

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:

Pohlin, B., 2015. Projekt štiri etažne poslovne stavbe. Diplomski naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Sinur, F.): 148 str.

Datum arhiviranja: 04-05-2015

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:

Pohlin, B., 2015. Projekt štiri etažne poslovne stavbe. B.Sc. Thesis. Ljubljana, University of Ljubljana, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Sinur, F.): 148 p.

Archiving Date: 04-05-2015

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 ŠTUDIJSKI
PROGRAM GRADBENIŠTVO
KONSTRUKCIJSKA SMER**

Kandidat:

BOŠTJAN POHLIN

PROJEKT ŠTIRI ETAŽNE POSLOVNE STAVBE

Diplomska naloga št.: 513/KS

**STRUCTURAL DESIGN OF A FOUR STORY OFFICE
BUILDING**

Graduation thesis No.: 513/KS

Mentor:

doc. dr. Franc Sinur

Predsednik komisije:

doc. dr. Tomo Cerovšek

Član komisije:

izr. prof. dr. Maruška Šubic-Kovač

doc. dr. Primož Može

Ljubljana, 23. 04. 2015

STRAN ZA POPRAVKE

Stran z napako

Vrstica z napako

Nadomestilo

Naj bo

IZJAVE

Podpisani Boštjan Pohlin izjavljam, da sem avtor diplomskega dela z naslovom "Projekt štiri etažne poslovne stavbe".

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

Izjavljam, da dovoljujem objavo elektronske različice v digitalnem repozitoriju.

Ljubljana, 04.2015

Boštjan Pohlin

BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK: 624.014.2(043.2)
Avtor: Boštjan Pohlin
Mentor: doc. dr. Franc Sinur
Naslov: Projekt štiri etažne poslovne stavbe
Tip dokumenta: Dipl. nal. – VSS
Obseg in oprema: 148 str., 13 pregl., 146 sl., 11 pril.
Ključne besede: statična analiza, potresna analiza, jeklena poslovna stavba, nelinearna analiza

Izvleček

Diplomska naloga obravnava projektiranje štiri etažne poslovne stavbe. Nosilno konstrukcijo stavbe v prečni smeri predstavljajo momentni okvirji, v vzdolžni smeri pa okvirji z ekscentričnimi povezji. Narejena je geometrijsko nelinearna statična analiza z upoštevanjem začetnih globalnih geometrijskih nepopolnosti. Določeni so vsi elementi nosilne konstrukcije, sovprežni nosilci ter značilni spoji. Statična analiza, analiza seizmičnih vplivov in dimenzioniranje je izvedeno v skladu s SIST EN 1990, SIST EN 1991, SIST EN 1993, SIST EN 1994 in SIST EN 1998.

BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT

UDC: 624.014.2(043.2)
Author: Boštjan Pohlin
Supervisor: assist. prof. Franc Sinur, Ph.D.
Title: Structural design of a four storey office building
Document type: Graduation Thesis – Higher professional studies
Scope and tools: 148 p., 13 tab., 146 fig., 11 ann.
Keywords: static analysis, seismic analysis, steel office building, nonlinear analysis

Abstract

Diploma deals with the design of four story office building. The structural system of the building is made of moment resisting frames in transverse direction and frames with eccentric braces in the longitudinal direction of the building. The geometric nonlinear static analysis with initial imperfections was performed to determine internal forces in the elements. All the elements of supporting structure as well as typical joints were designed.

The static analysis, the seismic action and the design of the elements were performed according to SIST EN 1990, SIST EN 1991, SIST EN 1993, SIST EN 1994 and SIST EN 1998.

ZAHVALA

Za pomoč in podporo pri izdelavi diplomske naloge se zahvaljujem mentorju doc. dr. Francu Sinurju.

Zahvaljujem se tudi ženi ter otrokoma, ki so mi v času nastajanja diplomske naloge stali ob strani. Prav tako gre zahvala mojemu delodajalcu, ki mi je omogočil, da sem nemoteno pripravljaj diplomsko nalogo.

KAZALO VSEBINE

IZJAVE.....	II
BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK.....	III
BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT.....	IV
1 UVOD.....	1
2 TEHNIČNO POROČILO.....	2
2.1 ZASNOVA.....	2
2.2 MATERIAL.....	2
2.3 OBTEŽBA.....	2
2.4 STREHA.....	2
2.5 FASADA.....	2
2.6 STROPNA KONSTRUKCIJA.....	2
2.7 TEMELJENJE.....	2
2.8 ZAVETROVANJE.....	3
2.9 SPOJI.....	3
2.10 RAČUN NOTRANJIH SIL IN POMIKOV.....	3
2.11 DINAMIČNA ANALIZA.....	3
2.12 IZVEDBA IN MONTAŽA JEKLENE KONSTRUKCIJE.....	3
2.13 PREDPISI IN STANDARDI.....	3
3 OBTEŽBE NA KONSTRUKCIJO.....	5
3.1 Lastna in stalna teža konstrukcije.....	5
3.2 Spremenljiva obtežba.....	5
4 STROPNA KONSTRUKCIJA.....	19
4.1 Zasnova.....	19
4.2 Material.....	19
4.3 Obtežba.....	20
4.4 Faza montaže.....	20
4.5 Končno stanje.....	24
5 MOMENTNI OKVIR.....	31
5.1 Zasnova.....	31
5.2 Obtežne sheme.....	31
5.3 Začetna nepopolnost.....	34
5.4 Obtežne kombinacije.....	35
5.5 Dimenzioniranje.....	37
6 OKVIR Z EKSCENTRIČNIM POVEZJEM.....	45
6.1 Zasnova.....	45
6.2 Obtežba.....	45
6.3 Obtežne kombinacije.....	46
6.4 Dimenzioniranje.....	46

7	HORIZONTALNO POVEZJE V NIVOJU STREHE	49
7.1	Zasnova.....	49
7.2	Obtežba.....	49
7.3	Začetna nepopolnost – izbočne sile strešne lege momentnega okvirja.....	50
7.4	Obtežne kombinacije.....	52
7.5	Dimenzioniranje.....	53
8	PODKONSTRUKCIJA STREHE	55
8.1	Strešne lege.....	55
8.2	Zatege med strešnimi legami.....	60
9	DINAMIČNA ANALIZA	64
9.1	Potresna analiza v prečni smeri (momentni okvir).....	64
9.2	Potresna analiza v vzdolžni smeri (okvir z ekscentričnim povezjem).....	88
9.3	Dimenzioniranje stebra.....	119
10	RAČUN ZNAČILNIH SPOJEV	126
10.1	Momentni spoj prečka – steber.....	126
10.2	Členkasti spoj primarnega in sekundarnega nosilca.....	135
10.3	Vijačni preklopni spoj diagonalnega elementa pri okvirju z ekscentričnem povezjem.....	140
11	ZAKLJUČEK	147
	VIRI	148

KAZALO SLIK

Slika 1: Shematski prikaz zasnove nosilne konstrukcije.....	4
Slika 2: Cone za določanje obtežbe s snegom na tleh.....	6
Slika 3: Cone z enako temeljno vrednostjo osnovne hitrosti vetra $V_{b,0}$	7
Slika 4: Diagrami faktorja izpostavljenosti $c_e(z)$ za $c_o = 1,0$, $k_t = 1,0$	8
Slika 5: Tlaki na ploskve: (a) pozitivni notranji tlak, (b) negativni notranji tlak.....	9
Slika 6: Razpored tlakov po višini stavbe glede na razmerje med višino in širino objekta.....	10
Slika 7: Razdelitev sten na območja, na osnovi razmerja $e > d$	11
Slika 8: Razdelitev sten na območja, na osnovi razmerja $e < d$	12
Slika 9: Razdelitev strehe na območja, vetrna obtežba v X smeri.....	13
Slika 10: Razdelitev strehe na območja, vetrna obtežba v Y smeri.....	14
Slika 11: Geometrija objekta za izračun površin ploskev za vetrno obtežbo v X smeri.....	15
Slika 12: Geometrija objekta za izračun površin ploskev za vetrno obtežbo v Y smeri.....	16
Slika 13: Zasnova stropne konstrukcije.....	19
Slika 14: Obtežna kombinacija za MSN.....	21
Slika 15: Potek momentov.....	22
Slika 16: Bočne podpore pri sovprežnem nosilcu v fazi montaže.....	23
Slika 17: Nadomestni tlačni pas.....	23
Slika 18: Prerez nosilca in AB plošče v polju.....	24
Slika 19: Napetostno stanje sovprežnega prereza pri delovanju $M_{pl,Rd}$	25
Slika 20: Prerez moznika.....	26
Slika 21: Ovojnica upogibnih momentov v AB plošči.....	28
Slika 22: Armatura v plošči.....	28
Slika 23: Strižne ravnine pri sovprežnem nosilcu.....	29
Slika 24: Momentni okvir v osi 2.....	31
Slika 25: Stalna obtežba, ki deluje na momentni okvir v osi 2.....	32
Slika 26: Koristna obtežba medetaže, ki deluje na momentni okvir v osi 2.....	32
Slika 27: Obtežba snega, ki deluje na momentni okvir v osi 2.....	33
Slika 28: Vetrna obtežba, pri kateri je upoštevan zunanji in notranji tlak vetra, ki deluje v smeri X.....	33
Slika 29: Vetrna obtežba, pri kateri je upoštevan zunanji tlak in notranji tlak srk vetra, ki deluje v smeri X.....	34
Slika 30: Potresne sile, ki delujejo na notranji momentni okvir.....	34
Slika 31: Momentni okvir - začetna nepopolnost.....	35
Slika 32: Možne razporeditve koristne obtežbe.....	36
Slika 33: Možni razporeditvi obtežbe snega.....	36
Slika 34: Možni razporeditvi obtežbe vetra.....	37
Slika 35: Lokalni pomiki v Z smeri pri vertikalnih in horizontalnih elementih momentnega okvirja izračunani na osnovi MSU.....	38
Slika 36: Ovojnica prečnih sil izračunanih na osnovi MSN.....	39
Slika 37: Ovojnica upogibnih momentov izračunanih na osnovi MSN.....	39
Slika 38: Ovojnica osnih sil izračunanih na osnovi MSN.....	40
Slika 39: Geometrijske karakteristike profila IPE550.....	41
Slika 40: Geometrijske karakteristike profila HEB450.....	42
Slika 41: Pogled na okvir z ekscentričnim povezjem.....	45
Slika 42: Vplivna območja vetrne obtežbe, ki deluje v smeri Y.....	45
Slika 43: Obtežba vetra na okvir z ekscentričnim povezjem.....	46
Slika 44: Lokalni pomiki v Z smeri pri elementih okvirja z ekscentričnim povezjem, izračunani na osnovi MSU.....	47
Slika 45: Prečne sile izračunane na osnovi MSN.....	47
Slika 46: Upogibni momenti izračunani na osnovi MSN.....	48
Slika 47: Osne sile izračunane na osnovi MSN.....	48
Slika 48: Tloris horizontalnega povezja v ravnini strehe.....	49
Slika 49: Vplivno območje vetrne obtežbe na horizontalno povezje.....	49
Slika 50: Tloris horizontalnega povezja v ravnini strehe.....	51

Slika 51: Izbočne sile momentnih okvirjev, ki jih prevzame horizontalno povezje	52
Slika 52: Računski model horizontalnega povezja	52
Slika 53: Oznake natezno obremenjenih diagonalnih elementov pri horizontalnem povezju	53
Slika 54: Osne sile izračunane na osnovi MSN	53
Slika 55: Delni prečni prerez objekta	55
Slika 56: Podpore pri strešni legi	55
Slika 57: Smeri delovanja obtežbe na strešno lego	56
Slika 58: Osna sila pri strešni legi	57
Slika 59: Prečna sila V_y pri strešni legi	57
Slika 60: Prečna sila V_z pri strešni legi	58
Slika 61: Upogibni moment M_y pri strešni legi	58
Slika 62: Upogibni moment M_z pri strešni legi	58
Slika 63: Kontrola stabilnosti strešne lege	59
Slika 64: Pomiki strešne lege v smeri Y	59
Slika 65: Pomiki strešne lege v smeri Z	59
Slika 66: Prečni prerez strehe	60
Slika 67: Delni tloris strehe	60
Slika 68: Izbočna sila strešne lege	61
Slika 69: Izbočne sile pri strešni legi	61
Slika 70: Sile v diagonalnih elementih	62
Slika 71: Pogled na momentni okvir v osi 2	64
Slika 72: Standardne vrednosti za $\alpha u/\alpha 1$ za pomične okvirje	64
Slika 73: Referenčne vrednosti faktorjev obnašanja za konstrukcije, pravilne po višini	65
Slika 74: Oblika elastičnega spektra odziva	66
Slika 75: Pogled na notranji momentni okvir z označenimi višinami in masami etaž	70
Slika 76: Vpliv naključne torzije na stavbo pri delovanju potresne obtežbe v X smeri	71
Slika 77: Potresni del obtežbe pri potresnem projektne stanju	72
Slika 78: Gravitacijski del obtežbe pri potresnem projektne stanju	73
Slika 79: Osne sile pri potresnem delu potresnega projektne stanja	74
Slika 80: Prečne sile pri potresnem delu potresnega projektne stanja	74
Slika 81: Upogibni momenti pri potresnem delu potresnega projektne stanja	75
Slika 82: Osne sile pri gravitacijskem delu potresnega projektne stanja	76
Slika 83: Prečne sile pri gravitacijskem delu potresnega projektne stanja	76
Slika 84: Upogibni momenti pri gravitacijskem delu potresnega projektne stanja	77
Slika 85: Etažni pomiki za potresni del obtežbe pri potresnem projektne stanju	77
Slika 86: Vpliv teorije drugega reda	79
Slika 87: Zunanje vozlišče steber – prečka pri momentnem okvirju	81
Slika 88: Notranje vozlišče steber – prečka pri momentnem okvirju	81
Slika 89: Diagram momentov in notranjih sil za zunanji steber v pritličju	84
Slika 90: Diagram momentov in notranjih sil za notranji steber v pritličju	85
Slika 91: Panel stojine notranjega stebra	87
Slika 92: Pogled na okvir z ekscentričnim povezjem	88
Slika 93: Okvir z ekscentričnim povezjem (območje sipanja v upogibnih ali strižnih členih)	88
Slika 94: Pogled na okvir z ekscentričnim povezjem z označenimi višinami in masami etaž	90
Slika 95: Vpliv naključne torzije na stavbo pri delovanje potresne obtežbe v Y smeri	91
Slika 96: Potresni del obtežbe pri potresnem projektne stanju	92
Slika 97: Gravitacijski del obtežbe pri potresnem projektne stanju	93
Slika 98: Osne sile pri potresnem delu potresnega projektne stanja	94
Slika 99: Prečne sile pri potresnem delu potresnega projektne stanja	94
Slika 100: Upogibni momenti pri potresnem delu potresnega projektne stanja	95
Slika 101: Osne sile pri gravitacijskem delu potresnega projektne stanja	96
Slika 102: Prečne sile pri gravitacijskem delu potresnega projektne stanja	96
Slika 103: Upogibni momenti pri gravitacijskem delu potresnega projektne stanja	97
Slika 104: Etažni pomiki za potresni del obtežbe pri potresnem projektne stanju	97
Slika 105: Pogled na okvir z ekscentričnim povezjem v 1. etaži	100

Slika 106: Dimenzije profila HEB260	101
Slika 107: Kot rotacije med potresnim členom in elementom ob členu v primeru, da sta upogibna momenta enaka na obeh koncih člena.....	102
Slika 108: Pomiki elementov okvirja z ekscentričnim povezjem zaradi potresnega dela obtežbe pri potresnem projektne stanju.....	102
Slika 109: Kot rotacije med potresnim členom in elementom ob členu	103
Slika 110: Dimenzije profila HEA260.....	105
Slika 111: Pogled na okvir z ekscentričnim povezjem v 2. etaži	107
Slika 112: Dimenzije profila HEB220	107
Slika 113: Dimenzije profila HEA260.....	109
Slika 114: Pogled na okvir z ekscentričnim povezjem v 3. etaži	111
Slika 115: Dimenzije profila HEB180	111
Slika 116: Dimenzije profila HEA200.....	113
Slika 117: Pogled na okvir z ekscentričnim povezjem v 4. etaži	115
Slika 118: Dimenzije profila HEB100.....	115
Slika 119: Dimenzije profila HEA140.....	117
Slika 120: Diagram momentov in notranjih sil za zunanji steber v pritličju pri potresni obtežbi - kombinacija a).....	120
Slika 121: Diagram momentov in notranjih sil za zunanji steber v pritličju pri potresni obtežbi - kombinacija b).....	121
Slika 122: Panel stojine zunanjega stebra	124
Slika 123: Momentni spoj prečka - steber.....	126
Slika 124: Oznake dimenzij ojačitvenega rebra	127
Slika 125: Oznake dimenzij čelne pločevine.....	128
Slika 126: Lokacije lukenj na čelni pločevini	129
Slika 127: Razporeditev sil v vijakih	130
Slika 128: Vnos koncentrirane sile v stojino stebra.....	131
Slika 129: Sile v vijakih.....	132
Slika 130: Sodelujoči del stojine stebra	133
Slika 131: Prečna ojačitev stojine stebra.....	134
Slika 132: Členkasti spoj med primarnim in sekundarnim nosilcem.....	135
Slika 133: Razpored vijakov pri čelni pločevini.....	136
Slika 134: Obremenitev v ravnini 1-1	137
Slika 135: Kotni zvari med čelno pločevino in stojino primarnega nosilca IPE550	137
Slika 136: Obremenitev v ravnini 2-2.....	138
Slika 137: Strižni pretrg roba pločevine.....	139
Slika 138: Lokacija vijačnega preklopnega spoja.....	140
Slika 139: Detajl vijačnega preklopnega spoja.....	140
Slika 140: Dimenzije diagonalnega profila HEA260	141
Slika 141: Porazdelitev obtežbe pri preklopnem spoju.....	142
Slika 142: Razpored vijakov pri vezni pločevini pri spodnji pasnici	143
Slika 143: Oznake dimenzij pri vezni pločevini spodnje pasnice.....	144
Slika 144: Spoj v stojini.....	145
Slika 145: Obtežba na vijake pri spoju v stojini	145
Slika 146: Strižni pretrg vezne pločevine pri stojini.....	146

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Koeficienti in obtežbe zunanjega tlaka na stene pri delovanju vetra v smeri X	11
Preglednica 2: Koeficienti in obtežbe zunanjega tlaka na stene pri delovanju vetra v smeri Y	12
Preglednica 3: Koeficienti in obtežbe zunanjega tlaka na strehi pri delovanju vetra v smeri X.....	13
Preglednica 4: Koeficienti in obtežbe zunanjega tlaka na strehi pri delovanju vetra v smeri Y.....	14
Preglednica 5: Koeficienti in obtežbe notranjega tlaka na vse ploskve	15
Preglednica 6: Koeficienti in obtežbe zunanjega in notranjega tlaka na stene pri delovanju vetra v smeri X.....	17
Preglednica 7: Koeficienti in obtežbe zunanjega tlaka in notranjega srka na stene pri delovanju vetra v smeri X.....	17
Preglednica 8: Koeficienti in obtežbe zunanjega in notranjega tlaka na stene pri delovanju vetra v smeri Y	18
Preglednica 9: Koeficienti in obtežbe zunanjega tlaka in notranjega srka na stene pri delovanju vetra v smeri Y	18
Preglednica 10: Lastna in stalna teža strehe	67
Preglednica 11: Lastna in stalna teža 3. nadstropja	67
Preglednica 12: Lastna in stalna teža 2. nadstropja	68
Preglednica 13: Lastna in stalna teža 1. nadstropja	68

1 UVOD

V diplomski nalogi bo prikazan postopek izdelave statične analize ter dimenzioniranje posameznih nosilnih elementov nosilne konstrukcije štiri etažne jeklene poslovne stavbe. Jeklena stavba je pravilne tlorisne oblike širine 21 m in dolžine 48 m. Višina stavbe je 15,6 m.

V prečni smeri nosilnost predstavljajo momentni okvirji, v vzdolžni smeri pa okvirji z ekscentričnim povezjem. Globalna analiza bo opravljena za vsak ravninski primer. Z upoštevanjem elastične analize in vpliva teorije drugega reda, ki zajema začetne globalne nepopolnosti, bodo dobljene statične količine osnova za dimenzioniranje nosilnih elementov. Pri dimenzioniranju posameznih elementov je upoštevano, da so uklonske dolžine v ravnini okvirja enake sistemski dolžini elementa, s tem upoštevamo vpliv lokalnih geometrijskih nepopolnosti elementov. Pri kontroli bočne zvrnitve in uklon izven ravnine okvirja, so uklonske dolžine enake razdaljam med bočnimi podporami. Analiza bo narejena v računalniškem programu SCIA Engineer 14.

Jeklena stavba se bo nahajala na potresno aktivnem območju, zato bo pri statični analizi objekta največji poudarek pri dimenzioniranju nosilnih elementov po pravilih, ki veljajo za potresna območja. Potresno obtežbo v prečni smeri, bodo prenašali momentni okvirji s togimi stiki ter upoštevanjem nastanka plastičnih členkov v primarnih nosilcih in na dnu stebrov. V vzdolžni smeri bodo potresno obtežbo prenašali okvirji z ekscentričnim povezjem, pri katerih se bo v potresnih členih, v obliki plastifikacije prereza disipirala energija. Pri določitvi potresne obremenitve bo uporabljena metoda z vodoravnimi silami.

Pri dimenzioniranju nosilnih elementov ob upoštevanju pravil za potresna območja je predvideno, da se pri delovanju potresne obtežbe tvorijo plastični členi na predvidenih mestih. V nalogi bo prikazan postopek dimenzioniranja nosilnih elementov z upoštevanjem kontrole nosilnosti in stabilnosti glavnih nosilnih elementov momentnega okvirja in okvirja z ekscentričnim povezjem. V nalogi bo zajeto tudi dimenzioniranje stikov. Prikazan bo postopek določitve dimenzij elementov pri momentnem stiku prečka – steber z upoštevanjem nastanka plastičnega članka v prečki. Pri dimenzioniranju členkastega stika med primarnim in sekundarnim nosilcem bo prikazan postopek določitve dimenzij posameznih elementov. Vijačni spoj pri diagonalnem elementu okvirja z ekscentričnim povezjem je tlačno obremenjen, dimenzioniranje elementov spoja bo prikazano na osnovi zahtev, ki veljajo za okvirje z ekscentričnimi povezji.

2 TEHNIČNO POROČILO

2.1 ZASNOVA

Jeklena stavba ima štiri etaže tlorisnih dimenzij 21 m v prečni smeri in 48 m v vzdolžni smeri. Višina stavbe je 15,6 m. Naklon strehe je 5°. Svetla višina prve etaže je 3,5 m, pri ostalih etažah pa 2,8 m. Nosilno konstrukcijo v prečni smeri stavbe zagotavljajo pomični momentni okvirji z razponom 7 m. Medosna razdalja med okvirji je 8 m. Okvirji so med seboj povezani s členkasto vpetimi sovprežnimi nosilci. Horizontalno nosilnost v vzdolžni smeri zagotavljajo okvirji z ekscentričnimi povezji na zunanjih stenah ter centrična povezja v ravnini strehe. Na slikah 1a, 1b in 1c so prikazane sheme posameznih nosilnih sklopov.

2.2 MATERIAL

Nosilna konstrukcija in zavetrovanja so izvedena v jeklu kvalitete S275. Spoji se izvedejo z vijaki kvalitete 8.8 ter 10.9. Stropna plošča in temelji so iz armiranega betona kvalitete C30/37. Armatura v plošči je kvalitete S500B.

2.3 OBTEŽBA

V izračunu so zajete obtežbe:

- lastna teža medetažne konstrukcije,
- lastna teža strehe,
- lastna teža fasade,
- spremenljiva teža medetaže (pisarne, predelne stene),
- obtežba snega (upoštevana je cona A2, nadmorska višina 300 m, območje Ljubljane),
- obtežba vetra (upoštevana je kategorija terena II ter cona A – $v_{ref}=20$ m/s),
- potresna obtežba (pospešek temeljnih tal $a_g=0,225g$ [m/s^2], kvaliteta tal je tipa C – Ljubljana srednja tla).

2.4 STREHA

Streha se izvede s trimo paneli TRIMO SNV 150. Naklon strehe je 5° kar je v skladu s tehničnimi predpisi izvajalca trimo panelov. Montaža panelov se izvede po navodilih proizvajalca Trimo.

2.5 FASADA

Fasada se izvede s fasadnimi paneli TRIMO FTV debeline 150 mm, ki so preko fasadne podkonstrukcije, ki ni zajeta v statični presoji, pritrjena na nosilne elemente jeklene stavbe. Montaža fasadnih panelov se izvede po navodilih proizvajalca Trimo.

