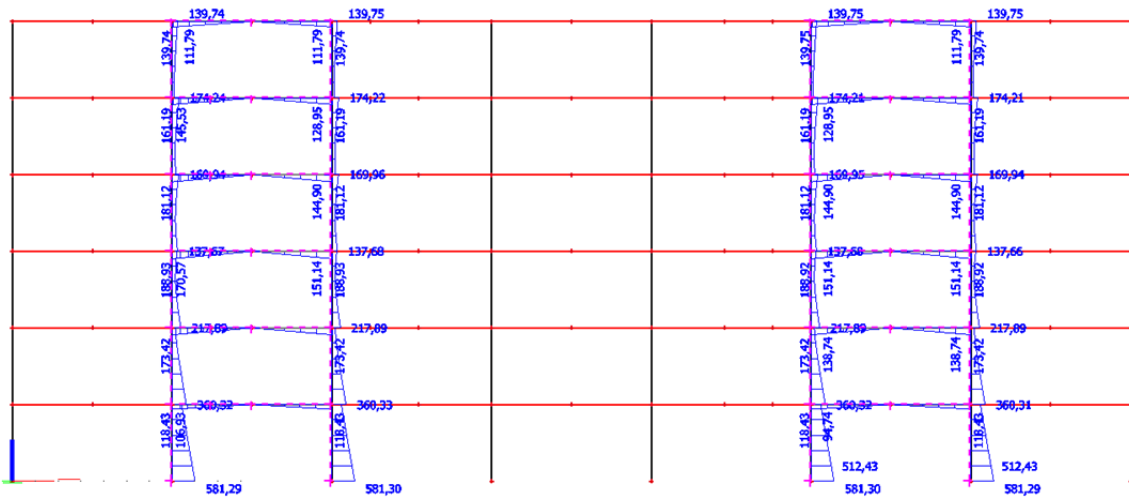


Slika 78: $[N]$ – osne sile gravitacijskega dela seizmičnega projektne stanja v osi B-B

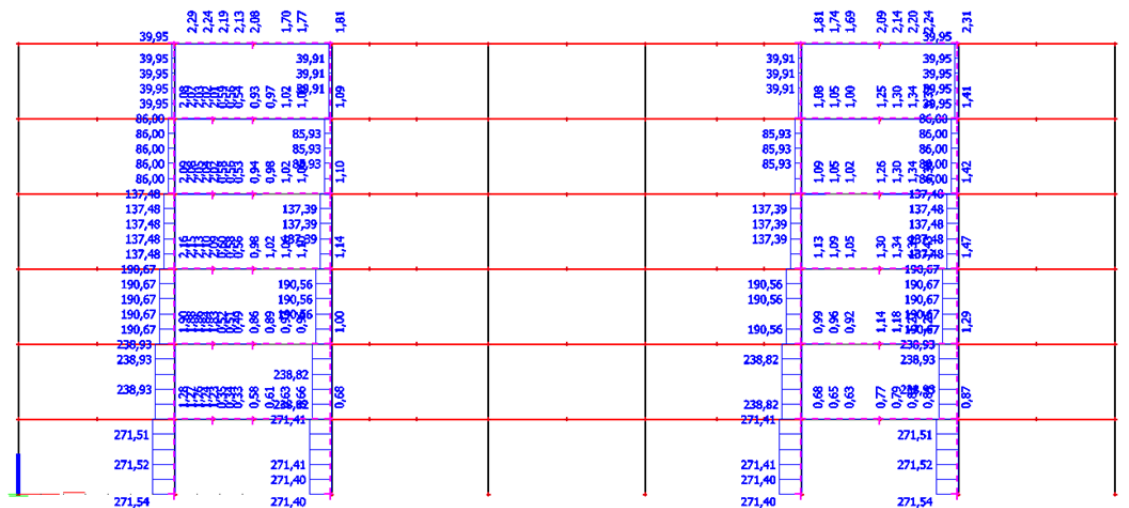


Slika 79: $[V_z]$ – prečne sile gravitacijskega dela seizmičnega projektne stanja v osi B-B

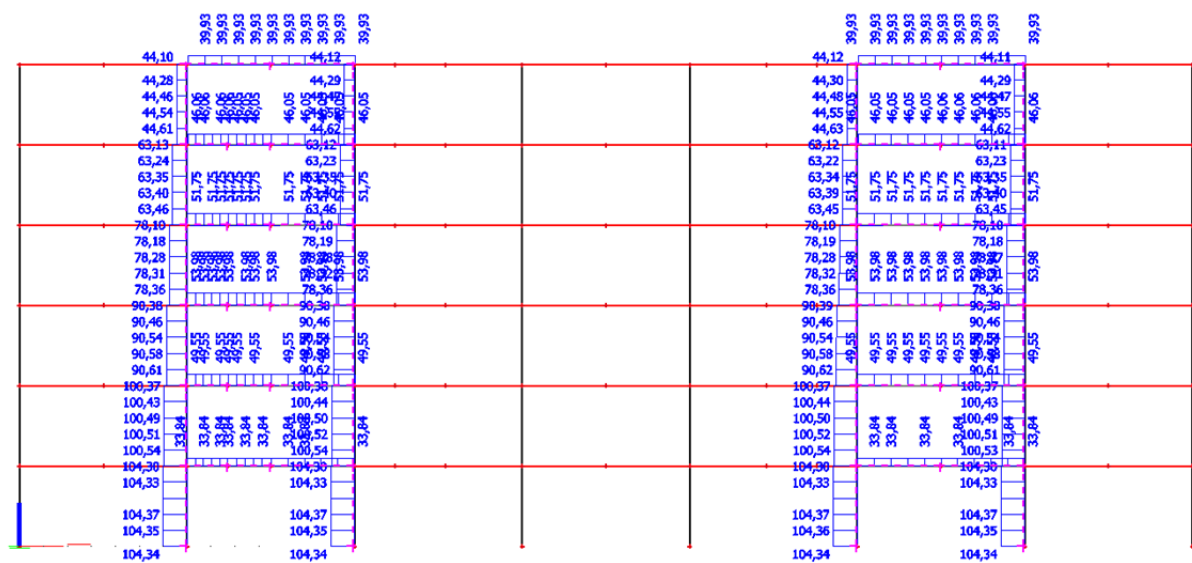
Notranje sile in momenti za potresni del obtežbe seizmičnega projektne stanja:



Slika 80: $[M_y]$ – momenti potresnega dela seizmičnega projektne stanja v osi B-B

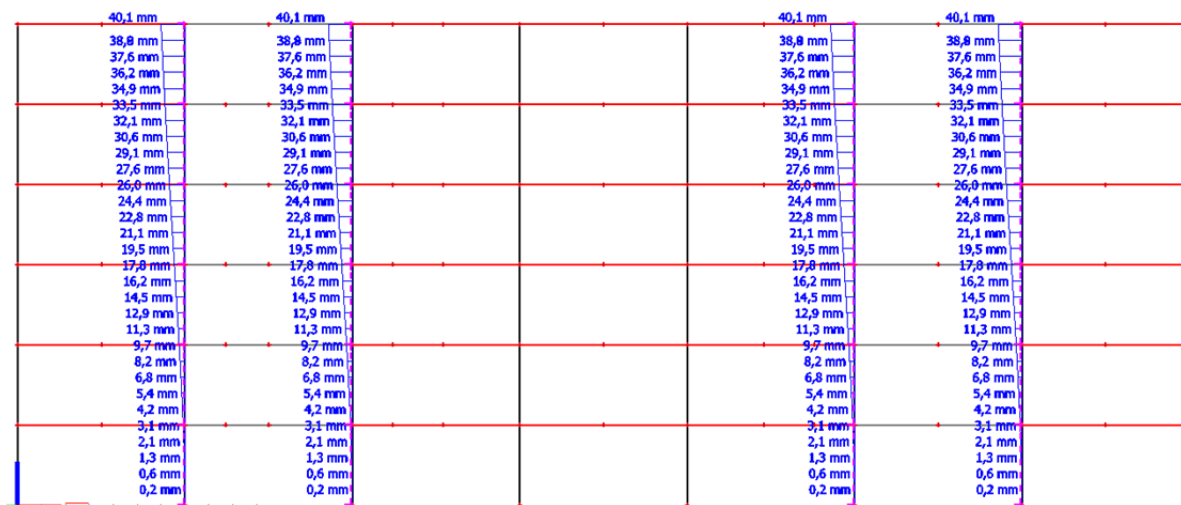


Slika 81: $[N]$ – osne sile potresnega dela seizmičnega projektne stanja v osi B-B



Slika 82: $[V_z]$ – prečne sile potresnega dela seizmičnega projektne stanja v osi B-B

6.7.2 Omejitev poškodb



Slika 86: Horizontalni pomiki v osi B-B

Račun dejanskih pomikov:

$$u_{dej,i} = u_i \times q$$

$$u_{dej,1} = 3,1mm \times 6,5 = 20,2 \text{ mm}$$

$$u_{dej,2} = 9,7mm \times 6,5 = 63,1 \text{ mm}$$

$$u_{dej,3} = 17,8mm \times 6,5 = 115,7 \text{ mm}$$

$$u_{dej,4} = 26,0mm \times 6,5 = 169,0 \text{ mm}$$

$$u_{dej,5} = 33,5mm \times 6,5 = 217,8 \text{ mm}$$

$$u_{dej,6} = 40,1mm \times 6,5 = 260,7 \text{ mm}$$

Etažni pomiki:

$$1: d_{r,1} = d_{dej,1} = 20,2 \text{ mm}$$

$$2: d_{r,2} = d_{dej,2} - d_{dej,1} = 42,9 \text{ mm}$$

$$3: d_{r,3} = d_{dej,3} - d_{dej,2} = 52,7 \text{ mm}$$

$$4: d_{r,4} = d_{dej,4} - d_{dej,3} = 53,3 \text{ mm}$$

$$5: d_{r,5} = d_{dej,5} - d_{dej,4} = 48,8 \text{ mm}$$

$$5: d_{r,6} = d_{dej,6} - d_{dej,5} = 42,9 \text{ mm}$$

Kontrola pomikov:

$$d_{r,i} \times v \leq 0,01 \times h_i$$

$$v = 0,5$$

$$h_i = h = 3350 \text{ mm}$$

1. etaža: $10,1 \leq 33,5$ ✓
 2. etaža: $21,5 \leq 33,5$ ✓
 3. etaža: $26,3 \leq 33,5$ ✓
 4. etaža: $26,7 \leq 33,5$ ✓
 5. etaža: $24,7 \leq 33,5$ ✓
 6. etaža: $21,5 \leq 33,5$ ✓

6.7.3 Mejno stanje nosilnosti

Kontrola vpliva TDR:

$$\Theta = \frac{P_{TOTm,i} \times d_{r,i}}{V_{TOTp,j} \times h_i}$$

$P_{TOTm,i}$ - osne sile, ki jih povzročata gravitacijski del seizmične obtežbe; prikazane so na sliki 78

$V_{TOTp,j}$ - prečne sile, ki jih povzročata potresno delovanje; prikazane so na sliki 82

$$\Theta_1 = \frac{(1711 + 1580 + 1703 + 1739) \times 2,02}{(4 \times 104,3) \times 335} = 0,10$$

$$\Theta_2 = \frac{(1434 + 1344 + 1433 + 1454) \times 4,29}{(4 \times 100,5) \times 335} = 0,18$$

$$\Theta_3 = \frac{(1167 + 1098 + 1158 + 1173) \times 5,27}{(4 \times 90,6) \times 335} = 0,20$$

$$\Theta_4 = \frac{(891 + 861 + 886 + 888) \times 5,33}{(4 \times 78,4) \times 335} = 0,18$$

$$\Theta_5 = \frac{(624 + 615 + 611 + 606) \times 4,88}{(4 \times 63,5) \times 335} = 0,14$$

$$\Theta_6 = \frac{(336 + 349 + 342 + 336) \times 4,29}{(4 \times 44,6) \times 335} = 0,10$$

$$\Theta = \max \{ \Theta_1; \Theta_2; \Theta_3; \Theta_4; \Theta_5; \Theta_6 \} = 0,2 \leq 0,2$$

→ Ker je vrednost večja od 0,1, je pa kljub temu manjša oziroma enaka 0,2, je potrebno teorijo drugega reda upoštevati tako, da potresne vplive pomnožimo s faktorjem:

$$k_\delta = \frac{1}{1 - \Theta} = 1,25$$

Lokalna in globalna duktilnost:

Lokalna duktilnost:

- Prečka IPE 500

Stojina (čisti upogib):

$$c = d = 42,6 \text{ cm}$$

$$t_w = 1,02 \text{ cm}$$

$$\frac{c}{t_w} = 41,8 \leq 72\varepsilon = 58,3 \quad \checkmark \quad \rightarrow \text{1. razred kompaktnosti}$$

Pasnica (čisti tlak):

$$c = b/2 - t_w/2 - r = 7,39 \text{ cm}$$

$$t_f = 1,6 \text{ cm}$$

$$\frac{c}{t_f} = 4,6 \leq 9\varepsilon = 7,3 \quad \checkmark \quad \rightarrow \text{1. razred kompaktnosti}$$

Prerez spada v 1. razred kompaktnosti.

Kompaktnost stojine pri strigu:

$$c = d = 42,6 \text{ cm}$$

$$\frac{c}{t_w} = 41,8 \leq 72\frac{\varepsilon}{\eta} = 48,6 \quad \checkmark \quad \rightarrow \text{stojina je kompaktna}$$

Globalna duktilnost:

Pogoj preverim za najbolj neugodna vozlišča – to so vmesna v vzdolžni smeri.

$$\text{Steber HEM 800: } M_{pl,y,Rd,c} = \frac{W_{pl,y,c} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{12490 \times 35,5}{1,0} = 443395 \text{ kNcm}$$

$$\text{Prečka IPE 500: } M_{pl,y,Rd,b} = \frac{W_{pl,y,b} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2194 \times 35,5}{1,0} = 77887 \text{ kNcm}$$

$$\text{Zadostiti je potrebno pogoju: } \sum M_{pl,y,Rd,c} \geq 1,3 \times \sum M_{pl,y,Rd,b}$$

$$2 \times M_{pl,y,Rd,c} = 886790 \text{ kNcm} \geq 1,3 \times 2 \times M_{pl,y,Rd,b} = 202506 \text{ kNcm} \quad \checkmark$$

Globalna duktilnost je zagotovljena .

6.7.4 Dimenzioniranje prečke IPE 500

Obremenitve so sestavljene iz obremenitev zaradi statične obtežbe in obremenitve zaradi potresne obtežbe:

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + (k_{\delta} \times M_{Ed,E}); \quad N_{Ed} = N_{Ed,G} + (k_{\delta} \times N_{Ed,E}); \quad V_{Ed} = V_{Ed,G} + (k_{\delta} \times V_{Ed,E})$$

K momentom $M_{Ed,E}$ prišljem momente, ki so posledica slučajne ekscentričnosti, določene v poglavju 6.5.

- ETAŽA 1:

$$M_{Ed} = 100 + 1,25 \times (118,4 + 0,3) = 248 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = 3,6 + 1,25 \times (-0,9 - 0,1) = 2 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 67 \text{ kN}$$

- ETAŽA 2:

$$M_{Ed} = 100,3 + 1,25 \times (173,4 + 0,4) = 317 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = -0,2 + 1,25 \times (-1,3 - 0,2) = -2 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 67 \text{ kN}$$

- ETAŽA 3:

$$M_{Ed} = 100,4 + 1,25 \times (188,9 + 0,4) = 337 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = -0,1 + 1,25 \times (-1,5 - 0,2) = -2 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 67 \text{ kN}$$

- ETAŽA 4:

$$M_{Ed} = 100,4 + 1,25 \times (181,1 + 0,3) = 327 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = -0,2 + 1,25 \times (-1,4 - 0,2) = -2 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 67 \text{ kN}$$

- ETAŽA 5:

$$M_{Ed} = 100,8 + 1,25 \times (161,2 + 0,2) = 302 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = 6,4 + 1,25 \times (-1,4 - 0,2) = 4 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 67 \text{ kN}$$

- ETAŽA 6:

$$M_{Ed} = 119,5 + 1,25 \times (139,8 + 0,2) = 294 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = -14,4 + 1,25 \times (-2,3 - 0,1) = -17 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 82 \text{ kN}$$

Zagotovitev rotacijske kapacitete za nastanek plastičnega členka v prečki:

- upogib

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,y,Rd}} = \frac{337 \text{ kNm}}{778,9 \text{ kNm}} = 0,43 \leq 1 \quad \checkmark$$

- osna sila

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = \frac{17 \text{ kN}}{4118 \text{ kN}} = 0,004 \leq 0,15 \quad \checkmark$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{116 \text{ cm}^2 \times 35,5 \text{ kN/cm}^2}{1,0} = 4118 \text{ kN}$$

- prečna sila

$$V_{Ed} = 304,5 \text{ kN} \leq 0,5 \times V_{pl,Rd} = 618,5 \text{ kN} \quad \checkmark$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M} = 82 \text{ kN} + 222,5 \text{ kN} = 304,5 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,M} = \frac{2 \times M_{pl,y,Rd,b}}{L} = \frac{2 \times 778,9 \text{ kNm}}{7 \text{ m}} = 222,5 \text{ kN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{60,4 \text{ cm}^2 \times 35,5 \text{ kN/cm}^2}{\sqrt{3} \times 1,0} = 1237 \text{ kN}$$

$$A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f = 116 - 2 \times 20 \times 1,6 + (1,02 + 2 \times 2,1) \times 1,6 = 60,4 \text{ cm}^2$$

Faktor dodatne nosilnosti:

$$\Omega_{precke,x,\min} = \frac{M_{pl,y,Rd,b}}{M_{Ed,\max}} = \frac{778,9}{339} = 2,3$$

6.7.5 Dimenzioniranje stebra HEM 800

Obremenitve so sestavljene iz obremenitev zaradi statične obtežbe in obremenitve zaradi potresne obtežbe:

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + (1,1 \times k_{\delta} \times \gamma_{OV} \times \Omega_{prečke,x,min} \times M_{Ed,E});$$

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + (1,1 \times k_{\delta} \times \gamma_{OV} \times \Omega_{prečke,x,min} \times N_{Ed,E});$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + (1,1 \times k_{\delta} \times \gamma_{OV} \times \Omega_{prečke,x,min} \times V_{Ed,E})$$

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

K momentom $M_{Ed,E}$ prišljem momente, ki so posledica slučajne ekscentričnosti, določene v poglavju 6.5.

- PRI VPETJU:

$$M_{Ed} = -13,9 + (1,1 \times 1,25 \times 1,25 \times 2,3 \times (-581,3 - 1,6)) = -2329 kNm$$

$$N_{Ed} = -1738,7 - (1,1 \times 1,25 \times 1,25 \times 2,3 \times (271,5 + 0,5)) = -2819 kN$$

$$V_{Ed} = 18 + (1,1 \times 1,25 \times 1,25 \times 2,3 \times (104,3 + 0,4)) = 434 kN$$

- ETAŽA 1 (pod etažo):

$$M_{Ed} = 46,4 + (1,1 \times 1,25 \times 1,25 \times 2,3 \times (243 + 0,5)) = 1013 kNm$$

$$N_{Ed} = -1728,3 - (1,1 \times 1,25 \times 1,25 \times 2,3 \times (271,5 + 0,5)) = -2808 kN$$

$$V_{Ed} = 18 + (1,1 \times 1,25 \times 1,25 \times 2,3 \times (104,3 + 0,4)) = 434 kN$$

- ETAŽA 1 (nad etažo):

$$M_{Ed} = -53,3 + (1,1 \times 1,25 \times 1,25 \times 2,3 \times (-360,3 - 0,8)) = -1487 kNm$$

$$N_{Ed} = -1453,7 - (1,1 \times 1,25 \times 1,25 \times 2,3 \times (238,9 + 0,4)) = -2404 kN$$

$$V_{Ed} = 30,7 + (1,1 \times 1,25 \times 1,25 \times 2,3 \times (100,5 + 0,3)) = 431 kN$$

- ETAŽA 2 (pod etažo):

$$M_{Ed} = 49,7 + (1,1 \times 1,25 \times 1,25 \times 2,3 \times (81 + 0,2)) = 372 kNm$$

$$N_{Ed} = -1443,3 - (1,1 \times 1,25 \times 1,25 \times 2,3 \times (238,9 + 0,4)) = -2394 kN$$

$$V_{Ed} = 30,7 + (1,1 \times 1,25 \times 1,25 \times 2,3 \times (100,4 + 0,3)) = 431 kN$$

- ETAŽA 2 (nad etažo):

$$M_{Ed} = -50,1 + (1,1 \times 1,25 \times 1,25 \times 2,3 \times (-217,9 - 0,2)) = 916 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = -1172,5 - (1,1 \times 1,25 \times 1,25 \times 2,3 \times (190,7 + 0,3)) = -1931 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 29,9 + (1,1 \times 1,25 \times 1,25 \times 2,3 \times (90,6 + 0,2)) = 390 \text{ kN}$$

- ETAŽA 3 (pod etažo):

$$M_{Ed} = 49,9 + (1,1 \times 1,25 \times 1,25 \times 2,3 \times (126,5 + 0,4)) = 554 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = -1162,1 - (1,1 \times 1,25 \times 1,25 \times 2,3 \times (190,7 + 0,3)) = -1921 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 29,9 + (1,1 \times 1,25 \times 1,25 \times 2,3 \times (90,4 + 0,2)) = 390 \text{ kN}$$

- ETAŽA 3 (nad etažo):

$$M_{Ed} = -49,8 + (1,1 \times 1,25 \times 1,25 \times 2,3 \times (-137,7)) = -597 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = -887,5 - (1,1 \times 1,25 \times 1,25 \times 2,3 \times (137,5 + 0,2)) = -1434 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 29,6 + (1,1 \times 1,25 \times 1,25 \times 2,3 \times (78,4 + 0,1)) = 341 \text{ kN}$$

- ETAŽA 4 (pod etažo):

$$M_{Ed} = 49,3 + (1,1 \times 1,25 \times 1,25 \times 2,3 \times (169,9 + 0,5)) = 726 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = -877,1 - (1,1 \times 1,25 \times 1,25 \times 2,3 \times (137,5 + 0,2)) = -1424 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 29,6 + (1,1 \times 1,25 \times 1,25 \times 2,3 \times (78,1 + 0,1)) = 340 \text{ kN}$$

- ETAŽA 4 (nad etažo):

$$M_{Ed} = -50,4 + (1,1 \times 1,25 \times 1,25 \times 2,3 \times (-92 - 0,2)) = 417 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = -606,4 - (1,1 \times 1,25 \times 1,25 \times 2,3 \times 86) = -948 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 29,8 + (1,1 \times 1,25 \times 1,25 \times 2,3 \times (63,5 + 0,1)) = 280 \text{ kN}$$

- ETAŽA 5 (pod etažo):

$$M_{Ed} = 46 + (1,1 \times 1,25 \times 1,25 \times 2,3 \times (174,2 + 0,4)) = 739 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = -595,9 - (1,1 \times 1,25 \times 1,25 \times 2,3 \times (86 + 0,1)) = -938 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 28,8 + (1,1 \times 1,25 \times 1,25 \times 2,3 \times (63,1 + 0,1)) = 280 \text{ kN}$$

- ETAŽA 5 (nad etažo):

$$M_{Ed} = -53,9 + (1,1 \times 1,25 \times 1,25 \times 2,3 \times (-54,9 - 0,2)) = 273 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = -336 - (1,1 \times 1,25 \times 1,25 \times 2,3 \times (40 + 0,1)) = -495 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 51,4 + (1,1 \times 1,25 \times 1,25 \times 2,3 \times 44,6) = 229 \text{ kN}$$

- ETAŽA 6 (pod etažo):

$$M_{Ed} = 118,4 + (1,1 \times 1,25 \times 1,25 \times 2,3 \times (139,8 + 0,2)) = 674 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = -325,5 - (1,1 \times 1,25 \times 1,25 \times 2,3 \times (40 + 0,1)) = -485 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 51,4 + (1,1 \times 1,25 \times 1,25 \times 2,3 \times 44,1) = 227 \text{ kN}$$

Kompaktnost stebra HEM 800:

Stojina (tlak):

$$c = d = 67,4 \text{ cm}$$

$$t_w = 2,1 \text{ cm}$$

$$\frac{c}{t_w} = 32,0 \leq 42\varepsilon = 34,0 \quad \checkmark \quad \rightarrow \text{3. razred kompaktnosti}$$

Pasnica (tlak):

$$c = b/2 - t_w/2 - r = 11,1 \text{ cm}$$

$$t_f = 4,0 \text{ cm}$$

$$\frac{c}{t_f} = 2,8 \leq 9\varepsilon = 7,3 \quad \checkmark \quad \rightarrow \text{1. razred kompaktnosti}$$

Prerez spada v 3. razred kompaktnosti.

Kompaktnost stojine pri strigu:

$$c = d = 67,4 \text{ cm}$$

$$\frac{c}{t_w} = 32,0 \leq 72 \frac{\varepsilon}{\eta} = 48,6 \quad \checkmark \quad \rightarrow \text{stojina je kompaktna}$$

Kontrola prečne sile:

$$V_{Ed} = 434 \text{ kN} \leq 0,5 \times V_{pl,Rd} = 1988 \text{ kN} \quad \checkmark$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{194 \text{ cm}^2 \times 35,5 \text{ kN/cm}^2}{\sqrt{3} \times 1,0} = 3976 \text{ kN}$$

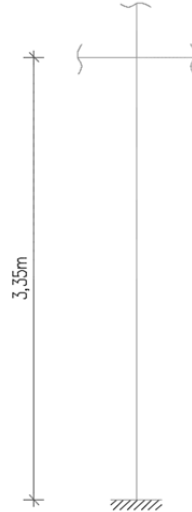
$$A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f = 404 - 2 \times 30,3 \times 4 + (2,1 + 2 \times 3) \times 4 = 194 \text{ cm}^2$$

Kontrola normalnih napetosti v najbolj obremenjenem prerezu:

$$\frac{M_{Ed}}{W_{el,y} \times f_y / \gamma_{M0}} + \frac{N_{Ed}}{A \times f_y / \gamma_{M0}} = \frac{232900 \text{ kNm}}{10870 \text{ cm}^3 \times 35,5 \text{ kN/cm}^2} + \frac{2819 \text{ kN}}{404 \text{ cm}^2 \times 35,5 \text{ kN/cm}^2} = 0,80 \leq 1 \quad \checkmark$$

Kontrola stabilnosti:

Preverim stabilnost, tlačno in upogibno obremenjenega stebra.



Slika 87: Računski model stebra HEM 800 za kontrolo stabilnosti

Obremenitev:

$$N_{Ed} = 2819 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 2329 \text{ kNm}$$

$$\psi M = 1013 \text{ kNm} \rightarrow \psi = 0,43$$

Podatki:

$$H = 3,35\text{m}$$

$$C_1 = 1,14$$

$$k_z = 0,5$$

$$E = 21000 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$G = 8070 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$k_\omega = 1$$

$$I_z = 18630 \text{ cm}^4$$

$$I_t = 1646 \text{ cm}^4$$

$$I_\omega = 27780000 \text{ cm}^6$$

$$W_y = 10870 \text{ cm}^3$$

$$I_y = 442600 \text{ cm}^4$$

$$C_{my} = 0,6 + 0,4\psi = 0,77 \geq 0,4 \quad \checkmark$$

Prerez spada v 3. razred kompaktnosti. $\rightarrow e_{N,y} = 0$

Bočna zvrnitev okoli močne osi:

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi}{k_z H} \sqrt{EI_z GI_t + \frac{\pi^2 E^2 I_z I_\omega}{(k_\omega H)^2}} = 3398861 \text{ kNcm}$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \times f_y}{M_{cr}}} = 0,34 \leq \lambda_{LT,0} = 0,4 \rightarrow \chi_{LT} = 1,0$$

Upogibni uklon okoli močne osi:

$$\lambda_y = \frac{l_u}{i \times \lambda_1} = \frac{H}{\sqrt{\frac{I_y}{A} \times 93,9 \times \varepsilon}} = 0,13 \leq 0,2 \rightarrow \chi_y = 1,0$$

Upogibni uklon okoli šibke osi:

$$\lambda_z = \frac{l_u}{i \times \lambda_1} = \frac{H}{\sqrt{\frac{I_z}{A} \times 93,9 \times \varepsilon}} = 0,10 \leq 0,2 \rightarrow \chi_z = 1,0$$

Interakcijski faktorji, kjer ni nevarnosti bočne zvrnitve ($\lambda_{LT} \leq 0,4$):

$$k_{yy} = C_{my} \left(1 + 0,6 \lambda_y \frac{N_{Ed}}{\chi_y \times A \times f_y / \gamma_{M1}} \right) = 0,78 \leq C_{my} \left(1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_y \times A \times f_y / \gamma_{M1}} \right) = 0,86 \quad \checkmark$$

$$k_{zy} = 0,8 k_{yy} = 0,62$$

Interakcija med uklonom okoli močne osi in upogibnim momentom:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \times A \times f_y / \gamma_{M1}} + k_{yy} \frac{M_{Ed} + e_{N,y} \times N_{Ed}}{\chi_{LT} \times W_y \times f_y / \gamma_{M1}} \leq 1,0$$

$$\frac{2819}{1,0 \times 404 \times \frac{35,5}{1,0}} + 0,78 \frac{231900}{1,0 \times 10870 \times \frac{35,5}{1,0}} = 0,67 \leq 1,0 \quad \checkmark$$

Interakcija med uklonom okoli šibke osi in upogibnim momentom:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \times A \times f_y / \gamma_{M1}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + e_{N,y} \times N_{Ed}}{\chi_{LT} \times W_y \times f_y / \gamma_{M1}} \leq 1,0$$

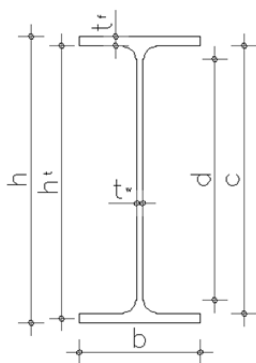
$$\frac{2819}{1,0 \times 404 \times \frac{35,5}{1,0}} + 0,62 \frac{232900}{1,0 \times 10870 \times \frac{35,5}{1,0}} = 0,57 \leq 1,0 \quad \checkmark$$

7 SPOJI

Obravnaval bom momentni spoj stebra HEB 650 in nosilca IPE 450, ter nosilec IPE 330, členkasto pritrjen na nosilec IPE 500. Spoje določim s pomočjo predpisov EUROCODE 1993-1-8 2005.

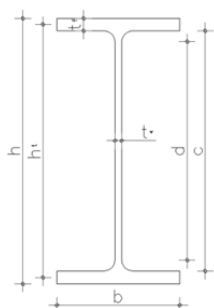
7.1 Momentni spoj HEB650-IPE450

Karakteristike profilov



$h_c = 650\text{mm}$
 $b_c = 300\text{mm}$
 $t_{w,c} = 16\text{mm}$
 $t_{r,c} = 31\text{mm}$
 $c_c = 588\text{mm}$
 $d_c = 534\text{mm}$
 $h_{t,c} = 619\text{mm}$
 $W_{pl,c} = 7320\text{cm}^3$

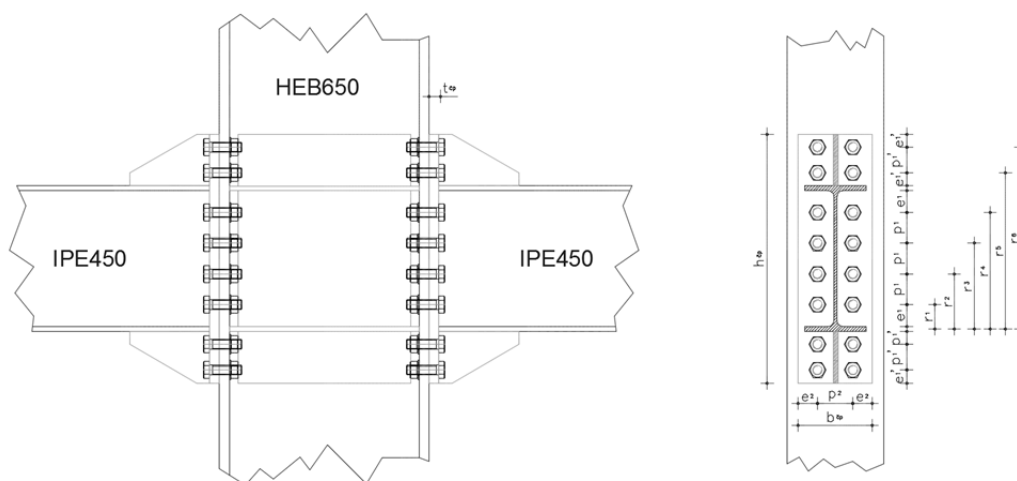
Slika 88: Nosilec HEB 650



$h_b = 450\text{mm}$
 $b_b = 190\text{mm}$
 $t_{w,b} = 9,4\text{mm}$
 $t_{r,b} = 14,6\text{mm}$
 $c_b = 420,8\text{mm}$
 $d_b = 378\text{mm}$
 $h_{t,b} = 435,4\text{mm}$
 $W_{pl,b} = 1702\text{cm}^3$

Slika 89: Nosilec IPE 450

Zasnova spoja



Slika 90: Zasnova momentnega spoja

Obremenitve

Spoj je dimenzioniran kot polonosilen.

$$M_{pl,Rd,b} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1712 \times 35,5}{1,0} = 607,8 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = 1,1 \times \gamma_{OV} \times M_{pl,Rd,b} = 835,7 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = \frac{2 \times M_{Ed}}{L} = \frac{2 \times 835,7}{7} = 238,8 \text{ kN}$$

Razporeditev vijakov

Izberem vijake M30 10.9 in preverim, ali zadostujejo izbranemu spoju glede na obremenitve.

$$d_0 = 33 \text{ mm}$$

$$f_{yb} = 900 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ub} = 1000 \text{ N/mm}^2$$

$$e_1 \approx 2,0d_0 = 2,0 \times 33 = 66 \text{ mm} \quad (\text{min. } 39,6 \text{ mm})$$

$$p_1 \approx 3,0d_0 = 3,0 \times 33 = 99 \text{ mm} \quad (\text{min. } 72,6 \text{ mm})$$

$$e_2 \approx 1,5d_0 = 1,5 \times 33 = 49,5 \text{ mm}$$

$$p_2 \approx 3,0d_0 = 3,0 \times 33 = 99 \text{ mm}$$

$$\text{IZBEREM: } e_1 = 67,9 \text{ mm}$$

$$p_1 = 95 \text{ mm}$$

$$e_1' = 40 \text{ mm}$$

$$p_1' = 80 \text{ mm}$$

$$e_2 = 60 \text{ mm}$$

$$p_2 = 110 \text{ mm}$$

Čelna pločevina

$$h_{\check{c}p} = 4e_1' + 2p_1' + 2t_f + 2e_1 + 3p_1 = 770 \text{ mm}$$

$$b_{\check{c}p} = 2e_2 + p_2 = 230 \text{ mm}$$

$$t_{\check{c}p} \approx d_{\text{vijaka}} = 30 \text{ mm}$$

→ IZBEREM ČELNO PLOČEVINO: 770/230/30

Zvar med čelno pločevino in nosilcem IPE450

Izberem polonosilen kotni zvar.

$$a_{max} = 0,58 \times t_{min} = 5,5 \text{ mm}$$

Razporeditev sil med vijaki

Predpostavim, da spodnji 4 vijaki prevzamejo strižno obremenitev, ostali pa momentno.

$$F_i = F_{\max} \frac{r_i}{r_{\max}}$$
$$r_1 = \frac{14,6}{2} + 67,9 = 75,2 \text{ mm} \quad F_1 = 41,6 \text{ kN}$$
$$r_2 = 75,2 + 95 = 170,2 \text{ mm} \quad F_2 = 94,2 \text{ kN}$$
$$r_3 = 170,2 + 86 = 256,2 \text{ mm} \quad F_3 = 141,9 \text{ kN}$$
$$r_4 = 256,2 + 95 = 351,2 \text{ mm} \quad F_4 = 194,5 \text{ kN}$$
$$r_5 = 351,2 + 67,9 + 14,6 + 40 = 473,7 \text{ mm} \quad F_5 = 262,3 \text{ kN}$$
$$r_6 = 440,6 + 80 = 553,7 \text{ mm} \quad F_6 = 306,6 \text{ kN}$$
$$\sum_i^6 r_i^2 = r_1^2 + r_2^2 + r_3^2 + r_4^2 + r_5^2 + r_6^2 = 754578 \text{ mm}^2$$
$$F_{\max} = \frac{r_{\max}}{2 \times \sum_i^6 r_i^2} \times M_{Ed} = 306,6 \text{ kN} \quad F_c = 2 \times \sum_i^6 F_i = 2082,2 \text{ kN}$$

Kontrola vijakov

- Natezna nosilnost:

$$F_{\max} = 306,6 \text{ kN} \leq F_{t,Rd} = 403,9 \text{ kN} \quad \checkmark$$

- Strižna nosilnost (čez navoje vijaka):

$$F_{V,Ed} = \frac{V_{Ed}}{n} = \frac{238,8}{4} = 59,7 \text{ kN} \leq F_{V,Rd} = 224,4 \text{ kN} \quad \checkmark$$

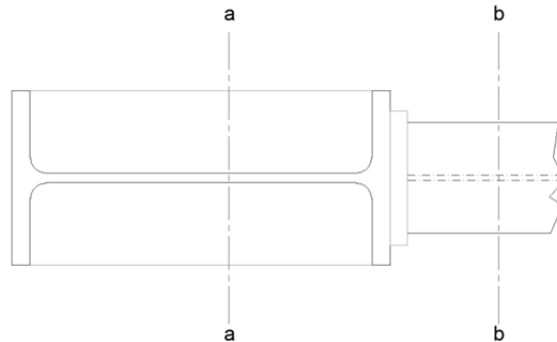
- Interakcija strig-nateg:

Zaradi predpostavke, da strižno silo prevzemajo spodnji 4 vijaki, ostali pa moment, interakcija ni možna. Če bi vijaki, ki prevzemajo momentno silo, popustili, bi bili spodnji 4 še vedno sposobni prevzemati celotno strižno silo.

Pasnica stebra v območju natezne obremenitve

Togo obnašanje pasnice zagotovim z izpolnjenim naslednjim pogojem:

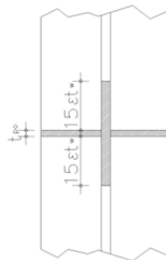
$$t_{f,c} = 31 \text{ mm} \geq 0,5 \times t_{ep} = 15 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Vnos tlačne sile v steber

Slika 91: Prikaz ravnine a-a in b-b, kjer kontroliram vnos tlačne sile

prerez a-a:

Predpostavim, da se tlačna sila preko nosilca v steber prenaša pod kotom 45° in da tlačno silo prevzemata ojačitvena pločevina v stojini stebra in določen del stojine stebra.



Slika 92: Površina, ki prevzema osno silo v prerezu a-a

$$b_{eff} = b_b + 2t_{\epsilon p} + 2t_{f,b} = 312 \text{ mm} \leq b_c \quad \times \quad \rightarrow \quad b_{eff} = b_c = 300 \text{ mm}$$

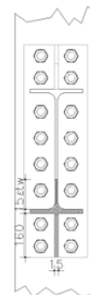
$$F_c = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{(b_{eff} \times t_{po} + 2 \times 15 \times \epsilon \times t_w^2) f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$t_{po} \geq \frac{F_c \times \gamma_{M0}}{f_y \times b_{eff}} - \frac{2 \times 15 \times \epsilon \times t_{w,c}^2}{b_{eff}} = \frac{2082,2 \times 1,0}{35,5 \times 30} - \frac{2 \times 15 \times 0,81 \times 1,6}{30} = 0,66 \text{ cm}$$

→ IZBEREM PREČNO OJAČITEV: 588/142/14

prerez b-b:

Predpostavim, da se osna sila v prečki prenese v steber preko spodnje pasnice, ojačitvenega rebra in določenega dela stojine nosilca.



Slika 93: Površina, ki prevzema osno silo v prerezu b-b

$$F_c = 2082,2 \text{ kN} \leq \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{(b_b \times t_{f,b} + b_r \times t_r + 15 \times \varepsilon \times t_{w,b}^2) f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{(19 \times 1,46 + 16 \times 1,5 + 15 \times 0,81 \times 0,94^2) \times 35,5}{1,0} = 2218 \text{ kN} \quad \checkmark$$

→ IZBEREM OJAČITVENO REBRO: 160/250/15

Stojina stebra v strigu

Enostranski spoj:

$$V_{Ed,c} = F_c = 2082,2 \text{ kN} \leq V_{pl,Rd} = \frac{0,9 \times A_{v,c} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{0,9 \times 124,8 \times 35,5}{\sqrt{3} \times 1,0} = 2302 \text{ kN} \quad \checkmark \text{ Ojačitev ni potrebna!}$$

$$A_{v,c} = A - 2b_c \times t_{f,c} + (t_{w,c} + 2r) \times t_{f,c} = 121,7 \text{ cm}^2 \geq \eta \times h_c \times t_{w,c} = 124,8 \text{ cm}^2$$

Obojestranski spoj:

$$V_{Ed,c} = 2 \times F_c = 4164,4 \text{ kN} \leq V_{pl,Rd} = \frac{0,9 \times A_{v,c} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = 2302 \text{ kN} \quad \times \text{ Stojino je potrebno ojačati!}$$

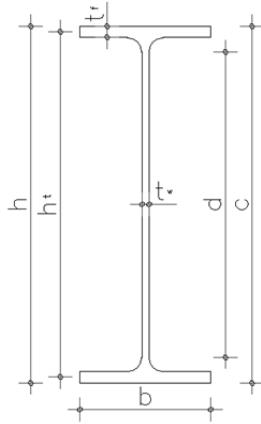
→ IZBEREM OJAČITVENO PLOČEVINO: 770/534/16

$$A_{v,c1} = A_{v,c} + (\eta \times d_c \times t_{w,c}) = 227,3 \text{ cm}^2$$

$$V_{Ed,c} = 2 \times F_c = 4164,4 \text{ kN} \leq V_{pl,Rd1} = \frac{0,9 \times A_{v,c1} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = 4193,4 \text{ kN} \quad \checkmark$$

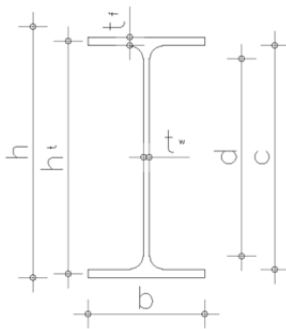
7.2 Členkasti spoj IPE500-IPE330

Karakteristike profilov



Slika 94: Nosilec IPE 500

$h = 500 \text{ mm}$
 $b = 200 \text{ mm}$
 $t_w = 10,2 \text{ mm}$
 $t_f = 16 \text{ mm}$
 $c = 468 \text{ mm}$
 $d = 426 \text{ mm}$
 $h_t = 484 \text{ mm}$
 $W_{pl} = 2194 \text{ cm}^3$



Slika 95: Nosilec IPE 330

$h = 330 \text{ mm}$
 $b = 160 \text{ mm}$
 $t_w = 7,5 \text{ mm}$
 $t_f = 11,5 \text{ mm}$
 $c = 307 \text{ mm}$
 $d = 271 \text{ mm}$
 $h_t = 318,5 \text{ mm}$
 $W_{pl} = 804 \text{ cm}^3$

Zasnova spoja



Slika 96: Zasnova členkastega spoja

Obremenitve

Račun spoja opravičim za najbolj obremenjeno prečko IPE 330. Merodajna obremenitev, na katero preverjam spoj, je prečna sila, določena v poglavju 5.3.1 Mejno stanje nosilnosti, slika 46 (nosilec B457).

$$V_{Ed} = 155,1 \text{ kN}$$

Razporeditev vijakov

Izberem vijake M20 8.8 in preverim, ali zadostujejo izbranemu spoju glede na obremenitve.

$$d_0 = 22 \text{ mm}$$

$$f_{yb} = 640 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ub} = 800 \text{ N/mm}^2$$

$$e_1 \approx 2,0d_0 = 2,0 \times 22 = 44 \text{ mm} \quad (\text{min. } 26,4 \text{ mm})$$

$$p_1 \approx 3,0d_0 = 3,0 \times 22 = 66 \text{ mm} \quad (\text{min. } 48,8 \text{ mm})$$

$$e_2 \approx 1,5d_0 = 1,5 \times 22 = 33 \text{ mm}$$

$$\text{IZBEREM: } e_1 = 37,5 \text{ mm}$$

$$p_1 = 55 \text{ mm}$$

$$e_2 = 50 \text{ mm}$$

Kontrola vijakov

- Moment zaradi ekscentričnosti:

$$M_{Ed} = V_{Ed} \times (\Delta + e_2) = 930,6 \text{ kNcm}$$

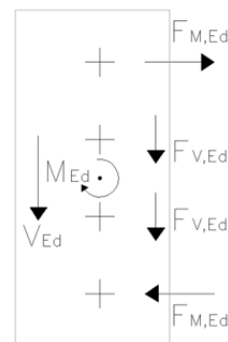
$$\Delta = 10 \text{ mm}$$

Predpostavke: - plastična raporeditev sil

- srednja vijaka prevzame strig, krajna moment

$$F_{M,Ed} = \frac{M_{Ed}}{3 \times p_1} = 56,4 \text{ kN}$$

$$F_{V,Ed} = \frac{V_{Ed}}{2} = 77,6 \text{ kN}$$



Slika 97: Razporeditev sil

- kontrola strižne nosilnost:

$$\max(F_{M,Ed}; F_{V,Ed}) = 77,6 \text{ kN} \leq F_{V,Rd} = 94,1 \text{ kN} \quad \checkmark$$

- Bočna nosilnost vijakov:

Krajna vijaka preverim na obremenitev z $F_{M,Ed}$.

$$k_1 = \min\left(2,8 \frac{e_1}{d_0} - 1,7; 1,4 \frac{p_1}{d_0} - 1,7; 2,5\right) = 1,8$$

$$\alpha_b = \min\left(\frac{f_{ub}}{f_u}; 1,0; \frac{e_2}{3d_0}\right) = 0,76$$

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \times \alpha_b \times f_u \times d_{vijaka} \times t_{min}}{\gamma_{M2}} = \frac{1,8 \times 0,76 \times 49 \times 2 \times 0,75}{1,25} = 80,4 \text{ kN} \geq F_{M,Ed} = 56,4 \text{ kN} \quad \checkmark$$

Srednja vijaka preverim na obremenitev z $F_{V,Ed}$.