2.6 STROPNA KONSTRUKCIJA

Stropna konstrukcija je sestavljena iz monolitne plošče debeline 12 cm in jeklenih nosilcev IPE330 na razmaku 233 cm. Zgornja in spodnja armatura v plošči je Q188 kvalitete S500B. Sovprežni nosilci so členkasto sidrani v primarne nosilce momentnega okvirja. Na sovprežne nosilce so na razmaku 40 cm privarjeni mozniki, ki v povezavi z monolitno ploščo tvorijo sovprežno konstrukcijo.

2.7 TEMELJENJE

Temeljna tla so dobro nosilna. Kohezija zemljine je 18 kN/m^2 , kot notranjega trenja je 22° , specifična teža zemljine je $20,5 \text{ kN/m}^3$. Temelji so pasovni, na mestu stebrov so točkovno ojačani. Nosilni stebri so v prečni smeri, ki je vzporedna momentnim okvirjem, togo sidrani v temelje. V vzdolžni smeri, ki je vzporedna okvirjem z ekscentričnim povezjem, pa členkasto. Dimenzioniranje temeljev ni vključeno v izračun.

2.8 ZAVETROVANJE

Zavetrovanje v vzdolžni smeri je zagotovljeno z okvirji z ekscentričnimi povezji, ki prevzemajo horizontalno potresno in vetrno obremenitev. V ravnini strehe je za prevzemanje horizontalnih obremenitev predvideno centrično povezje. V prečni smeri horizontalno obremenitev prevzamejo momentni okvirji. Pri okvirjih z ekscentričnimi povezji se v prečkah tvorijo seizmični členi, ki disipirajo potresno energijo s plastičnim upogibom in strigom.

2.9 SPOJI

V izračunu so upoštevani spoji:

- zunanji momentni spoj prečka-steber,
- členkasti spoj primarnega in sekundarnega nosilca,
- čelni spoj diagonalnega elementa pri okvirju z ekscentričnem povezjem.

2.10 RAČUN NOTRANJIH SIL IN POMIKOV

Pomiki in notranje sile so računane po teoriji drugega reda z upoštevanjem začetne globalne nepopolnosti. Izračuni so narejeni z računalniškim programom SCIA Engineer 14.

2.11 DINAMIČNA ANALIZA

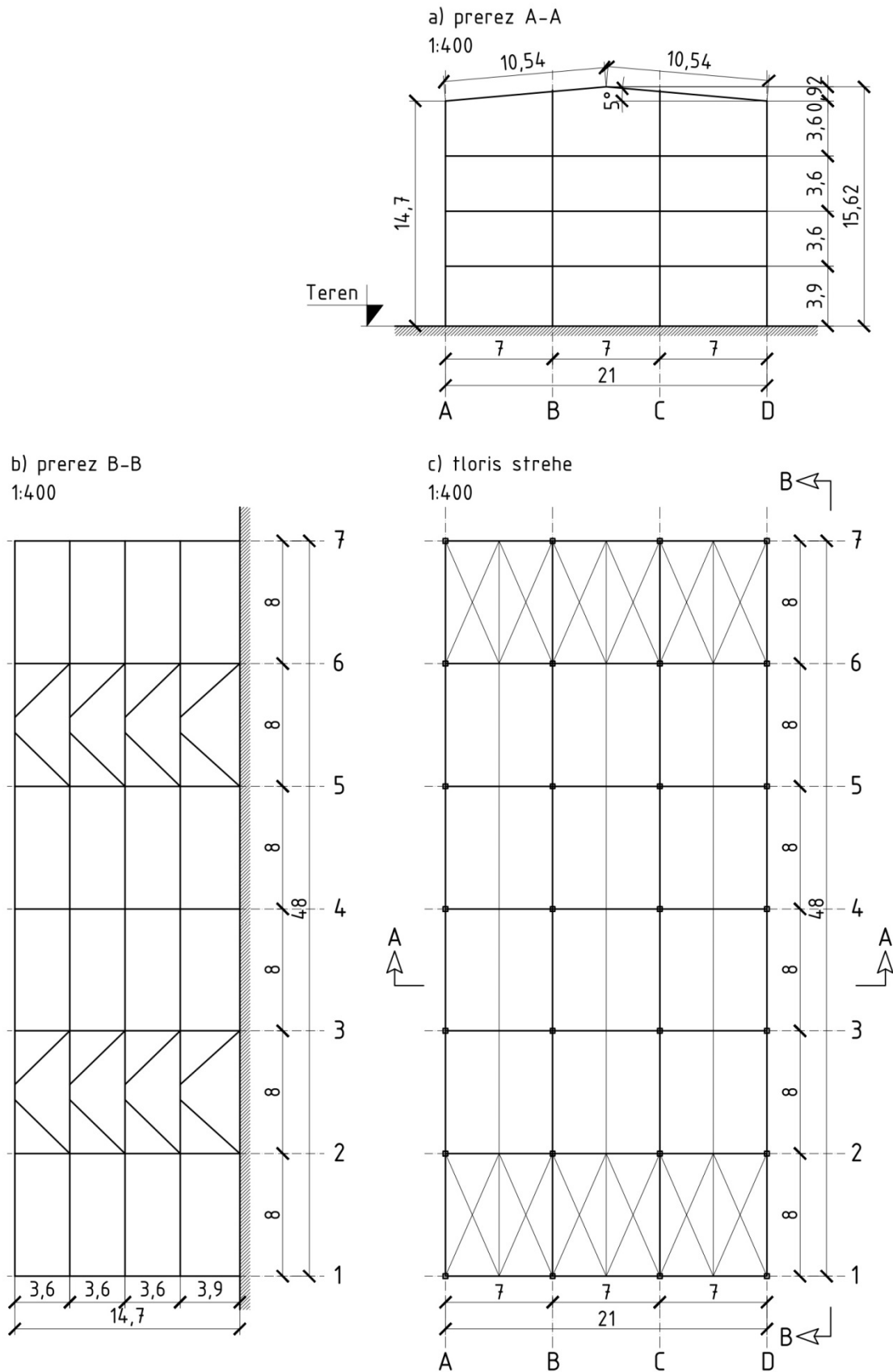
Dinamična analiza konstrukcije je narejena po metodi vodoravnih sil v dveh smereh. Kategorija temeljnih tal je tipa C – Ljubljana, srednja tla. Pospešek temeljnih tal $a_g = 0,225g$ [m/s^2]. Pri momentnem pomičnem okvirju je upoštevan faktor obnašanja $q=6,5$. Pri okvirju z ekscentričnim povezjem pa je upoštevan faktor obnašanja 6. Vrednosti faktorjev obnašanja veljata za sisteme DCH (visoka stopnja duktilnosti).

2.12 IZVEDBA IN MONTAŽA JEKLENE KONSTRUKCIJE

Izvedba in montaža stavbe je v skladu z ENV 1090. Pri montaži je potrebno s pravilnim vrstnim redom montaže zagotoviti stabilnost v času montaže. Med izdelavo in montažo mora biti zagotovljen strokovni nadzor, ki ga izvaja ustrezno usposobljen strokovnjak za jeklene konstrukcije. Za vsako spremembo je potrebno pisno soglasje projektanta in strokovnega nadzora. Vsi elementi jeklene konstrukcije so protikorozijsko zaščiteni. Poškodbe protikorozijske zaščite v času montaže je potrebno na koncu popraviti.

2.13 PREDPISI IN STANDARDI

Projekt je narejen v skladu z veljavnimi predpisi in standardi Evrokod.



Slika 1: Shematski prikaz zasnove nosilne konstrukcije

3 OBTEŽBE NA KONSTRUKCIJO

3.1 Lastna in stalna teža konstrukcije

3.1.1 Obtežba strehe

- strešni paneli TRIMO SNV 150 0,30 kN/m²
 - strešne lege (obtežba je zajeta pri izračunu)
 - spuščen strop 0,15 kN/m²
- $G_S = 0,45 \text{ kN/m}^2$

3.1.2 Obtežba stropne konstrukcije

- zaključni sloj oz. finalni tlak debeline 2 cm 0,46 kN/m²
 - cementni estrih debeline 5 cm 1,15 kN/m²
 - toplotna izolacija: ekstrudirani polistiren EPS 150 0,10 kN/m²
 - AB plošča debeline 12 cm 3,00 kN/m²
 - sekundarni nosilci IPE330 (obtežba je zajeta pri izračunu)
 - inštalacije 0,20 kN/m²
 - spuščen strop 0,15 kN/m²
- $G_M = 5,06 \text{ kN/m}^2$

3.1.3 Obtežba fasade

- fasadni paneli TRIMO FTV debeline 15 cm 0,30 kN/m²
 - fasadna podkonstrukcija 0,15 kN/m²
- $G_F = 0,50 \text{ kN/m}^2$

3.2 Spremenljiva obtežba

3.2.1 Koristna obtežba

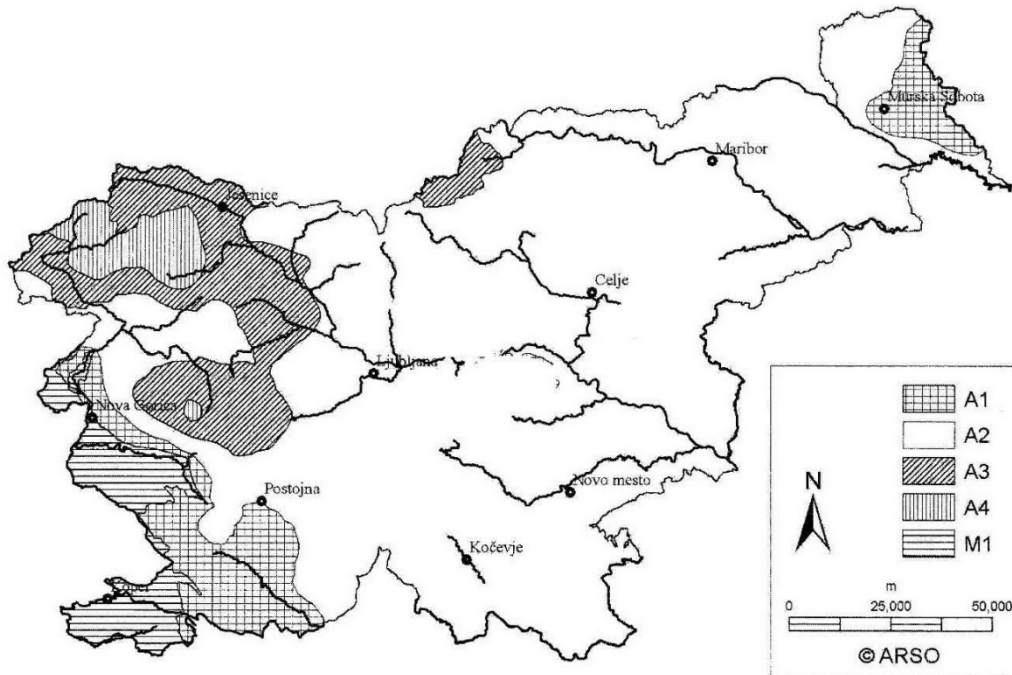
3.2.1.1 Medetaža

- pisarne 3,00 kN/m²
 - predelne stene 1,25 kN/m²
- $Q_M = 4,25 \text{ kN/m}^2$

3.2.2 Sneg

Obtežba snega se določi na osnovi standarda SIST EN 1991-1-3:2004, z upoštevanjem nacionalnega dodatka.

Objekt se nahaja na območju Ljubljane na nadmorski višini 300 m. Z upoštevanjem karte na sliki 2, je za to območje določena cona A2.



Slika 2: Cone za določanje obtežbe s snegom na tleh

Obtežba snega za trajna oz. začasna stanja se določi po enačbi:

$$s = \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k$$

kjer so:

- μ_1 oblikovni koeficient obtežbe snega. Odvisen je od naklona strehe ter vrste kritine. Za naklon strehe 5° je vrednost koeficienta enaka 0,8,
- s_k karakteristična obtežba snega na tleh. Določi se po enačbi, ki je odvisna od lokacije objekta ter nadmorske višine objekta. Objekt je v coni A2 na nadmorski višini 300m,
- C_e koeficient izpostavljenosti. Objekt se nahaja na običajnem terenu, kjer veter ne prenaša snega na objektih, ker so zaščiteni zaradi terena, drugih objektov ali dreves. Vrednost koeficienta je enaka 1,0,
- C_t toplotni koeficient. Upošteva se za zmanjšanje obtežbe snega pri strehah z veliko toplotno prevodnostjo. Pri izbrani kritini je toplotna prevodnost majhna, zato je vrednost koeficienta enaka 1,0,
- s obtežba snega na strehi. V nadaljevanju je oznaka za obtežbo snega enaka q_s .

Določitev karakteristične obtežbe snega na tleh za cono A2 na nadmorski višini $A=300\text{m}$:

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

Obtežba snega:

$$q_s = \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,51 \text{ kN/m}^2 = 1,21 \text{ kN/m}^2$$

3.2.3 Veter

Obtežba vetra se določi na osnovi standarda SIST EN 1991-1-4:2004, z upoštevanjem nacionalnega dodatka.

Vpliv vetra na konstrukcijo je odvisen od velikosti, oblike in dinamičnih lastnosti konstrukcije. Vpliv vetra je predstavljen s poenostavljeno skupino tlakov ali sil, katerih učinki so enakovredni skrajnim učinkom turbulentnega vetra. Obtežbo, ki nastane zaradi vpliva vetra na konstrukcijo, se izračuna na osnovi oblike in lokacije konstrukcije, osnovne hitrosti ter tlaka vetra.

3.2.3.1 Osnovna hitrost vetra

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

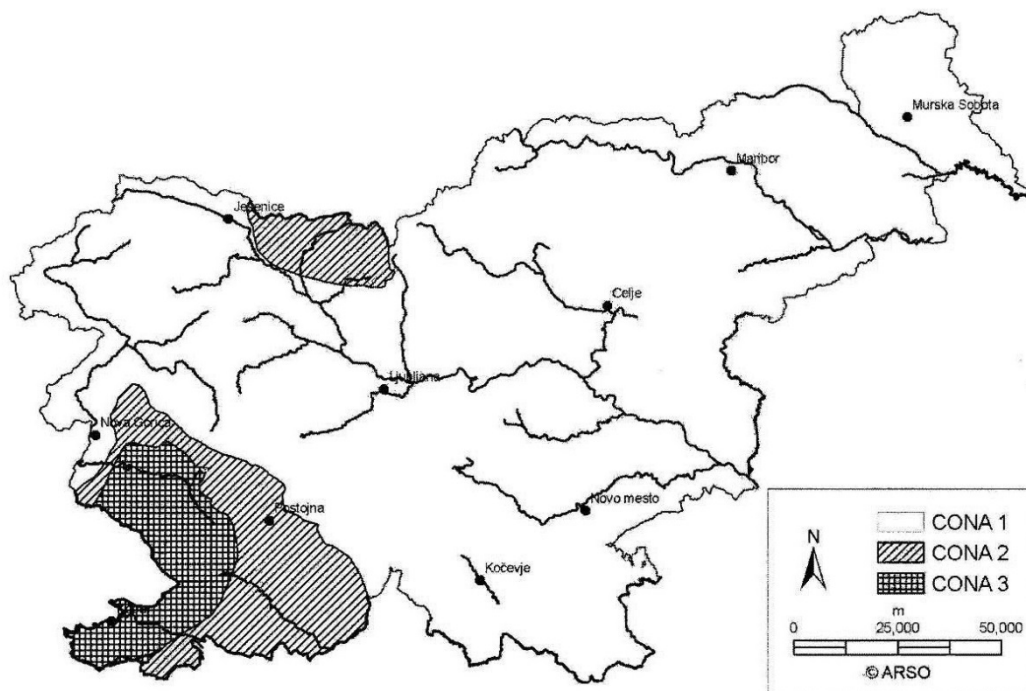
kjer so:

C_{dir} smerni faktor. Vrednosti faktorja za različne smeri so lahko določene v nacionalnem dodatku. Priporočena in izbrana vrednost je 1,0,

C_{season} faktor letnega časa. Vrednost faktorja letnega časa je lahko določena v nacionalnem dodatku. Priporočena in izbrana vrednost je 1,0,

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

$V_{b,0}$ temeljna vrednost osnovne hitrosti vetra. Na sliki 3 so označene vetrne cone za različne vrednosti temeljne osnovne hitrosti vetra $V_{b,0}$. Na podlagi lokacije objekta, je določena cona 1 z nadmorsko višino pod 800 m, za katero je predpisana vrednost $V_{b,0} = 20 \text{ m/s}$.



Slika 3: Cone z enako temeljno vrednostjo osnovne hitrosti vetra $V_{b,0}$

$$V_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot V_{b,0} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 20 \text{ m/s} = 20 \text{ m/s}$$

3.2.3.2 Tlak pri največji hitrosti ob sunkih vetra

Določi se tlak pri največji hitrosti ob sunkih vetra $q_p(z)$ na višini z , ki vključuje srednjo hitrost in kratkotrajno spreminjanje hitrosti.

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = c_e(z) \cdot q_b = 2,6 \cdot 0,25 \text{ kN/m}^2 = 0,65 \text{ kN/m}^2$$

kjer so:

ρ gostota zraka, ki je odvisna od nadmorske višine, temperature in zračnega tlaka, pričakovanega med neurjem na obravnavanem območju. Privzeta vrednost $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$

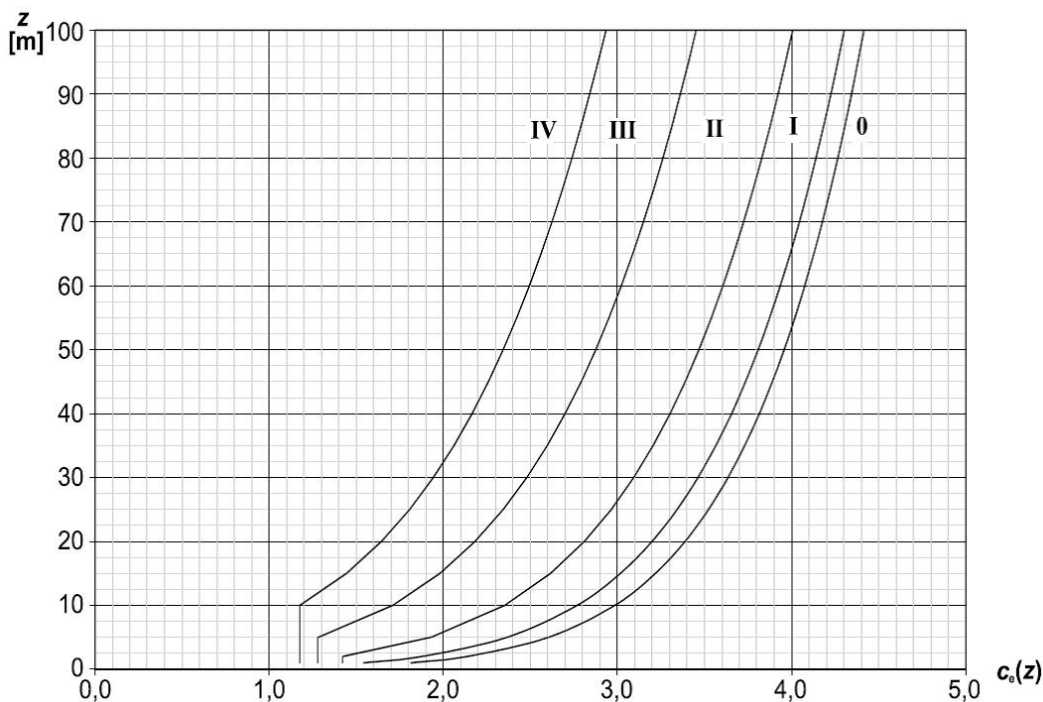
$c_e(z)$ faktor izpostavljenosti, ki ga izračunamo po enačbi:

$$c_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b}$$

q_b osnovni tlak vetra po izrazu

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

Za raven teren, kjer je $c_0(z) = 1,0$ (hribovitost terena), je faktor izpostavljenosti $c_e(z)$ na sliki 4 prikazan kot funkcija višine nad terenom in kategorije terena v kateri se nahaja objekt.



Slika 4: Diagrami faktorja izpostavljenosti $c_e(z)$ za $c_0 = 1,0$, $k_1 = 1,0$
[SIST EN 1991-1-4: 2005]

$$z = 3,9 \text{ m} + 3 \cdot 3,6 \text{ m} + 0,92 \text{ m} = 15,62 \text{ m}$$

kjer je:

z višina objekta.

Iz diagrama na sliki 4 se na osnovi višine objekta, ki znaša $z = 15,62 \text{ m}$, odčita vrednost faktorja izpostavljenosti pri krivulji, ki predstavlja kategorijo izbranega terena II. Za kategorijo terena II je značilno področje z nizkim rastlinjem (trava) in posameznimi ovirami (drevesi, stavbami) na razdalji najmanj 20 višin ovir. Jeklena stavba se bo nahajala na obrobju industrijske cone, za katero so predpostavljene značilnosti kategorije terena II.

$$c_e(15,62 \text{ m}) = 2,6$$

3.2.3.3 Tlak vetra na ploskve

3.2.3.3.1 Tlak vetra w_e na zunanje ploskve se izračuna po izrazu:

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

kjer so:

$q_p(z_e)$ največji tlak pri sunkih vetra,
 z_e referenčna višina za zunanji tlak,
 c_{pe} koeficient zunanjega tlaka.

3.2.3.3.2 Tlak vetra w_i na notranje ploskve se izračuna po izrazu:

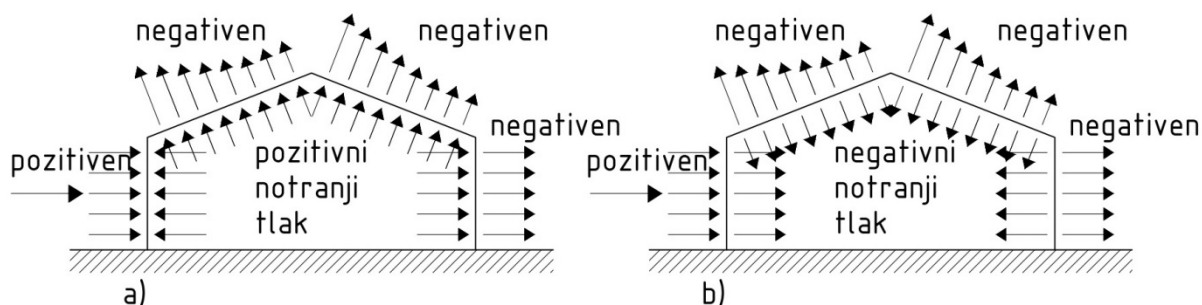
$$w_i = q_p(z_i) \cdot c_{pi}$$

kjer so:

$q_p(z_i)$ največji tlak pri sunkih vetra,
 z_i referenčna višina za notranji tlak,
 c_{pi} koeficient notranjega tlaka.

3.2.3.3.3 Neto tlak na steno ali streho

Neto tlak na steno ali streho je razlika med tlakoma na nasprotnih ploskvah, upošteva njun predznak. Tlak usmerjen proti ploskvi, je pozitiven, srk, usmerjen od ploskve, je negativen. Na sliki 5 je primer delovanja tlakov na ploskve.



Slika 5: Tlaki na ploskve: (a) pozitivni notranji tlak, (b) negativni notranji tlak
[SIST EN 1991-1-4: 2005]

3.2.3.4 Koeficienti zunanjega tlaka na navpične stene

Za določitev koeficientov tlaka na zunanje stene objekta, obravnavamo delovanje vetrne obtežbe v dveh ločenih smereh. Če vetrna obtežba deluje v prečni smeri, predpostavimo da deluje v X smeri, za delovanje vetrne obtežbe v vzdolžni smeri, predpostavimo da deluje v Y smeri.

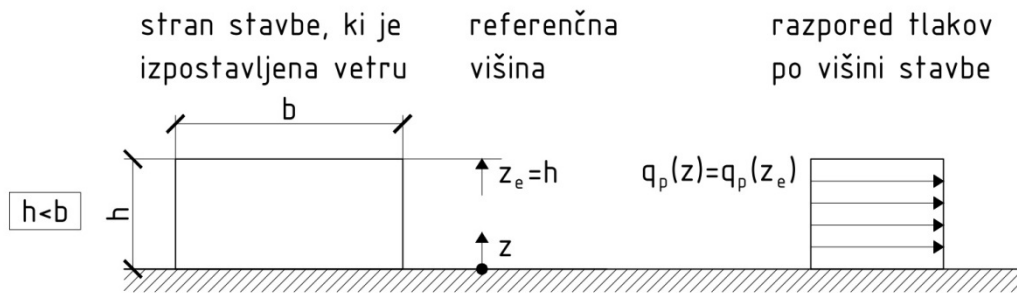
Na osnovi razmerja med višino in širino stranice objekta na katero deluje vetrna obtežba, določimo razpored tlakov po višini objekta.

Na sliki 6 je prikazan razpored tlakov po višini stavbe za primer ko velja:

$$h \leq b$$

kjer sta:

h višina objekta,
 b širina objekta, ki je odvisna od obravnavane smeri delovanja vetrne obtežbe.



Slika 6: Razpored tlakov po višini stavbe glede na razmerje med višino in širino objekta [SIST EN 1991-1-4: 2005]

3.2.3.4.1 Koeficienti zunanega tlaka na navpične stene v X smeri

Za določitev koeficientov zunanega tlaka najprej preverimo razmerje med višino in širino stranice objekta na katero deluje vetrna obtežba. Ko določimo razpored tlakov po višini, določimo razpored tlakov po celotnem ovoju objekta. Celotni ovoj objekta je razdeljen na območja od *A* do *E*.

Na sliki 7 je narisani tloris in naris objekta ter smer delovanja vetrne obtežbe. Pravilno razporeditev območij od *A* do *E* ter pripadajoče koeficiente zunanega tlaka, določimo na osnovi razmerja med *e* in *d* pri čemer je:

$$e = \min\{b \text{ ali } 2 \cdot h\},$$

d dolžina stranice objekta, ki je vzporedna smeri v kateri deluje vetrna obtežba,

b dolžina stranice objekta, ki je pravokotna smeri v kateri deluje vetrna obtežba,

h višina objekta.

$$e = \min\{b \text{ ali } 2 \cdot h\} = \min\{48 \text{ m ali } 31,24 \text{ m}\} = 31,24 \text{ m}$$

$$h = 15,62 \text{ m}$$

$$2 \cdot h = 31,24 \text{ m}$$

$$d = 21 \text{ m}$$

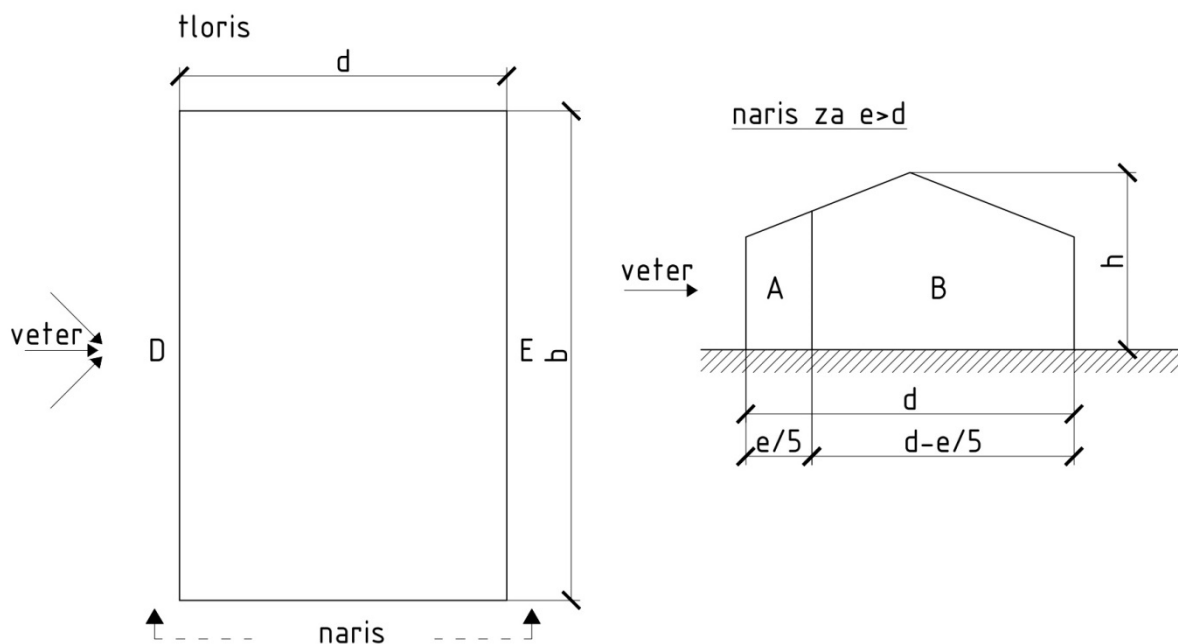
$$b = 48 \text{ m}$$

Iz podatkov je razvidno, da velja:

$$e > d$$

$$31,24 \text{ m} > 21 \text{ m}$$

$$h/d = 15,62 \text{ m} / 21 \text{ m} = 0,74$$



Slika 7: Razdelitev sten na območja, na osnovi razmerja $e > d$
 [SIST EN 1991-1-4: 2005]

Za razmerje $e > d$ in $h/d = 0,74$, upoštevamo priporočene vrednosti koeficientov zunanega tlaka na navpične stene. Vrednosti so prikazane v preglednici 1.

Preglednica 1: Koeficienti in obtežbe zunanega tlaka na stene pri delovanju vetra v smeri X

Področje	$q_p(z)$ [kN/m ²]	c_{pe}	w_e [kN/m ²]
A	0,65	-1,2	-0,78
B	0,65	-0,8	-0,52
D	0,65	0,77	0,50
E	0,65	-0,43	-0,28

3.2.3.4.2 Koeficienti zunanega tlaka na navpične stene v Y smeri

$$e = \min\{b \text{ ali } 2 \cdot h\} = \min\{21 \text{ m ali } 31,24 \text{ m}\} = 21 \text{ m}$$

$$h = 15,62 \text{ m}$$

$$2 \cdot h = 31,24 \text{ m}$$

$$d = 48 \text{ m}$$

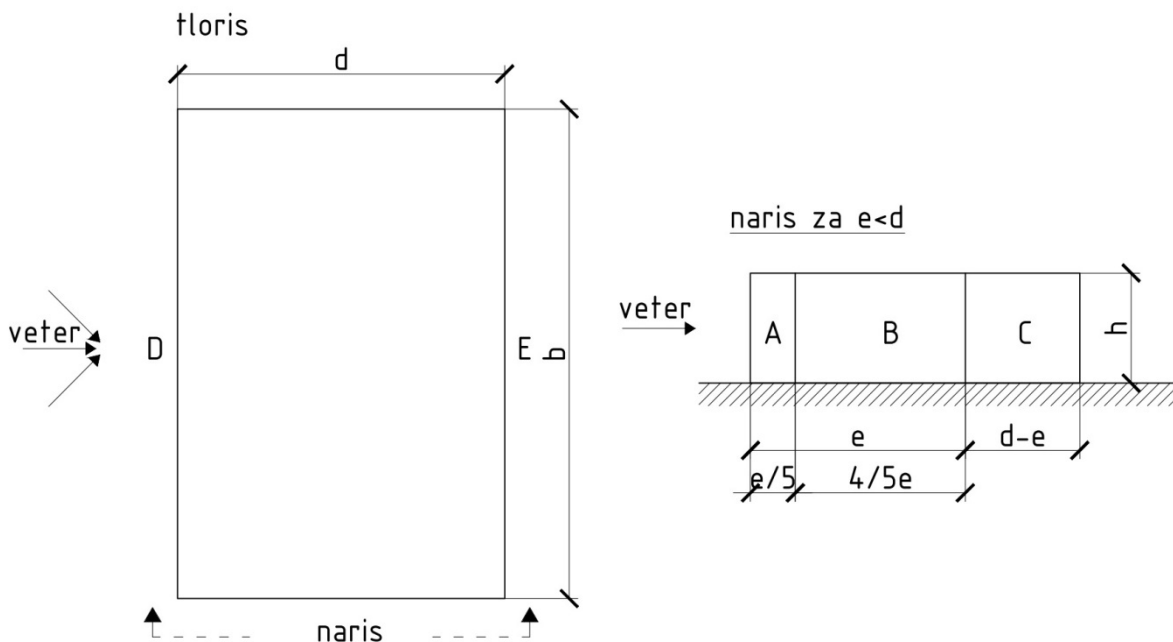
$$b = 21 \text{ m}$$

Iz podatkov je razvidno, da velja:

$$e < d$$

$$21 \text{ m} > 48 \text{ m}$$

$$h/d = 15,62 \text{ m}/48 \text{ m} = 0,33$$



Slika 8: Razdelitev sten na območja, na osnovi razmerja $e < d$
[SIST EN 1991-1-4: 2005]

Za razmerje $e < d$ in $h/d = 0,33$, upoštevamo priporočene vrednosti koeficientov zunanje tlaka na navpične stene. Vrednosti so prikazane v preglednici 2.

Preglednica 2: Koeficienti in obtežbe zunanje tlaka na stene pri delovanju vetra v smeri Y

Področje	$q_p(z)$ [kN/m ²]	c_{pe}	w_e [kN/m ²]
A	0,65	-1,2	-0,78
B	0,65	-0,8	-0,52
C	0,65	-0,5	-0,33
D	0,65	0,71	0,46
E	0,65	-0,32	-0,21

3.2.3.5 Koeficienti zunanje tlaka na streho

Za določitev koeficientov tlaka na zunanje stene objekta, obravnavamo delovanje vetrne obtežbe v dveh ločenih smereh. Če vetrna obtežba deluje v prečni smeri, predpostavimo da deluje v X smeri, za delovanje vetrne obtežbe v vzdolžni smeri, predpostavimo da deluje v Y smeri.

Na osnovi razmerja med širino stranice objekta, ki je pravokotna na smer vetrne obtežbe, višino in kotom naklona strehe objekta, določimo velikosti koeficientov in območja od F do J. Podatke določamo po priporočilih, ki veljajo za dvokapne strehe.

3.2.3.5.1 Koeficienti zunanje tlaka na dvokapno poševno streho pri delovanju vetrne obtežbe v X smeri

Na sliki 9 je narisani tloris in prečni prezek objekta. Pravilno razporeditev območij od F do J ter pripadajoče koeficiente zunanje tlaka, določimo na osnovi smeri delovanja vetrne obtežbe, višine objekta ter naklona strehe.

$$e = \min\{b \text{ ali } 2 \cdot h\},$$

b dolžina stranice objekta, ki je pravokotna smeri v kateri deluje vetrna obtežba,

h višina objekta.

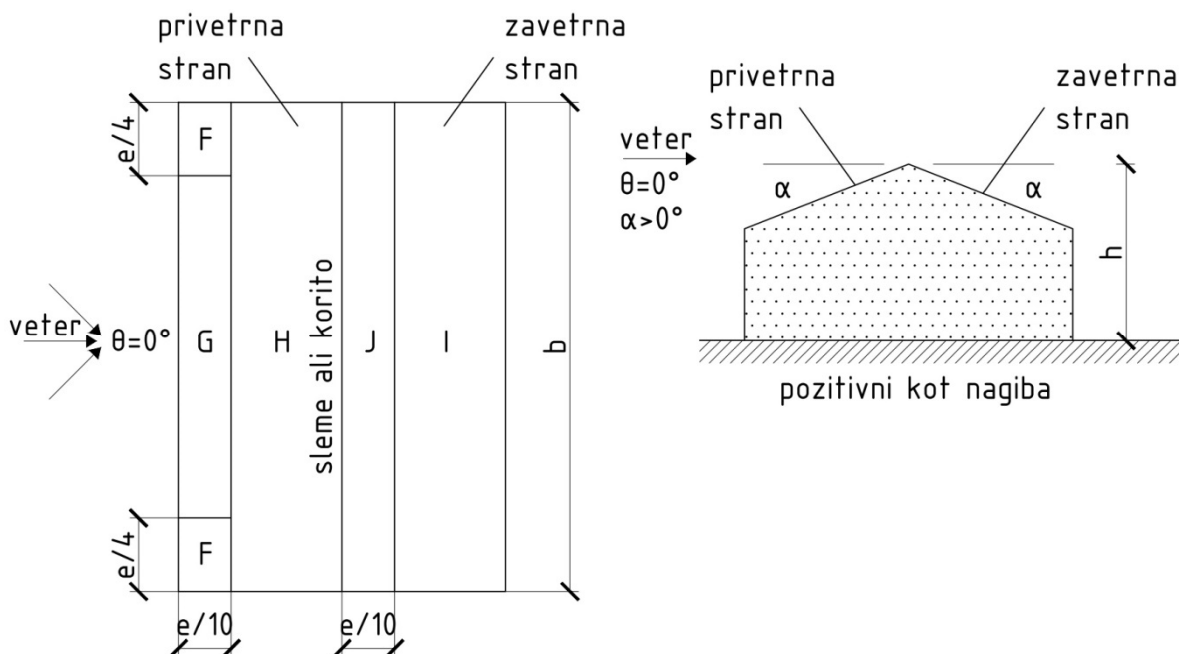
$$e = \min\{b \text{ ali } 2 \cdot h\} = \min\{48 \text{ m ali } 31,24 \text{ m}\} = 31,24 \text{ m}$$

$$h = 15,62 \text{ m}$$

$$2 \cdot h = 31,24 \text{ m}$$

$$b = 48 \text{ m}$$

$$\alpha = 5^\circ$$



Slika 9: Razdelitev strehe na območja, vetrna obtežba v X smeri
 [SIST EN 1991-1-4: 2005]

Za naklon strehe 5° , upoštevamo priporočene vrednosti koeficientov zunanega tlaka za dvokapne strehe. Vrednosti so prikazane v preglednici 3.

Preglednica 3: Koeficienti in obtežbe zunanega tlaka na strehi pri delovanju vetra v smeri X

Področje	$q_p(z)$ [kN/m ²]	c_{pe}	w_e [kN/m ²]
F	0,65	-1,7	-1,11
G	0,65	-1,2	-0,78
H	0,65	-0,6	-0,39
I	0,65	0,6	0,39
J	0,65	0,2	0,13
		-0,6	-0,39

3.2.3.5.2 Koeficienti zunanega tlaka na dvokapno poševno streho pri delovanju vetrne obtežbe v Y smeri

Na sliki 10 je narisani tloris in prečni prerez objekta. Pravilno razporeditev območij od F do I ter pripadajoče koeficiente zunanega tlaka, določimo na osnovi smeri delovanja vetrne obtežbe, višine objekta ter naklona strehe.

$$e = \min\{b \text{ ali } 2 \cdot h\},$$

b dolžina stranice objekta, ki je pravokotna smeri v kateri deluje vetrna obtežba,
 h višina objekta.

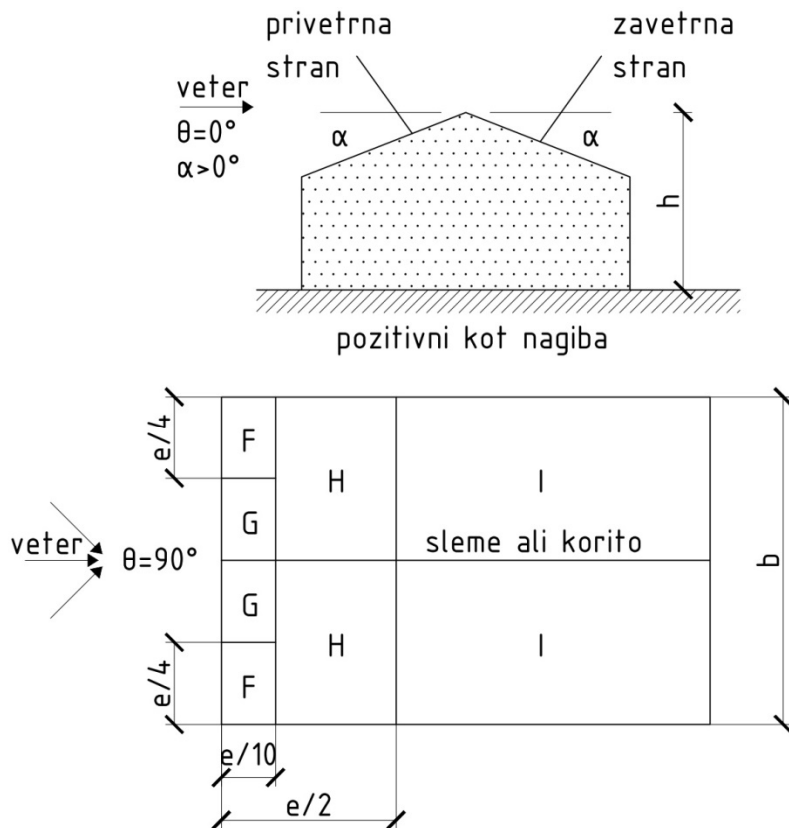
$$e = \min\{b \text{ ali } 2 \cdot h\} = \min\{21 \text{ m ali } 31,24 \text{ m}\} = 21 \text{ m}$$

$$h = 15,62 \text{ m}$$

$$2 \cdot h = 31,24 \text{ m}$$

$$b = 21 \text{ m}$$

$$\alpha = 5^\circ$$



Slika 10: Razdelitev strehe na območja, vetrna obtežba v Y smeri
[SIST EN 1991-1-4: 2005]

Za naklon strehe 5° , upoštevamo priporočene vrednosti koeficientov zunanega tlaka za dvokapne strehe. Vrednosti so prikazane v preglednici 4.

Preglednica 4: Koeficienti in obtežbe zunanega tlaka na strehi pri delovanju vetra v smeri Y

Področje	$q_p(z) [kN/m^2]$	c_{pe}	$w_e [kN/m^2]$
F	0,65	-1,6	-1,04
G	0,65	-1,3	-0,85
H	0,65	-0,7	-0,46
I	0,65	-0,6	-0,39

3.2.3.6 Tlak vetra na notranje ploskve

Tlak vetra na notranje ploskve objekta je odvisen predvsem od razporeditve odprtín na ovoju objekta ter razmerja med skupno velikostjo odprtín in ovoja stavbe. Če razmerja ni mogoče opredeliti, se za koeficient notranjega tlaka c_{pi} privzame priporočena vrednost med 0,2 in -0,3. Koeficient notranjega tlaka je enak za vse smeri vetra in vse ploskve objekta.

$$c_{pi} = \begin{cases} -0,3 \\ 0,2 \end{cases} \quad \text{koeficient notranjega tlaka}$$

V preglednici 5 sta navedeni vrednosti notranjega zračnega tlaka w_i z upoštevanjem priporočenih vrednosti koeficientov notranjega tlaka c_{pi} . Vrednosti veljata za vsa področja od A do I.

Preglednica 5: Koeficienti in obtežbe notranjega tlaka na vse ploskve

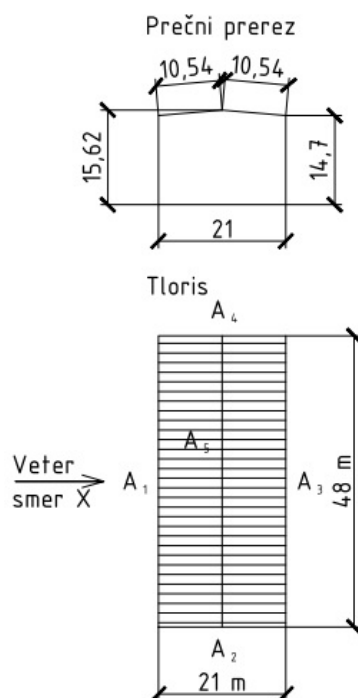
Področje	$q_p(z)$ [kN/m ²]	c_{pi}	w_i [kN/m ²]
A,...,I	0,65	-0,3	-0,20 (notranji srk)
A,...,I	0,65	0,2	0,13 (notranji tlak)

3.2.3.7 Učinek trenja vetra

V primeru, da je celotna površina zunanjih ploskev objekta vzporednih (ali pod majhnim kotom) na smer delovanja vetrne obtežbe, enaka ali manjša od štirikratne površine ploskev, pravokotnih na smer delovanja vetrne obtežbe (priveternih in zaveternih), lahko učinek trenja vetra na ploskev zanemarimo. Kontrolo pogoja izvedemo ločeno za delovanje vetrne obtežbe v X in Y smeri.

3.2.3.7.1 Učinek delovanja v smeri X

Na sliki 11 je narisani tloris in prečni prerez objekta, na katerega deluje vetrna obtežba v X smeri



Slika 11: Geometrija objekta za izračun površin ploskev za vetrno obtežbo v X smeri

Površine ploskev na fasadi:

$$A_1 = A_3 = 48 \text{ m} \cdot 14,7 \text{ m} = 705,60 \text{ m}^2$$

$$A_2 = A_4 = 21 \text{ m} \cdot (14,7 \text{ m} + 15,62 \text{ m})/2 = 318,36 \text{ m}^2$$

Površine ploskev na strehi:

$$A_5 = 2 \cdot (48 \text{ m} \cdot 10,54 \text{ m}) = 1011,84 \text{ m}^2$$

Kontrola vpliva trenja zaradi vetrne obtežbe v X smeri:

$$A_{VZP} = A_2 + A_4 + A_5 = 318,36 \text{ m}^2 + 318,36 \text{ m}^2 + 1011,84 \text{ m}^2 = 1648,56 \text{ m}^2$$

$$A_{PRAV} = A_1 + A_3 = 705,60 \text{ m}^2 + 705,60 \text{ m}^2 = 1411,20 \text{ m}^2$$

kjer sta:

A_{VZP} vsota površin ploskev objekta, ki so vzporedne na delovanje vetrne obtežbe v smeri X,

A_{PRAV} vsota površin ploskev objekta, ki so pravokotne na delovanje vetrne obtežbe v smeri X.

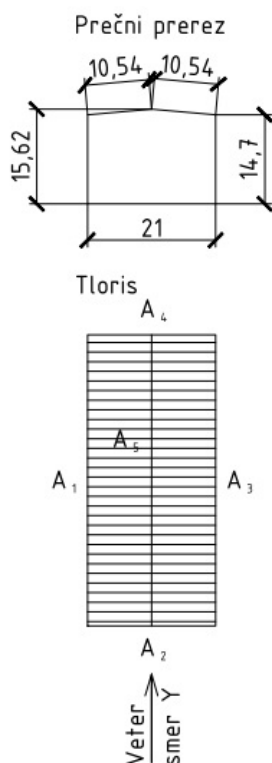
$$A_{VZP} \leq 4 \cdot A_{PRAV}$$

$$1648,56 \text{ m}^2 \leq 4 \cdot 1411,20 \text{ m}^2 = 5644,80 \text{ m}^2$$

Kontrola je zagotovljena, učinek trenja vetrne obtežbe v smeri X lahko zanemarimo.

3.2.3.7.2 Učinek delovanja v smeri Y

Na sliki 12 je narisana tloris in prečni prerez objekta, na katerega deluje vetrna obtežba v Y smeri.



Slika 12: Geometrija objekta za izračun površin ploskev za vetrno obtežbo v Y smeri

Površine ploskev na fasadi in strehi so enake kot pri obtežbi v X smeri.

Kontrola vpliva trenja zaradi vetrne obtežbe v Y smeri:

$$A_{VZP} = A_1 + A_3 = 705,60 \text{ m}^2 + 705,60 \text{ m}^2 = 1411,20 \text{ m}^2$$

$$A_{PRAV} = A_2 + A_4 + A_5 = 318,36 \text{ m}^2 + 318,36 \text{ m}^2 + 1011,84 \text{ m}^2 = 1628,56 \text{ m}^2$$

kjer sta:

A_{VZP} vsota površin ploskev objekta, ki so vzporedne na delovanje vetrne obtežbe v smeri Y,

A_{PRAV} vsota površin ploskev objekta, ki so pravokotne na delovanje vetrne obtežbe v smeri Y.

$$A_{VZP} \leq 4 \cdot A_{PRAV}$$

$$1411,20 \text{ m}^2 \leq 4 \cdot 1628,56 \text{ m}^2 = 6514,16 \text{ m}^2$$

Kontrola je zagotovljena, učinek trenja vetrne obtežbe v smeri Y lahko zanemarimo.

3.2.3.8 Sočasni vpliv delovanja vetrne obtežbe na zunanje in notranje ploskve

- *Sočasni vpliv tlakov na stene in streho z upoštevanjem notranjega tlaka s faktorjem $c_{pi} = 0,2$, pri vetrni obtežbi v X smeri*

Preglednica 6: Koeficienti in obtežbe zunanjega in notranjega tlaka na stene pri delovanju vetra v smeri X

Področje	$q_p(z)$ [kN/m ²]	c_{pe}	c_{pi}	w_e [kN/m ²]
A	0,65	-1,2	/	-0,78
B	0,65	-0,8	/	-0,52
D	0,65	0,77	-0,2	0,37
E	0,65	-0,43	-0,2	-0,41
F	0,65	-1,7	-0,2	-1,24
G	0,65	-1,2	-0,2	-0,91
H	0,65	-0,6	-0,2	-0,52
I	0,65	0,6	-0,2	0,26
J	0,65	0,2	-0,2	0,00
		-0,6	-0,2	-0,52

V preglednici 6 so upoštevani notranji tlaki s koeficientom notranjega tlaka $c_{pi} = 0,2$. Na takšen način povečamo vrednosti zunanjega srka na strešnih površinah.