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

$$\alpha_b = \min\left(\frac{f_{ub}}{f_u}; 1,0; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}\right) = 0,58$$

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \times \alpha_b \times f_u \times d_{vijaka} \times t_{min}}{\gamma_{M2}} = \frac{2,5 \times 0,58 \times 49 \times 2 \times 0,75}{1,25} = 85,3 \text{ kN} \geq F_{V,Ed} = 77,6 \text{ kN} \quad \checkmark$$

Kontrola vezne pločevine

$$h_v \leq h_{IPE,330-55-t_f-r} = 245,5 \text{ mm}$$

$$b_v = 2e_2 + \Delta = 110 \text{ mm} \quad (\Delta = 10 \text{ mm})$$

$$t_v \approx t_w = 7,5 \text{ mm}$$

→ IZBEREM VEZNO PLOČEVINO: 240/110/7,5

- Zvar med vezno pločevino in nosilcem IPE500:

Izberem polonosilen kotni zvar.

$$a_{max} = 0,58 \times t_{min} = 5 \text{ mm}$$

- Strižna nosilnost na neto prerez:

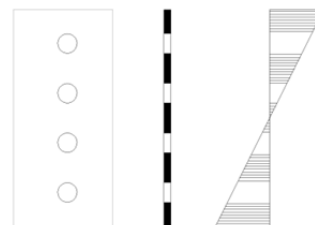
$$A_{v,n} = (h_v - 4d_0) \times t_v = 11,4 \text{ cm}^2$$

$$V_{Ed} = 155,1 \text{ kN} \leq V_{Rd} = \frac{A_{v,n} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = 233,7 \text{ kN} \quad \checkmark$$

- Upogibna nosilnost na neto prerez:

$$I_y = \frac{h_v^3 \times t_v}{12} - 4 \left(\frac{d_0^3 \times t_v}{12} \right) - d_0 \times t_v \left(2 \left(\frac{p_1}{2} \right)^2 + 2 \left(\frac{3p_1}{2} \right)^2 \right) = 611,8 \text{ cm}^4$$

$$\sigma = \frac{M_{Ed} \times h_v}{2I_y} = 18,3 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 35,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad \checkmark$$



Slika 98: Neto prerez

- M-V interakcija:

$$\tau = \frac{V_{Ed}}{A_{v,n}} = 13,6 \frac{kN}{cm^2}$$

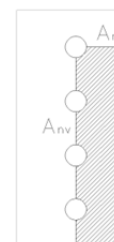
$$\sqrt{\sigma + 3\tau^2} = 23,9 \frac{kN}{cm^2} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 35,5 \frac{kN}{cm^2} \quad \checkmark$$

- Strižni iztrg vijakov

$$A_{nt} = \left(e_2 - \frac{d_0}{2} \right) t_v = 2,93 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = (3p_1 + e_1 - 3,5d_0) t_v = 9,41 \text{ cm}^2$$

$$V_{eff,Rd} = 0,5 A_{nt} \frac{f_u}{\gamma_{M2}} + A_{nv} \frac{f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = 250,3 \text{ kN} \geq V_{Ed} = 155,1 \text{ kN} \quad \checkmark$$



Slika 99: Strižna površina

Kontrola nosilca

- Strižni iztrg nosilca: Kontrola ni merodajna, saj ima nosilec večjo strižno površino kot vezna pločevina, tako da je iztrg vijakov preprečen.

- Strižna nosilnost nosilca: Ni merodajna – večja od vezne pločevine.

- Upogibna nosilnost:

Prerez 1-1

$$M_{Ed,1-1} = V_{Ed} (\Delta + 12) = 2016,3 \text{ kNm}$$

S pomočjo programa AutoCAD sem določil parametra z_T in I_y .

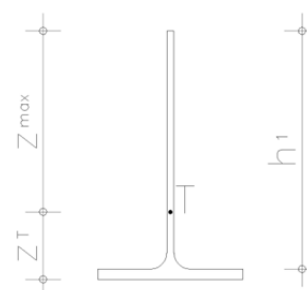
$$z_T = 7,48 \text{ cm}$$

$$I_y = 2997,8 \text{ cm}^4$$

$$h_1 = 26,35 \text{ cm}$$

$$z_{max} = h_1 + t_f - z_T = 20 \text{ cm}$$

$$\sigma_{Ed,1-1} = \frac{M_{Ed,1-1}}{I_y} z_{max} = 13,5 \frac{kN}{cm^2} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 35,5 \frac{kN}{cm^2} \quad \checkmark$$



Slika 100: Prerez 1-1

8 KONTROLA PROFILOV V POŽARNEM PROJEKTNEM STANJU

S pomočjo predpisov Eurocode SIST EN 1993-1-2 2005 bom preveril požarno odpornost prečke IPE 450 in stebra HEB 650, ki sestavljata enega izmed momentnih okvirjev v smeri Y. Nosilnost mora biti zagotovljena za vsaj 30-minutno trajanje požara (R30). Predpostavim enakomerno raporeditev temperature po prečnem prerezu.

8.1 Kontrola nosilca IPE 450

Obtežba

Obtežbo določim s pomočjo izraza:

$$E_{d,fi} = \eta_{fi} \times E_d = \eta_{fi} \times (\gamma_G \times G_k + \gamma_Q \times Q_k)$$

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} \times Q_k}{\gamma_G \times G_k + \gamma_Q \times Q_k} = 0,61$$

Kjer so:

- $E_{d,fi}$ projektna vrednost notranjih sil pri požarnem projektne stanju
- η_{fi} faktor redukcije nivoja obremenitve
- G_k karakteristična vrednost stalnih vplivov
- Q_k karakteristična vrednost spremenljivega vpliva
- $\gamma_G = 1,35$ delni faktor za stalne vplive
- $\gamma_Q = 1,5$ delni faktor za spremenljive vplive
- $\psi_{fi} = 0,5$ kombinacijski faktor

Kontrolo opravi za strešni nosilec B438, ki se nahaja v osi 4-4, med osema A-A in B-B.

Obremenitve pri $\gamma_G \times G_k + \gamma_Q \times Q_k$:

$$M_{y,Ed} = 240,7 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 157,3 \text{ kN}$$

Kompaktnost izbranega profila

$$\varepsilon = 0,85 \times \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0,69$$

Stojina (čisti upogib):

$$\frac{c}{t_w} = 40,2 \leq 72\varepsilon = 49,7 \quad \checkmark \quad \rightarrow \text{1. razred kompaktnosti}$$

Pasnica (čisti tlak):

$$\frac{c}{t_f} = 4,75 \leq 9\varepsilon = 6,21 \quad \checkmark \quad \rightarrow \text{1. razred kompaktnosti}$$

Prerez spada v 1. razred kompaktnosti.

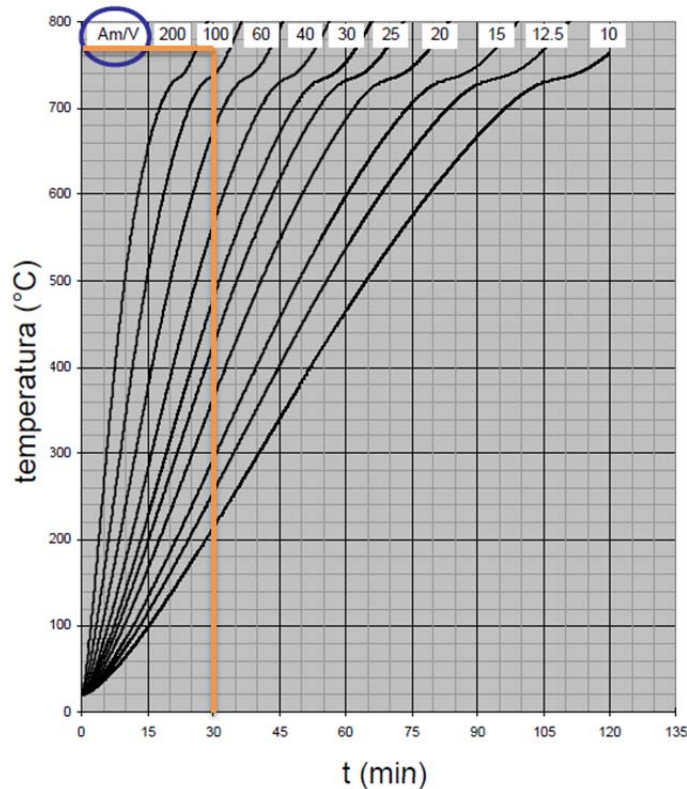
Kontrola nosilnosti prereza brez požarne zaščite

$$\text{Koefficient prereza: } \frac{A_m}{V} = \frac{O_b \times 1m}{A_x \times 1m} = \frac{1,61 - 0,19}{98,8 \times 10^{-4}} = 143,7 \text{ m}^{-1}$$

Z izračunanim koefficientom prereza s pomočjo spodnjega grafa določim temperaturo, ki jo doseže neizoliran jekleni nosilec v času 30 min. $\rightarrow \Theta_a = 770^\circ\text{C}$

$$k_{y,\Theta} = 0,146$$

$$k_{E,\Theta} = 0,102$$



Slika 101: Določitev temperature neizoliranega nosilca IPE 450 s pomočjo Evro monograma

- Kontrola upogibne nosilnosti:

$$M_{fi,\Theta,Rd} = k_{y,\Theta} \times \left(\frac{\gamma_{M0}}{\gamma_{Mfi}} \right) \times M_{pl,y,Rd} = 88,2 \text{ kNm} \geq M_{y,fi,Ed} = \eta_{fi} \times M_{y,Ed} = 146,8 \text{ kNm} \quad \times$$

- Kontrola bočne zvrnitve:

$$M_{b,fi,\Theta,Rd} = \chi_{LT,fi} \times \left(\frac{k_{y,\Theta}}{\gamma_{Mfi}} \right) \times M_{pl,y,Rd} = 23,6 \text{ kNm} \geq M_{y,fi,Ed} = \eta_{fi} \times M_{y,Ed} = 146,8 \text{ kNm} \quad \times$$

$$C_1 = 1,49$$

$$k_z = 0,5$$

$$E = 21000 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$G = 8070 \frac{kN}{cm^2}$$

$$k_{\omega} = 0,5$$

$$I_z = 1680 \text{ cm}^4$$

$$I_t = 66,9 \text{ cm}^4$$

$$I_{\omega} = 791000 \text{ cm}^6$$

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi}{k_z L} \sqrt{EI_z G I_t + \frac{\pi^2 E^2 I_z I_{\omega}}{(k_{\omega} L)^2}} = 27631 \text{ kNcm}$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \times f_y}{M_{cr}}} = 1,34$$

$$\alpha = 0,65 \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0,53$$

$$\lambda_{LT, \Theta, com} = \sqrt{\frac{k_{y, \Theta, com}}{k_{E, \Theta, com}}} = 1,6$$

$$\phi_{LT, \Theta, com} = \frac{1}{2} \times \left(1 + \alpha \times \lambda_{LT, \Theta, com} + (\lambda_{LT, \Theta, com})^2 \right) = 2,21$$

$$\chi_{LT, fi} = \frac{1}{\phi_{LT, \Theta, com} + \sqrt{[\phi_{LT, \Theta, com}]^2 - [\lambda_{LT, \Theta, com}]^2}} = 0,27$$

- Kontrola strižne nosilnosti:

$$V_{fi, \Theta, Rd} = k_{y, \Theta} \times V_{Rd} \times \left(\frac{\gamma_{M0}}{\gamma_{Mfi}} \right) = 23,5 \text{ kN} \geq V_{fi, Ed} = \eta_{fi} \times V_{Ed} = 96,0 \text{ kN} \quad \times$$

Kontrola nosilnosti izoliranega prereza

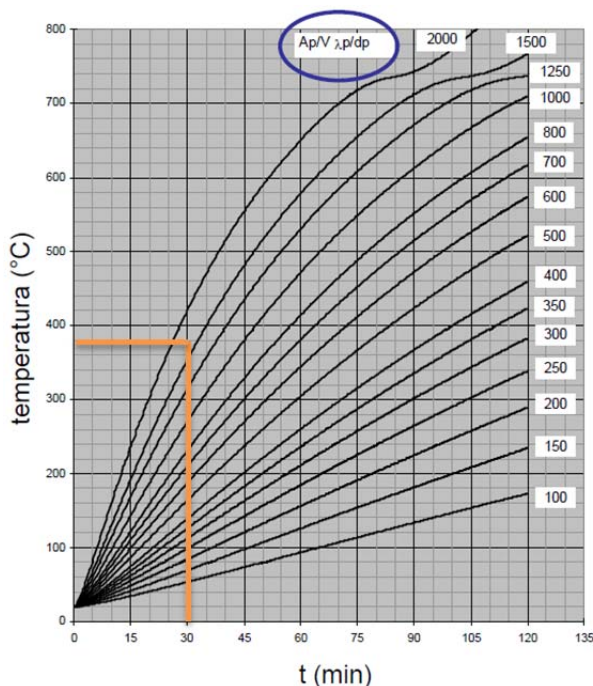
Ker prerez sam ni sposoben prenašati požarne obremenitve, nanj nanesimo 5 mm debel požarno odporen obrizg s toplotno prevodnosto $\lambda_p = 0,057 \text{ W/mK}$. V obrizgu so materiali, ki so sami po sebi negorljivi in zagotavljajo dober oprijem na jekleno konstrukcijo tako pri nanosu kot tudi pri požaru.

$$\text{Koeficient izoliranega prereza: } \frac{A_p}{V} \times \frac{\lambda_p}{d_p} = \frac{O_b \times 1m}{A_x \times 1m} = \frac{1,61 - 0,19}{98,8 \times 10^{-4}} \times \frac{0,057}{0,005} = 1638 \text{ m}^{-1}$$

Z izračunanim koeficientom prereza s pomočjo spodnjega grafa določim temperaturo, ki jo doseže izoliran jekleni nosilec v času 30 min. $\rightarrow \Theta_a = 380^\circ \text{C}$

$$k_{y, \Theta} = 1$$

$$k_{E, \Theta} = 0,72$$



Slika 102: Določitev temperature izoliranega nosilca IPE 450 s pomočjo Evro monograma

- Kontrola upogibne nosilnosti:

$$M_{fi,\Theta,Rd} = k_{y,\Theta} \times \left(\frac{\gamma_{M0}}{\gamma_{Mfi}} \right) \times M_{pl,y,Rd} = 604,2 \text{ kNm} \geq M_{y,fi,Ed} = \eta_{fi} \times M_{y,Ed} = 146,8 \text{ kNm} \quad \checkmark$$

- Kontrola bočne zvrnitve:

$$M_{b,fi,\Theta,Rd} = \chi_{LT,fi} \times \left(\frac{k_{y,\Theta}}{\gamma_{Mfi}} \right) \times M_{pl,y,Rd} = 165,7 \text{ kNm} \geq M_{y,fi,Ed} = \eta_{fi} \times M_{y,Ed} = 146,8 \text{ kNm} \quad \checkmark$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \times f_y}{M_{cr}}} = 1,34$$

$$\lambda_{LT,\Theta,com} = \sqrt{\frac{k_{y,\Theta,com}}{k_{E,\Theta,com}}} = 1,6$$

$$\phi_{LT,\Theta,com} = \frac{1}{2} \times \left(1 + \alpha \times \lambda_{LT,\Theta,com} + (\lambda_{LT,\Theta,com})^2 \right) = 2,17$$

$$\chi_{LT,fi} = \frac{1}{\phi_{LT,\Theta,com} + \sqrt{[\phi_{LT,\Theta,com}]^2 - [\lambda_{LT,\Theta,com}]^2}} = 0,27$$

- Kontrola strižne nosilnosti:

$$V_{fi,\Theta,Rd} = k_{y,\Theta} \times V_{Rd} \times \left(\frac{\gamma_{M0}}{\gamma_{Mfi}} \right) = 161,1 \text{ kN} \geq V_{fi,Ed} = \eta_{fi} \times V_{Ed} = 96,0 \text{ kN} \quad \checkmark$$

Dokazal sem, da prerez z izbrano izolacijo zagotavlja vsaj 30-minutno nosilnost.

8.2 Kontrola stebra HEB 650

Kontrolo opravi za steber B29 v prerezu pod prvo etažo. Steber se nahaja na presečišču osi 4-4 in B-B.

Obremenitve pri $\gamma_G \times G_k + \gamma_Q \times Q_k$:

$$M_{y,Ed} = 280,6 \text{ kNm} \rightarrow M_{fi,Ed} = \eta_{fi} \times M_{Ed} = 171,2 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = 3022 \text{ kN} \rightarrow N_{fi,Ed} = \eta_{fi} \times N_{Ed} = 1843,4 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 67,8 \text{ kN} \rightarrow V_{fi,Ed} = \eta_{fi} \times V_{Ed} = 41,4 \text{ kN}$$

$$\eta_{fi} = 0,61$$

Kompaktnost izbranega profila

$$\varepsilon = 0,85 \times \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0,69$$

Stojina (tlak in upogib):

$$\alpha = \frac{1}{2} \times \left[1 + \frac{N_{fi,Ed}}{d \times t_w \times f_y} \right] = \frac{1}{2} \times \left[1 + \frac{1843,4 \text{ kN}}{53,4 \text{ cm} \times 1,6 \text{ cm} \times 35,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} \right] = 0,8$$

$$\alpha \geq 0,5:$$

$$\frac{c}{t_w} = 33,4 \leq \frac{456\varepsilon}{13\alpha - 1} = 33,5 \quad \checkmark \rightarrow 2. \text{ razred kompaktnosti}$$

Pasnica (čisti tlak):

$$\frac{c}{t_f} = 2,8 \leq 9\varepsilon = 7,3 \quad \checkmark \rightarrow 1. \text{ razred kompaktnosti}$$

Prerez spada v 2. razred kompaktnosti.

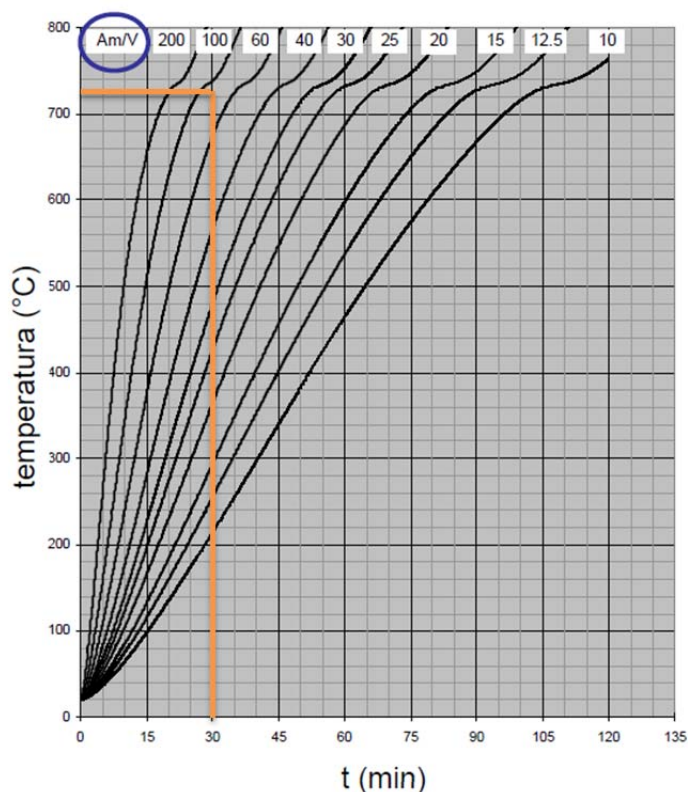
Kontrola nosilnosti prereza brez požarne zaščite

$$\text{Koeficient prereza: } \frac{A_m}{V} = \frac{O_b \times 1 \text{ m}}{A_x \times 1 \text{ m}} = \frac{2,42}{286 \times 10^{-4}} = 84,6 \text{ m}^{-1}$$

Temperatura, ki jo doseže jekleni profil v času 30 min: $\Theta_a = 725^\circ \text{C}$

$$k_{y,\Theta} = 0,2$$

$$k_{E,\Theta} = 0,12$$



Slika 103: Določitev temperature neizoliranega stebra HEB 650 s pomočjo Evro monograma

- Kontrola stebra sočasno obremenjenega z upogibnim momentom in osno silo:

Ker je prerez v 2. razredu kompaktnosti, je potrebno kontrolo preveriti z naslednjima dvema enačbama:

$$-1-: \frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{min,fi} \times A \times k_{y,\theta} \times \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_y \times M_{y,fi,Ed}}{W_{el,y} \times k_{y,\theta} \times \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} = 1,89 \leq 1 \quad \times$$

$$-2-: \frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{z,fi} \times A \times k_{y,\theta} \times \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_{LT} \times M_{y,fi,Ed}}{\chi_{LT,fi} \times W_{el,y} \times k_{y,\theta} \times \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} = 1,92 \leq 1 \quad \times$$

Potrebna je požarna zaščita!

Kjer so:

$$\alpha = 0,65 \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0,53$$

$$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7 \times \psi = 1,8 - (0,7 \times 0,61) = 1,37$$

Faktorji uklona v y smeri:

$$\lambda_y = \frac{l_u}{i \times \lambda_1} = \frac{H}{\sqrt{\frac{I_y}{A} \times 93,9 \times \varepsilon}} = 0,19$$

$$\lambda_{y,\theta} = \lambda_y \times \sqrt{\frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}}} = 0,25$$

$$\varphi_{y,\theta} = \frac{1}{2} [1 + \alpha \times \lambda_{y,\theta} + \lambda_{y,\theta}^2] = 0,6$$

$$\chi_{y,fi} = \frac{1}{\varphi_{y,\theta} + \sqrt{\varphi_{y,\theta}^2 - \lambda_{y,\theta}^2}} = 0,87$$

$$\mu_y = (1,2 \times \beta_M - 3) \times \lambda_{y,\theta} + 0,44 \times \beta_M - 0,29 = -0,03 \leq 0,8 \quad \checkmark$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{fi,Ed}}{\chi_{y,fi} \times A \times k_{y,\theta} \times \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} = 1,31 \leq 0,3 \quad \times \rightarrow k_y = 0,3$$

Faktorji uklona v z smeri:

$$\lambda_z = \frac{l_u}{i \times \lambda_1} = \frac{H}{\sqrt{\frac{I_z}{A} \times 93,9 \times \varepsilon}} = 0,74$$

$$\lambda_{z,\theta} = \lambda_z \times \sqrt{\frac{k_{z,\theta}}{k_{E,\theta}}} = 0,96$$

$$\varphi_{z,\theta} = \frac{1}{2} [1 + \alpha \times \lambda_{z,\theta} + \lambda_{z,\theta}^2] = 1,22$$

$$\chi_{z,fi} = \frac{1}{\varphi_{z,\theta} + \sqrt{\varphi_{z,\theta}^2 - \lambda_{z,\theta}^2}} = 0,51$$

Faktorji za kontrolo bočne zvrnitve:

$$C_1 = 1,14$$

$$k_z = 0,5$$

$$E = 21000 \frac{kN}{cm^2}$$

$$G = 8070 \frac{kN}{cm^2}$$

$$k_\omega = 1$$

$$I_z = 13980 \text{ cm}^4$$

$$I_t = 739 \text{ cm}^4$$

$$I_\omega = 13363000 \text{ cm}^6$$

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi}{k_z L} \sqrt{EI_z G I_t + \frac{\pi^2 E^2 I_z I_\omega}{(k_\omega L)^2}} = 2028006 \text{ kNcm}$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \times f_y}{M_{cr}}} = 0,34$$

$$\lambda_{LT,\Theta} = \lambda_{LT} \times \sqrt{\frac{k_{y,\Theta}}{k_{E,\Theta}}} = 0,44$$

$$\phi_{LT,\Theta} = \frac{1}{2} \times \left(1 + \alpha \times \lambda_{LT,\Theta} + (\lambda_{LT,\Theta})^2 \right) = 0,71$$

$$\chi_{LT,fi} = \frac{1}{\phi_{LT,\Theta} + \sqrt{[\phi_{LT,\Theta}]^2 - [\lambda_{LT,\Theta}]^2}} = 0,79$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times \lambda_{z,\theta} \times \beta_M - 0,15 = 0,05 \leq 0,9 \quad \checkmark$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{fi,Ed}}{\chi_{z,fi} \times A \times k_{y,\theta} \times \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} = 0,91 \leq 0,3 \quad \times \quad \rightarrow \quad k_{LT} = 0,3$$

Kontrola nosilnosti izoliranega prereza

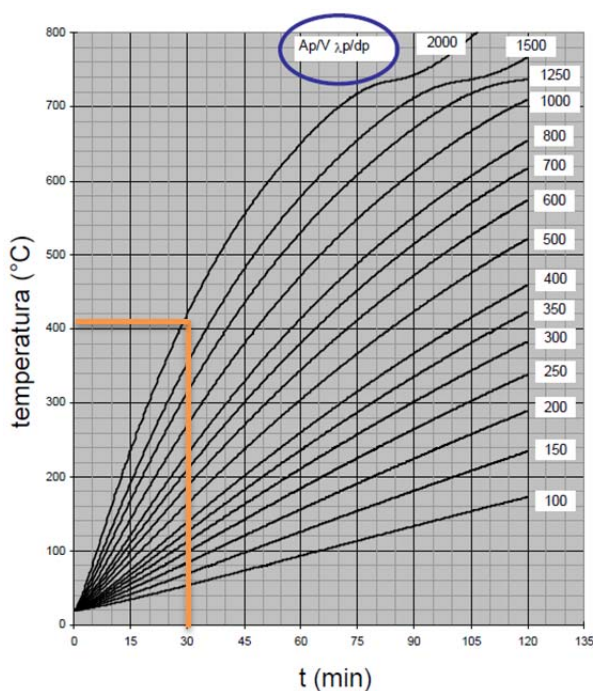
Ker prerez sam ni sposoben prenašati požarne obremenitve, nanj nanese 2,5 mm debel požarno odporen obrizg s toplotno prevodnosto $\lambda_p = 0,057 \text{ W/mK}$.

$$\text{Koeficient izoliranega prereza: } \frac{A_p}{V} \times \frac{\lambda_p}{d_p} = \frac{O_b \times 1m}{A_x \times 1m} = \frac{2,42}{286 \times 10^{-4}} \times \frac{0,057}{0,0025} = 1929 \text{ m}^{-1}$$

Z izračunanim koeficientom prereza s pomočjo spodnjega grafa določim temperaturo, ki jo doseže izoliran jekleni nosilec v času 30 min. $\rightarrow \Theta_a = 410^\circ\text{C}$

$$k_{y,\Theta} = 0,88$$

$$k_{E,\Theta} = 0,69$$



Slika 104: Določitev temperature izoliranega stebla HEB 650 s pomočjo Evro monograma

- Kontrola stebra, sočasno obremenjenega z upogibnim momentom in osno silo:

$$-1-: \frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{\min,fi} \times A \times k_{y,\theta} \times \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_y \times M_{y,fi,Ed}}{W_{pl,y} \times k_{y,\theta} \times \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} = 0,39 \leq 1 \quad \checkmark$$

$$-2-: \frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{z,fi} \times A \times k_{y,\theta} \times \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_{LT} \times M_{y,fi,Ed}}{\chi_{LT,fi} \times W_{pl,y} \times k_{y,\theta} \times \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} = 0,39 \leq 1 \quad \checkmark$$

Požarno zaščiten nosilec je sposoben prenašati polurno požarno obremenitev!