- *Sočasni vpliv tlakov na stene in streho z upoštevanjem notranjega srka s faktorjem $c_{pi} = -0,3$, pri vetrni obtežbi v X smeri*

Preglednica 7: Koeficienti in obtežbe zunanjega tlaka in notranjega srka na stene pri delovanju vetra v smeri X

Področje	$q_p(z)$ [kN/m ²]	c_{pe}	c_{pi}	w_e [kN/m ²]
A	0,65	-1,2	/	-0,78
B	0,65	-0,8	/	-0,52
D	0,65	0,77	0,3	0,7
E	0,65	-0,43	0,3	-0,08
F	0,65	-1,7	0,3	-0,91
G	0,65	-1,2	0,3	-0,59
H	0,65	-0,6	0,3	-0,2
I	0,65	0,6	0,3	0,59
J	0,65	0,2	0,3	0,33
		-0,6	0,3	-0,2

V preglednici 7 so upoštevani notranji srki s koeficientom notranjega tlaka $c_{pi} = -0,3$. Na takšen način povečamo vrednosti zunanjega tlaka na navpično steno na vetrni strani (področje D)

Notranje tlake zaradi vpliva vetrne obtežbe na navpične stene objekta izračunamo le v smeri delovanja obtežbe. V smeri, ki je pravokotna na delovanje vetrne obtežbe, jih ne upoštevamo (področje A in B).

- *Sočasni vpliv tlakov na stene in streho z upoštevanjem notranjega tlaka s faktorjem $c_{pi} = 0,2$, pri vetrni obtežbi v Y smeri*

Preglednica 8: Koeficienti in obtežbe zunanjega in notranjega tlaka na stene pri delovanju vetra v smeri Y

Področje	$q_p(z)[kN/m^2]$	c_{pe}	c_{pi}	$w_e[kN/m^2]$
A	0,65	-1,2	/	-0,78
B	0,65	-0,8	/	-0,52
C	0,65	-0,5	/	0,33
D	0,65	0,71	-0,2	0,33
E	0,65	-0,32	-0,2	-0,34
F	0,65	-1,6	-0,2	-1,17
G	0,65	-1,3	-0,2	-0,98
H	0,65	-0,7	-0,2	-0,59
I	0,65	-0,6	-0,2	-0,52

V preglednici 8 so upoštevani notranji tlaki s koeficientom notranjega tlaka $c_{pi} = 0,2$. Na takšen način povečamo vrednosti zunanjega srka na strešnih površinah.

- *Sočasni vpliv tlakov na stene in streho z upoštevanjem notranjega srka s faktorjem $c_{pi} = -0,3$, pri vetrni obtežbi v Y smeri*

Preglednica 9: Koeficienti in obtežbe zunanjega tlaka in notranjega srka na stene pri delovanju vetra v smeri Y

Področje	$q_p(z)[kN/m^2]$	c_{pe}	c_{pi}	$w_e[kN/m^2]$
A	0,65	-1,2	/	-0,78
B	0,65	-0,8	/	-0,52
C	0,65	-0,5	/	0,33
D	0,65	0,71	0,3	0,66
E	0,65	-0,32	0,3	-0,01
F	0,65	-1,6	0,3	-0,85
G	0,65	-1,3	0,3	-0,65
H	0,65	-0,7	0,3	-0,26
I	0,65	-0,6	0,3	-0,2

V preglednici 9 so upoštevani notranji srki s koeficientom notranjega tlaka $c_{pi} = -0,3$. Na takšen način povečamo vrednosti zunanjega tlaka na navpično steno na vetrni strani (področje D)

Notranje tlake zaradi vpliva vetrne obtežbe na navpične stene objekta izračunamo le v smeri delovanja obtežbe. V smeri, ki je pravokotna na delovanje vetrne obtežbe, jih ne upoštevamo (področje A, B in C).

4 STROPNA KONSTRUKCIJA

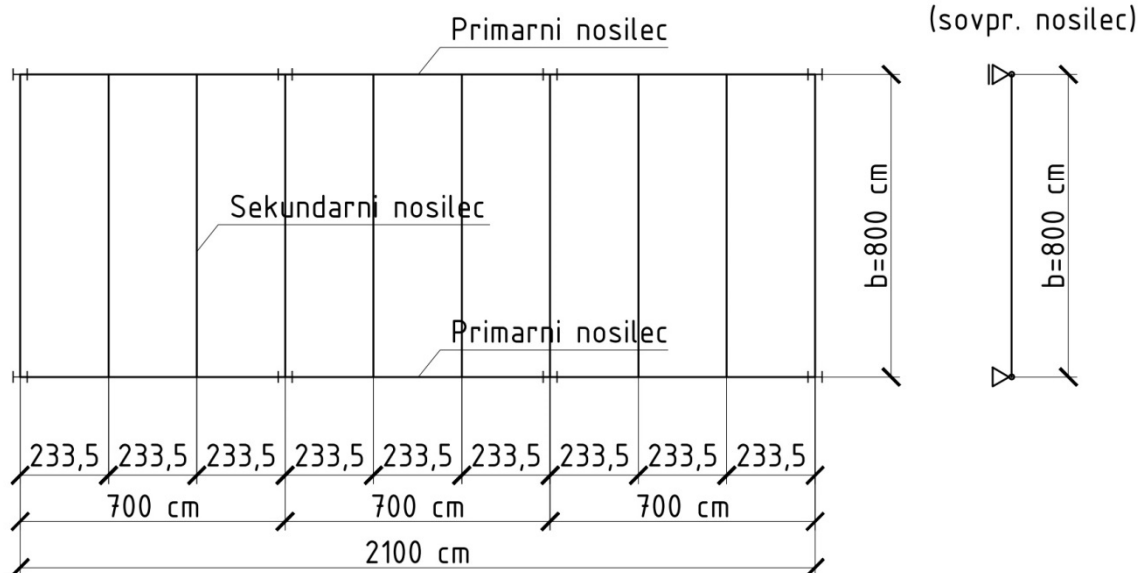
4.1 Zasnova

Stropna konstrukcija je sestavljena iz monolitne AB plošče in jeklenega nosilca, ki skupaj tvorita sovprežno konstrukcijo. Jeklen nosilec je zasnovan kot prostoležeč, členkasto podprt na primarne nosilce. Razpon znaša 8 m, medosna razdalja med nosilci je 2,335 m.

VZDOLŽNI PREREZ (AB plošča)



DELNI TLORIS STROPNE KONSTRUKCIJE



Slika 13: Zasnova stropne konstrukcije

$b = 800 \text{ cm}$ dolžina nosilca
 $l = 233,5 \text{ cm}$ medosna razdalja med nosilci

Določitev velikosti nosilca na osnovi enačbe: $h_j \cong \frac{b}{250} = \frac{800 \text{ cm}}{250} = 32 \text{ cm}$

Izbran prerez: IPE330

$h_j = 33 \text{ cm}$

4.2 Material

Jeklen nosilec:

Jeklo S275

$f_y = 27,5 \text{ kN/cm}^2$ meja plastičnosti

$f_u = 36,0 \text{ kN/cm}^2$ natezna trdnost

Mozniki:

$f_{u\check{c}} = 45,0 \text{ kN/cm}^2$ natezna trdnost moznika

AB plošča:

Beton C30/37

$$f_{ck} = 3 \text{ kN/cm}^2$$

tlačna trdnost betona starega 28 dni

$$f_{ctm} = 0,29 \text{ kN/cm}^2$$

tlačna trdnost betona odvisna od starosti betona t

$$f_{ctk, 0,05} = 0,2 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{cd} = 0,2 \text{ kN/cm}^2$$

računska tlačna trdnost betona

$$E_{cm} = 3200 \text{ kN/cm}^2$$

srednji modul elastičnosti betona pri starosti 28 dni

$$\gamma_c = 1,5$$

Armatura v plošči:

S500B

$$f_{yk} = 50 \text{ kN/cm}^2$$

karakteristična meja elastičnosti

$$\gamma_s = 1,15$$

4.3 Obtežba

4.3.1 Lastna in stalna obtežba

- lastna teža jeklenega nosilca IPE330 $G_J = 0,49 \text{ kN/m}^1$
- lastna teža betonske plošče:
 - strnjen beton: $24+1=25 \text{ kN/m}^3$:
 $G_c = 0,12 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 \cdot 2,335 \text{ m} = 7,01 \text{ kN/m}^1$
 - svež beton: $24+1+1=26 \text{ kN/m}^3$:
 $G_c = 0,12 \text{ m} \cdot 26 \text{ kN/m}^3 \cdot 2,335 \text{ m} = 7,29 \text{ kN/m}^1$
- lastna teža opaža (ocena): $G_{op} = 0,4 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,335 \text{ m} = 0,93 \text{ kN/m}^1$
- lastna teža tlakov: $G_{tl} = 2,06 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,335 \text{ m} = 4,81 \text{ kN/m}^1$
 - zaključni sloj oz. finalni tlak debeline 2 cm $0,46 \text{ kN/m}^2$
 - cementni estrih debeline 5 cm $1,15 \text{ kN/m}^2$
 - toplotna izolacija: ekstrudirani polistiren EPS 150 $0,10 \text{ kN/m}^2$
 - inštalacije $0,20 \text{ kN/m}^2$
 - spuščen strop $0,15 \text{ kN/m}^2$
- koristna obtežba: $g_{TL} = 2,06 \text{ kN/m}^2$
 - pisarne $Q = 4,25 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,335 \text{ m} = 9,92 \text{ kN/m}^1$
 - predelne stene $3,00 \text{ kN/m}^2$
 - $1,25 \text{ kN/m}^2$
 - $q = 4,25 \text{ kN/m}^2$
- obtežba med betoniranjem: $Q_m = 0,75 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,335 \text{ m} = 1,75 \text{ kN/m}^1$
 - območje 3x3 m (kopičenje betona) – 10% lastne teže betona:
 $q_{m1} = 0,10 \cdot 0,12 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 0,3 \text{ kN/m}^2 < 0,75 \text{ kN/m}^2$ $q_{m1} = 0,75 \text{ kN/m}^2$
 - izven območja (delavci in oprema): $q_{m2} = 0,75 \text{ kN/m}^2$

4.4 Faza montaže

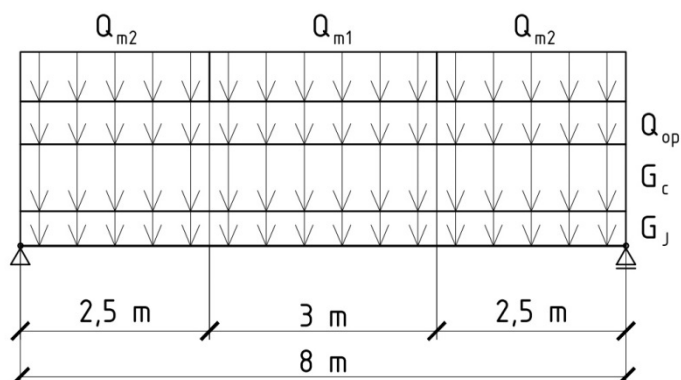
Jeklenega nosilca dodatno ne podpremo. Vso obtežbo prenese jeklen nosilec.

4.4.1 Mejno stanje nosilnosti (MSN)

$$G_{Ed} = 1,35 \cdot G_J + 1,5 \cdot (G_c + G_{op} + Q_m)$$

$$G_{Ed} = 1,35 \cdot 0,49 \text{ kN/m}^1 + 1,5 \cdot (7,29 \text{ kN/m}^1 + 0,93 \text{ kN/m}^1 + 1,75 \text{ kN/m}^1)$$

$$G_{Ed} = 15,62 \text{ kN/m}^1$$



Slika 14: Obtežna kombinacija za MSN

4.4.1.1 Dimenzioniranje

Maksimalni moment v polju in prečna sila pri podpori:

$$M_{Ed} = \frac{G_{Ed}^{MSN} \cdot b^2}{8} = \frac{15,62 \text{ kN/m}^1 \cdot 8^2 \text{ m}^2}{8} = 124,96 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = \frac{G_{Ed}^{MSN} \cdot b}{2} = \frac{15,62 \text{ kN/m}^1 \cdot 8 \text{ m}}{2} = 62,48 \text{ kN}$$

Nosilnost jeklenega prereza:

$$M_{Ed} = 124,96 \text{ kNm} \leq M_{el,Rd} = W_{el,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 713 \text{ cm}^3 \cdot \frac{27,5 \text{ kN/cm}^2}{1,0} = 19607,5 \text{ kNcm}$$

$$V_{Ed} = 62,48 \text{ kN} \leq 0,5 \cdot V_{pl,Rd} = 0,5 \cdot A_v \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 30,8 \text{ cm}^2 \cdot \frac{27,5 \text{ kN/cm}^2}{\sqrt{3} \cdot 1,0} = 244,51 \text{ kN}$$

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = 33 \text{ cm} \cdot 0,75 \text{ cm} = 25,74 \text{ cm}^2$$

$$A_v = 62,6 \text{ cm}^2 - 2 \cdot 16 \text{ cm} \cdot 1,15 \text{ cm} + (0,75 \text{ cm} + 2 \cdot 1,8 \text{ cm}) \cdot 1,15 \text{ cm}$$

$$A_v = 30,8 \text{ cm}^2$$

Kontrola upogibne nosilnosti je izpolnjena, zato jeklenega nosilca v času montaže ni potrebno podpreti.

Kontrola bočne zvrnitve:

Podatki za izbrani prerez nosilca IPE330:

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

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

$$I_w = 199100 \text{ cm}^4$$

$$W_{pl,y} = 804 \text{ cm}^3$$

$$k = k_w = 1,0$$

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

$$G = 8077 \text{ kN/cm}^2$$

$$M_{Ed} = 124,96 \text{ kNm} \leq M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 0,37 \cdot 804 \text{ cm}^3 \cdot \frac{27,5 \text{ kN/cm}^2}{1,1}$$

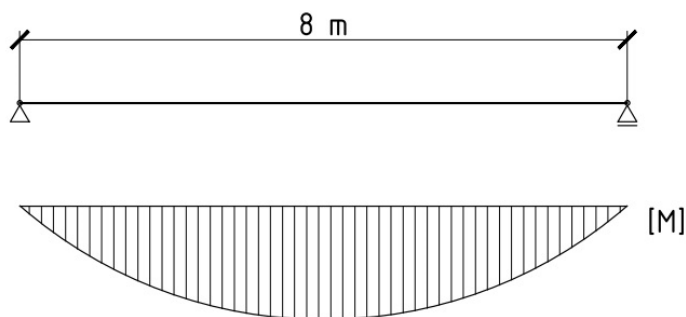
$$M_{Ed} = 124,96 \text{ kNm} \leq M_{b,Rd} = 7437 \text{ kNcm} = 74,37 \text{ kNm}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{pl,Rd}}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{22110 \text{ kNcm}}{9762,36 \text{ kNcm}}} = 1,5$$

$$M_{pl,Rd} = W_{pl,y} \cdot f_y = 804 \text{ cm}^3 \cdot 27,5 \text{ kN/cm}^2 = 22110 \text{ kNcm}$$

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi}{k \cdot b} \cdot \sqrt{\left(E \cdot I_z \cdot G \cdot I_t + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_w \cdot E \cdot I_z}{(k_w + b)^2} \right)}$$

Na sliki 15 je narisan potek momentov za nosilec, na osnovi katerega določimo k in C_1 .



Slika 15: Potek momentov

$$k = 1,0$$

$$C_1 = 1,132$$

$$M_{cr} = 1,132 \cdot \frac{3,14}{1,0 \cdot 800 \text{ cm}} \cdot \sqrt{(21000 \text{ kN/cm}^2 \cdot 788 \text{ cm}^4 \cdot 8077 \text{ kN/cm}^2 \cdot 28,1 \text{ cm}^4) + \frac{3,14^2 \cdot 21000 \text{ kN/cm}^2 \cdot 199100 \text{ cm}^4 \cdot 21000 \text{ kN/cm}^2 \cdot 788 \text{ cm}^4}{(1,0 \cdot 800 \text{ cm})^2}}$$

$$M_{cr} = 9762,36 \text{ kNcm}$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + [\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}} = \frac{1}{1,76 + [1,76^2 - 1,5^2]^{0,5}} = 0,37$$

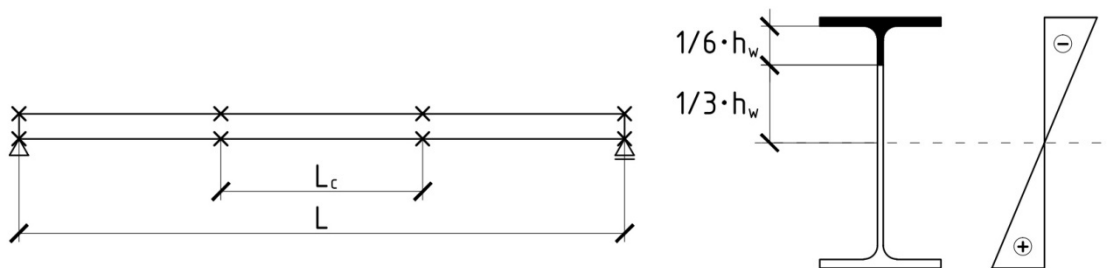
Enačba velja za $\bar{\lambda}_{LT} > 0,2$

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot \left[1,0 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0,5 \cdot [1,0 + 0,21 \cdot (1,5 - 0,2) + 1,5^2] = 1,76$$

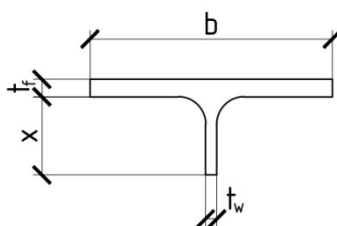
kjer je:

α_{LT} koeficient nepopolnosti. Vrednost za vroče valjane prereze je 0,21

Kontrola bočne zvrnitve ni izpolnjena, zato je v času montaže potrebno nosilec bočno podpreti. Za določitev števila bočnih podpor se uporabi poenostavljeno preverjanje bočne zvrnitve za nosilce v stavbah po metodi tlačene pasnice.



Slika 16: Bočne podpore pri sovprežnem nosilcu v fazi montaže



Slika 17: Nadomestni tlačni pas

$$x = \frac{h - 2 \cdot t_f}{6} = \frac{33 \text{ cm} - 2 \cdot 1,15 \text{ cm}}{6} = 5,12 \text{ cm}$$

$$I_f = \frac{t_f \cdot b^3}{12} + \frac{x \cdot t_w^3}{12} = \frac{1,15 \text{ cm} \cdot (16 \text{ cm})^3}{12} + \frac{5,12 \text{ cm} \cdot (0,75 \text{ cm})^3}{12} = 392,71 \text{ cm}^4$$

$$A_f = b \cdot t_f + x \cdot t_w = 16 \text{ cm} \cdot 1,15 \text{ cm} + 5,12 \text{ cm} \cdot 0,75 \text{ cm} = 22,24 \text{ cm}^2$$

$$i_{f,z} = \sqrt{\frac{I_f}{A_f}} = \sqrt{\frac{392,71 \text{ cm}^4}{22,24 \text{ cm}^2}} = 4,2 \text{ cm}$$

$$\lambda_1 = 93,9 \cdot \varepsilon = 93,9 \cdot 0,92 = 86,39$$

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

$$\bar{\lambda}_{c,0} = \bar{\lambda}_{LT,0} + 0,1 = 0,4 + 0,1 = 0,5$$

$$L_c \leq \bar{\lambda}_{c,0} \cdot \frac{M_{pl,Rd}}{M_{Ed}} \cdot \frac{i_{f,z} \cdot \lambda_1}{k_c} = 0,5 \cdot \frac{22110 \text{ kNcm}}{12496 \text{ kNcm}} \cdot \frac{4,2 \text{ cm} \cdot 86,39}{0,94} = 341,49 \text{ cm}$$

$$L_c = \frac{L}{3} = \frac{800 \text{ cm}}{3} = 266,67 \text{ cm} \leq 341,49 \text{ cm}$$

$$k_c = 0,94$$

k_c korekcijski faktor odvisen od oblike momentne linije pri nosilcu

Sovprežni nosilec je potrebno bočno podpreti na razdalji 266,67 cm.

Kontrola kompaktnosti:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y [N/mm^2]}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92$$

- stojina: $\frac{d}{t_w} = \frac{271 \text{ mm}}{7,5 \text{ mm}} = 36,13 \leq 0,72 \cdot \varepsilon = 0,72 \cdot 0,92 = 0,66$

- pasnica: $\frac{c}{t_f} = \frac{80 \text{ mm}}{11,5 \text{ mm}} = 6,96 \leq 10 \cdot \varepsilon = 10 \cdot 0,92 = 9,2$

$$- \text{ stojina v strigu: } \frac{d}{t_w} = \frac{271 \text{ mm}}{7,5 \text{ mm}} = 36,13 \leq 69 \cdot \varepsilon = 69 \cdot 0,92 = 63,48$$

4.4.2 Mejno stanje uporabnosti (MSU)

$$Q_{Ed} = 1,0 \cdot G_j + 1,0 \cdot G_c$$

$$Q_{Ed} = 1,0 \cdot 0,49 \text{ kN/m}^1 + 1,0 \cdot 7,29 \text{ kN/m}^1$$

$$Q_{Ed} = 7,78 \text{ kN/m}^1$$

Kontrola pomikov:

$$w_{dop} = \frac{b}{250} = \frac{800 \text{ cm}}{250} = 3,2 \text{ cm}$$

$$w = \frac{5 \cdot Q_{Ed}^{MSU} \cdot b^4}{384 \cdot E_s \cdot I_y} \leq w_{dop}$$

$$w = \frac{5 \cdot 0,0778 \text{ kN/cm} \cdot 800^4 \text{ cm}^4}{384 \cdot 21000 \text{ kN/cm}^2 \cdot 11770 \text{ cm}^4} = 1,68 \text{ cm} \leq w_{dop} = 3,2 \text{ cm}$$

Nosilca v času montaže ni potrebno dodatno vertikalno podpirati saj so napetosti in pomiki manjši od dovoljenih. Ker pa kontrola bočne zvrnitve ni izpolnjena, je potrebno nosilec v fazi montaže bočno podpreti na razdalji 266,67 cm.

4.5 Končno stanje

4.5.1 Mejno stanje nosilnosti (MSN)

$$G_{Ed} = 1,35 \cdot (G_j + G_c + G_{tl}) + 1,5 \cdot Q$$

$$G_{Ed} = 1,35 \cdot (0,49 \text{ kN/m}^1 + 7,01 \text{ kN/m}^1 + 4,81 \text{ kN/m}^1) + 1,5 \cdot 9,92 \text{ kN/m}^1$$

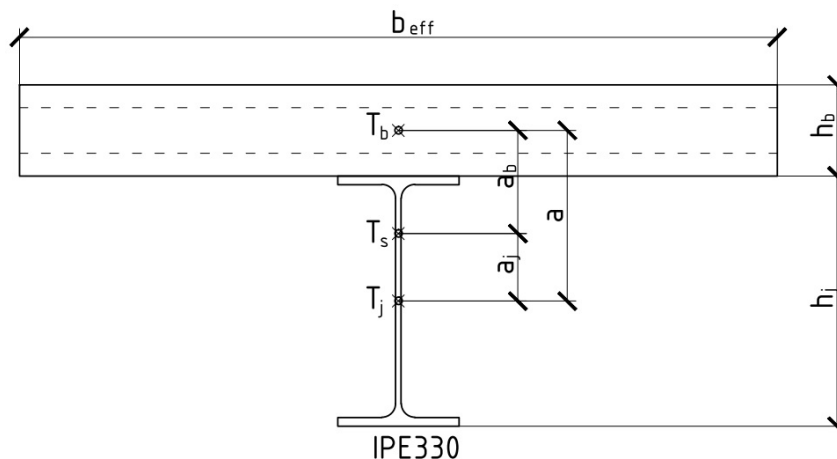
$$G_{Ed} = 31,5 \text{ kN/m}^1$$

4.5.1.1 Dimenzioniranje

$$M_{Ed} = \frac{G_{Ed}^{MSN} \cdot b^2}{8} = \frac{31,5 \text{ kN/m}^1 \cdot 8^2 \text{ m}^2}{8} = 252 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = \frac{G_{Ed}^{MSN} \cdot b}{2} = \frac{31,5 \text{ kN/m}^1 \cdot 8 \text{ m}}{2} = 126 \text{ kN}$$

Na sliki 18 je narisana prezek nosilca in AB plošče v polju. Označena so težišča posameznih elementov prereza.