Faktorji uklona v y smeri:

$$\lambda_{y,\theta} = \lambda_y \times \sqrt{\frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}}} = 0,21$$

$$\varphi_{y,\theta} = \frac{1}{2} [1 + \alpha \times \lambda_{y,\theta} + \lambda_{y,\theta}^2] = 0,58$$

$$\chi_{y,fi} = \frac{1}{\varphi_{y,\theta} + \sqrt{\varphi_{y,\theta}^2 - \lambda_{y,\theta}^2}} = 0,89$$

$$\mu_y = (1,2 \times \beta_M - 3) \times \lambda_{y,\theta} + 0,44 \times \beta_M - 0,29 = 0,03 \leq 0,8 \quad \checkmark$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{fi,Ed}}{\chi_{y,fi} \times A \times k_{y,\theta} \times \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} = 0,99 \leq 0,3 \quad \times \rightarrow k_y = 0,3$$

Faktorji uklona v z smeri:

$$\lambda_{z,\theta} = \lambda_z \times \sqrt{\frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}}} = 0,84$$

$$\varphi_{z,\theta} = \frac{1}{2} [1 + \alpha \times \lambda_{z,\theta} + \lambda_{z,\theta}^2] = 1,08$$

$$\chi_{z,fi} = \frac{1}{\varphi_{z,\theta} + \sqrt{\varphi_{z,\theta}^2 - \lambda_{z,\theta}^2}} = 0,57$$

Faktorji za kontrolo bočne zvrnitve:

$$\lambda_{LT,\theta} = \lambda_{LT} \times \sqrt{\frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}}} = 0,38$$

$$\phi_{LT,\theta} = \frac{1}{2} \times (1 + \alpha \times \lambda_{LT,\theta} + (\lambda_{LT,\theta})^2) = 0,67$$

$$\chi_{LT,fi} = \frac{1}{\phi_{LT,\theta} + \sqrt{[\phi_{LT,\theta}]^2 - [\lambda_{LT,\theta}]^2}} = 1,03$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times \lambda_{z,\theta} \times \beta_M - 0,15 = 0,02 \leq 0,9 \quad \checkmark$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{fi,Ed}}{\chi_{z,fi} \times A \times k_{y,\theta} \times \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} = 0,99 \leq 0,3 \quad \times \rightarrow k_{LT} = 0,3$$

9 ZAKLJUČEK

V diplomski nalogi sem analiziral petnadstropni stanovanjski objekt in zanj izdelal pozicijske načrte. Začel sem z zasnovo nosilne konstrukcije in določitvijo sestave vseh konstrukcijskih sklopov. Nosilno konstrukcijo sem zasnoval tako, da stebri čim manj posegajo v bivanjski prostor ter da imam zagotovljen ustrezen prostor za vključitev stopnišča ter dvigala v konstrukcijo. Določil sem vse obtežbe, ki delujejo na objekt, ter jih med seboj ustrezno kombiniral. Statično in seizmično analizo konstrukcije sem opravil s programom Scia Engineer. Za obe analizi sem uporabil prostorski model konstrukcije. Preveril sem tudi pomike in glede na dovoljene pomike in nosilnost določil ustrezne profile, ki sestavljajo dano konstrukcijo. Ugotovil sem, da je bila za dimenzioniranje momentnih okvirjev (stebri, kakor tudi prečke) merodajna potresna analiza. Za nosilce, ki členkasto povezujejo momentne okvirje in sekundarne sovprežne nosilce, pa so bili merodajni pomiki obtežbe kombinacij MSU. Dimenzioniral sem momentni spoj stebra in prečke in spoj členkasto povezanega sekundarnega sovprežnega nosilca na prečko v momentnem okvirju. Seznanil sem se tudi s principom računa nosilca in stebra, obremenjenega s požarno obtežbo, in ugotovil, da je potrebno za doseganje polurne požarne odpornosti tako na steber kakor tudi na prečko nanesti požarno odporen obrizg.

Z opravljeno diplomsko nalogo sem nadgradil znanja, ki sem jih pridobil tekom študija. Pri tem sem se srečal tudi z novimi problemi, ki sem jih sproti odpravljal. Bolje sem se seznanil s predpisi, ki so potrebni za projektiranje, in izpopolnil svoje poznavanje programa Scia Engineer. Na splošno sem o projektiranju jeklenih konstrukcij izvedel veliko novega in se hkrati naučil veliko uporabnih in koristnih stvari.

VIRI

- [1] Evrokod: Osnove projektiranja konstrukcij. SIST EN 1990:2004.
- [2] Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-1. del: Splošni vplivi – Prostorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb. SIST EN 1991-1-1:2004.
- [3] Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-3. del: Splošni vplivi – Obtežba snega. SIST EN 1991-1-3:2004.
- [4] Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-3. del: Splošni vplivi – Obtežba snega. SIST EN 1991-1-3:2004/A101:2008.
- [5] Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-4. del: Splošni vplivi – Vplivi vetra. SIST EN 1991-1-4:2004.
- [6] Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-4. del: Splošni vplivi – Obtežbe vetra – Nacionalni dodatek. SIST EN 1991-1-4:2005/oA101:2007.
- [7] Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij – 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe. SIST EN 1992-1-1:2005.
- [8] Evrokod 3: Projektiranje jeklenih konstrukcij – 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe. SIST EN 1993-1-1:2005.
- [9] Evrokod 3: Projektiranje jeklenih konstrukcij – 1-2. del: Splošna pravila – Požarnoodporno projektiranje. SIST EN 1993-1-2:2005.
- [10] Evrokod 3: Projektiranje jeklenih konstrukcij – 1-8. del: Projektiranje spojev. SIST EN 1993-1-8:2005.
- [11] Evrokod 4: Projektiranje sovprežnih konstrukcij iz jekla in betona – 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe. SIST EN 1994-1-1:2005.
- [12] Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 1. del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe. SIST EN 1998-1:2005.
- [13] Inštitut za metalne konstrukcije – prednosti in slabosti jeklenih konstrukcij. (2010 Inštitut za metalne konstrukcije)
<http://www.e-konstrukcije.si/index.php?PageID=37#1>
(Pridobljeno 9. 1. 2014.)
- [14] Steklen obešen fasadni sistem Qbiss Air. (2011 Trimo d.d)
<http://www.qbiss.eu/unbeatable-energy-efficient-glass-curtain-wall-system/>
(Pridobljeno 22. 2. 2014.)
- [15] Knauf pregradne stene. (2013 Knauf)
<http://knauf.voipex.si/tehnichni-listi/stenski-sistemi/slike/W11%20slo%20WEB.pdf>
(Pridobljeno 25. 2. 2014.)

[16] DVG brez strojnično dvigalo. (2012 DVG Inženiring d.o.o.)

http://www.dvg.si/brez_strojnica_dvigala

(Pridobljeno 25. 2. 2014.)

[17] Karta potresne nevarnosti. (ARSO)

http://www.arso.gov.si/potresi/potresna%20nevarnost/projektne_pospesek_tal.html

(Pridobljeno 20. 4. 2014.)

[18] Beg, D. (ur.), Pogačnik, A. (ur.). 2009. Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po Evrokod standardih. Ljubljana, Inženirska zbornica Slovenije: 1077 str.

[19] Beg, D. 2011. Požarna odpornost jeklenih in sovprežnih konstrukcij. Učno gradivo za predmet Jeklene stavbe in mostovi. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Katedra za metalne konstrukcije: 67 str.

KAZALO PRILOG

PRILOGA A1: IZPIS DIMENZIONIRANJA PROFILOV V SMERI Y

PRILOGA A2: IZPIS DIMENZIONIRANJA PROFILOV V SMERI X

PRILOGA B: POZICIJSKI NAČRTI

PRILOGA C: KOSOVNICA MATERIALA S POPISOM POZICIJ

PRILOGA D: NAČRTI OBRAVNAVANIH SPOJEV

PRILOGA A1: IZPIS DIMENZIONIRANJA PROFILOV V SMERI Y

Member B438	7,500 m	IPE450	S 355	MSN-NC2	0,49 -
-------------	---------	--------	-------	---------	--------

Partial safety factors	
<i>*Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version*</i>	
Gamma M0 for resistance of cross-sections	1,00
Gamma M1 for resistance to instability	1,00
Gamma M2 for resistance of net sections	1,25

Material		
<i>*Student version* *Student version* *Student version* *Student version*</i>		
Yield strength f_y	355,0	MPa
Ultimate strength f_u	490,0	MPa
Fabrication	Rolled	

....SECTION CHECK:....

The critical check is on position 3.750 m

Internal forces	Calculated	Unit
<i>*Student version* *Student version* *Student version* *Student version*</i>		
N,Ed	-95,71	kN
Vy,Ed	-0,87	kN
Vz,Ed	67,63	kN
T,Ed	0,03	kNm
My,Ed	186,16	kNm
Mz,Ed	-1,04	kNm

Classification for cross-section design

According to EN 1993-1-1 article 5.5.2

Classification of Internal Compression parts

According to EN 1993-1-1 Table 5.2 Sheet 1

Maximum width-to-thickness ratio	40,30
Class 1 Limit	53,77
Class 2 Limit	61,92
Class 3 Limit	86,29

=> Internal Compression parts Class 1

Classification of Outstand Flanges

According to EN 1993-1-1 Table 5.2 Sheet 2

Maximum width-to-thickness ratio	4,75
Class 1 Limit	7,32
Class 2 Limit	8,14
Class 3 Limit	11,24

=> Outstand Flanges Class 1

=> Section classified as Class 1 for cross-section design

Compression check

According to EN 1993-1-1 article 6.2.4 and formula (6.9)

A	9,8800e-03	m ²
Nc,Rd	3507,40	kN
Unity check	0,03	-

Bending moment check for My

According to EN 1993-1-1 article 6.2.5 and formula (6.12),(6.13)

Wpl,y	1,7020e-03	m ³
Mpl,y,Rd	604,21	kNm
Unity check	0,31	-

Bending moment check for Mz

According to EN 1993-1-1 article 6.2.5 and formula (6.12),(6.13)

Wpl,z	2,7600e-04	m ³
Mpl,z,Rd	97,98	kNm
Unity check	0,01	-

Shear check for Vy

According to EN 1993-1-1 article 6.2.6 and formula (6.17)

Eta	1,20	
Av	5,8338e-03	m ²
Vpl,y,Rd	1195,68	kN
Unity check	0,00	-

Shear check for Vz

According to EN 1993-1-1 article 6.2.6 and formula (6.17)

Eta	1,20	
Av	5,0824e-03	m ²
Vpl,z,Rd	1041,69	kN
Unity check	0,06	-

Note: The unity check for torsion is lower than the limit value of 0,05. Therefore torsion is considered as insignificant and is ignored in the combined checks.

Combined bending, axial force and shear force check
According to EN 1993-1-1 article 6.2.9.1 and formula (6.41)

Mpl,y,Rd	604,21	kNm
Alpha	2,00	
Mpl,z,Rd	97,98	kNm
Beta	1,00	

Unity check (6.41) = 0,09 + 0,01 = 0,11 -

Note: Since the shear forces are less than half the plastic shear resistances their effect on the moment resistances is neglected.

Note: Since the axial force satisfies both criteria (6.33) and (6.34) of EN 1993-1-1 article 6.2.9.1(4) its effect on the moment resistance about the y-y axis is neglected.

Note: Since the axial force satisfies criteria (6.35) of EN 1993-1-1 article 6.2.9.1(4) its effect on the moment resistance about the z-z axis is neglected.

The member satisfies the section check.

....**STABILITY CHECK**....

Classification for member buckling design

Decisive position for stability classification: 1,500 m

Classification of Internal Compression parts

According to EN 1993-1-1 Table 5.2 Sheet 1

Maximum width-to-thickness ratio	40,30
Class 1 Limit	26,85
Class 2 Limit	30,92
Class 3 Limit	49,92

=> Internal Compression parts Class 3

Classification of Outstand Flanges

According to EN 1993-1-1 Table 5.2 Sheet 2

Maximum width-to-thickness ratio	4,75
Class 1 Limit	7,32
Class 2 Limit	8,14
Class 3 Limit	11,39

=> Outstand Flanges Class 1

=> Section classified as Class 3 for member buckling design

Flexural Buckling Check

According to EN 1993-1-1 article 6.3.1.1 and formula (6.46)

Buckling parameters	yy	zz	
Sway type	non-sway	non-sway	
System length L	7,500	3,750	m
Buckling factor k	1,00	0,01	
Buckling length Lcr	7,500	0,037	m
Critical Euler load Ncr	12432,02	24701909,08	kN
Slenderness Lambda	40,59	0,91	
Relative slenderness Lambda,rel	0,53	0,01	
Limit slenderness Lambda,rel,0	0,20	0,20	

Note: The slenderness or compression force is such that Flexural Buckling effects may be ignored according to EN 1993-1-1 article 6.3.1.2(4).

Lateral Torsional Buckling Check

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

LTB Parameters		
Method for LTB curve	Art. 6.3.2.2.	
Wy	1.5000e-03	m^3
Elastic critical moment Mcr	1314794571.24	kNm
Relative slenderness Lambda,LT	0,00	
Limit slenderness Lambda,LT,0	0,40	

Mcr Parameters		
LTB length	0.037	m
k	0.01	
kw	1.00	
C1	2.45	
C2	0.00	
C3	0.13	

The slenderness or bending moment is such that Lateral Torsional Buckling effects may be ignored according to EN 1993-1-1 article 6.3.2.2(4)

Compression and bending check

According to article EN 1993-1-1 : 6.3.3. and formula (6.61), (6.62)
Interaction Method 1

Table of values		
kyy	1.004	
kyz	1.000	
kzy	1.004	

Student version *Student version* *Student version* *Student version* *Stu

Table of values		
<i>*Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Stu</i>		
kzz	1.000	
Delta My	0.00	kNm
Delta Mz	0.00	kNm
A	9.8800e-03	m ²
Wy	1.5000e-03	m ³
Wz	1.7600e-04	m ³
NRk	3507.40	kN
My,Rk	532.50	kNm
Mz,Rk	62.48	kNm
My,Ed	-224.83	kNm
Mz,Ed	2.17	kNm
Interaction Method 1		
Mcr0	536650845.41	kNm
reduced slenderness 0	0.00	
Psi y	0.912	
Psi z	-0.480	
Cmy,0	0.996	
Cmz,0	1.000	
Cmy	0.996	
Cmz	1.000	
CmLT	1.000	
muy	1.000	
muz	1.000	
wy	1.135	
wz	1.500	
npl	0.027	
aLT	0.998	
bLT	0.000	
cLT	0.000	
dLT	0.000	
eLT	0.006	
Cyy	1.003	
Cyz	1.020	
Czy	1.000	
Czz	1.015	

Unity check (6.61) = 0.03 + 0.42 + 0.03 = 0.49
 Unity check (6.62) = 0.03 + 0.42 + 0.03 = 0.49

Shear buckling check

in buckling field 1
 According to article EN 1993-1-5 : 5. & 7.1. and formula (5.10) & (7.1)

Table of values	
<i>*Student version* *Student version* *Student</i>	
hw/t	44.766

The web slenderness is such that the Shear Buckling Check is not required.
 The member satisfies the stability check.

Student version

Internal forces

Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version

Section	NEd kN	Vy,Ed kN	Vz,Ed kN	TEd kNm	My,Ed kNm	Mz,Ed kNm
0.00	-95.63	-0.79	140.68	0.11	-205.12	2.18
0.75	-95.43	-0.83	126.24	0.02	-105.00	1.57
0.75	-95.43	-0.83	126.24	0.02	-105.00	1.57
1.50	-95.39	-0.86	111.70	-0.00	-15.75	0.93
1.50	-95.39	-0.86	111.70	-0.00	-15.75	0.93
2.25	-95.46	-0.87	97.08	0.02	62.57	0.28
2.25	-95.46	-0.87	97.08	0.02	62.57	0.28
3.00	-95.57	-0.87	82.39	0.04	129.89	-0.38
3.00	-95.57	-0.87	82.39	0.04	129.89	-0.38
3.75	-95.71	-0.86	67.63	0.03	186.17	-1.04
3.75	-96.19	-0.65	-72.89	0.03	186.17	0.81
4.50	-96.04	-0.66	-87.65	0.04	125.94	0.31
4.50	-96.04	-0.66	-87.65	0.04	125.94	0.31
5.25	-95.91	-0.66	-102.33	0.02	54.67	-0.19
5.25	-95.91	-0.66	-102.33	0.02	54.67	-0.19
6.00	-95.85	-0.65	-116.94	-0.00	-27.59	-0.68
6.00	-95.85	-0.65	-116.94	-0.00	-27.59	-0.68
6.75	-95.90	-0.63	-131.46	0.01	-120.78	-1.17
6.75	-95.90	-0.63	-131.46	0.01	-120.78	-1.17
7.50	-96.14	-0.61	-145.88	0.08	-224.82	-1.64

Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version

Student version

Member B29	20,100 m	HEB650	S 355	MSN-NC2	0,39 -
------------	----------	--------	-------	---------	--------

Partial safety factors	
<i>*Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student</i>	
Gamma M0 for resistance of cross-sections	1,00
Gamma M1 for resistance to instability	1,00
Gamma M2 for resistance of net sections	1,25

Material		
<i>*Student version* *Student version* *Student version* *Stude</i>		
Yield strength fy	355,0	MPa
Ultimate strength fu	490,0	MPa
Fabrication	Rolled	

....SECTION CHECK:....

The critical check is on position 0.000 m

Internal forces	Calculated	Unit
<i>*Student version* *Student version* *Student version* *Stude</i>		
N,Ed	-3023,90	kN
Vy,Ed	0,19	kN
Vz,Ed	-6,26	kN
T,Ed	0,01	kNm
My,Ed	-30,90	kNm
Mz,Ed	-2,15	kNm

Classification for cross-section design

According to EN 1993-1-1 article 5.5.2

Classification of Internal Compression parts

According to EN 1993-1-1 Table 5.2 Sheet 1

Maximum width-to-thickness ratio	33,38
Class 1 Limit	26,85
Class 2 Limit	30,92
Class 3 Limit	35,00

=> Internal Compression parts Class 3

Classification of Outstand Flanges

According to EN 1993-1-1 Table 5.2 Sheet 2

Maximum width-to-thickness ratio	3,71
Class 1 Limit	7,32
Class 2 Limit	8,14
Class 3 Limit	11,22

=> Outstand Flanges Class 1

=> Section classified as Class 3 for cross-section design

Compression check

According to EN 1993-1-1 article 6.2.4 and formula (6.9)

A	2,8630e-02	m ²
Nc,Rd	10163,65	kN
Unity check	0,30	-

Bending moment check for My

According to EN 1993-1-1 article 6.2.5 and formula (6.12),(6.14)

W _{el,y,min}	6,4800e-03	m ³
M _{el,y,Rd}	2300,40	kNm
Unity check	0,01	-

Bending moment check for Mz

According to EN 1993-1-1 article 6.2.5 and formula (6.12),(6.14)

W _{el,z,min}	9,3230e-04	m ³
M _{el,z,Rd}	330,97	kNm
Unity check	0,01	-

Shear check for Vy

According to EN 1993-1-1 article 6.2.6 and formula (6.17)

Eta	1,20	
Av	1,9288e-02	m ²
V _{pl,y,Rd}	3953,26	kN
Unity check	0,00	-

Shear check for Vz

According to EN 1993-1-1 article 6.2.6 and formula (6.17)

Eta	1,20	
Av	1,2200e-02	m ²
V _{pl,z,Rd}	2500,50	kN
Unity check	0,00	-

Note: The unity check for torsion is lower than the limit value of 0,05. Therefore torsion is considered as insignificant and is ignored in the combined checks.

Combined bending, axial force and shear force check
According to EN 1993-1-1 article 6.2.9.2 and formula (6.42)

Normal stresses		
Fibre	1	
Sigma,N,Ed	105,6	MPa
Sigma,My,Ed	4,8	MPa
Sigma,Mz,Ed	2,3	MPa
Sigma,tot,Ed	112,7	MPa
Unity check	0,32	-

The member satisfies the section check.

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

Classification for member buckling design
Decisive position for stability classification: 0,000 m
Classification of Internal Compression parts
According to EN 1993-1-1 Table 5.2 Sheet 1

Maximum width-to-thickness ratio	33,38
Class 1 Limit	26,85
Class 2 Limit	30,92
Class 3 Limit	35,00

=> Internal Compression parts Class 3

Classification of Outstand Flanges
According to EN 1993-1-1 Table 5.2 Sheet 2

Maximum width-to-thickness ratio	3,71
Class 1 Limit	7,32
Class 2 Limit	8,14
Class 3 Limit	11,22

=> Outstand Flanges Class 1

=> Section classified as Class 3 for member buckling design

Flexural Buckling Check
According to EN 1993-1-1 article 6.3.1.1 and formula (6.46)

Buckling parameters	yy	zz	
Sway type	non-sway	non-sway	
System length L	3,350	3,350	m
Buckling factor k	1,00	1,00	
Buckling length Lcr	3,350	3,350	m
Critical Euler load Ncr	388944,64	25818,83	kN
Slenderness Lambda	12,35	47,94	
Relative slenderness Lambda,rel	0,16	0,63	
Limit slenderness Lambda,rel,0	0,20	0,20	
Buckling curve	a	b	
Imperfection Alpha	0,21	0,34	
Reduction factor Chi	1,00	0,82	
Buckling resistance Nb,Rd	10163,65	8365,33	kN

Flexural Buckling verification		
Cross-section area A	2,8630e-02	m ²
Buckling resistance Nb,Rd	8365,33	kN
Unity check	0,36	

Lateral Torsional Buckling Check
According to article EN 1993-1-1 : 6.3.2.1. and formula (6.54)

LTB Parameters		
Method for LTB curve	Art. 6.3.2.2.	
Wy	6,4800e-03	m ³
Elastic critical moment Mcr	10867,19	kNm
Relative slenderness Lambda,LT	0,46	
Limit slenderness Lambda,LT,0	0,40	

Mcr Parameters		
LTB length	3.350	m
k	1.00	
kw	1.00	
C1	1.22	
C2	0.00	
C3	1.00	

The slenderness or bending moment is such that Lateral Torsional Buckling effects may be ignored according to EN 1993-1-1 article 6.3.2.2(4)

Compression and bending check
According to article EN 1993-1-1 : 6.3.3. and formula (6.61), (6.62)
Interaction Method 1

Table of values		
<i>*Student version* *Student version* *Student version* *Student version*</i>		
kyy	1.112	
kyz	1.115	
kzy	1.087	
kzz	1.090	
Delta My	0.00	kNm
Delta Mz	0.00	kNm
A	2.8630e-02	m^2
Wy	6.4800e-03	m^3
Wz	9.3230e-04	m^3
NRk	10163.65	kN
My,Rk	2300.40	kNm
Mz,Rk	330.97	kNm
My,Ed	-50.53	kNm
Mz,Ed	-2.15	kNm
Interaction Method 1		
Mcr0	8895.67	kNm
reduced slenderness 0	0.51	
Psi y	0.612	
Psi z	0.253	
Cmy,0	1.000	
Crz,0	0.985	
Cmy	1.000	
Crz	0.985	
CrnLT	1.104	
muy	1.000	
muz	0.977	
wy	1.130	
wz	1.500	
npl	0.298	
aLT	0.996	
bLT	0.000	
cLT	0.010	
dLT	0.000	
eLT	0.066	
Cyy	1.021	
Cyz	1.188	
Czy	0.962	
Czz	1.131	

Unity check (6.61) = 0.30 + 0.02 + 0.01 = 0.33

Unity check (6.62) = 0.36 + 0.02 + 0.01 = 0.39

Shear buckling check

in buckling field 1

According to article EN 1993-1-5 : 5. & 7.1. and formula (5.10) & (7.1)

Table of values	
<i>*Student version* *Student version* *Student version*</i>	
hw/t	36.750

The web slenderness is such that the Shear Buckling Check is not required.

The member satisfies the stability check.

Internal forces

Student version *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version*

Section	N _{Ed} kN	V _{y,Ed} kN	V _{z,Ed} kN	T _{Ed} kNm	M _{y,Ed} kNm	M _{z,Ed} kNm
0.00	-3023.89	0.19	-6.25	0.01	-30.90	-2.15
0.67	-3021.90	0.33	-6.11	0.02	-35.06	-1.98
0.67	-3021.90	0.33	-6.11	0.02	-35.06	-1.98
1.34	-3019.90	0.45	-5.94	0.02	-39.11	-1.71
1.34	-3019.90	0.45	-5.94	0.02	-39.11	-1.71
2.01	-3017.91	0.56	-5.76	0.02	-43.05	-1.38
2.01	-3017.91	0.56	-5.76	0.02	-43.05	-1.38
2.68	-3015.92	0.63	-5.56	0.02	-46.86	-0.98
2.68	-3015.92	0.63	-5.56	0.02	-46.86	-0.98
3.35	-3013.92	0.68	-5.34	0.02	-50.53	-0.54
3.35	-2515.61	0.03	-22.77	0.01	36.42	-0.54
4.02	-2513.62	0.05	-22.88	0.02	21.08	-0.52
4.02	-2513.62	0.05	-22.88	0.02	21.08	-0.52
4.69	-2511.62	0.08	-22.94	0.02	5.68	-0.48
4.69	-2511.62	0.08	-22.94	0.02	5.68	-0.48
5.36	-2509.63	0.10	-22.94	0.02	-9.74	-0.42
5.36	-2509.63	0.10	-22.94	0.02	-9.74	-0.42
6.03	-2507.63	0.12	-22.88	0.03	-25.14	-0.35
6.03	-2507.63	0.12	-22.88	0.03	-25.14	-0.35
6.70	-2505.64	0.13	-22.76	0.03	-40.48	-0.27
6.70	-2007.87	0.14	-20.65	0.01	36.59	-0.28
7.37	-2005.87	0.15	-20.75	0.02	22.68	-0.19
7.37	-2005.87	0.15	-20.75	0.02	22.68	-0.19
8.04	-2003.88	0.15	-20.80	0.02	8.73	-0.10
8.04	-2003.88	0.15	-20.80	0.02	8.73	-0.10
8.71	-2001.89	0.14	-20.81	0.02	-5.25	-0.00
8.71	-2001.89	0.14	-20.81	0.02	-5.25	-0.00
9.38	-1999.89	0.14	-20.78	0.02	-19.22	0.09
9.38	-1999.89	0.14	-20.78	0.02	-19.22	0.09
10.05	-1997.90	0.13	-20.71	0.03	-33.16	0.18
10.05	-1501.78	0.02	-22.48	0.01	42.95	0.16
10.72	-1499.79	0.01	-22.57	0.01	27.82	0.16
10.72	-1499.79	0.01	-22.57	0.01	27.82	0.16
11.39	-1497.79	-0.00	-22.62	0.01	12.66	0.16
11.39	-1497.79	-0.00	-22.62	0.01	12.66	0.16
12.06	-1495.80	-0.01	-22.63	0.02	-2.54	0.15
12.06	-1495.80	-0.01	-22.63	0.02	-2.54	0.15
12.73	-1493.80	-0.02	-22.62	0.02	-17.73	0.14
12.73	-1493.80	-0.02	-22.62	0.02	-17.73	0.14
13.40	-1491.81	-0.03	-22.57	0.02	-32.89	0.11
13.40	-997.55	0.14	-22.21	-0.00	47.64	0.09
14.07	-995.56	0.13	-22.27	0.01	32.72	0.17
14.07	-995.56	0.13	-22.27	0.01	32.72	0.17
14.74	-993.56	0.12	-22.32	0.01	17.76	0.25
14.74	-993.56	0.12	-22.32	0.01	17.76	0.25
15.41	-991.57	0.11	-22.34	0.01	2.77	0.33
15.41	-991.57	0.11	-22.34	0.01	2.77	0.33
16.08	-989.58	0.09	-22.34	0.02	-12.21	0.39
16.08	-989.58	0.09	-22.34	0.02	-12.21	0.39
16.75	-987.58	0.08	-22.31	0.02	-27.19	0.44
16.75	-494.39	-0.09	-46.01	-0.00	63.63	0.41
17.42	-492.39	-0.09	-46.05	0.01	32.77	0.35
17.42	-492.39	-0.09	-46.05	0.01	32.77	0.35
18.09	-490.40	-0.10	-46.07	0.01	1.89	0.28
18.09	-490.40	-0.10	-46.07	0.01	1.89	0.28
18.76	-488.40	-0.11	-46.06	0.02	-29.00	0.20
18.76	-488.40	-0.11	-46.06	0.02	-29.00	0.20
19.43	-486.41	-0.12	-46.03	0.02	-59.87	0.12
19.43	-486.41	-0.12	-46.03	0.02	-59.87	0.12
20.10	-484.42	-0.12	-45.98	0.03	-90.72	0.04

Student version

Member B457	7,500 m	IPE450	S 355	MSN-NC4	0,73 -
-------------	---------	--------	-------	---------	--------

Partial safety factors

Student version *Student version* *Student version* *Student version* *Student	
Gamma M0 for resistance of cross-sections	1,00
Gamma M1 for resistance to instability	1,00
Gamma M2 for resistance of net sections	1,25

Material

Student version *Student version* *Student version* *Stude		
Yield strength f_y	355,0	MPa
Ultimate strength f_u	490,0	MPa
Fabrication	Rolled	

....SECTION CHECK:....

The critical check is on position 3.750 m

Internal forces	Calculated	Unit
Student version *Student version* *Student version* *Stude		
N,Ed	-0,74	kN
Vy,Ed	-0,54	kN
Vz,Ed	76,22	kN
T,Ed	-0,05	kNm
My,Ed	433,83	kNm
Mz,Ed	-0,64	kNm

Classification for cross-section design

According to EN 1993-1-1 article 5.5.2

Classification of Internal Compression parts

According to EN 1993-1-1 Table 5.2 Sheet 1

Maximum width-to-thickness ratio	40,30
Class 1 Limit	58,54
Class 2 Limit	67,41
Class 3 Limit	100,45

=> Internal Compression parts Class 1

Classification of Outstand Flanges

According to EN 1993-1-1 Table 5.2 Sheet 2

Maximum width-to-thickness ratio	4,75
Class 1 Limit	7,32
Class 2 Limit	8,14
Class 3 Limit	11,21

=> Outstand Flanges Class 1

=> Section classified as Class 1 for cross-section design

Compression check

According to EN 1993-1-1 article 6.2.4 and formula (6.9)

A	9,8800e-03	m ²
Nc,Rd	3507,40	kN
Unity check	0,00	-

Bending moment check for My

According to EN 1993-1-1 article 6.2.5 and formula (6.12),(6.13)

Wpl,y	1,7020e-03	m ³
Mpl,y,Rd	604,21	kNm
Unity check	0,72	-

Bending moment check for Mz

According to EN 1993-1-1 article 6.2.5 and formula (6.12),(6.13)

Wpl,z	2,7600e-04	m ³
Mpl,z,Rd	97,98	kNm
Unity check	0,01	-

Shear check for Vy

According to EN 1993-1-1 article 6.2.6 and formula (6.17)

Eta	1,20	
Av	5,8338e-03	m ²
Vpl,y,Rd	1195,68	kN
Unity check	0,00	-

Shear check for Vz

According to EN 1993-1-1 article 6.2.6 and formula (6.17)

Eta	1,20	
Av	5,0824e-03	m ²
Vpl,z,Rd	1041,69	kN
Unity check	0,07	-

Note: The unity check for torsion is lower than the limit value of 0,05. Therefore torsion is considered as insignificant and is ignored in the combined checks.

Combined bending, axial force and shear force check
According to EN 1993-1-1 article 6.2.9.1 and formula (6.41)

Mpl,y,Rd	604,21	kNm
Alpha	2,00	
Mpl,z,Rd	97,98	kNm
Beta	1,00	

Unity check (6.41) = 0,52 + 0,01 = 0,52 -

Note: Since the shear forces are less than half the plastic shear resistances their effect on the moment resistances is neglected.

Note: Since the axial force satisfies both criteria (6.33) and (6.34) of EN 1993-1-1 article 6.2.9.1(4) its effect on the moment resistance about the y-y axis is neglected.

Note: Since the axial force satisfies criteria (6.35) of EN 1993-1-1 article 6.2.9.1(4) its effect on the moment resistance about the z-z axis is neglected.

The member satisfies the section check.

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

Classification for member buckling design

Decisive position for stability classification: 0,750 m

Classification of Internal Compression parts

According to EN 1993-1-1 Table 5.2 Sheet 1

Maximum width-to-thickness ratio	40,30
Class 1 Limit	58,67
Class 2 Limit	67,64
Class 3 Limit	100,89

=> Internal Compression parts Class 1

Classification of Outstand Flanges

According to EN 1993-1-1 Table 5.2 Sheet 2

Maximum width-to-thickness ratio	4,75
Class 1 Limit	7,32
Class 2 Limit	8,14
Class 3 Limit	11,26

=> Outstand Flanges Class 1

=> Section classified as Class 1 for member buckling design

Flexural Buckling Check

According to EN 1993-1-1 article 6.3.1.1 and formula (6.46)

Buckling parameters	yy	zz	
Sway type	non-sway	non-sway	
System length L	7,500	3,750	m
Buckling factor k	1,00	0,01	
Buckling length Lcr	7,500	0,037	m
Critical Euler load Ncr	12432,02	24701909,08	kN
Slenderness Lambda	40,59	0,91	
Relative slenderness Lambda,rel	0,53	0,01	
Limit slenderness Lambda,rel,0	0,20	0,20	

Note: The slenderness or compression force is such that Flexural Buckling effects may be ignored according to EN 1993-1-1 article 6.3.1.2(4).

Lateral Torsional Buckling Check

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

LTB Parameters		
Method for LTB curve	Art. 6.3.2.2	
Wy	1.7020e-03	m^3
Elastic critical moment Mcr	8567128.39	kNm
Relative slenderness Lambda,LT	0,01	
Limit slenderness Lambda,LT,0	0,40	

Mcr Parameters		
LTB length	0.037	m
k	1.00	
kw	1.00	
C1	1.60	
C2	0.05	
C3	1.00	

The slenderness or bending moment is such that Lateral Torsional Buckling effects may be ignored according to EN 1993-1-1 article 6.3.2.2(4)

Compression and bending check

According to article EN 1993-1-1 : 6.3.3. and formula (6.61), (6.62)
Interaction Method 1

Table of values		
kyy	1.000	
kzy	0.690	
kzy	0.522	

Student version *Student version* *Student version* *Student version* *

Table of values		
<i>*Student version* *Student version* *Student version* *Student version*</i>		
kzz	1.000	
Delta My	0.00	kNm
Delta Mz	0.00	kNm
A	9.8800e-03	m^2
Wy	1.7020e-03	m^3
Wz	2.7600e-04	m^3
NRk	3507.40	kN
My,Rk	604.21	kNm
Mz,Rk	97.98	kNm
My,Ed	433.83	kNm
Mz,Ed	1.40	kNm
Interaction Method 1		
Mcr0	5366508.45	kNm
reduced slenderness 0	0.01	
Psi y	-0.697	
Psi z	-0.453	
Cmy,0	1.000	
Cmz,0	1.000	
Cmy	1.000	
Cmz	1.000	
CmLT	1.000	
muy	1.000	
muz	1.000	
wy	1.135	
wz	1.500	
npl	0.000	
aLT	0.998	
bLT	0.000	
cLT	0.000	
dLT	0.002	
eLT	0.129	
Cyy	1.000	
Cyz	1.000	
Czy	1.000	
Czz	1.000	

Unity check (6.61) = 0.00 + 0.72 + 0.01 = 0.73
 Unity check (6.62) = 0.00 + 0.37 + 0.01 = 0.39

Shear buckling check

in buckling field 1
 According to article EN 1993-1-5 : 5. & 7.1. and formula (5.10) & (7.1)

Table of values	
<i>*Student version* *Student version* *Student version*</i>	
hw/t	44.766

The web slenderness is such that the Shear Buckling Check is not required.
 The member satisfies the stability check.

Student version

Internal forces

Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version

Section	NEd kN	Vy,Ed kN	Vz,Ed kN	TEd kNm	My,Ed kNm	Mz,Ed kNm
0.00	1.26	-0.54	155.15	0.02	0.01	1.41
0.75	0.98	-0.54	139.36	-0.01	110.45	1.00
0.75	0.98	-0.54	139.36	-0.01	110.45	1.00
1.50	0.57	-0.54	123.58	-0.01	209.06	0.59
1.50	0.57	-0.54	123.58	-0.01	209.06	0.59
2.25	0.11	-0.54	107.79	-0.00	295.82	0.18
2.25	0.11	-0.54	107.79	-0.00	295.82	0.18
3.00	-0.34	-0.54	92.01	-0.00	370.75	-0.22
3.00	-0.34	-0.54	92.01	-0.00	370.75	-0.22
3.75	-0.73	-0.53	76.22	-0.04	433.83	-0.63
3.75	-0.37	-0.56	-76.21	-0.04	433.83	0.72
4.50	0.02	-0.56	-92.00	0.01	370.75	0.30
4.50	0.02	-0.56	-92.00	0.01	370.75	0.30
5.25	0.47	-0.56	-107.79	0.02	295.82	-0.13
5.25	0.47	-0.56	-107.79	0.02	295.82	-0.13
6.00	0.92	-0.56	-123.57	-0.00	209.06	-0.55
6.00	0.92	-0.56	-123.57	-0.00	209.06	-0.55
6.75	1.32	-0.55	-139.35	-0.00	110.45	-0.97
6.75	1.32	-0.55	-139.35	-0.00	110.45	-0.97
7.50	1.61	-0.55	-155.14	0.02	-0.00	-1.39

Student version

PRILOGA A2: IZPIS DIMENZIONIRANJA PROFILOV V SMERI X

Member B448	7,000 m	IPE500	S 355	MSN-NC4	0,33 -
-------------	---------	--------	-------	---------	--------

Partial safety factors

<i>*Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student</i>	
Gamma M0 for resistance of cross-sections	1,00
Gamma M1 for resistance to instability	1,00
Gamma M2 for resistance of net sections	1,25

Material

<i>*Student version* *Student version* *Student version* *Stude</i>		
Yield strength f_y	355,0	MPa
Ultimate strength f_u	490,0	MPa
Fabrication	Rolled	

....SECTION CHECK:....

The critical check is on position 3.500 m

Internal forces	Calculated	Unit
<i>*Student version* *Student version* *Student version* *Stude</i>		
N,Ed	-79,94	kN
Vy,Ed	0,22	kN
Vz,Ed	80,42	kN
T,Ed	-0,03	kNm
My,Ed	173,51	kNm
Mz,Ed	0,79	kNm

Classification for cross-section design

According to EN 1993-1-1 article 5.5.2

Classification of Internal Compression parts

According to EN 1993-1-1 Table 5.2 Sheet 1

Maximum width-to-thickness ratio	41,76
Class 1 Limit	55,20
Class 2 Limit	63,56
Class 3 Limit	86,64

=> Internal Compression parts Class 1

Classification of Outstand Flanges

According to EN 1993-1-1 Table 5.2 Sheet 2

Maximum width-to-thickness ratio	4,62
Class 1 Limit	7,32
Class 2 Limit	8,14
Class 3 Limit	11,23

=> Outstand Flanges Class 1

=> Section classified as Class 1 for cross-section design

Compression check

According to EN 1993-1-1 article 6.2.4 and formula (6.9)

A	1,1600e-02	m ²
Nc,Rd	4118,00	kN
Unity check	0,02	-

Bending moment check for My

According to EN 1993-1-1 article 6.2.5 and formula (6.12),(6.13)

Wpl,y	2,1940e-03	m ³
Mpl,y,Rd	778,87	kNm
Unity check	0,22	-

Bending moment check for Mz

According to EN 1993-1-1 article 6.2.5 and formula (6.12),(6.13)

Wpl,z	3,3600e-04	m ³
Mpl,z,Rd	119,28	kNm
Unity check	0,01	-

Shear check for Vy

According to EN 1993-1-1 article 6.2.6 and formula (6.17)

Eta	1,20	
Av	6,7182e-03	m ²
Vpl,y,Rd	1376,97	kN
Unity check	0,00	-

Shear check for Vz

According to EN 1993-1-1 article 6.2.6 and formula (6.17)

Eta	1,20	
Av	6,0352e-03	m ²
Vpl,z,Rd	1236,97	kN
Unity check	0,07	-

Note: The unity check for torsion is lower than the limit value of 0,05. Therefore torsion is considered as insignificant and is ignored in the combined checks.

Combined bending, axial force and shear force check

According to EN 1993-1-1 article 6.2.9.1 and formula (6.41)

Mpl,y,Rd	778,87	kNm
Alpha	2,00	
Mpl,z,Rd	119,28	kNm
Beta	1,00	

Unity check (6.41) = 0,05 + 0,01 = 0,06 -

Note: Since the shear forces are less than half the plastic shear resistances their effect on the moment resistances is neglected.

Note: Since the axial force satisfies both criteria (6.33) and (6.34) of EN 1993-1-1 article 6.2.9.1(4) its effect on the moment resistance about the y-y axis is neglected.

Note: Since the axial force satisfies criteria (6.35) of EN 1993-1-1 article 6.2.9.1(4) its effect on the moment resistance about the z-z axis is neglected.

The member satisfies the section check.

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

Classification for member buckling design

Decisive position for stability classification: 5,600 m

Classification of Internal Compression parts

According to EN 1993-1-1 Table 5.2 Sheet 1

Maximum width-to-thickness ratio	41,76
Class 1 Limit	26,85
Class 2 Limit	30,92
Class 3 Limit	48,40

=> Internal Compression parts Class 3

Classification of Outstand Flanges

According to EN 1993-1-1 Table 5.2 Sheet 2

Maximum width-to-thickness ratio	4,62
Class 1 Limit	7,32
Class 2 Limit	8,14
Class 3 Limit	11,38

=> Outstand Flanges Class 1

=> Section classified as Class 3 for member buckling design

Flexural Buckling Check

According to EN 1993-1-1 article 6.3.1.1 and formula (6.46)

Buckling parameters	yy	zz	
Sway type	non-sway	non-sway	
System length L	7,000	3,500	m
Buckling factor k	1,00	0,01	
Buckling length Lcr	7,000	0,035	m
Critical Euler load Ncr	20387,78	36241187,36	kN
Slenderness Lambda	34,34	0,81	
Relative slenderness Lambda,rel	0,45	0,01	
Limit slenderness Lambda,rel,0	0,20	0,20	

Note: The slenderness or compression force is such that Flexural Buckling effects may be ignored according to EN 1993-1-1 article 6.3.1.2(4).

Lateral Torsional Buckling Check

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

LTB Parameters		
Method for LTB curve	Art. 6.3.2.2.	
Wy	1.9300e-03	m^3
Elastic critical moment Mcr	23801058.46	kNm
Relative slenderness Lambda,LT	0.01	
Limit slenderness Lambda,LT,0	0.40	

Mcr Parameters		
LTB length	0.035	m
k	1.00	
kw	1.00	
C1	2.72	
C2	0.11	
C3	1.00	

The slenderness or bending moment is such that Lateral Torsional Buckling effects may be ignored according to EN 1993-1-1 article 6.3.2.2(4)

Compression and bending check

According to article EN 1993-1-1 : 6.3.3. and formula (6.61), (6.62)

Interaction Method 1

Table of values		
kyy	1.002	
kyz	1.000	
kzy	1.002	

**Student version* *Student version* *Student version* *Student version* **

Table of values		
kzz	1.000	
Delta My	0.00	kNm
Delta Mz	0.00	kNm
A	1.1600e-02	m ²
Wy	1.9300e-03	m ³
Wz	2.1400e-04	m ³
NRk	4118.00	kN
My,Rk	685.15	kNm
Mz,Rk	75.97	kNm
My,Ed	-203.31	kNm
Mz,Ed	0.79	kNm
Interaction Method 1		
Mcr0	8751476.18	kNm
reduced slenderness 0	0.01	
Psi y	0.858	
Psi z	-0.081	
Cmy,0	0.998	
Cmz,0	1.000	
Cmy	0.998	
Cmz	1.000	
CmLT	1.000	
muy	1.000	
muz	1.000	
wy	1.137	
wz	1.500	
npl	0.019	
aLT	0.998	
bLT	0.000	
cLT	0.000	
dLT	0.000	
eLT	0.039	
Cyy	1.003	
Cyz	1.016	
Czy	1.001	
Czz	1.012	

Unity check (6.61) = 0.02 + 0.30 + 0.01 = 0.33
 Unity check (6.62) = 0.02 + 0.30 + 0.01 = 0.33

Shear buckling check

in buckling field 1
 According to article EN 1993-1-5 : 5. & 7.1. and formula (5.10) & (7.1)

Table of values	
hw/t	45.882

The web slenderness is such that the Shear Buckling Check is not required.
 The member satisfies the stability check.