Slika 18: Prezek nosilca in AB plošče v polju

Sodelujoča širina prereza:

$$b_{e1} = \frac{b}{8} = \frac{800 \text{ cm}}{8} = 100 \text{ cm}$$

$$b_{eff} = 2 \cdot b_{e1} = 2 \cdot 100 \text{ cm} = 200 \text{ cm}$$

Geometrijske karakteristike:

$$a = \frac{h_j}{2} + \frac{h_b}{2} = \frac{33 \text{ cm}}{2} + \frac{12 \text{ cm}}{2} = 22,5 \text{ cm}$$

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

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

$$A_b = b_{eff} \cdot x_{pl} = 200 \text{ cm} \cdot 4,6 \text{ cm} = 920 \text{ cm}^2$$

$$I_b = \frac{b_{eff} \cdot x_{pl}^3}{12} = \frac{200 \text{ cm} \cdot 4,6^3 \text{ cm}^3}{12} = 1622,27 \text{ cm}^4$$

$$n_0 = \frac{E_s}{E_b} = \frac{21000 \text{ kN/cm}^2}{3200 \text{ kN/cm}^2} = 6,56$$

$$n_\infty = 2 \cdot n_0 = 2 \cdot 6,56 = 13,12 \quad (\text{poenostavljen izračun, ki velja za stavbe, ki niso namenjene skladiščenju})$$

$$A_{sov} = A_j + \frac{A_b}{n_\infty} = 62,6 \text{ cm}^2 + \frac{920 \text{ cm}^2}{13,12} = 132,72 \text{ cm}^2$$

$$a_j = a \cdot \frac{A_b}{A_{sov} \cdot n_\infty} = 22,5 \text{ cm} \cdot \frac{920 \text{ cm}^2}{132,72 \text{ cm}^2 \cdot 13,12} = 11,89 \text{ cm}$$

$$a_b = a \cdot \frac{A_j}{A_{sov}} = 22,5 \text{ cm} \cdot \frac{62,6 \text{ cm}^2}{132,72 \text{ cm}^2} = 10,61 \text{ cm}$$

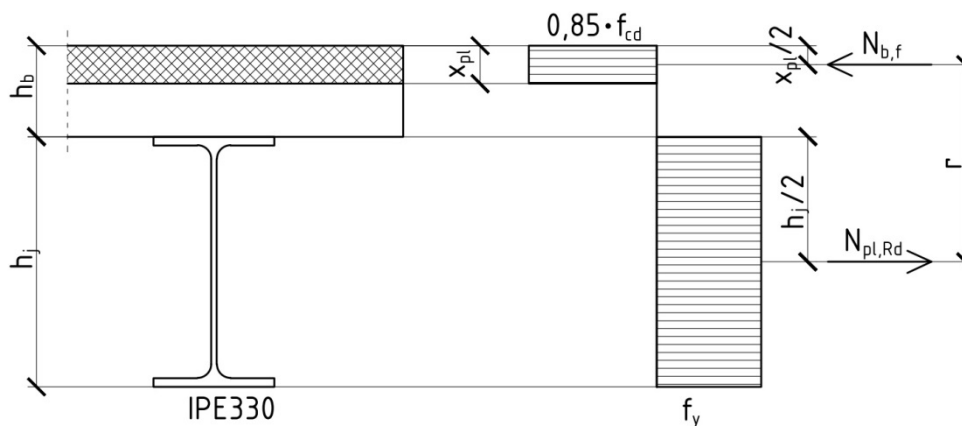
$$I_{sov} = I_j + A_j \cdot a_j^2 + \left(\frac{I_b + A_b \cdot a_b^2}{n_\infty} \right)$$

$$I_{sov} = 11770 \text{ cm}^4 + 62,6 \text{ cm}^2 \cdot 11,89^2 \text{ cm}^2 + \left(\frac{1622,27 \text{ cm}^4 + 920 \text{ cm}^2 \cdot 10,61^2 \text{ cm}^2}{13,12} \right)$$

$$I_{sov} = 20531,74 \text{ cm}^4$$

4.5.1.2 Kontrola prereza:

Na sliki 19 je prikazano plastično napetostno stanje za sovprežni prerez



Slika 19: Napetostno stanje sovprežnega prereza pri delovanju $M_{pl,Rd}$

$$N_{pl,Rd} = A_j \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 62,6 \text{ cm}^2 \cdot \frac{27,5 \text{ kN/cm}^2}{1,1} = 1565 \text{ kN}$$

$$N_{b,f} = N_{pl,j}$$

$$x_{pl} = \frac{N_{pl,Rd}}{b_{eff} \cdot 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}} = \frac{1565 \text{ kN}}{200 \text{ cm} \cdot 0,85 \cdot \frac{3 \text{ kN/cm}^2}{1,5 \text{ kN/cm}^2}} = 4,6 \text{ cm} < 12 \text{ cm}$$

$$r = \frac{h_j}{2} + h_b - \frac{x_{pl}}{2} = \frac{33 \text{ cm}}{2} + 12 \text{ cm} - \frac{4,6 \text{ cm}}{2} = 26,2 \text{ cm}$$

$$M_{pl,Rd} = N_{pl,Rd} \cdot r = 1565 \text{ kN} \cdot 26,2 \text{ cm} = 41003 \text{ kNcm}$$

Kontrola upogibne nosilnosti:

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

$$410,03 \text{ kNm} \geq 252 \text{ kNm}$$

Izkoriščenost:

$$I = \frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \cdot 100 = \frac{252 \text{ kNm}}{410,03 \text{ kNm}} \cdot 100 = 61,46 \%$$

4.5.1.3 Vzdolžni strig – kontrola moznikov

Upoštevana je polna sovprežnost.

Vzdolžna strižna sila:

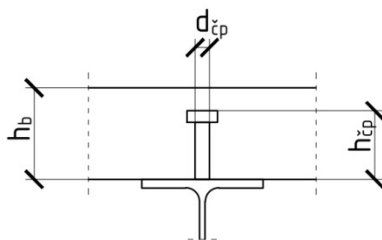
$$F_{cf} = \min \left(A_j \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}; A_c \cdot 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \right) = \min(1565 \text{ kN}; 4080 \text{ kN})$$

$$F_{cf} = 1565 \text{ kN}$$

$$A_j \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 62,6 \text{ cm}^2 \cdot \frac{27,5 \text{ kN/cm}^2}{1,1} = 1565 \text{ kN}$$

$$A_c \cdot 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 12 \text{ cm} \cdot 200 \text{ cm} \cdot 0,85 \cdot \frac{3 \text{ kN/cm}^2}{1,5 \text{ kN/cm}^2} = 4080 \text{ kN}$$

Strižna nosilnost moznikov:



Slika 20: Prerez moznika

Podatki za izbran moznik Nelson:

- premer moznika: $d = 19 \text{ mm}$
- višina moznika: $h_{cp} = 90 \text{ mm}$
- natezna trdnost moznika: $f_u = 45 \text{ kN/cm}^2$

Strig:

$$P_{Rd1} = 0,8 \cdot f_u \cdot \frac{\pi \cdot d_{cp}^2}{4 \cdot \gamma_{M2}} = 0,8 \cdot 45 \text{ kN/cm}^2 \cdot \frac{\pi \cdot 1,9^2 \text{ cm}^2}{4 \cdot 1,25} = 81,66 \text{ kN/čep}$$

Bočni pritisk na beton:

$$P_{Rd2} = \frac{1}{\gamma_{M2}} \cdot (0,29 \cdot \alpha \cdot d_{\check{c}p}^2 \cdot \sqrt{E_{cm} \cdot f_{ck}})$$

$$P_{Rd2} = \frac{1}{1,25} \cdot (0,29 \cdot 1,0 \cdot 1,9^2 \text{ cm}^2 \cdot \sqrt{3200 \text{ kN/cm}^2 \cdot 3 \text{ kN/cm}^2})$$

$$P_{Rd2} = 82,06 \text{ kN/čep}$$

$$\alpha = 0,2 \cdot \left(\frac{h_{\check{c}p}}{d_{\check{c}p}} + 1 \right) \text{ za } \frac{h_{\check{c}p}}{d_{\check{c}p}} \in [3,4]$$

$$\alpha = 1,0 \text{ za } \frac{h_{\check{c}p}}{d_{\check{c}p}} \geq 4$$

$$\frac{h_{\check{c}p}}{d_{\check{c}p}} = \frac{9 \text{ cm}}{1,9 \text{ cm}} = 4,74$$

$$\alpha = 1,0$$

$$P_{Rd} = \min\{P_{Rd1}; P_{Rd2}\} = 81,66 \text{ kN}$$

Število in razpored moznikov:

$$n = \frac{F_{cf}}{P_{Rd}} = \frac{1565 \text{ kN}}{81,66 \text{ kN}} = 19,16$$

Izbrano število moznikov:

$$n = 20$$

Razdalja med mozniki:

$$e = \frac{b}{n} = \frac{800 \text{ cm}}{20} = 40 \text{ cm}$$

Izbrana razdalja med mozniki:

$$e = 40 \text{ cm}$$

$$e = 40 \text{ cm} \geq 5 \cdot d_{\check{c}p} = 9,5 \text{ cm}$$

$$e = 40 \text{ cm} \leq \min(6 \cdot d; 80 \text{ cm}) = \min(72 \text{ cm}; 80 \text{ cm}) = 72 \text{ cm}$$

Kontrola enakomerne razporeditve moznikov:

$$\frac{M_{pl,Rd}}{M_{pl,j,Rd}} = \frac{N_{pl,Rd} \cdot r}{w_y \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}} = \frac{1565 \text{ kN} \cdot 26,2 \text{ cm}}{713 \text{ cm}^3 \cdot \frac{27,5 \text{ kN/cm}^2}{1,0}} = 2,09 \leq 2,5$$

4.5.1.4 Vertikalni strig

Predpostavljeno je, da celotno prečno silo prevzame stojina jeklenega profila.

$$V_{pl,j,Rd} = A_v \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 30,8 \text{ cm}^2 \cdot \frac{27,5 \text{ kN/cm}^2}{\sqrt{3} \cdot 1,0} = 489,02 \text{ kN}$$

$$A_v = \max \left\{ \begin{array}{l} A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = 62,6 \text{ cm}^2 - 2 \cdot 16 \text{ cm} \cdot 1,15 \text{ cm} + \\ + (0,75 \text{ cm} + 2 \cdot 1,8 \text{ cm}) \cdot 1,15 \text{ cm} = 30,8 \text{ cm}^2 \\ \mu \cdot c \cdot t_w = 1,2 \cdot 30,7 \text{ cm} \cdot 0,75 \text{ cm} = 27,63 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_v = 30,8 \text{ cm}^2$$

$$V_{Ed} = 126 \text{ kN} \leq 0,5 \cdot V_{pl,j,Rd} = 0,5 \cdot 489,02 \text{ kN} = 244,51 \text{ kN}$$

Vpliva prečnih sil na projektirano upogibno nosilnost prereza ni potrebno upoštevati.

4.5.1.5 Vzdolžni strig – kontrola betonske pasnice

Za prevzem vzdolžnega striga se koristi armatura, ki je potrebna za prečne upogibe betonske plošče.

4.5.1.5.1 Armatura v plošči zaradi prečnega upogiba

4.5.1.5.1.1 Obtežba:

- lastna teža betonske plošče: $G_{c,p} = 0,12 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 \cdot 1 \text{ m} = 3 \text{ kN/m}^1$
- lastna teža tlakov: $G_{tl,p} = 2,06 \text{ kN/m}^2 \cdot 1 \text{ m} = 2,06 \text{ kN/m}^1$
- koristna obtežba: $Q_p = 4,25 \text{ kN/m}^2 \cdot 1 \text{ m} = 4,25 \text{ kN/m}^1$

4.5.1.5.1.2 Obtežna kombinacija – mejno stanje nosilnosti (MSN)

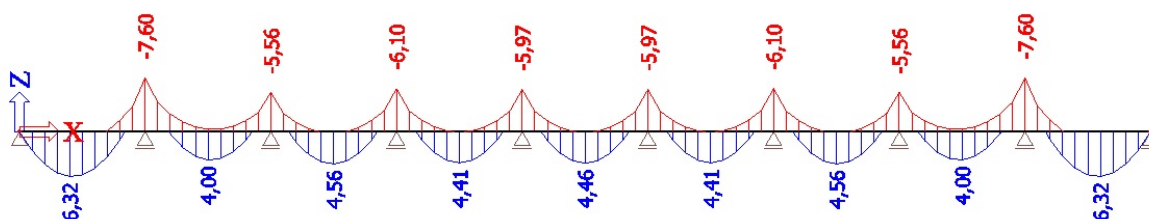
V prečni smeri celotno obtežbo prevzame betonska plošča, ki je modelirana kot 1 m širok kontinuirani nosilec, ki je podprt v osi jeklenih nosilcev. Za dimenzioniranje se uporabi obtežna kombinacija:

$$G_{Ed} = 1,35 \cdot (G_{c,p} + G_{tl,p}) + 1,5 \cdot Q_p$$

$$G_{Ed} = 1,35 \cdot (3 \text{ kN/m}^1 + 2,06 \text{ kN/m}^1) + 1,5 \cdot 4,25$$

$$G_{Ed} = 13,21 \text{ kN/m}^1$$

4.5.1.5.1.3 Rezultati – upogibni moment v plošči

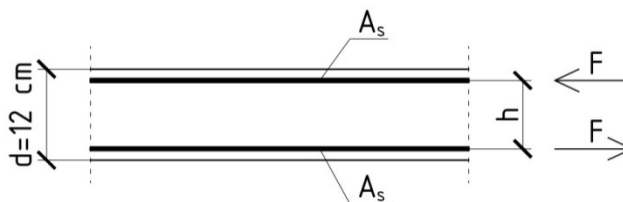


Slika 21: Ovojnica upogibnih momentov v AB plošči

4.5.1.5.1.4 Dimenzioniranje

Za dimenzioniranje zgornje in spodnje armature v plošči se uporabi maksimalni upogibni moment v plošči.

$$M_{Ed,p} = 760 \text{ kNcm}$$



Slika 22: Armatura v plošči

$$h = 0,8 \cdot d = 0,8 \cdot 12 \text{ cm} = 9,6 \text{ cm}$$

$$F = \frac{M_{Ed,p}}{h} = \frac{760 \text{ kNcm}}{9,6 \text{ cm}} = 79,17 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{F \cdot \gamma_c}{f_{yk}} = \frac{79,17 \text{ kN} \cdot 1,15}{50 \text{ kN/cm}^2} = 1,82 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Minimalna upogibna armatura:

$$A_{s,min} = \max\left(0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d; 0,0013 \cdot b_t \cdot d\right) = \max(1,81 \text{ cm}^2/\text{m}; 1,56 \text{ cm}^2/\text{m})$$

$$A_{s,min} = 1,81 \text{ cm}^2/m$$

$$0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d = 0,26 \cdot \frac{0,29 \text{ kN/cm}^2}{50 \text{ kN/cm}^2} \cdot 100 \text{ cm} \cdot 12 \text{ cm} = 1,81 \text{ cm}^2/m$$

$$0,0013 \cdot b_t \cdot d = 0,0013 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 12 \text{ cm} = 1,56 \text{ cm}^2/m$$

$$A_s = 1,82 \text{ cm}^2/m \geq A_{s,min} = 1,81 \text{ cm}^2/m$$

Izbrana armatura Q188 pri kateri je $A_{s,dej} = 1,88 \text{ cm}^2/m$, ustreza vsem kontrolam.

4.5.1.6 Kontrola vzdolžnega striga

Površina prečne armature A_{sf} na razdalji s_f mora zadostiti pogoju:

$$\frac{A_{sf} \cdot f_{yd}}{s_f} > \frac{v_{Ed} \cdot h_f}{\cot \theta_f}$$

pri tem mora vzdolžna strižna napetost zadostiti pogoju:

$$v_{Ed} < v \cdot f_{cd} \cdot \sin \theta_f \cdot \cos \theta_f$$

kjer je:

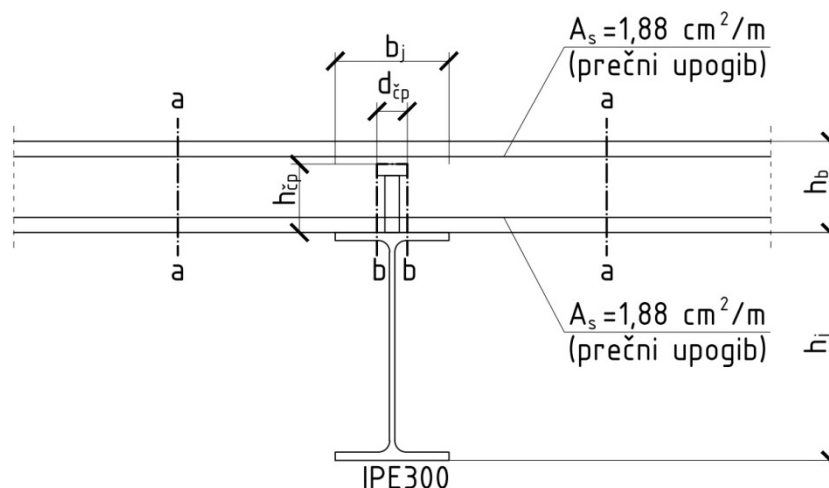
$$v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right); f_{ck} \text{ v } N/mm^2$$

$$v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{30}{250}\right) = 0,53$$

$$f_{ck} = 3 \text{ kN/cm}^2 = 30 \text{ N/mm}^2$$

Kot θ_f je izbran na osnovi omejitev, ki za pasnice v tlaku znaša $45^\circ \geq \theta_f \geq 26,5^\circ$, za pasnice v nategu pa $45^\circ \geq \theta_f \geq 38,6^\circ$. Ker je površina prečne armature tik nad minimalno površino, je za pasnico v tlaku izbran najmanjši kot θ_f .

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



Slika 23: Strižne ravnine pri sovprežnem nosilcu

- strižna ravnina a-a:

Celotna strižna sila se razdeli na dve enaki polovici.

$$h_f = h_b = 12 \text{ cm}$$

$$\theta_f = 26,5^\circ \quad \text{pasnica v tlaku}$$

$$v_{Ed} = \frac{F_{cf}}{2 \cdot h_f \cdot L} = \frac{1565 \text{ kN}}{2 \cdot 12 \text{ cm} \cdot 800 \text{ cm}} = 0,08 \text{ kN/cm}^2$$

$$v_{Ed} = 0,08 \text{ kN/cm}^2 < v \cdot f_{cd} \cdot \sin\theta_f \cdot \cos\theta_f = 0,53 \cdot \frac{3 \text{ kN/cm}^2}{1,5} \sin 26,5^\circ \cdot \cos 26,5^\circ$$

$$v_{Ed} = 0,08 \text{ kN/cm}^2 < 0,42 \text{ kN/cm}^2$$

$$A_{sf} = \frac{v_{Ed} \cdot h_f}{\cot\theta_f \cdot f_{yd}} \cdot s_f = \frac{0,08 \text{ kN/cm}^2 \cdot 12 \text{ cm}}{\cot 26,5^\circ \cdot 50 \text{ kN/cm}^2 / 1,15} \cdot 100 \text{ cm} = 1,1 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{sf,dej} = 2 \cdot A_s = 2 \cdot 1,88 \text{ cm}^2 = 3,76 \text{ cm}^2 \geq A_{sf,pot} = 1,1 \text{ cm}^2$$

- **strižna ravnina b-b:**

$$h_f = 2 \cdot h_{\check{c}p} + d_{\check{c}p} = 2 \cdot 9 \text{ cm} + 1,9 \text{ cm} = 19,9 \text{ cm}$$

$$\theta_f = 26,5^\circ \quad \text{pasnica v tlaku}$$

$$v_{Ed} = \frac{F_{cf}}{h_f \cdot L} = \frac{1565 \text{ kN}}{19,9 \text{ cm} \cdot 800 \text{ cm}} = 0,1 \text{ kN/cm}^2$$

$$v_{Ed} = 0,1 \text{ kN/cm}^2 < v \cdot f_{cd} \cdot \sin\theta_f \cdot \cos\theta_f = 0,53 \cdot \frac{3 \text{ kN/cm}^2}{1,5} \sin 26,5^\circ \cdot \cos 26,5^\circ$$

$$v_{Ed} = 0,1 \text{ kN/cm}^2 < 0,42 \text{ kN/cm}^2$$

$$A_{sf} = \frac{v_{Ed} \cdot h_f}{\cot\theta_f \cdot f_{yd}} \cdot s_f = \frac{0,1 \text{ kN/cm}^2 \cdot 19,9 \text{ cm}}{\cot 26,5^\circ \cdot 50 \text{ kN/cm}^2 / 1,15} \cdot 100 \text{ cm} = 2,28 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{sf,dej} = 2 \cdot A_s = 2 \cdot 1,88 \text{ cm}^2 = 3,76 \text{ cm}^2 \geq A_{sf,pot} = 2,28 \text{ cm}^2$$

Interakcija med vzdolžnim strigom in prečnim upogibom

Zaradi istočasnega nastopa vzdolžnega striga in prečnega momenta, je med njima potrebno preveriti interakcijo. Interakcija se izvede za prerez a-a. Pri prerezu b-b zgornja armatura, ki je potrebna za prečni upogib, ne sodeluje.

$$A_s = 1,88 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \geq \max \left(\frac{A_{sf,pot}}{2}; \frac{A_{sf,pot}}{2} + A_{flex,sup} \right) = \max \left(\frac{1,1}{2}; \frac{1,1}{4} + 1,82 \right) = 2,1 \text{ cm}^2$$

Da se zagotovi kontrola interakcije upogiba in striga, se površina zgornje armature poveča na $2,1 \text{ cm}^2$.

4.5.2 Mejno stanje uporabnosti (MSU)

$$Q_{Ed} = 1,0 \cdot (G_j + G_c + G_{tl}) + 1,0 \cdot Q$$

$$Q_{Ed} = 1,0 \cdot (0,49 \text{ kN/m}^1 + 7,01 \text{ kN/m}^1 + 4,81 \text{ kN/m}^1) + 1,0 \cdot 9,92 \text{ kN/m}^1$$

$$Q_{Ed} = 22,23 \text{ kN/m}^1$$

Kontrola pomikov:

$$w_{dop} = \frac{b}{250} = \frac{800 \text{ cm}}{250} = 3,2 \text{ cm}$$

$$w = \frac{5 \cdot Q_{Ed}^{MSU} \cdot b^4}{384 \cdot E_s \cdot I_{sov}} \leq w_{dop}$$

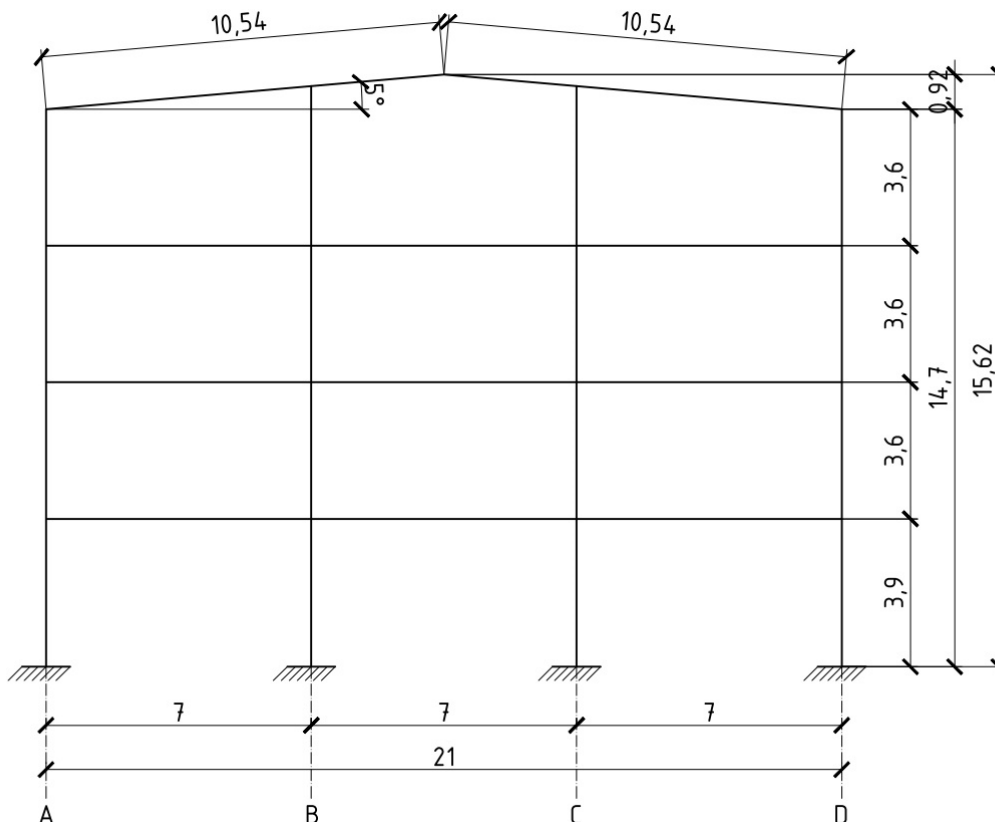
$$w = \frac{5 \cdot 0,2223 \text{ kN/cm} \cdot 800^4 \text{ cm}^4}{384 \cdot 21000 \text{ kN/cm}^2 \cdot 20531,74 \text{ cm}^4} = 2,75 \text{ cm} \leq w_{dop} = 3,2 \text{ cm}$$

5 MOMENTNI OKVIR

Pri dimenzioniranju elementov je obravnavan notranji momentni okvir v osi 2.

5.1 Zasnova

Na sliki 24 je prikazan prečni prerez momentnega okvirja.



Slika 24: Momentni okvir v osi 2

5.2 Obtežne sheme

5.2.1 Lastna obtežba

Lastna teža je v računalniškem programu SCIA Engineer 14 samodejno upoštevana.

5.2.2 Stalna obtežba

Lastna teža medetažne konstrukcije:

$$G'_M = G_M \cdot b + G_J \cdot n \cdot \frac{b}{21 \text{ m}} = 4,86 \text{ kN/m}^2 \cdot 8 \text{ m} + 0,49 \text{ kN/m} \cdot 10 \cdot \frac{8 \text{ m}}{21 \text{ m}} = 40,75 \text{ kN/m}$$

kjer je:

- G_M teža medetažne konstrukcije,
- b osna razdalja med momentnimi okvirji – vplivna širina,
- G_J teža sovprežnih nosilcev IPE330,
- n število sovprežnih nosilcev IPE330 v eni etaži.

Lastna teža strehe:

$$G'_S = G_S \cdot b = 0,45 \text{ kN/m}^2 \cdot 8 \text{ m} = 3,6 \text{ kN/m}$$

kjer je:

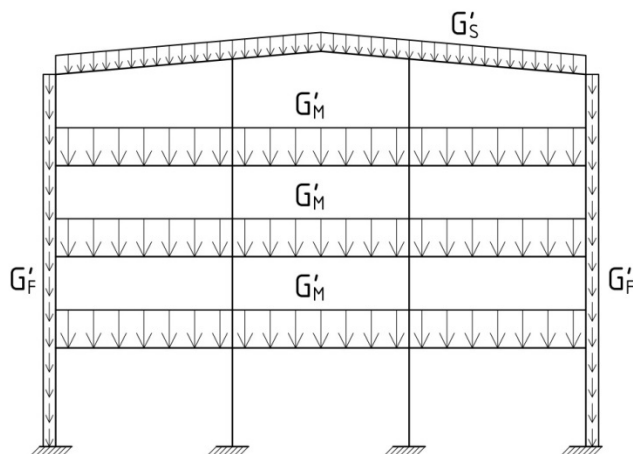
G_S teža strehe

Lastna teža fasade:

$$G'_F = G_F \cdot b = 0,5 \text{ kN/m}^2 \cdot 8 \text{ m} = 4 \text{ kN/m}$$

kjer je:

G_F teža fasade



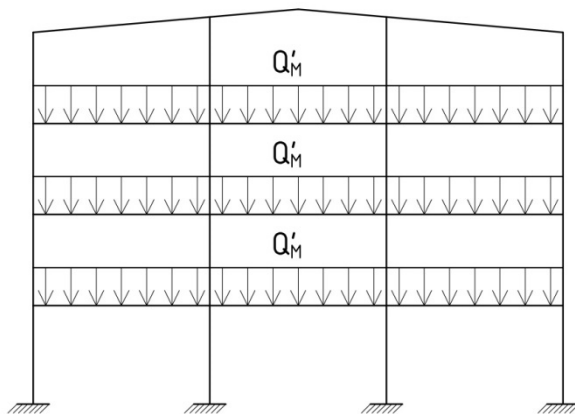
Slika 25: Stalna obtežba, ki deluje na momentni okvir v osi 2

5.2.3 Koristna obtežba

$$Q'_M = Q_M \cdot b = 4,45 \text{ kN/m}^2 \cdot 8 \text{ m} = 35,6 \text{ kN/m}$$

kjer je:

Q'_M koristna teža medetaže

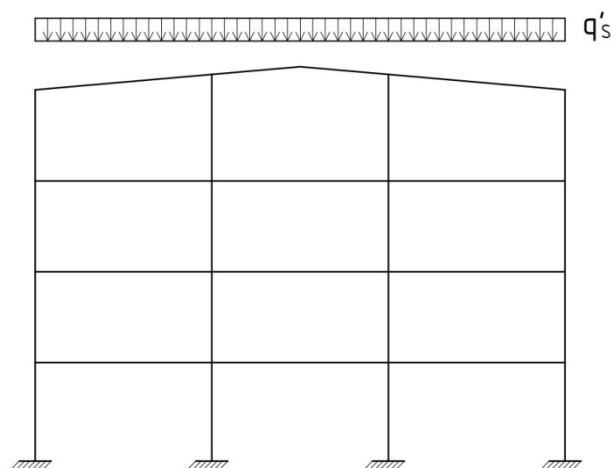


Slika 26: Koristna obtežba medetaže, ki deluje na momentni okvir v osi 2

5.2.4 Obtežba snega

Pri določanju obtežbe upoštevam primer za nenakopičen sneg, za katerega velja:

$$q'_{s1} = \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k \cdot b = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,51 \text{ kN/m}^2 \cdot 8 \text{ m} = 9,66 \text{ kN/m}^2$$



Slika 27: Obtežba snega, ki deluje na momentni okvir v osi 2

5.2.5 Obtežba vetra

Pri določanju obtežb se upošteva delovanje vetra v smeri X, ki je vzporedna z momentimi okvirji. Za določitev velikosti obtežb za posamezna območja, se upošteva širina vplivnega območja b , ki znaša 8 m ter momentni okvir, ki se nahaja na sredini stavbe. S tem določimo vplivna območja vetrne obtežbe. Za vertikalne ploskve upoštevamo koeficiente za območje D in E , za strešne ploskve pa koeficiente za območja G, H, I in J .

Vetrna obtežba pri kateri je upoštevan zunanji vpliv vetra v X smeri ter vpliv vetra na notranje ploskve s koeficientom notranjega tlaka $c_{pi} = 0,2$ (notranji tlak).

$$q'_{w,t,D} = w_e^D \cdot b = 0,37 \text{ kN/m}^2 \cdot 8 \text{ m} = 2,96 \text{ kN/m}$$

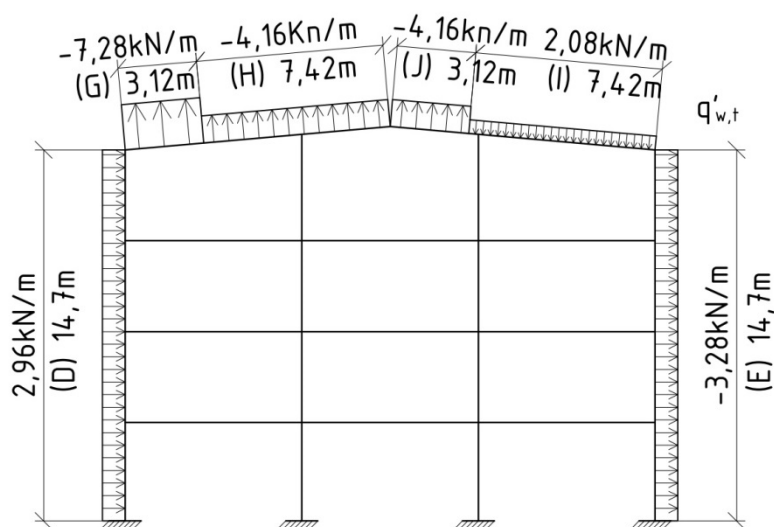
$$q'_{w,t,E} = w_e^E \cdot b = -0,41 \text{ kN/m}^2 \cdot 8 \text{ m} = -3,28 \text{ kN/m}$$

$$q'_{w,t,G} = w_e^G \cdot b = -0,91 \text{ kN/m}^2 \cdot 8 \text{ m} = -7,28 \text{ kN/m}$$

$$q'_{w,t,H} = w_e^H \cdot b = -0,52 \text{ kN/m}^2 \cdot 8 \text{ m} = -4,16 \text{ kN/m}$$

$$q'_{w,t,I} = w_e^I \cdot b = 0,26 \text{ kN/m}^2 \cdot 8 \text{ m} = 2,08 \text{ kN/m}$$

$$q'_{w,t,J} = w_e^J \cdot b = -0,52 \text{ kN/m}^2 \cdot 8 \text{ m} = -4,16 \text{ kN/m}$$



Slika 28: Vetrna obtežba, pri kateri je upoštevan zunanji in notranji tlak vetra, ki deluje v smeri X

Vetrna obtežba pri kateri je upoštevan zunanji vpliv vetra v X smeri ter vpliv vetra na notranje ploskve s koeficientom notranjega tlaka $c_{pi} = -0,3$ (notranji srk).

$$q'_{w,s,D} = w_e^D \cdot b = 0,695 \text{ kN/m}^2 \cdot 8 \text{ m} = 5,56 \text{ kN/m}$$

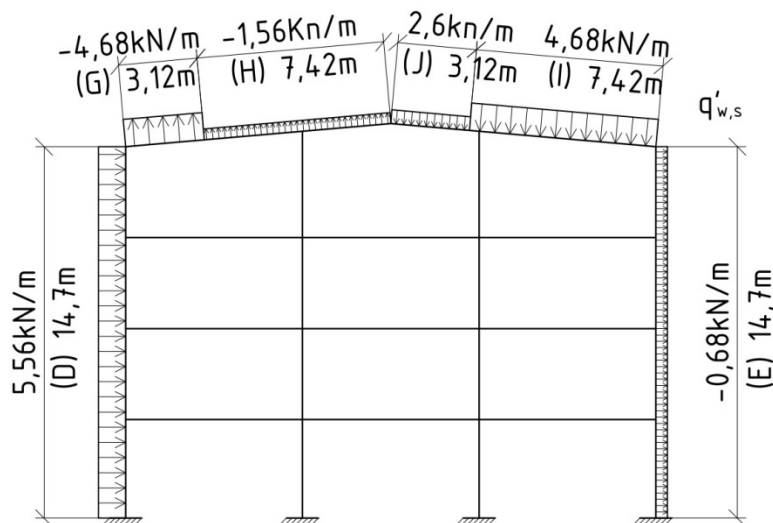
$$q'_{w,s,E} = w_e^E \cdot b = -0,085 \text{ kN/m}^2 \cdot 8 \text{ m} = -0,68 \text{ kN/m}$$

$$q'_{w,s,G} = w_e^G \cdot b = -0,585 \text{ kN/m}^2 \cdot 8 \text{ m} = -4,68 \text{ kN/m}$$

$$q'_{w,s,H} = w_e^H \cdot b = -0,52 \text{ kN/m}^2 \cdot 8 \text{ m} = -4,16 \text{ kN/m}$$

$$q'_{w,s,I} = w_e^I \cdot b = 0,585 \text{ kN/m}^2 \cdot 8 \text{ m} = 4,68 \text{ kN/m}$$

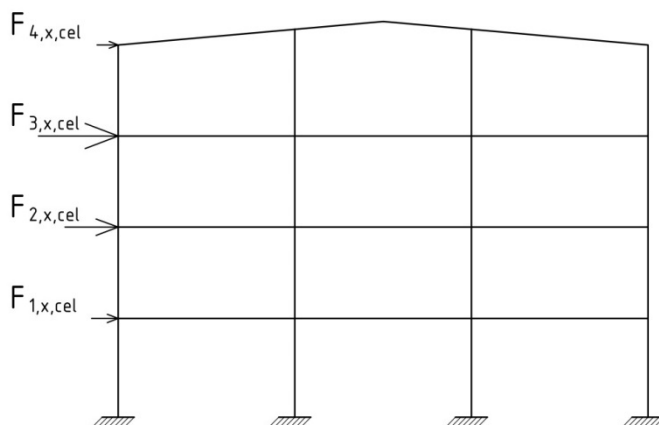
$$q'_{w,s,J} = w_e^J \cdot b = 0,325 \text{ kN/m}^2 \cdot 8 \text{ m} = 2,6 \text{ kN/m}$$



Slika 29: Vetrna obtežba, pri kateri je upoštevan zunanji tlak in notranji srk vetra, ki deluje v smeri X

5.2.6 Potresna obtežba

Natančen postopek določanja potresnih sil, ki delujejo na stavbo, je zajet v poglavju 9 (dinamična analiza). Na sliki 30 so prikazane smeri potresnih sil, ki delujejo na momentni okvir.



Slika 30: Potresne sile, ki delujejo na notranji momentni okvir

5.3 Začetna nepopolnost

Začetna geometrijska nepopolnost je odvisna od števila stebrov pri okvirju, števila etaž ter višine stavbe.

V prečni smeri imamo momentni pomični okvir, ki je sestavljen iz štirih stebrov in štirih etaž. Za določitev geometrijske nepopolnosti uporabimo enačbo:

$$\phi = k_c \cdot k_s \cdot \phi_0 = 0,866 \cdot 0,671 \cdot 0,005 = 0,03 = \frac{1}{345}$$

$$\phi_0 = \frac{1}{200} = 0,005$$

$$k_c = \sqrt{\left(0,5 + \frac{1}{n_c}\right)} = \sqrt{\left(0,5 + \frac{1}{4}\right)} = 0,866 \leq 1,0$$

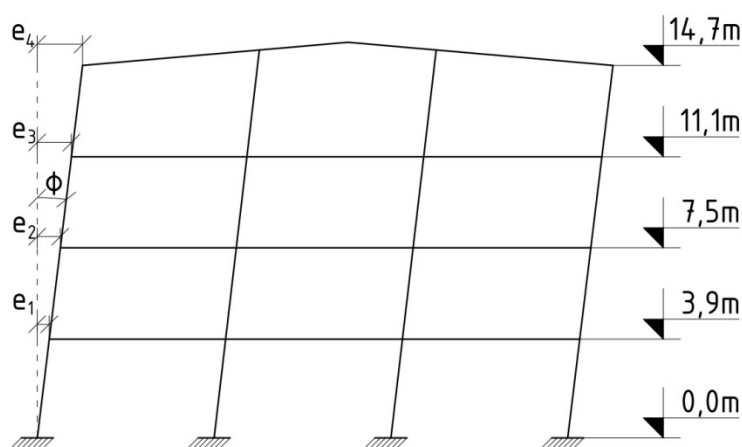
$$k_c = 4$$

število stebrov

$$k_s = \sqrt{\left(0,2 + \frac{1}{n_c}\right)} = \sqrt{\left(0,2 + \frac{1}{4}\right)} = 0,671 \leq 1,0$$

$$k_s = 4$$

število etaž



Slika 31: Momentni okvir - začetna nepopolnost

$$e_1 = \frac{1}{345} \cdot 390 \text{ cm} = 1,13 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{1}{345} \cdot 750 \text{ cm} = 2,17 \text{ cm}$$

$$e_3 = \frac{1}{345} \cdot 1110 \text{ cm} = 3,22 \text{ cm}$$

$$e_4 = \frac{1}{345} \cdot 1470 \text{ cm} = 4,26 \text{ cm}$$

5.4 Obtežne kombinacije

5.4.1 Mejno stanje nosilnosti

Pri določanju obtežnih kombinacij za mejno stanje nosilnosti, je potrebno pri projektnih vrednostih zunanjih obtežb upoštevati predpisane varnostne faktorje. Pri kombinaciji različnih vplivov zunanjih obtežb, upoštevamo poenostavljene obtežne kombinacije.

Na osnovi inženirske presoje, se za določitev vseh obtežnih kombinacij uporabi poenostavljene kombinacije vplivov.

Poenostavljena obtežna kombinacija z upoštevanjem najbolj neugodnega spremenljivega vpliva:

$$\sum_j \gamma_{G,j} \cdot G_{K,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{K,1}$$

Poenostavljena obtežna kombinacija z upoštevanjem vseh spremenljivih vplivov:

$$\sum_j \gamma_{G,j} \cdot G_{K,j} + 0,9 \cdot \sum_{i \geq 1} \gamma_{K,i} \cdot Q_{K,i}$$

5.4.2 Mejno stanje uporabnosti

Poenostavljena obtežna kombinacija z upoštevanjem najbolj neugodnega spremenljivega vpliva:

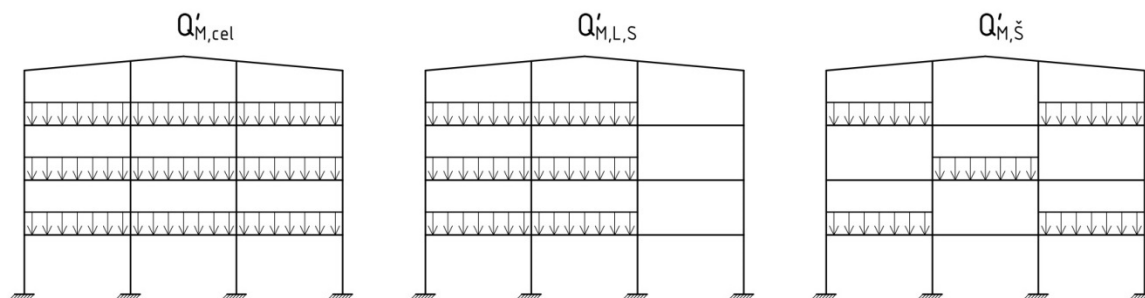
$$\sum_j G_{K,j} + W_{K,1}$$

Poenostavljena obtežna kombinacija z upoštevanjem vseh spremenljivih vplivov:

$$\sum_j G_{K,j} + 0,9 \cdot \sum_{i \geq 1} Q_{K,i}$$

5.4.3 Kombinacije obtežb

5.4.3.1 Koristna obtežba



Slika 32: Možne razporeditve koristne obtežbe

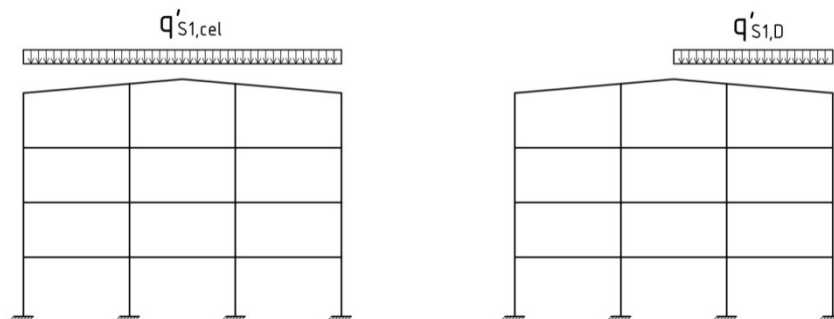
Na sliki 32 so prikazane možne razporeditve koristne obtežbe, pri čemer velja:

$Q'_{M,cel}$ koristna obtežba razporejena po celotnem območju,

$Q'_{M,L,S}$ koristna obtežba razporejena po levem in srednjem območju,

$Q'_{M,š}$ koristna obtežba razporejena po principu šahovnice.

5.4.3.2 Obtežba snega



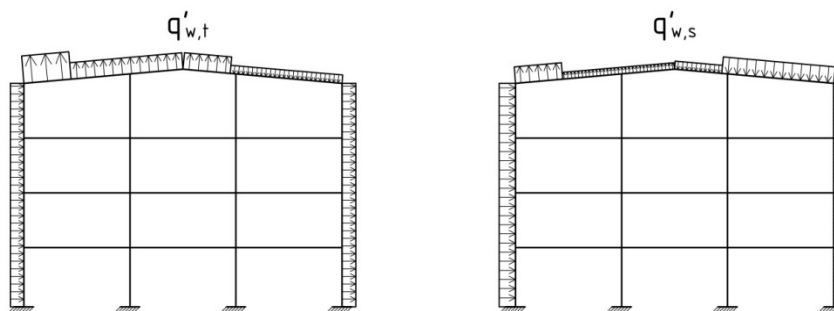
Slika 33: Možni razporeditvi obtežbe snega

Na sliki 33 sta prikazani možni razporeditvi obtežbe snega, pri čemer velja:

$q'_{S1,cel}$ obtežba snega razporejena po celotnem območju,

$q'_{S1,D}$ obtežba snega razporejena po desni polovici.

5.4.3.3 Obtežba vetra



Slika 34: Možni razporeditvi obtežbe vetra

Na sliki 34 sta prikazani možni razporeditvi obtežbe vetra, pri čemer velja:

- $q'_{w,t}$ obtežba vetra, pri kateri je upoštevan zunanji in notranji tlak vetra, ki deluje v smeri X,
- $q'_{w,s}$ obtežba vetra, pri kateri je upoštevan zunanji tlak in notranji tlak vetra, ki deluje v smeri X.

5.4.4 Kombinacije zunanjih vplivov za mejno stanje nosilnosti in mejno stanje uporabnosti

Ob upoštevanju poenostavljenih kombinacij za mejno stanje nosilnosti (MSN) in mejno stanje uporabnosti (MSU), so navedene kombinacije zunanjih vplivov, ki so osnova za dimenzioniranje elementov pri momentnem okvirju.

Mejno stanje nosilnosti:

- kombinacija 1 $1,35 \cdot G' + 1,5 \cdot q'_{S1,D} + 0,9 \cdot q'_{w,s}$
- kombinacija 2 $1,00 \cdot G' + 1,0 \cdot q'_{w,t}$
- kombinacija 3 $1,35 \cdot G' + 1,5 \cdot Q'_{M,cel} + 0,9 \cdot q'_{S1,cel} + 0,75 \cdot q'_{w,s}$
- kombinacija 4 $1,35 \cdot G' + 1,5 \cdot Q'_{M,\$}$
- kombinacija 5 $1,35 \cdot G' + 1,5 \cdot Q'_{M,L,S}$

Mejno stanje uporabnosti:

- kombinacija 6 $1,00 \cdot G' + 0,5 \cdot Q'_{M,L,S}$
- kombinacija 7 $1,00 \cdot G' + 0,5 \cdot Q'_{M,\$}$
- kombinacija 8 $1,00 \cdot G' + 0,2 \cdot q'_{S1,D} + 0,5 \cdot q'_{w,s}$
- kombinacija 9 $1,00 \cdot G' + 0,5 \cdot q'_{w,s}$

5.5 Dimenzioniranje

5.5.1 Mejno stanje uporabnosti (MSU)

Kontrola vertikalnih pomikov:

$$\delta_{max} = 5,7 \text{ mm} \leq \frac{L}{250} = \frac{7000}{250} = 28 \text{ mm}$$

δ_{max} maksimalen vertikalni pomik nosilca izračunan na osnovi MSU,
 L razpon nosilca pri katerem nastopi največji vertikalni pomik.