Student version

Internal forces

Student version *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *St

Section	NEd kN	Vy,Ed kN	Vz,Ed kN	TEd kNm	My,Ed kNm	Mz,Ed kNm
0.00	-79.93	0.27	134.70	0.09	-203.31	-0.06
0.70	-79.80	0.26	123.93	0.05	-112.77	0.12
0.70	-79.80	0.26	123.93	0.05	-112.77	0.12
1.40	-79.75	0.25	113.12	0.02	-29.79	0.30
1.40	-79.75	0.25	113.12	0.02	-29.79	0.30
2.10	-79.78	0.25	102.26	-0.01	45.61	0.47
2.10	-79.78	0.25	102.26	-0.01	45.61	0.47
2.80	-79.85	0.23	91.36	-0.02	113.38	0.64
2.80	-79.85	0.23	91.36	-0.02	113.38	0.64
3.50	-79.94	0.22	80.42	-0.02	173.52	0.79
3.50	-79.94	0.01	-72.17	-0.02	173.52	0.76
4.20	-79.86	-0.01	-83.11	-0.00	119.15	0.75
4.20	-79.86	-0.01	-83.11	-0.00	119.15	0.75
4.90	-79.79	-0.02	-94.01	0.01	57.14	0.74
4.90	-79.79	-0.02	-94.01	0.01	57.14	0.74
5.60	-79.76	-0.03	-104.88	-0.00	-12.49	0.72
5.60	-79.76	-0.03	-104.88	-0.00	-12.49	0.72
6.30	-79.78	-0.05	-115.71	-0.02	-89.72	0.69
6.30	-79.78	-0.05	-115.71	-0.02	-89.72	0.69
7.00	-79.88	-0.06	-126.49	-0.07	-174.51	0.64

Student version *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *St

Student version

Member B16	20,100 m	HEM800	S 355	MSU-NC6.2	0,31 -
------------	----------	--------	-------	-----------	--------

Partial safety factors	
<i>*Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student</i>	
Gamma M0 for resistance of cross-sections	1,00
Gamma M1 for resistance to instability	1,00
Gamma M2 for resistance of net sections	1,25

Material		
<i>*Student version* *Student version* *Student version* *Stude</i>		
Yield strength f_y	355,0	MPa
Ultimate strength f_u	490,0	MPa
Fabrication	Rolled	

....SECTION CHECK:....

The critical check is on position 0.000 m

Internal forces	Calculated	Unit
<i>*Student version* *Student version* *Student version* *Stude</i>		
N,Ed	-1533,93	kN
Vy,Ed	-9,27	kN
Vz,Ed	-9,11	kN
T,Ed	-0,08	kNm
My,Ed	-20,77	kNm
Mz,Ed	67,98	kNm

Classification for cross-section design

According to EN 1993-1-1 article 5.5.2

Classification of Internal Compression parts

According to EN 1993-1-1 Table 5.2 Sheet 1

Maximum width-to-thickness ratio	32,10
Class 1 Limit	26,85
Class 2 Limit	30,92
Class 3 Limit	35,10

=> Internal Compression parts Class 3

Classification of Outstand Flanges

According to EN 1993-1-1 Table 5.2 Sheet 2

Maximum width-to-thickness ratio	2,77
Class 1 Limit	7,32
Class 2 Limit	8,14
Class 3 Limit	11,88

=> Outstand Flanges Class 1

=> Section classified as Class 3 for cross-section design

Compression check

According to EN 1993-1-1 article 6.2.4 and formula (6.9)

A	4,0430e-02	m ²
Nc,Rd	14352,65	kN
Unity check	0,11	-

Bending moment check for My

According to EN 1993-1-1 article 6.2.5 and formula (6.12),(6.14)

W _{el,y,min}	1,0870e-02	m ³
M _{el,y,Rd}	3858,85	kNm
Unity check	0,01	-

Bending moment check for Mz

According to EN 1993-1-1 article 6.2.5 and formula (6.12),(6.14)

W _{el,z,min}	1,2300e-03	m ³
M _{el,z,Rd}	436,65	kNm
Unity check	0,16	-

Shear check for Vy

According to EN 1993-1-1 article 6.2.6 and formula (6.17)

Eta	1,20	
A _v	2,5311e-02	m ²
V _{pl,y,Rd}	5187,73	kN
Unity check	0,00	-

Shear check for Vz

According to EN 1993-1-1 article 6.2.6 and formula (6.17)

Eta	1,20	
A _v	1,9430e-02	m ²
V _{pl,z,Rd}	3982,36	kN
Unity check	0,00	-

Unity check	0,00	-
-------------	------	---

Note: The unity check for torsion is lower than the limit value of 0,05. Therefore torsion is considered as insignificant and is ignored in the combined checks.

Combined bending, axial force and shear force check
According to EN 1993-1-1 article 6.2.9.2 and formula (6.42)

Normal stresses		
<i>*Student version* *Student version* *Student version*</i>		
Fibre	3	
Sigma,N,Ed	37,9	MPa
Sigma,My,Ed	1,9	MPa
Sigma,Mz,Ed	55,4	MPa
Sigma,tot,Ed	95,2	MPa
Unity check	0,27	-

The member satisfies the section check.

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

Classification for member buckling design

Decisive position for stability classification: 0,000 m

Classification of Internal Compression parts

According to EN 1993-1-1 Table 5.2 Sheet 1

Maximum width-to-thickness ratio	32,10
Class 1 Limit	26,85
Class 2 Limit	30,92
Class 3 Limit	35,10

=> Internal Compression parts Class 3

Classification of Outstand Flanges

According to EN 1993-1-1 Table 5.2 Sheet 2

Maximum width-to-thickness ratio	2,77
Class 1 Limit	7,32
Class 2 Limit	8,14
Class 3 Limit	11,88

=> Outstand Flanges Class 1

=> Section classified as Class 3 for member buckling design

Flexural Buckling Check

According to EN 1993-1-1 article 6.3.1.1 and formula (6.46)

Buckling parameters	yy	zz	
<i>*Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student ve</i>			
Sway type	non-sway	non-sway	
System length L	3,350	3,350	m
Buckling factor k	1,00	1,00	
Buckling length Lcr	3,350	3,350	m
Critical Euler load Ncr	818150,41	34351,24	kN
Slenderness Lambda	10,12	49,39	
Relative slenderness Lambda,rel	0,13	0,65	
Limit slenderness Lambda,rel,0	0,20	0,20	
Buckling curve	a	b	
Imperfection Alpha	0,21	0,34	
Reduction factor Chi	1,00	0,81	
Buckling resistance Nb,Rd	14352,65	11670,11	kN

Flexural Buckling verification

**Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student ve*

Cross-section area A	4,0430e-02	m ²
Buckling resistance Nb,Rd	11670,11	kN
Unity check	0,13	-

Lateral Torsional Buckling Check

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

LTB Parameters		
<i>*Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version*</i>		
Method for LTB curve	Art. 6.3.2.2.	
Wy	1.0870e-02	m ³
Elastic critical moment Mcr	20611.47	kNm
Relative slenderness Lambda,LT	0,43	
Limit slenderness Lambda,LT,0	0,40	

Mcr Parameters

Student version* *Student version* *Student version

LTB length	3.350	m
k	1.00	
kw	1.00	
C1	1.38	
C2	0.00	
C3	1.00	

The slenderness or bending moment is such that Lateral Torsional Buckling effects may be ignored according to EN 1993-1-1 article 6.3.2.2(4)

Compression and bending check

According to article EN 1993-1-1 : 6.3.3. and formula (6.61), (6.62)
Interaction Method 1

Table of values		
<i>*Student version* *Student version* *Student version* *Student version*</i>		
kyy	1.035	
kyz	1.041	
kzy	1.026	
kzz	1.032	
Delta My	0.00	kNm
Delta Mz	0.00	kNm
A	4.0430e-02	m^2
Wy	1.0870e-02	m^3
Wz	1.2300e-03	m^3
NRk	14352.65	kN
My,Rk	3858.85	kNm
Mz,Rk	436.65	kNm
My,Ed	-51.08	kNm
Mz,Ed	67.98	kNm
Interaction Method 1		
Mcr0	14895.59	kNm
reduced slenderness 0	0.51	
Psi y	0.407	
Psi z	0.365	
Cmy,0	1.000	
Cmz,0	0.994	
Cmy	1.000	
Cmz	0.994	
CmLT	1.033	
muy	1.000	
muz	0.991	
wy	1.149	
wz	1.500	
npl	0.107	
aLT	0.996	
bLT	0.000	
cLT	0.006	
dLT	0.004	
eLT	0.036	
Cyy	1.008	
Cyz	1.063	
Czy	0.985	
Czz	1.045	

Unity check (6.61) = 0.11 + 0.01 + 0.16 = 0.28
 Unity check (6.62) = 0.13 + 0.01 + 0.16 = 0.31

Shear buckling check

in buckling field 1

According to article EN 1993-1-5 : 5. & 7.1. and formula (5.10) & (7.1)

Table of values	
<i>*Student version* *Student version* *Student version*</i>	
hw/t	34.952

The web slenderness is such that the Shear Buckling Check is not required.
 The member satisfies the stability check.

Internal forces

Student version *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version*

Section	NEd kN	Vy,Ed kN	Vz,Ed kN	TEd kNm	My,Ed kNm	Mz,Ed kNm
0.00	-1533.93	-9.26	-9.11	-0.07	-20.76	67.99
0.67	-1531.83	-10.95	-9.08	-0.10	-26.87	61.19
0.67	-1531.83	-10.95	-9.08	-0.10	-26.87	61.19
1.34	-1529.73	-12.45	-9.06	-0.14	-32.96	53.33
1.34	-1529.73	-12.45	-9.06	-0.14	-32.96	53.33
2.01	-1527.63	-13.73	-9.02	-0.19	-39.03	44.54
2.01	-1527.63	-13.73	-9.02	-0.19	-39.03	44.54
2.68	-1525.54	-14.76	-8.98	-0.23	-45.07	34.97
2.68	-1525.54	-14.76	-8.98	-0.23	-45.07	34.97
3.35	-1523.45	-15.53	-8.93	-0.28	-51.08	24.79
3.35	-1292.82	-8.26	-16.63	-0.06	20.39	24.84
4.02	-1290.73	-8.73	-16.64	-0.10	9.23	19.13
4.02	-1290.73	-8.73	-16.64	-0.10	9.23	19.13
4.69	-1288.64	-9.08	-16.65	-0.15	-1.94	13.15
4.69	-1288.64	-9.08	-16.65	-0.15	-1.94	13.15
5.36	-1286.56	-9.29	-16.65	-0.21	-13.11	6.98
5.36	-1286.56	-9.29	-16.65	-0.21	-13.11	6.98
6.03	-1284.47	-9.36	-16.64	-0.27	-24.28	0.72
6.03	-1284.47	-9.36	-16.64	-0.27	-24.28	0.72
6.70	-1282.39	-9.29	-16.62	-0.32	-35.43	-5.54
6.70	-1059.04	-4.42	-17.65	-0.00	27.87	-5.47
7.37	-1056.95	-4.28	-17.68	-0.06	16.03	-8.39
7.37	-1056.95	-4.28	-17.68	-0.06	16.03	-8.39
8.04	-1054.87	-4.08	-17.69	-0.12	4.17	-11.20
8.04	-1054.87	-4.08	-17.69	-0.12	4.17	-11.20
8.71	-1052.78	-3.84	-17.69	-0.17	-7.69	-13.86
8.71	-1052.78	-3.84	-17.69	-0.17	-7.69	-13.86
9.38	-1050.70	-3.56	-17.69	-0.22	-19.56	-16.35
9.38	-1050.70	-3.56	-17.69	-0.22	-19.56	-16.35
10.05	-1048.61	-3.23	-17.68	-0.26	-31.41	-18.63
10.05	-818.99	-0.66	-18.27	0.05	36.48	-18.54
10.72	-816.91	-0.38	-18.29	-0.00	24.22	-18.89
10.72	-816.91	-0.38	-18.29	-0.00	24.22	-18.89
11.39	-814.82	-0.10	-18.31	-0.05	11.95	-19.05
11.39	-814.82	-0.10	-18.31	-0.05	11.95	-19.05
12.06	-812.73	0.17	-18.32	-0.09	-0.33	-19.03
12.06	-812.73	0.17	-18.32	-0.09	-0.33	-19.03
12.73	-810.65	0.45	-18.32	-0.12	-12.61	-18.83
12.73	-810.65	0.45	-18.32	-0.12	-12.61	-18.83
13.40	-808.56	0.72	-18.31	-0.15	-24.89	-18.44
13.40	-585.15	1.49	-24.80	0.05	38.80	-18.36
14.07	-583.06	1.67	-24.82	-0.00	22.17	-17.30
14.07	-583.06	1.67	-24.82	-0.00	22.17	-17.30
14.74	-580.97	1.85	-24.83	-0.03	5.53	-16.12
14.74	-580.97	1.85	-24.83	-0.03	5.53	-16.12
15.41	-578.89	2.01	-24.83	-0.06	-11.12	-14.83
15.41	-578.89	2.01	-24.83	-0.06	-11.12	-14.83
16.08	-576.80	2.16	-24.83	-0.07	-27.76	-13.43
16.08	-576.80	2.16	-24.83	-0.07	-27.76	-13.43
16.75	-574.72	2.29	-24.82	-0.09	-44.40	-11.94
16.75	-333.84	3.36	-46.20	-0.09	44.93	-11.82
17.42	-331.75	3.43	-46.21	-0.12	13.96	-9.55
17.42	-331.75	3.43	-46.21	-0.12	13.96	-9.55
18.09	-329.67	3.48	-46.22	-0.15	-17.01	-7.24
18.09	-329.67	3.48	-46.22	-0.15	-17.01	-7.24
18.76	-327.58	3.52	-46.22	-0.16	-47.99	-4.90
18.76	-327.58	3.52	-46.22	-0.16	-47.99	-4.90
19.43	-325.50	3.54	-46.21	-0.17	-78.96	-2.54
19.43	-325.50	3.54	-46.21	-0.17	-78.96	-2.54
20.10	-323.41	3.55	-46.19	-0.19	-109.93	-0.18

Student version

Member B393	7,000 m	IPE450	S 355	MSN-NC2	0,69 -
-------------	---------	--------	-------	---------	--------

Partial safety factors

Student version *Student version* *Student version* *Student version* *Student version*	
Gamma M0 for resistance of cross-sections	1,00
Gamma M1 for resistance to instability	1,00
Gamma M2 for resistance of net sections	1,25

Material

Student version *Student version* *Student version* *Student version* *Student version*		
Yield strength f_y	355,0	MPa
Ultimate strength f_u	490,0	MPa
Fabrication	Rolled	

....SECTION CHECK:....

The critical check is on position 3.500 m

Internal forces

Internal forces	Calculated	Unit
Student version *Student version* *Student version* *Student version* *Student version*		
N,Ed	-5,83	kN
Vy,Ed	-0,04	kN
Vz,Ed	-73,05	kN
T,Ed	-0,01	kNm
My,Ed	345,90	kNm
Mz,Ed	0,44	kNm

Classification for cross-section design

According to EN 1993-1-1 article 5.5.2

Classification of Internal Compression parts

According to EN 1993-1-1 Table 5.2 Sheet 1

Maximum width-to-thickness ratio	40,30
Class 1 Limit	58,26
Class 2 Limit	67,09
Class 3 Limit	99,92

=> Internal Compression parts Class 1

Classification of Outstand Flanges

According to EN 1993-1-1 Table 5.2 Sheet 2

Maximum width-to-thickness ratio	4,75
Class 1 Limit	7,32
Class 2 Limit	8,14
Class 3 Limit	11,21

=> Outstand Flanges Class 1

=> Section classified as Class 1 for cross-section design

Compression check

According to EN 1993-1-1 article 6.2.4 and formula (6.9)

A	9,8800e-03	m ²
Nc,Rd	3507,40	kN
Unity check	0,00	-

Bending moment check for My

According to EN 1993-1-1 article 6.2.5 and formula (6.12),(6.13)

Wpl,y	1,7020e-03	m ³
Mpl,y,Rd	604,21	kNm
Unity check	0,57	-

Bending moment check for Mz

According to EN 1993-1-1 article 6.2.5 and formula (6.12),(6.13)

Wpl,z	2,7600e-04	m ³
Mpl,z,Rd	97,98	kNm
Unity check	0,00	-

Shear check for Vy

According to EN 1993-1-1 article 6.2.6 and formula (6.17)

Eta	1,20	
Av	5,8338e-03	m ²
Vpl,y,Rd	1195,68	kN
Unity check	0,00	-

Shear check for Vz

According to EN 1993-1-1 article 6.2.6 and formula (6.17)

Eta	1,20	
Av	5,0824e-03	m ²
Vpl,z,Rd	1041,69	kN
Unity check	0,07	-

Note: The unity check for torsion is lower than the limit value of 0,05. Therefore torsion is considered as insignificant and is ignored in the combined checks.

Combined bending, axial force and shear force check

According to EN 1993-1-1 article 6.2.9.1 and formula (6.41)

Mpl,y,Rd	604,21	kNm
Alpha	2,00	
Mpl,z,Rd	97,98	kNm
Beta	1,00	

Unity check (6.41) = 0,33 + 0,00 = 0,33 -

Note: Since the shear forces are less than half the plastic shear resistances their effect on the moment resistances is neglected.

Note: Since the axial force satisfies both criteria (6.33) and (6.34) of EN 1993-1-1 article 6.2.9.1(4) its effect on the moment resistance about the y-y axis is neglected.

Note: Since the axial force satisfies criteria (6.35) of EN 1993-1-1 article 6.2.9.1(4) its effect on the moment resistance about the z-z axis is neglected.

The member satisfies the section check.

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

Classification for member buckling design

Decisive position for stability classification: 0,000 m

Classification of Internal Compression parts

According to EN 1993-1-1 Table 5.2 Sheet 1

Maximum width-to-thickness ratio	40,30
Class 1 Limit	26,85
Class 2 Limit	30,92
Class 3 Limit	34,17

=> Internal Compression parts Class 4

Classification of Outstand Flanges

According to EN 1993-1-1 Table 5.2 Sheet 2

Maximum width-to-thickness ratio	4,75
Class 1 Limit	7,32
Class 2 Limit	8,14
Class 3 Limit	12,31

=> Outstand Flanges Class 1

=> Section classified as Class 4 for member buckling design

Calculation effective area properties with direct method.

Properties					
sectional area A eff	8.9960e-03	m ²			
Shear area Vy eff	5.5480e-03	m ²	Vz eff	3.4480e-03	m ²
radius of gyration iy eff	189	mm	iz eff	43	mm
moment of inertia Iy eff	3.2140e-04	m ⁴	Iz eff	1.6719e-05	m ⁴
elastic section modulus Wy eff	1.4285e-03	m ³	Wz eff	1.7599e-04	m ³
Eccentricity eny	0	mm	enz	0	mm

Flexural Buckling Check

According to EN 1993-1-1 article 6.3.1.1 and formula (6.46)

Buckling parameters	yy	zz	
Sway type	non-sway	non-sway	
System length L	7,000	3,500	m
Buckling factor k	1,00	0,01	
Buckling length Lcr	7,000	0,035	m
Critical Euler load Ncr	14271,45	28356783,39	kN
Slenderness Lambda	37,88	0,85	
Relative slenderness Lambda,rel	0,47	0,01	
Limit slenderness Lambda,rel,0	0,20	0,20	

Note: The slenderness or compression force is such that Flexural Buckling effects may be ignored according to EN 1993-1-1 article 6.3.1.2(4).

Lateral Torsional Buckling Check

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

LTB Parameters		
Method for LTB curve	Art. /6.3.2.2.	
Wy	1.4285e-03	m ³
Elastic critical moment Mcr	10086629.44	kNm
Relative slenderness Lambda,LT	0.01	
Limit slenderness Lambda,LT,0	0.40	

Mcr Parameters		
LTB length	0.035	m
k	1.00	
kw	1.00	
C1	1.64	
C2	0.04	
C3	1.00	

The slenderness or bending moment is such that Lateral Torsional Buckling effects may be ignored according to EN 1993-1-1 article 6.3.2.2(4)

Compression and bending check

According to article EN 1993-1-1 : 6.3.3. and formula (6.61), (6.62)

Interaction Method 1

Table of values		
kyy	1.000	
kyz	1.000	
kzy	1.000	
kzz	1.000	
Delta My	0.00	kNm
Delta Mz	0.00	kNm
A	8.9960e-03	m^2
Wy	1.4285e-03	m^3
Wz	1.7599e-04	m^3
NRk	3193.58	kN
My,Rk	507.10	kNm
Mz,Rk	62.48	kNm
My,Ed	345.90	kNm
Mz,Ed	0.44	kNm
Interaction Method 1		
Mcr0	6160514.26	kNm
reduced slenderness 0	0.01	
Psi y	0.852	
Psi z	0.709	
Cmy,0	1.000	
Cmz,0	1.000	
Cmy	1.000	
Cmz	1.000	
CmLT	1.000	
muy	1.000	
muz	1.000	
wy	1.135	
wz	1.500	
npl	0.002	
aLT	0.998	
bLT	0.000	
cLT	0.000	
dLT	0.000	
eLT	0.088	
Cyy	1.000	
Cyz	1.001	
Czy	1.000	
Czz	1.001	

Unity check (6.61) = 0.00 + 0.68 + 0.01 = 0.69

Unity check (6.62) = 0.00 + 0.68 + 0.01 = 0.69

Shear buckling check

in buckling field 1

According to article EN 1993-1-5 : 5. & 7.1. and formula (5.10) & (7.1)

Table of values	
hw/t	44.766

The web slenderness is such that the Shear Buckling Check is not required.
The member satisfies the stability check.