Kontrola horizontalnih pomikov:

$$\delta_1 = 0,7 \text{ mm} \leq \frac{h_1}{300} = \frac{3900}{300} = 13 \text{ mm}$$

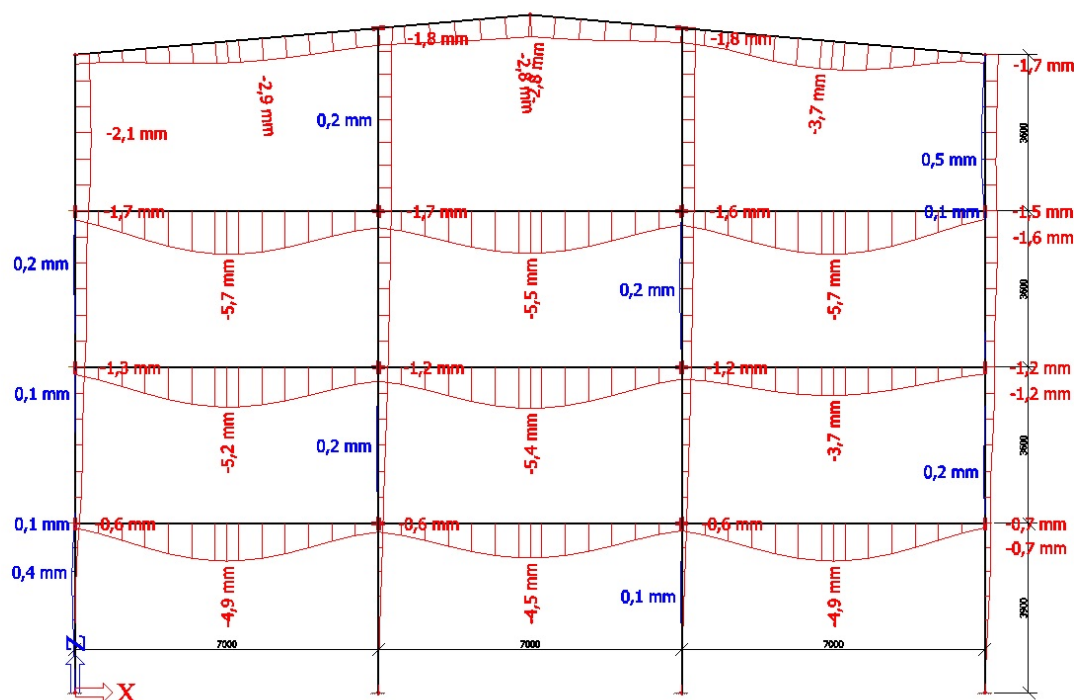
$$\delta_2 = 0,5 \text{ mm} \leq \frac{h_2}{300} = \frac{3600}{300} = 12 \text{ mm}$$

$$\delta_3 = 0,4 \text{ mm} \leq \frac{h_3}{300} = \frac{3600}{300} = 12 \text{ mm}$$

$$\delta_4 = 0,2 \text{ mm} \leq \frac{h_4}{300} = \frac{3600}{300} = 12 \text{ mm}$$

$$\delta = 1,8 \text{ mm} \leq \frac{h}{300} = \frac{14700}{300} = 49 \text{ mm}$$

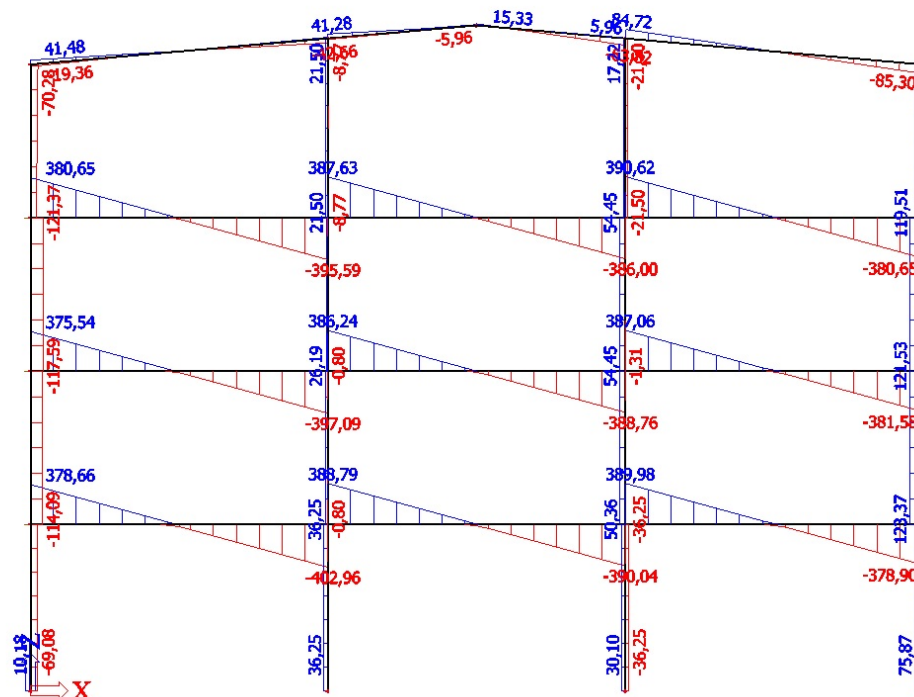
$\delta_1, \delta_2, \delta_3, \delta_4$ horizontalni pomik posamezne etaže izračunan na osnovi MSU,
 δ horizontalni pomik celotnega okvirja izračunan na osnovi MSU,
 h_1, h_2, h_3, h_4 višina posamezne etaže,
 h višina celotne zgradbe.



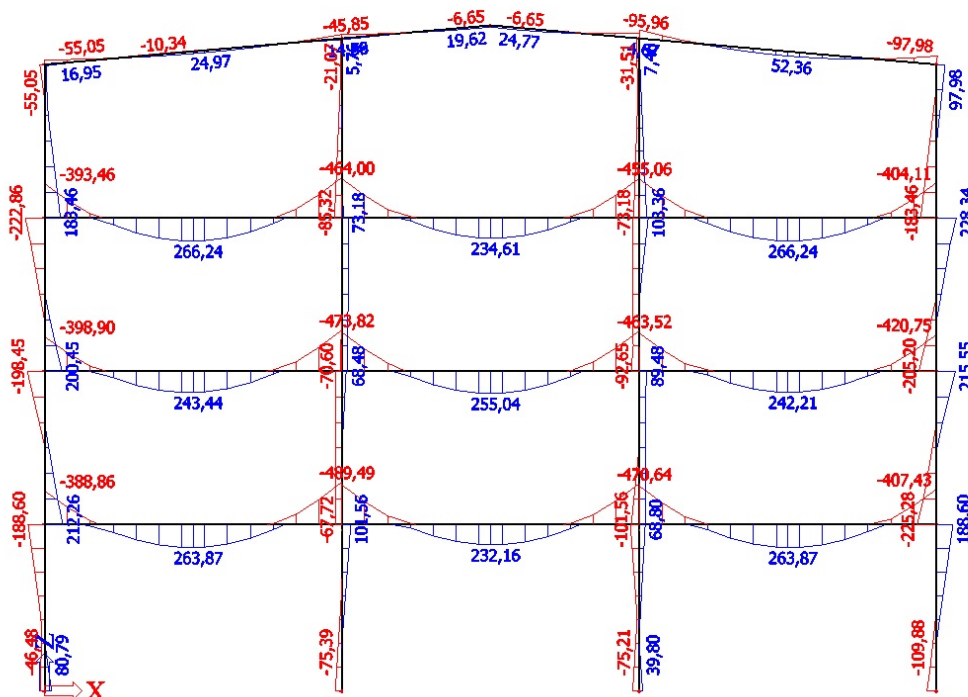
Slika 35: Lokalni pomiki v Z smeri pri vertikalnih in horizontalnih elementih momentnega okvirja izračunani na osnovi MSU

5.5.2 Mejno stanje nosilnosti (MSN)

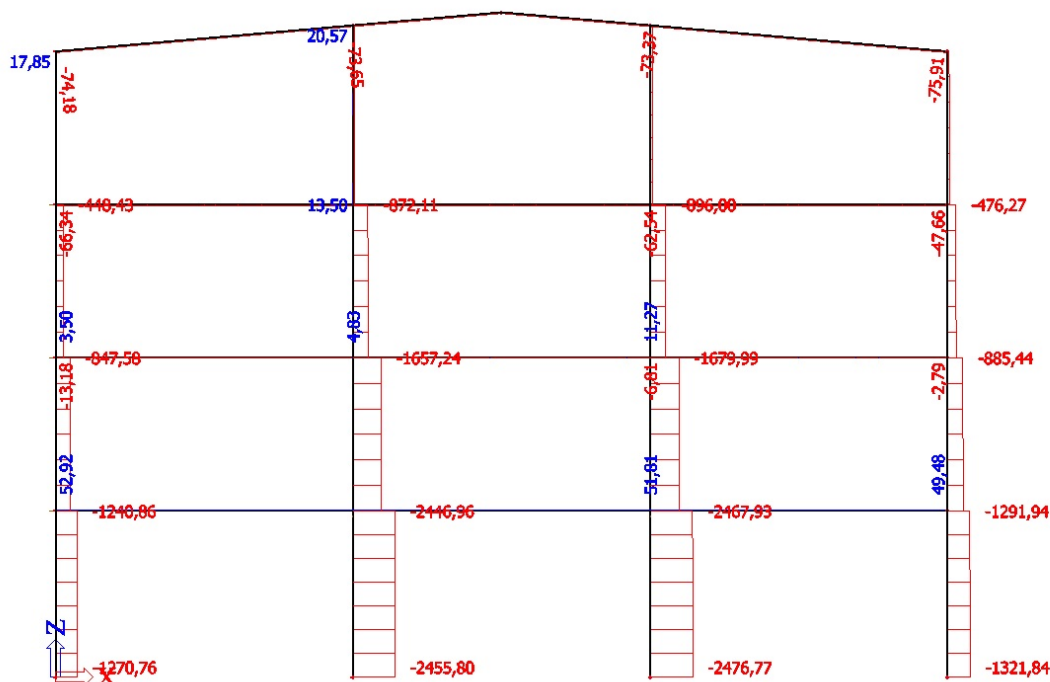
Na slikah 36, 37 in 28 so prikazani upogibni momenti in notranje sile, izračunane z računalniškim programom SCIA Engineer 14, z upoštevanjem obtežb na osnovi mejnega stanja nosilnosti (MSN).



Slika 36: Ovojnica prečnih sil izračunanih na osnovi MSN



Slika 37: Ovojnica upogibnih momentov izračunanih na osnovi MSN



Slika 38: Ovojnica osnih sil izračunanih na osnovi MSN

5.5.2.1 Dimenzioniranje horizontalnega elementa

Pri dimenzioniranju horizontalnega elementa se upošteva enoosni upogib s prečno silo.

Obremenitev:

$$V_{Ed} = 402,96 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 489,49 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = 52,92 \text{ kN (tlak)}$$

Material S275

$$f_y = 27,5 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_u = 43 \text{ kN/cm}^2$$

Izbrani profil IPE550

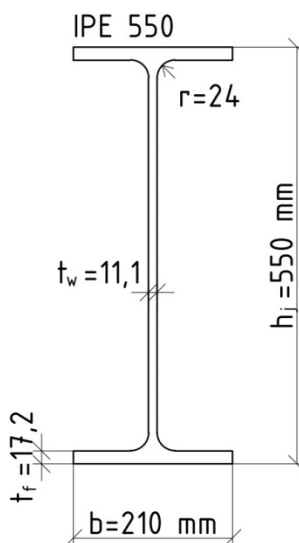
Geometrijske karakteristike:

$$A = 134 \text{ cm}^2$$

$$d = 467 \text{ mm}$$

$$c = 515,6 \text{ mm}$$

$$W_{pl,y} = 2787 \text{ cm}^3$$



Slika 39: Geometrijske karakteristike profila IPE550

Kontrola kompaktnosti prereza:

- stojina – upogib:

$$\frac{d}{t_w} = \frac{467 \text{ mm}}{11,1 \text{ mm}} = 42,07 \leq 72 \cdot \varepsilon = 72 \cdot 0,92 = 66,24$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{23,5}{f_y [\text{kN/cm}^2]}} = \sqrt{\frac{23,5}{27,5}} = 0,92$$

Stojina je v 1. razredu kompaktnosti.

- pasnica – tlak:

$$\frac{c}{t_f} = \frac{75,45 \text{ mm}}{17,2 \text{ mm}} = 4,39 \leq 10 \cdot \varepsilon = 10 \cdot 0,92 = 9,2$$

$$c = \frac{b}{2} - \frac{t_w}{2} - r = \frac{210 \text{ mm}}{2} - \frac{11,1 \text{ mm}}{2} - 24 \text{ mm} = 75,45 \text{ mm}$$

Pasnica je v 1. razredu kompaktnosti.

- odpornost stojine proti lokalnemu izbočenju v strigu:

$$\frac{c}{t_w} = \frac{515,6 \text{ mm}}{11,1 \text{ mm}} = 46,45 \leq \frac{72}{\mu} \cdot \varepsilon = \frac{72}{1,2} \cdot 0,92 = 55,2$$

$$\mu = 1,2$$

Stojina je kompaktna.

Kontrola osno upogibne nosilnosti (SIST EN 1993-1-1; točka 6.2.9.1):

$$\frac{M_{Ed}}{M_{N,Rd}} = \frac{48949 \text{ kNcm}}{76642,50 \text{ kNcm}} = 0,46 \leq 1,0$$

Vpliv osne sile na zmanjšanje projektne plastične upogibne nosilnosti prereza:

$$N_{Ed} = 52,92 \text{ kN} \leq 0,25 \cdot N_{pl,Rd} = 0,25 \cdot 3685 \text{ kN} = 921,25 \text{ kN}$$

$$N_{pl,Rd} = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 134 \text{ cm}^2 \cdot \frac{27,5 \text{ kN/cm}^2}{1,0} = 3685 \text{ kN}$$

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

$$N_{Ed} = 52,92 \text{ kN} \leq \frac{0,5 \cdot c \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,5 \cdot 51,56 \text{ cm} \cdot 1,11 \text{ cm} \cdot 27,5 \text{ kN/cm}^2}{1,0} = 786,93 \text{ kN}$$

Oсна sila ne vpliva na zmanjšanje projektne plastične upogibne nosilnosti prereza.

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd}$$

$$M_{pl,Rd} = W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 2787 \text{ cm}^3 \cdot \frac{27,5 \text{ kN/cm}^2}{1,0} = 76642,50 \text{ kNcm}$$

Kontrola strižne nosilnosti (SIST EN 1993-1-1; točka 6.2.6):

$$V_{pl,Rd} = A_v \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 71,93 \text{ cm}^2 \cdot \frac{27,5 \text{ kN/cm}^2}{\sqrt{3} \cdot 1,0} = 1142,04 \text{ kN}$$

$$A_v = \max \left\{ \begin{array}{l} A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = 134 \text{ cm}^2 - 2 \cdot 21 \text{ cm} \cdot 1,72 \text{ cm} + \\ + (1,11 \text{ cm} + 2 \cdot 2,4 \text{ cm}) \cdot 1,72 \text{ cm} = 71,93 \text{ cm}^2 \\ \mu \cdot c \cdot t_w = 1,2 \cdot 51,56 \text{ cm} \cdot 1,11 \text{ cm} = 68,68 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_v = 71,93 \text{ cm}^2$$

$$V_{Ed} = 402,96 \text{ kN} \leq 0,5 \cdot V_{pl,Rd} = 0,5 \cdot 1142,04 \text{ kN} = 571,02 \text{ kN}$$

Vpliv prečnih sil na projektno plastično upogibno nosilnost prereza ni potrebno upoštevati.

5.5.2.2 Dimenzioniranje vertikalnega elementa – zunanji steber

Obremenitev:

$$V_{Ed} = 123,37 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 188,6 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = 1321,84 \text{ kN (tlak)}$$

Material S275

$$f_y = 27,5 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_u = 43 \text{ kN/cm}^2$$

Izbrani profil HEB450

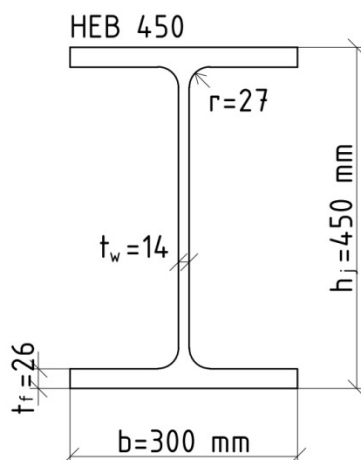
Geometrijske karakteristike:

$$A = 218 \text{ cm}^2$$

$$d = 344 \text{ mm}$$

$$c = 398 \text{ mm}$$

$$W_{pl,y} = 3982 \text{ cm}^3$$



Slika 40: Geometrijske karakteristike profila HEB450

Kontrola kompaktnosti prereza:

- stojina – upogib in tlak:

$$\alpha = \frac{1}{2} \cdot \left[1 + \frac{N_{Ed}}{d \cdot t_w \cdot f_y} \right] = \frac{1}{2} \cdot \left[1 + \frac{1321,84 \text{ kN}}{34,4 \text{ cm} \cdot 1,4 \text{ cm} \cdot 27,5 \text{ kN}} \right] = 1 > 0,5$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{344 \text{ mm}}{14 \text{ mm}} = 24,57 \leq \frac{396 \cdot \varepsilon}{(13 \cdot \alpha - 1)} = \frac{396 \cdot 0,92}{(13 \cdot 1 - 1)} = 33$$

Stojina je v 1. razredu kompaktnosti.

- pasnica – tlak:

$$\frac{c}{t_f} = \frac{116 \text{ mm}}{26 \text{ mm}} = 4,46 \leq 10 \cdot \varepsilon = 10 \cdot 0,92 = 9,2$$

$$c = \frac{b}{2} - \frac{t_w}{2} - r = \frac{300 \text{ mm}}{2} - \frac{14 \text{ mm}}{2} - 27 \text{ mm} = 116 \text{ mm}$$

Pasnica je v 1. razredu kompaktnosti.

- odpornost stojine proti lokalnemu izbočenju v strigu:

$$\frac{c}{t_w} = \frac{398 \text{ mm}}{14 \text{ mm}} = 28,43 \leq \frac{72}{\mu} \cdot \varepsilon = \frac{72}{1,2} \cdot 0,92 = 55,2$$

$$\mu = 1,2$$

Stojina je kompaktna.

Kontrola osno upogibne nosilnosti (SIST EN 1993-1-1; točka 6.2.9.1):

$$\frac{M_{Ed}}{M_{N,Rd}} = \frac{18860 \text{ kNcm}}{99318,49 \text{ kNcm}} = 0,19 \leq 1,0$$

Vpliv osne sile na zmanjšanje projektne plastične upogibne nosilnosti prereza:

$$N_{Ed} \leq \min \left(0,25 \cdot N_{pl,Rd}; \frac{0,5 \cdot c \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \right) = \min(1498,75 \text{ kN}; 766,15 \text{ kN}) = 766,15 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 1321,84 \text{ kN} \leq 766,15 \text{ kN}$$

$$0,25 \cdot N_{pl,Rd} = 0,25 \cdot 5995 \text{ kN} = 1498,75 \text{ kN}$$

$$N_{pl,Rd} = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 218 \text{ cm}^2 \cdot \frac{27,5 \text{ kN/cm}^2}{1,0} = 5995 \text{ kN}$$

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

$$\frac{0,5 \cdot c \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,5 \cdot 39,8 \text{ cm} \cdot 1,4 \text{ cm} \cdot 27,5 \text{ kN/cm}^2}{1,0} = 766,15 \text{ kN}$$

Oсна sila vpliva na zmanjšanje projektne plastične upogibne nosilnosti prereza.

$$M_{pl,Rd} = W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 3982 \text{ cm}^3 \cdot \frac{27,5 \text{ kN/cm}^2}{1,0} = 109505 \text{ kNcm}$$

$$M_{N,Rd} = \min \left\{ M_{pl,Rd} \cdot \frac{1-n}{1-0,5 \cdot a} = 109505 \text{ kNcm} \cdot \frac{1-0,22}{1-0,5 \cdot 0,28} = 99318,49 \text{ kNcm} \right. \\ \left. M_{pl,Rd} = 109505 \text{ kNcm} \right.$$

$$M_{N,Rd} = 99318,49 \text{ kNcm}$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = \frac{1321,84 \text{ kN}}{5995 \text{ kN}} = 0,22$$

$$a = \min \left\{ \frac{A - 2 \cdot b \cdot t_f}{A} = \frac{218 \text{ cm}^2 - 2 \cdot 30 \text{ cm} \cdot 2,6 \text{ cm}}{218 \text{ cm}^2} = 0,28 \right.$$

$$a = 0,28$$

Kontrola strižne nosilnosti (SIST EN 1993-1-1; točka 6.2.6):

$$V_{pl,Rd} = A_v \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 79,68 \text{ cm}^2 \cdot \frac{27,5 \text{ kN/cm}^2}{\sqrt{3} \cdot 1,0} = 2191,2 \text{ kN}$$

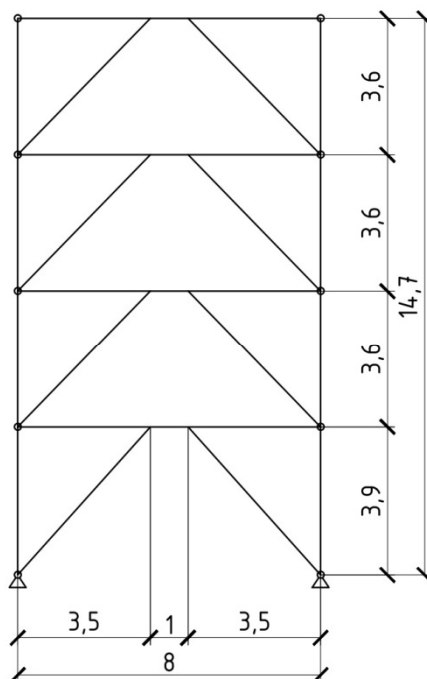
$$A_v = \max \left\{ \begin{array}{l} A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = 218 \text{ cm}^2 - 2 \cdot 30 \text{ cm} \cdot 2,6 \text{ cm} + \\ + (1,4 \text{ cm} + 2 \cdot 2,7 \text{ cm}) \cdot 2,6 \text{ cm} = 79,68 \text{ cm}^2 \\ \mu \cdot c \cdot t_w = 1,2 \cdot 39,8 \text{ cm} \cdot 1,4 \text{ cm} = 66,86 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_v = 79,68 \text{ cm}^2$$

$$V_{Ed} = 123,37 \text{ kN} \leq 0,5 \cdot V_{pl,Rd} = 0,5 \cdot 2191,2 \text{ kN} = 1095,60 \text{ kN}$$

6 OKVIR Z EKSCENTRIČNIM POVEZJEM

6.1 Zasnova



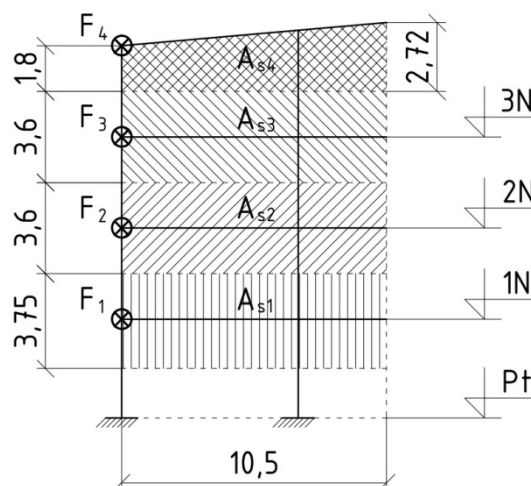
Slika 41: Pogled na okvir z ekscentričnim povezjem

6.2 Obtežba

Na vsaki stranici objekta se nahajata dva okvirja z ekscentričnim povezjem, ki prevzemata horizontalno vetrno obremenitev v smeri pravokotno na momentne okvirje. Pri določanju vetrne obtežbe je upoštevano, da vsak okvir z ekscentričnim povezjem prevzame enako obremenitev.

Pri določanju obtežbe se upošteva delovanje vetra v smeri Y, ki je vzporedna z okvirji z ekscentričnimi povezji. Na sliki 42 so označena vplivna območja vetrne obtežbe, ki jih preko točkovnih sil prevzamejo okvirji z ekscentričnimi povezji.

Za določitev velikosti vetrne obtežbe upoštevamo koeficienta za območje *D* in *E* ob upoštevanju zunanjskega tlaka in notranjega srka, pri delovanju vetrne obtežba v Y smeri.



Slika 42: Vplivna območja vetrne obtežbe, ki deluje v smeri Y

Določitev velikosti točkovnih sil, ki jih prevzame okvir z ekscentričnim povezjem:

$$F_1 = 0,5 \cdot (w_e^D + w_e^E) \cdot A_{s1} = 0,5 \cdot (0,66 \text{ kN/m}^2 + 0,01 \text{ kN/m}^2) \cdot 39,38 \text{ m}^2 = 13,19 \text{ kN}$$

$$A_{s1} = 10,5 \text{ m} \cdot 3,75 \text{ m} = 39,38 \text{ m}^2$$

$$F_2 = 0,5 \cdot (w_e^D + w_e^E) \cdot A_{s2} = 0,5 \cdot (0,66 \text{ kN/m}^2 + 0,01 \text{ kN/m}^2) \cdot 37,8 \text{ m}^2 = 12,66 \text{ kN}$$

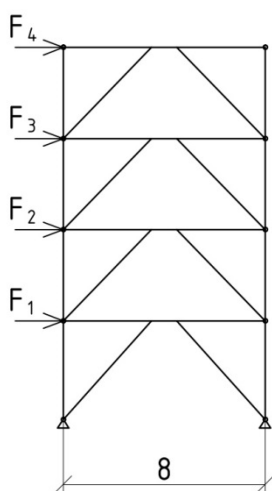
$$A_{s2} = 10,5 \text{ m} \cdot 3,6 \text{ m} = 37,8 \text{ m}^2$$

$$F_3 = 0,5 \cdot (w_e^D + w_e^E) \cdot A_{s3} = 0,5 \cdot (0,66 \text{ kN/m}^2 + 0,01 \text{ kN/m}^2) \cdot 37,8 \text{ m}^2 = 12,66 \text{ kN}$$

$$A_{s3} = 10,5 \text{ m} \cdot 3,6 \text{ m} = 37,8 \text{ m}^2$$

$$F_4 = 0,5 \cdot (w_e^D + w_e^E) \cdot A_{s4} = 0,5 \cdot (0,66 \text{ kN/m}^2 + 0,01 \text{ kN/m}^2) \cdot 23,73 \text{ m}^2 = 7,95 \text{ kN}$$

$$A_{s4} = 10,5 \text{ m} \cdot \left(\frac{1,8 \text{ m} + 2,72 \text{ m}}{2} \right) = 23,73 \text{ m}^2$$



Slika 43: Obtežba vetra na okvir z ekscentričnim povezjem

6.3 Obtežne kombinacije

6.3.1 Mejno stanje nosilnosti (MSN)

$$1,35 \cdot G' + 1,5 \cdot Q'_w$$

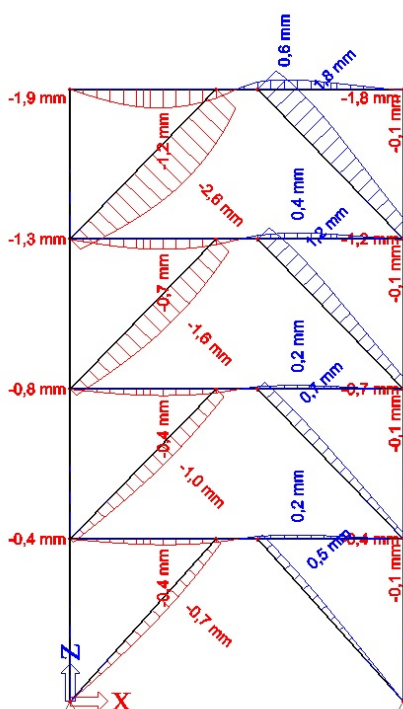
6.3.2 Mejno stanje uporabnosti (MSU)

$$1,0 \cdot G' + 1,0 \cdot Q'_w$$

6.4 Dimenzioniranje

Dimenzioniranje elementov je prikazano v poglavju 9 (dinamična analiza).