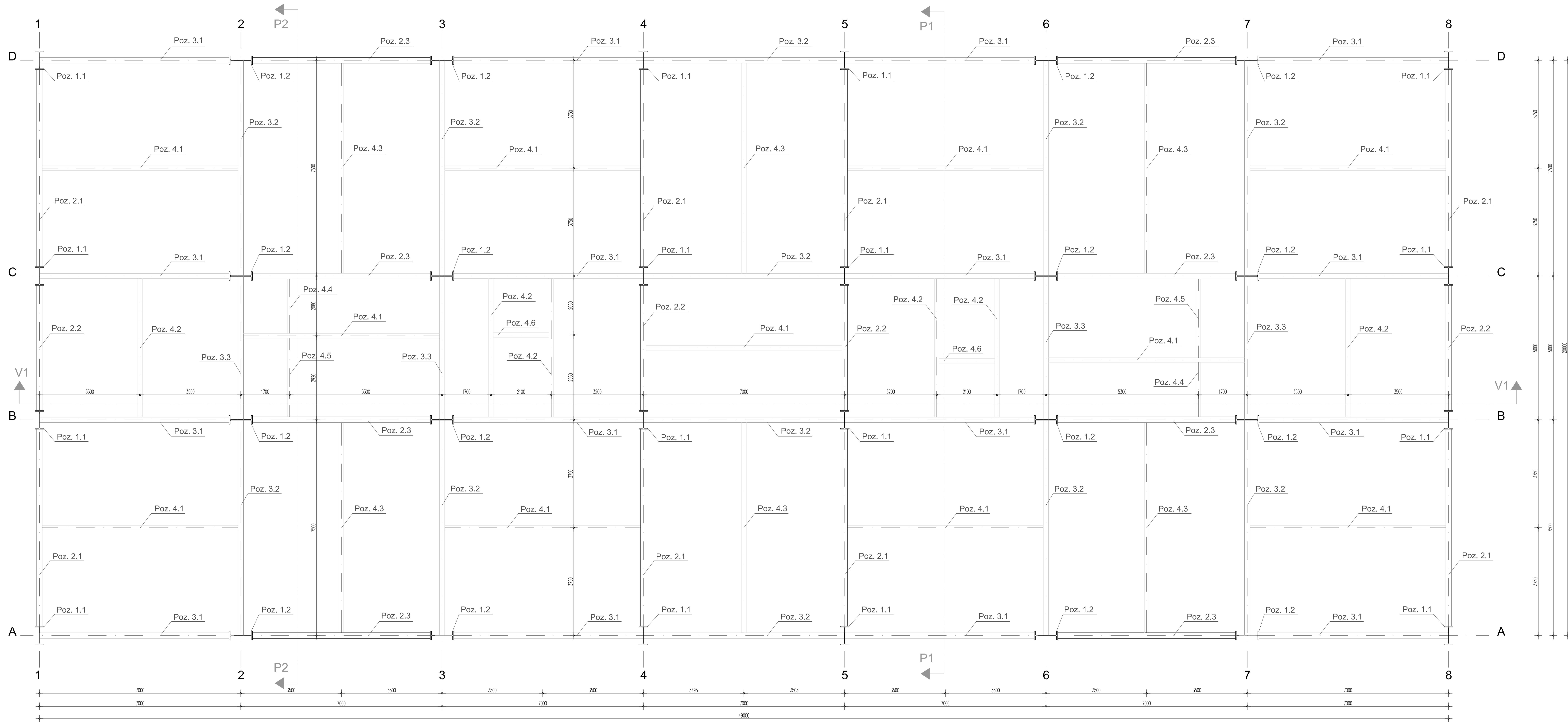
Internal forces

Student version *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *

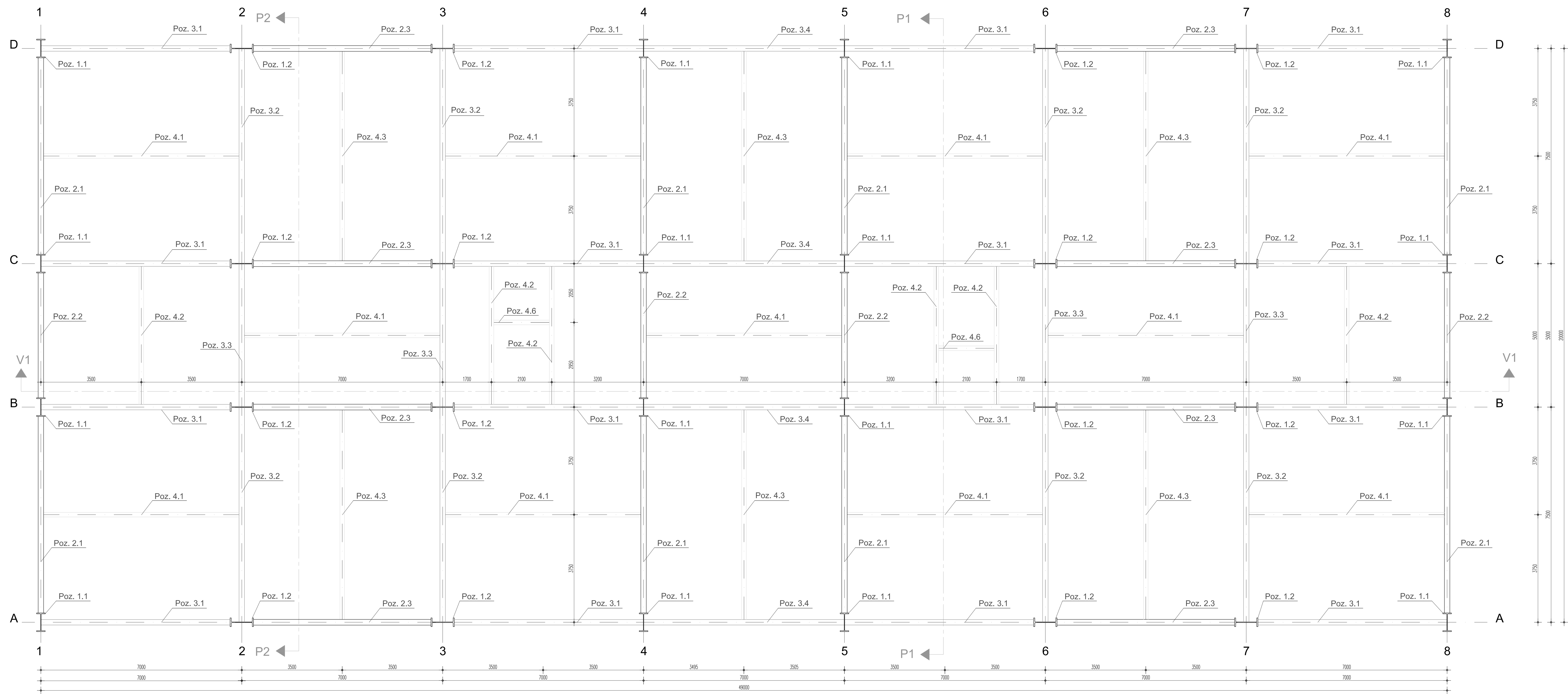
Section	NEd kN	Vy,Ed kN	Vz,Ed kN	TEd kNm	My,Ed kNm	Mz,Ed kNm
0.00	-4.71	-0.00	124.59	0.01	0.01	0.32
0.70	-4.85	-0.00	114.29	-0.02	83.61	0.32
0.70	-4.85	-0.00	114.29	-0.02	83.61	0.32
1.40	-5.07	-0.00	103.99	-0.03	160.01	0.32
1.40	-5.07	-0.00	103.99	-0.03	160.01	0.32
2.10	-5.33	-0.00	93.68	-0.03	229.19	0.32
2.10	-5.33	-0.00	93.68	-0.03	229.19	0.32
2.80	-5.60	-0.00	83.37	-0.02	291.16	0.32
2.80	-5.60	-0.00	83.37	-0.02	291.16	0.32
3.50	-5.87	-0.00	73.05	-0.00	345.90	0.31
3.50	-5.83	-0.03	-73.05	-0.00	345.90	0.45
4.20	-5.57	-0.03	-83.36	0.02	291.16	0.42
4.20	-5.57	-0.03	-83.36	0.02	291.16	0.42
4.90	-5.29	-0.03	-93.67	0.04	229.19	0.40
4.90	-5.29	-0.03	-93.67	0.04	229.19	0.40
5.60	-5.03	-0.03	-103.98	0.04	160.01	0.37
5.60	-5.03	-0.03	-103.98	0.04	160.01	0.37
6.30	-4.82	-0.03	-114.28	0.03	83.61	0.35
6.30	-4.82	-0.03	-114.28	0.03	83.61	0.35
7.00	-4.67	-0.03	-124.58	-0.00	0.01	0.32

Student version

PRILOGA B: POZICIJSKI NAČRTI

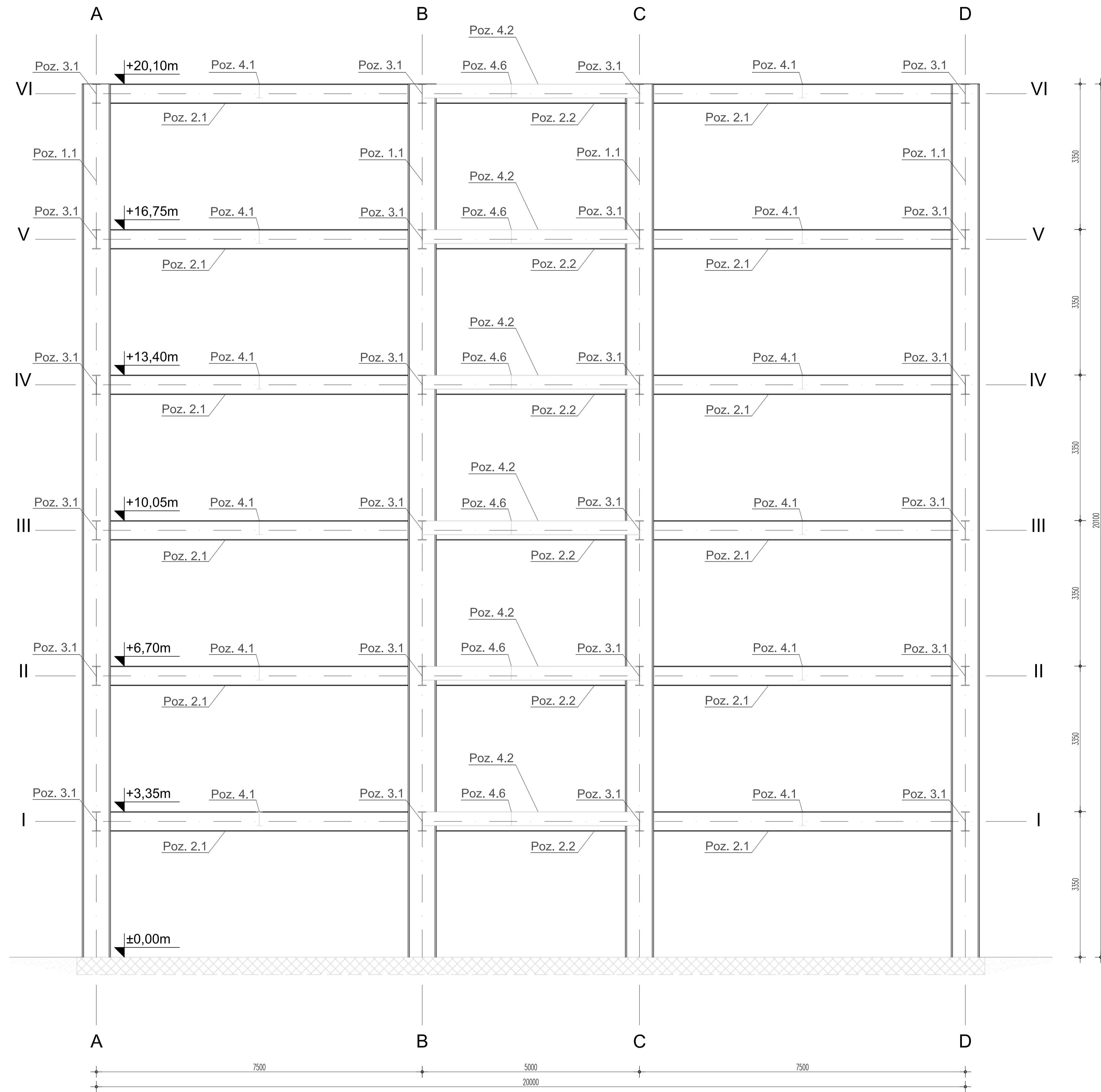


Naziv		TLORIS ETAŽE
Merilo	1:50	Datum
		15.1.2015
Risal		Marko Čilenšek

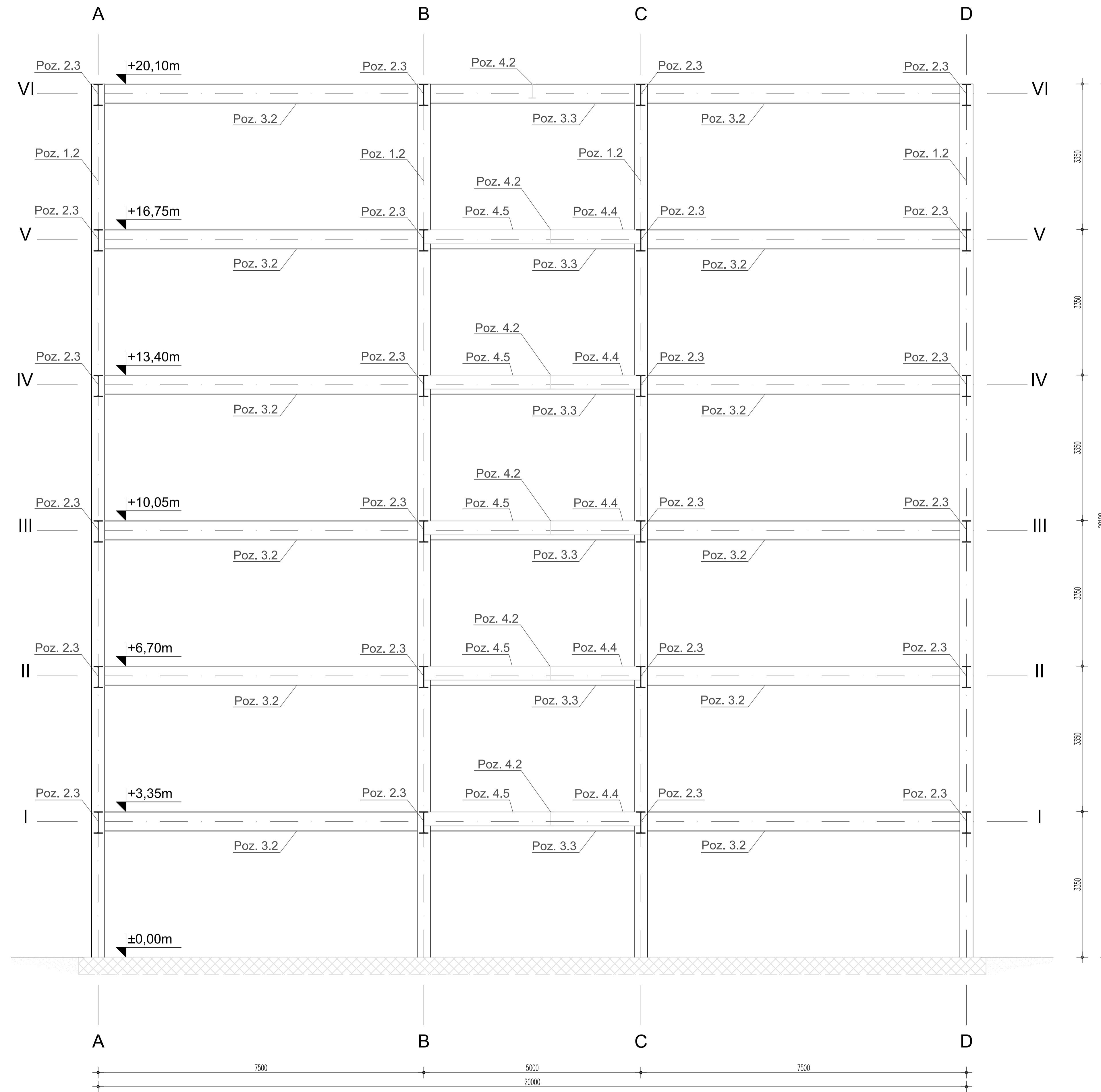


Naziv		TLORIS STREŠNE ETAŽE
Merilo	1:50	Datum
		15.1.2015
Risal		Marko Čilenšek

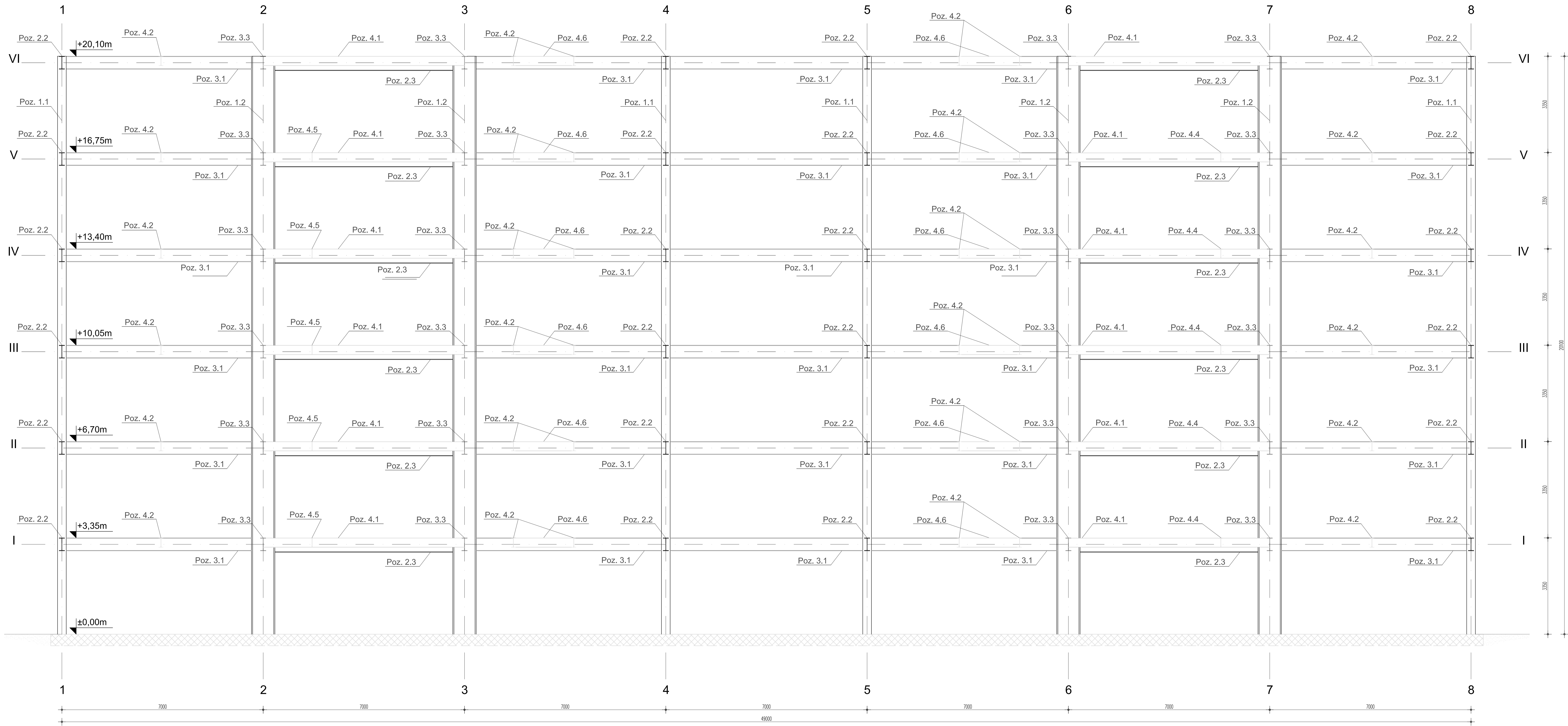
PREREZ P1-P1:



PREREZ P2-P2:



Naziv		PREČNI PREREZ P1-P1 in P2-P2
Merilo	1:50	Datum
		15.1.2015
Risal		Marko Čilenšek



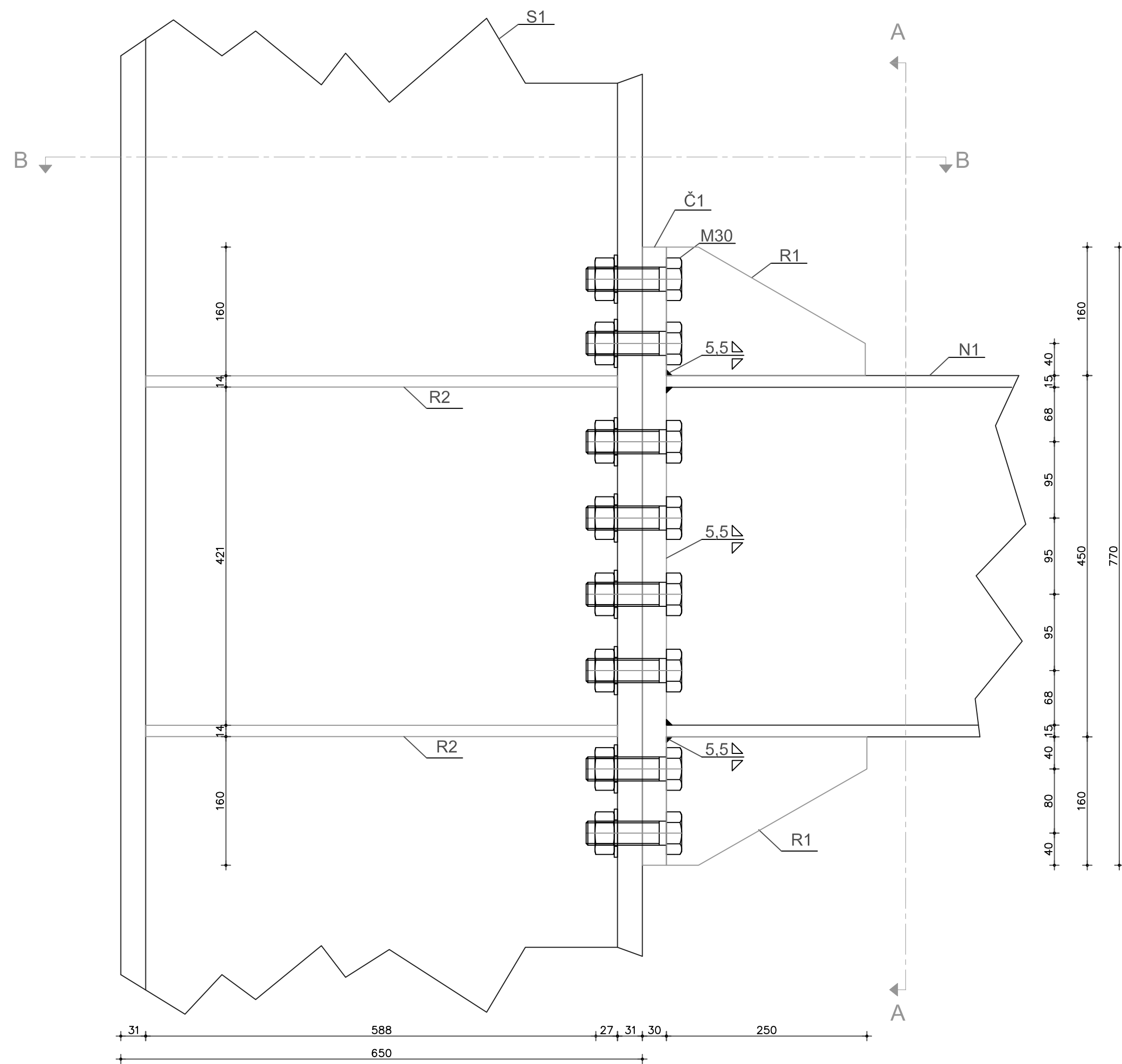
Naziv		VZDOLŽNI PREREZ V1-V1
Merilo	1:50	Datum
		15.1.2015
Risal		Marko Čilenšek

PRILOGA C: KOSOVNICA MATERIALA S POPISOM POZICIJ

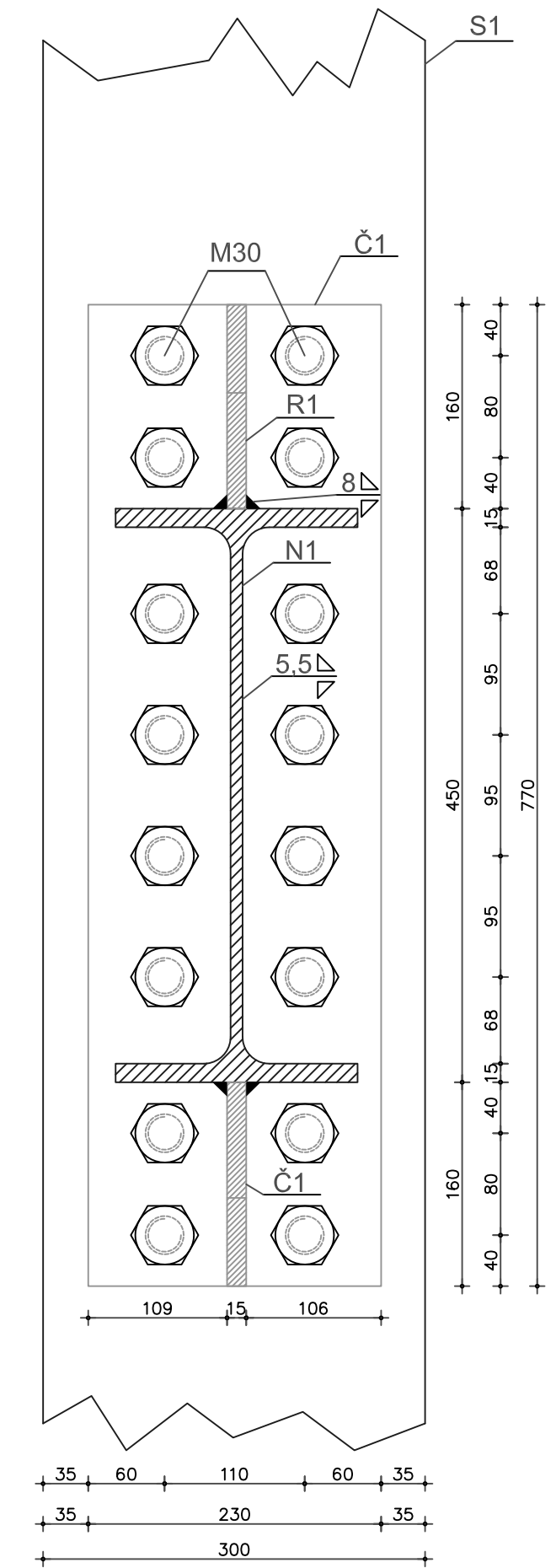
KOSOVNICA

POZICIJA	OPIS	MATERIAL	TIP	DIMENZIJE [cm]	MASA [kg]	KOLIČINA	SKUPNA MASA [t]
STEBRI							
POZ. 1.1	steber	S355	HEB 650	2010	4522,50	16	72,36
POZ. 1.2	steber	S355	HEM 800	2010	6371,70	16	101,95
						SKUPAJ:	174,31
ETAŽNA KONSTRUKCIJA							
POZ. 2.1	mom. nosilec	S355	IPE 450	685	531,56	8	4,25
POZ. 2.2	mom. nosilec	S355	IPE 450	435	337,56	4	1,35
POZ. 2.3	mom. nosilec	S355	IPE 500	620	562,34	8	4,50
POZ. 3.1	nosilec	S355	IPE 450	659	511,38	16	8,18
POZ. 3.2	nosilec	S355	IPE 450	748	580,45	8	4,64
POZ. 3.3	nosilec	S355	IPE 450	498	386,45	4	1,55
POZ. 3.4	nosilec	S355	IPE 450	698	541,65	4	2,17
POZ. 4.1	sek. sov. nosilec	S355	IPE 330	681	334,37	11	3,68
POZ. 4.2	sek. sov. nosilec	S355	IPE 330	481	236,17	6	1,42
POZ. 4.3	sek. sov. nosilec	S355	IPE 330	730	358,43	6	2,15
POZ. 4.4	sek. sov. nosilec	S355	IPE 330	190	93,29	2	0,19
POZ. 4.5	sek. sov. nosilec	S355	IPE 330	274	134,53	2	0,27
POZ. 4.6	sek. sov. nosilec	S355	IPE 330	194	95,25	2	0,19
						SKUPAJ 5x:	172,66
STREŠNA KONSTRUKCIJA							
POZ. 2.1	mom. nosilec	S355	IPE 450	685	531,56	8	4,25
POZ. 2.2	mom. nosilec	S355	IPE 450	435	337,56	4	1,35
POZ. 2.3	mom. nosilec	S355	IPE 500	620	562,34	8	4,50
POZ. 3.1	nosilec	S355	IPE 450	659	511,38	16	8,18
POZ. 3.2	nosilec	S355	IPE 450	748	580,45	8	4,64
POZ. 3.3	nosilec	S355	IPE 450	498	386,45	4	1,55
POZ. 3.4	nosilec	S355	IPE 450	698	541,65	4	2,17
POZ. 4.1	sek. sov. nosilec	S355	IPE 330	681	334,37	11	3,68
POZ. 4.2	sek. sov. nosilec	S355	IPE 330	481	236,17	6	1,42
POZ. 4.3	sek. sov. nosilec	S355	IPE 330	730	358,43	6	2,15
POZ. 4.6	sek. sov. nosilec	S355	IPE 330	194	95,25	2	0,19
						SKUPAJ:	34,08
CELOTNA TEŽA KONSTRUKCIJE:							381,04

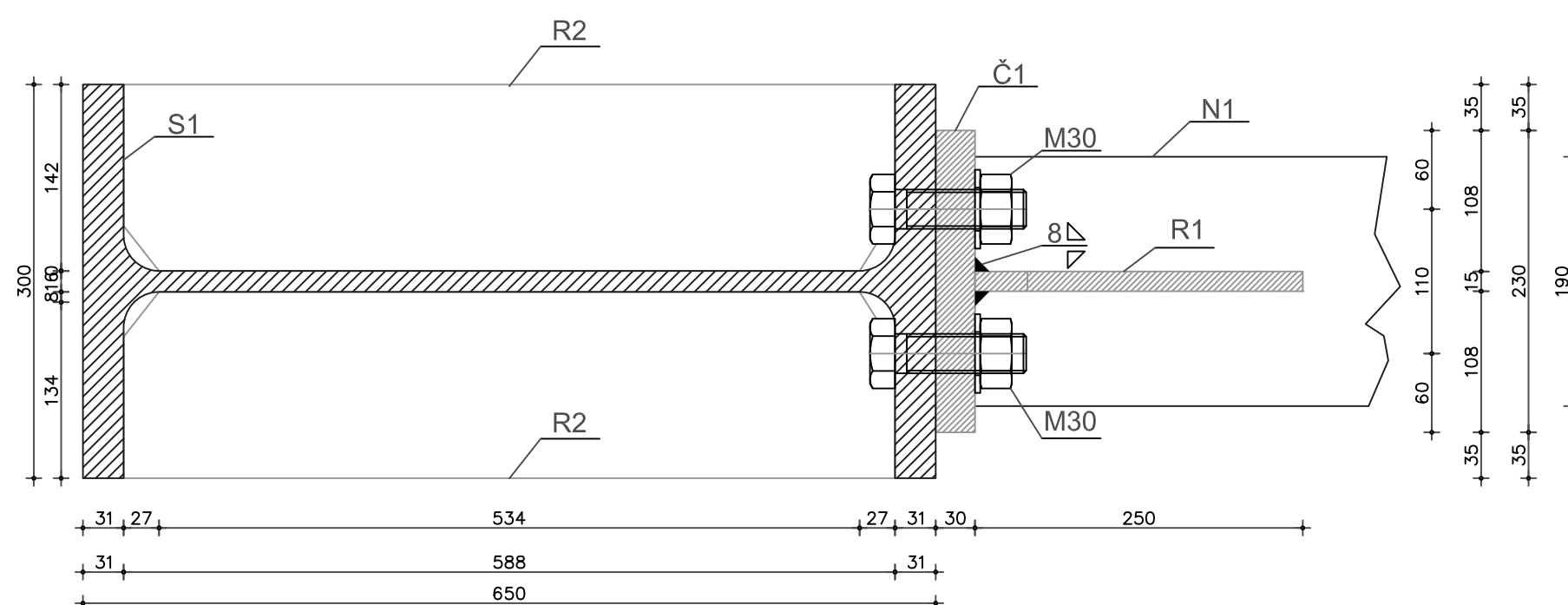
PRILOGA D: NAČRTI OBRAVNAVANIH SPOJEV



PREREZ A-A

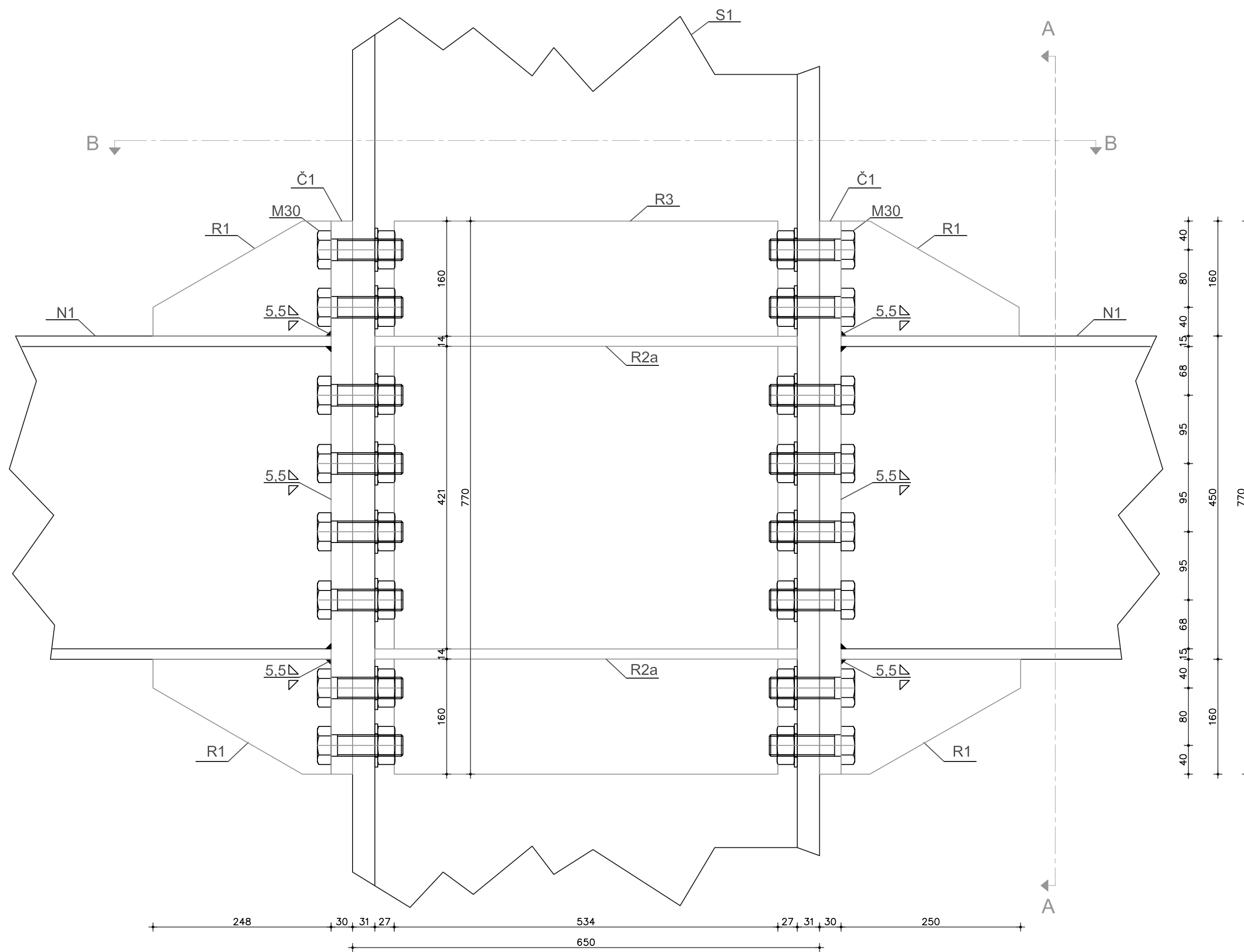


PREREZ B-B

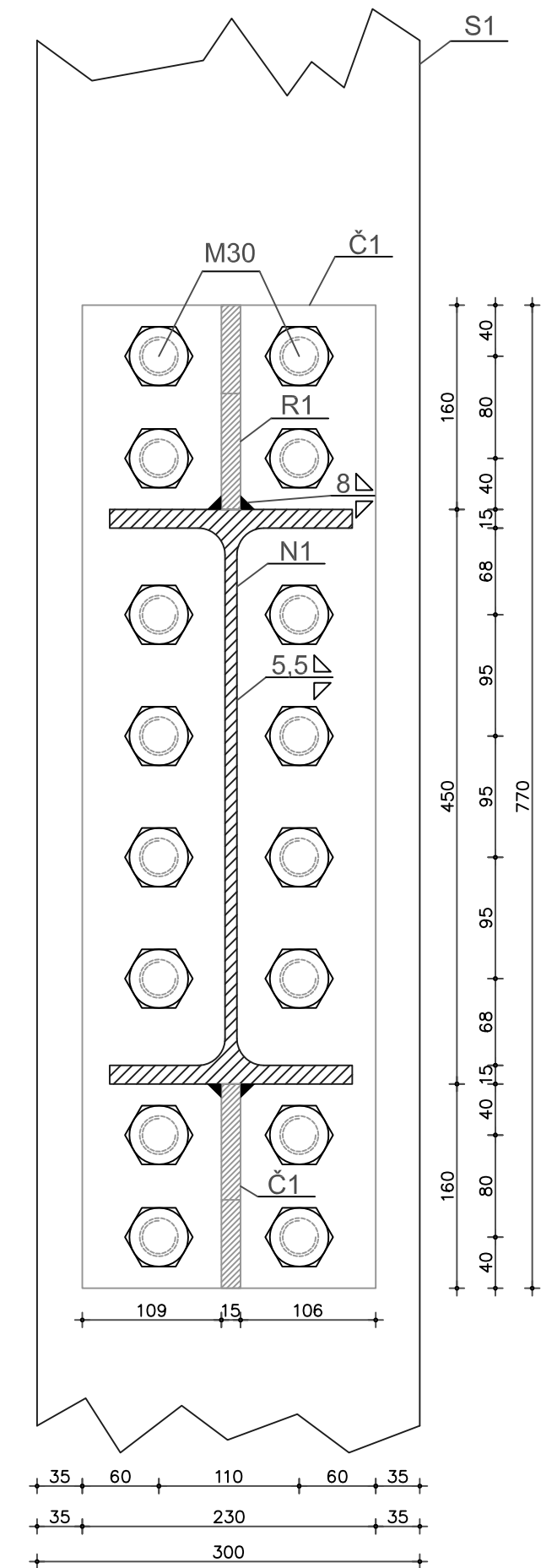


POZ	MATERIAL	DIMENZIJA [mm]	KOLIČINA
N1	S355	IPE 450	1
S1	S355	HEB 650	1
Č1	S355	b/h/t=230/770/30	1
R1	S355	b/h/t=160/250/15	2
R2	S355	b/h/t=588/142/14	4

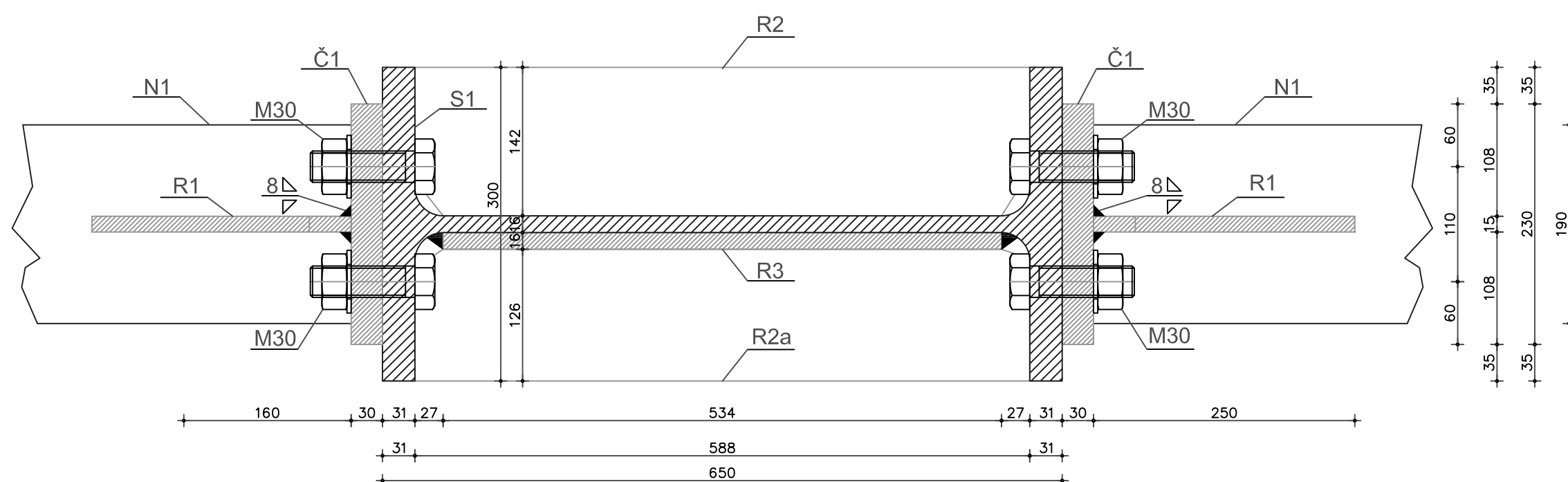
Naziv VIJAČENI ENOSTRANSKI MOMENTNI SPOJ NOSILCA NA STEBER	
Merilo 1:5	Datum 19.1.2015
Risal Marko Cilenšek	



PREREZ A-A

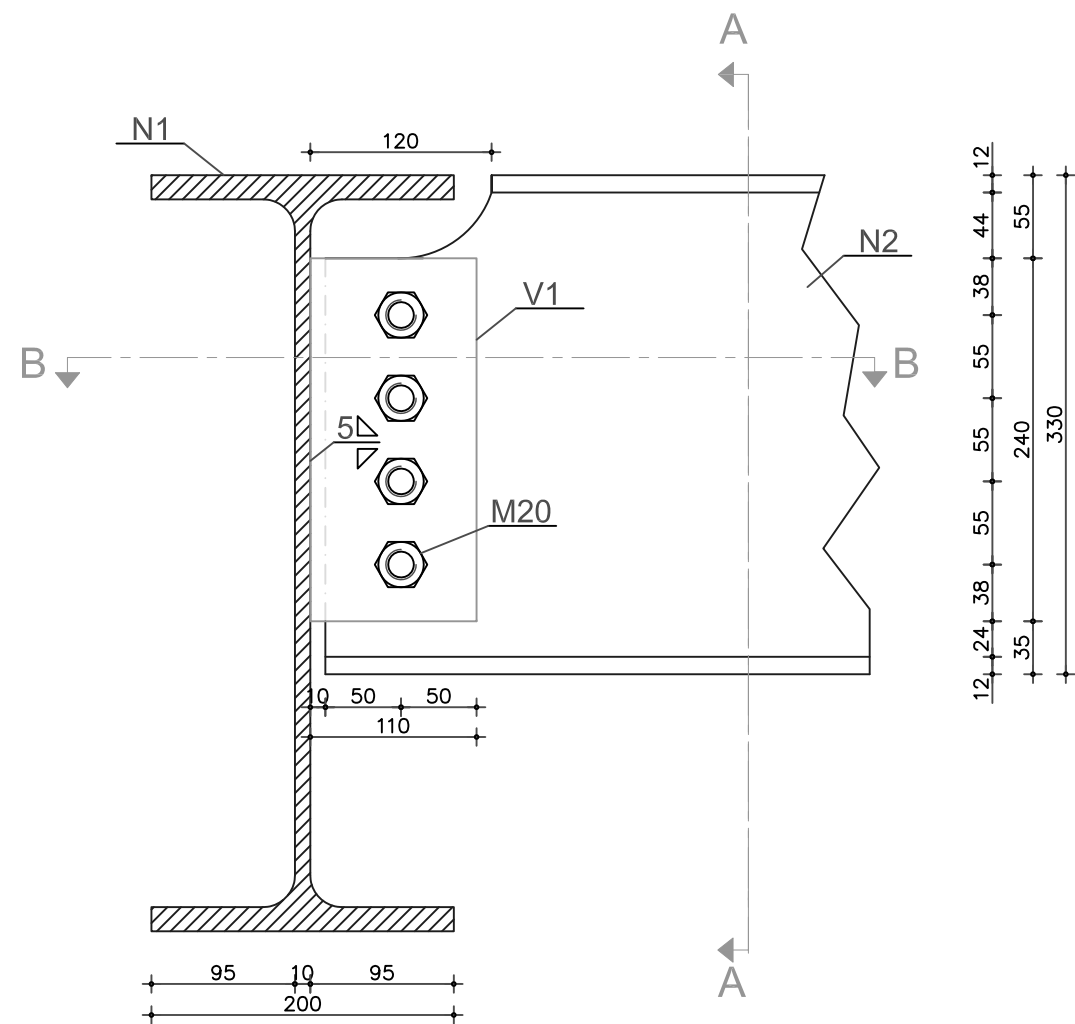


PREREZ B-B

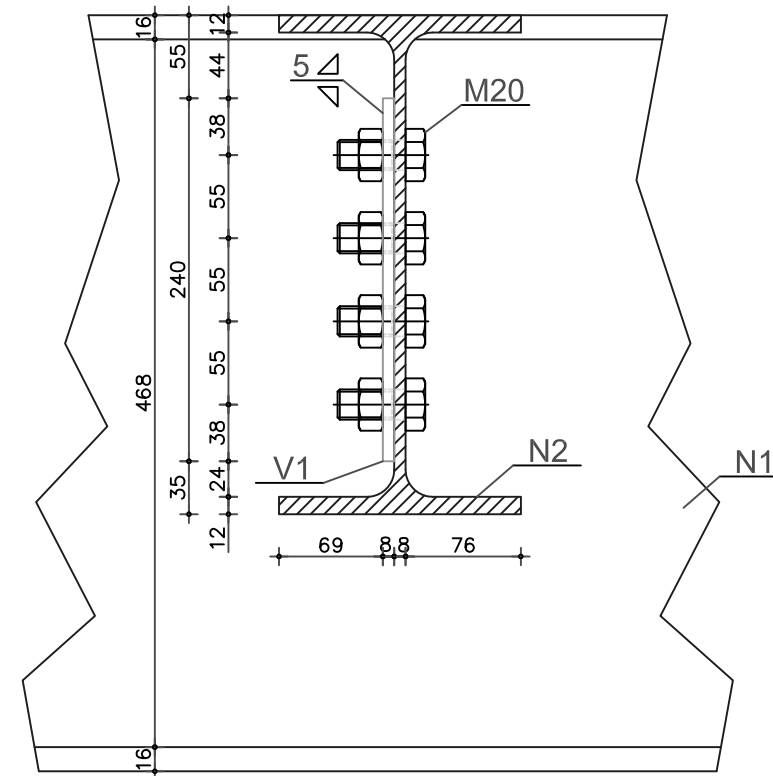


POZ	MATERIAL	DIMENZIJA [mm]	KOLIČINA
N1	S355	IPE 450	2
S1	S355	HEB 650	1
Č1	S355	b/h/t=230/770/30	2
R1	S355	b/h/t=160/250/15	4
R2	S355	b/h/t=588/142/14	2
R2a	S355	b/h/t=588/126/14	2
R3	S355	b/h/t=534/770/16	1

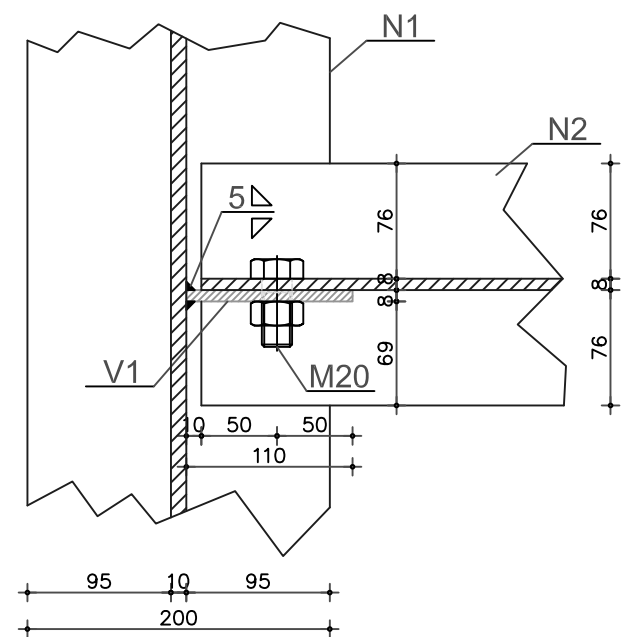
Naziv VIJAČENI OBOJESTRANSKI MOMENTNI SPOJ NOSILCA NA STEBER	
Merilo 1:5	Datum 19.1.2015
Risal Marko Cilenšek	



PREREZ A-A



PREREZ B-B



POZ	MATERIAL	DIMENZIJA [mm]	KOLIČINA
N1	S355	IPE 500	1
N2	S355	IPE 330	1
V1	S355	b/h/t=110/240/7,5	1

Naziv ČLENKASTI SPOJ SEK. NOSILCA NA PRIM. NOSILEC	
Merilo 1:5	Datum 15.9.2014
Risal Marko Cilenšek	