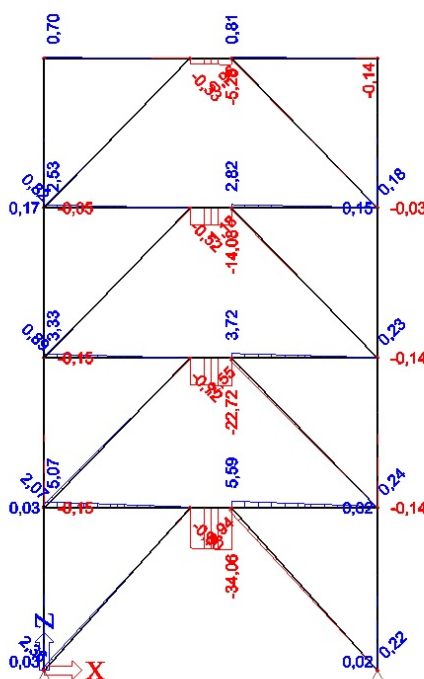
6.4.1 Mejno stanje uporabnosti (MSU)



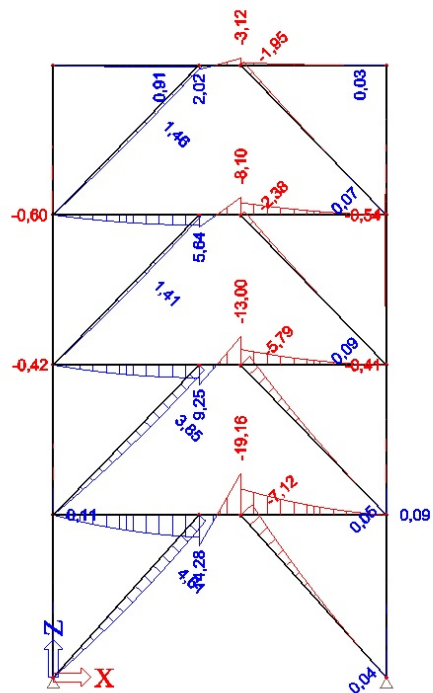
Slika 44: Lokalni pomiki v Z smeri pri elementih okvirja z ekscentričnim povezjem, izračunani na osnovi MSU

6.4.2 Mejno stanje nosilnosti (MSN)

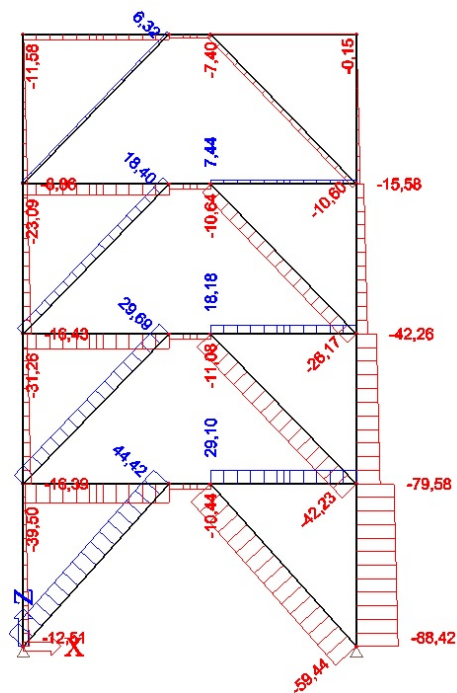
Na slikah 45, 46 in 47 so prikazani upogibni momenti in notranje sile, izračunane z računalniškim programom SCIA Engineer 14, z upoštevanjem obtežb na osnovi mejnega stanja nosilnosti (MSN).



Slika 45: Prečne sile izračunane na osnovi MSN



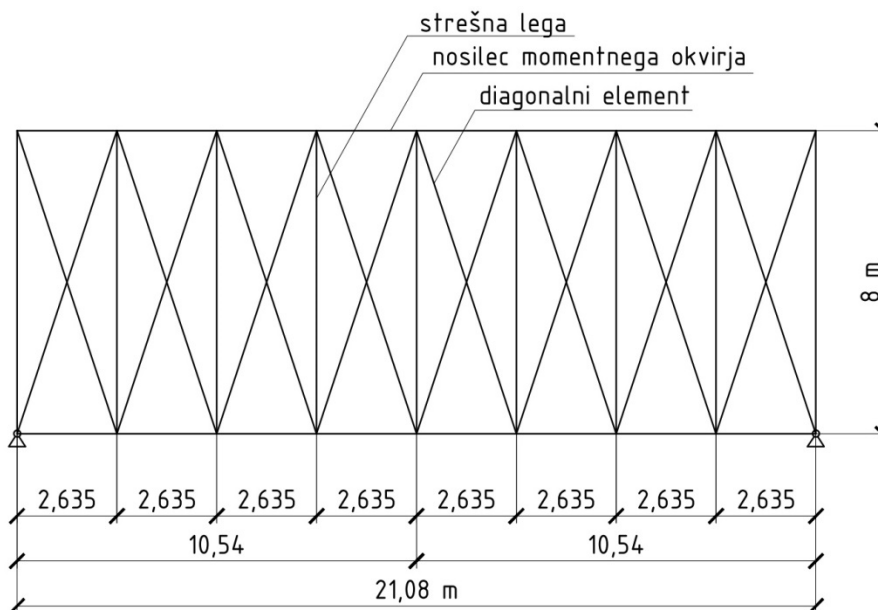
Slika 46: Upogibni momenti izračunani na osnovi MSN



Slika 47: Osne sile izračunane na osnovi MSN

7 HORIZONTALNO POVEZJE V NIVOJU STREHE

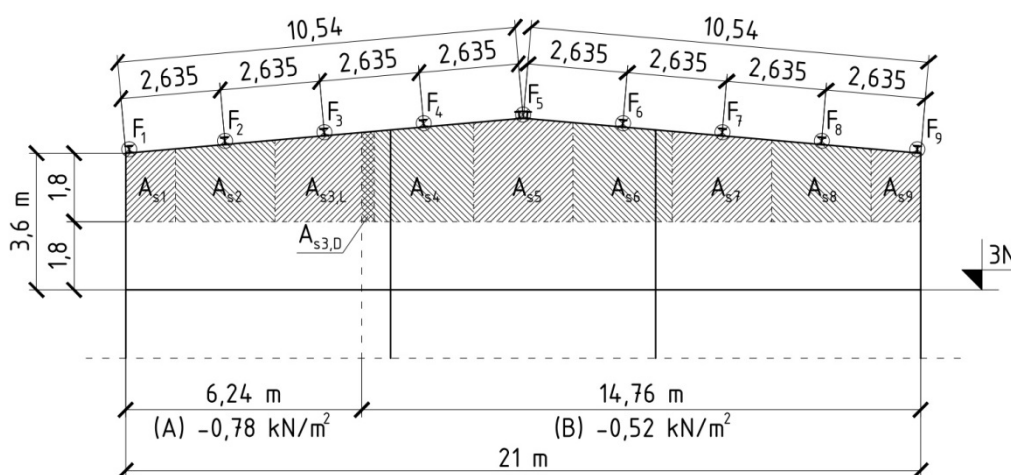
7.1 Zasnova



Slika 48: Tloris horizontalnega povezja v ravlini strehe

7.2 Obtežba

Horizontalno povezje prevzema vetrno obtežbo. Pri določanju velikosti obtežbe se upošteva vetrna obtežba, ki deluje v smeri X, saj je takrat obremenitev največja. Na sliki 49 so označena vplivna območja, ki jih preko točkovnih sil prevzamejo diagonalni elementi pri horizontalnem povezju. Predpostavljeno je, da diagonalni elementi prenašajo samo natezne obremenitve.



Slika 49: Vplivno območje vetrne obtežbe na horizontalno povezje

Za vsako območje je izračunana velikost točkovne sile, ki se prenese na horizontalno povezje.

Za vetrno obtežbo, ki deluje v smeri X, se upošteva obremenitev za območje A in B:

$$w_e^A = -0,78 \text{ kN/m}^2 \quad \text{obremenitev za območje A,}$$

$$w_e^B = -0,52 \text{ kN/m}^2 \quad \text{obremenitev za območje B.}$$

Vrednosti vplivnih površin A_{s1}, \dots, A_{s9} so izračunane s pomočjo programa Autocad.

$$F_1 = w_e^A \cdot A_{s1} = 0,78 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,44 \text{ m}^2 = 1,9 \text{ kN}$$

$$A_{s1} = 2,44 \text{ m}^2$$

$$F_2 = w_e^A \cdot A_{s2} = 0,78 \text{ kN/m}^2 \cdot 5,33 \text{ m}^2 = 4,16 \text{ kN}$$

$$A_{s2} = 5,33 \text{ m}^2$$

$$F_3 = w_e^A \cdot A_{s3,L} + w_e^B \cdot A_{s3,D} = 0,78 \text{ kN/m}^2 \cdot 5,17 \text{ m}^2 + 0,52 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,76 \text{ m}^2 = 4,43 \text{ kN}$$

$$A_{s3,L} = 5,17 \text{ m}^2$$

$$A_{s3,D} = 0,76 \text{ m}^2$$

$$F_4 = w_e^B \cdot A_{s4} = 0,52 \text{ kN/m}^2 \cdot 6,53 \text{ m}^2 = 3,4 \text{ kN}$$

$$A_{s4} = 6,53 \text{ m}^2$$

$$F_5 = w_e^B \cdot A_{s5} = 0,52 \text{ kN/m}^2 \cdot 6,99 \text{ m}^2 = 3,63 \text{ kN}$$

$$A_{s5} = 6,99 \text{ m}^2$$

$$F_6 = w_e^B \cdot A_{s6} = 0,52 \text{ kN/m}^2 \cdot 6,53 \text{ m}^2 = 3,4 \text{ kN}$$

$$A_{s6} = 6,53 \text{ m}^2$$

$$F_7 = w_e^B \cdot A_{s7} = 0,52 \text{ kN/m}^2 \cdot 5,93 \text{ m}^2 = 3,08 \text{ kN}$$

$$A_{s7} = 5,93 \text{ m}^2$$

$$F_8 = w_e^B \cdot A_{s8} = 0,52 \text{ kN/m}^2 \cdot 5,33 \text{ m}^2 = 2,77 \text{ kN}$$

$$A_{s8} = 5,33 \text{ m}^2$$

$$F_9 = w_e^B \cdot A_{s9} = 0,52 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,44 \text{ m}^2 = 1,27 \text{ kN}$$

$$A_{s9} = 2,44 \text{ m}^2$$

Za določanje obtežne kombinacije, je merodajna največja izmed izračunanih sil.

$$R_{v2} = \max\{F_1; F_2; F_3; F_4; F_5; F_6; F_7; F_8; F_9\} = F_3 = 4,43 \text{ kN}$$

$$R_{v1} = \frac{R_{v2}}{2} = 2,22 \text{ kN}$$

7.3 Začetna nepopolnost – izbočne sile strešne lege momentnega okvirja

$$N_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{h} = \frac{97,98 \text{ kNm}}{0,33 \text{ m}} = 296,91 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 97,98 \text{ kNm} \quad \text{maksimalni moment v strešni legi momentnega okvirja,}$$

$$h = 0,33 \text{ m} \quad \text{višina strešne lege IPE330.}$$

$$\delta_q = \frac{L}{1500} = \frac{21,08 \text{ m}}{1500} = 0,014 \text{ m}$$

$$L = 21,08 \text{ m}$$

Horizontalno povezje prevzame izbočne sile štirih momentnih okvirjev.

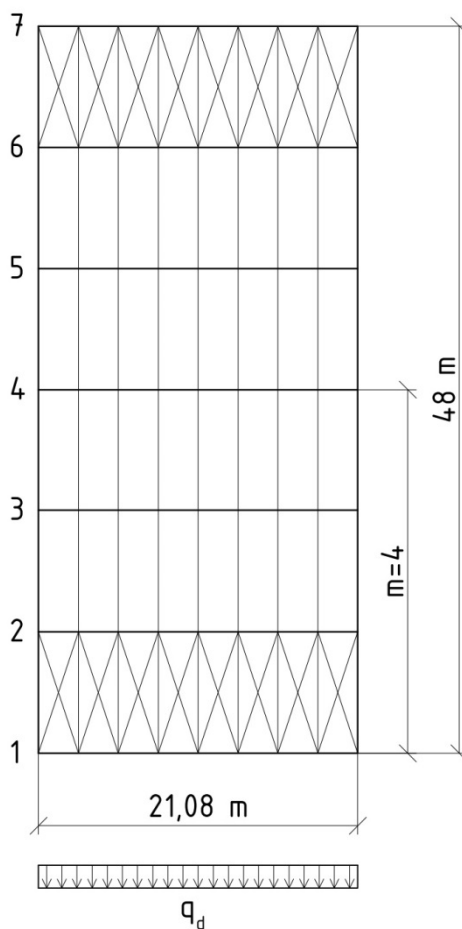
$$m = 4$$

Za $m = 4$ velja:

$$\beta = \frac{1}{55,6}$$

$$q_d = \beta \cdot \frac{\sum_{i=1}^m N_{Ed,i}}{L} = \frac{1}{55,6} \cdot \frac{1187,64 \text{ kN}}{21,08 \text{ m}} = 1,01 \text{ kN/m}$$

$$\sum_{i=1}^m N_{Ed,i} = 4 \cdot N_{Ed} = 4 \cdot 296,91 \text{ kN} = 1187,64 \text{ kN}$$

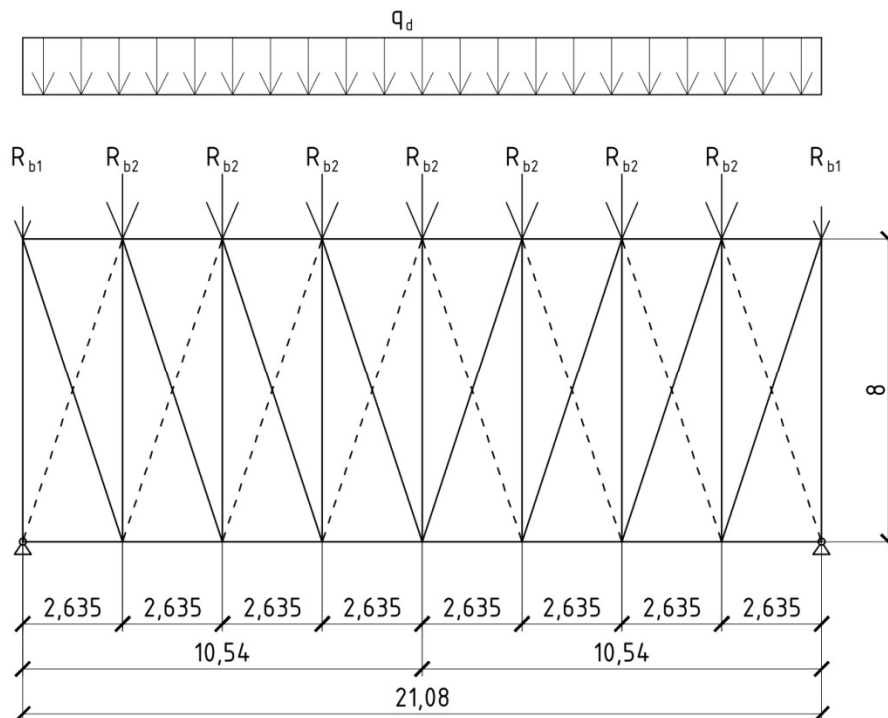


Slika 50: Tloris horizontalnega povezja v ravnini strehe

Na osnovi obtežbe q_d se določi točkovne sile, ki jih prevzame horizontalno povezje.

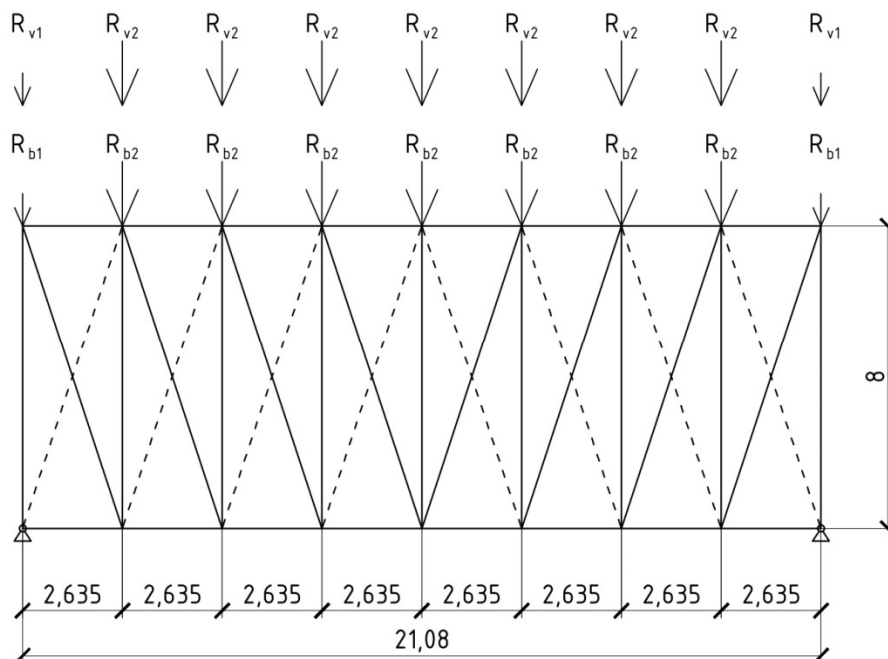
$$R_{b1} = \frac{2,635 \text{ m}}{2} \cdot q_d = \frac{2,635 \text{ m}}{2} \cdot 1,01 \text{ kN/m} = 1,33 \text{ kN}$$

$$R_{b2} = 2,635 \text{ m} \cdot q_d = 2,635 \text{ m} \cdot 1,01 \text{ kN/m} = 2,66 \text{ kN}$$



Slika 51: Izbočne sile momentnih okvirjev, ki jih prevzame horizontalno povezje

7.4 Obtežne kombinacije



Slika 52: Računski model horizontalnega povezja

Na sliki 52 je prikazan računski model horizontalnega povezja. Diagonalni elementi prevzamejo samo natezne obremenitve.

7.4.1 Mejno stanje nosilnosti (MSN)

Pri določanju varnostnega faktorja za izbočne sile $R_{Ed,b}$, je potrebno upoštevati, da so varnostni faktorji že zajeti pri izračunu upogibnega momenta v strešni legi, ki je osnova za izračun izbočnih sil. Enako velja za varnostni faktor pri mejnem stanju uporabnosti (MSU)

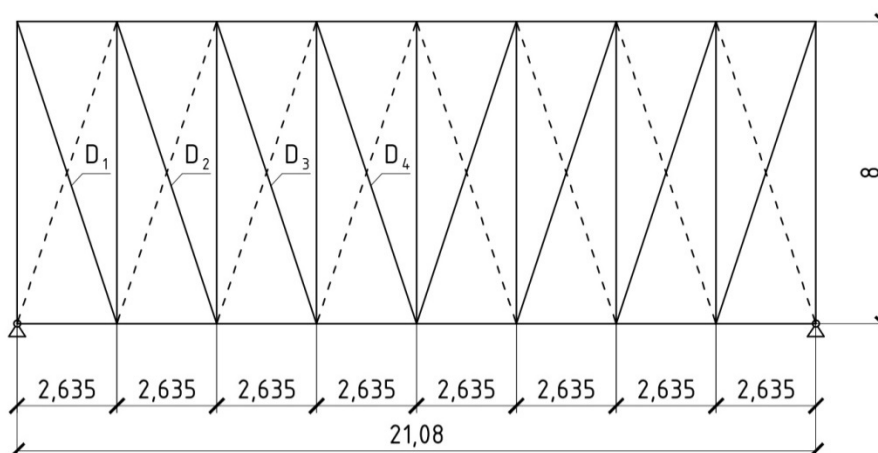
$$1,5 \cdot R_{Ed,v} + 1,0 \cdot R_{Ed,b}$$

7.4.2 Mejno stanje nosilnosti (MSU)

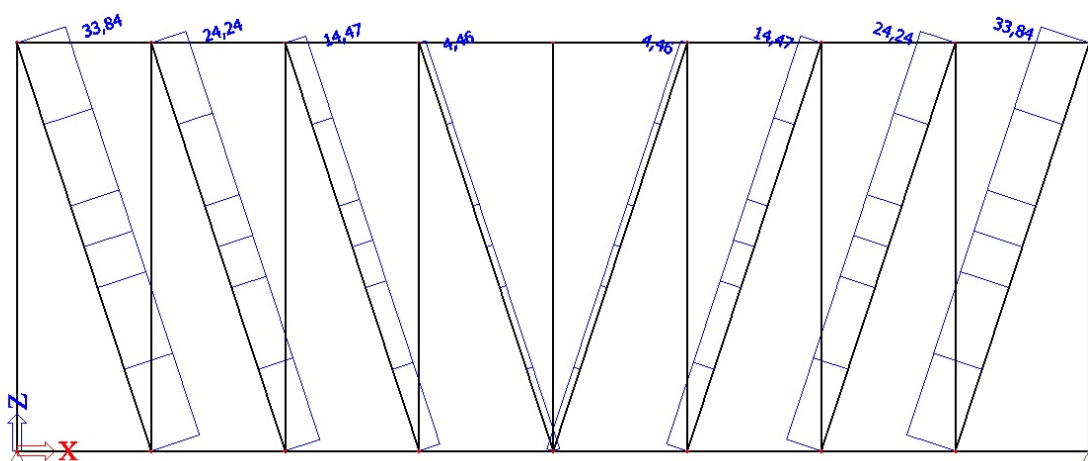
$$1,0 \cdot R_{Ed,v} + \frac{1}{1,4} \cdot R_{Ed,b}$$

7.5 Dimenzioniranje

Na sliki 53 so prikazane oznake diagonal, ki prenašajo natezne obremenitve.



Slika 53: Oznake natezno obremenjenih diagonalnih elementov pri horizontalnem povezju



Slika 54: Osne sile izračunane na osnovi MSN

7.5.1 Diagonalni element D1

$$N_{Ed,D1} = 33,83 \text{ kN}$$

$$A_{pot,D1} \geq \frac{N_{Ed,D1} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{33,84 \text{ kN} \cdot 1,0}{27,5 \text{ kN/cm}^2} = 1,23 \text{ cm}^2$$

Izbrana palica $\varnothing 14 \text{ mm}$

$$A_{D1} = 1,54 \text{ cm}^2$$

7.5.2 Diagonalni element D2

$$N_{Ed,D2} = 24,24 \text{ kN}$$

$$A_{pot,D2} \geq \frac{N_{Ed,D2} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{24,24 \text{ kN} \cdot 1,0}{27,5 \text{ kN/cm}^2} = 0,88 \text{ cm}^2$$

Izbrana palica $\varnothing 12 \text{ mm}$

$$A_{D2} = 1,13 \text{ cm}^2$$

7.5.3 Diagonalni element D3

$$N_{Ed,D3} = 14,47 \text{ kN}$$

$$A_{pot,D3} \geq \frac{N_{Ed,D3} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{14,47 \text{ kN} \cdot 1,0}{27,5 \text{ kN/cm}^2} = 0,53 \text{ cm}^2$$

Izbrana palica $\varnothing 10 \text{ mm}$

$$A_{D3} = 0,79 \text{ cm}^2$$

7.5.4 Diagonalni element D4

$$N_{Ed,D4} = 4,46 \text{ kN}$$

$$A_{pot,D4} \geq \frac{N_{Ed,D4} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{4,46 \text{ kN} \cdot 1,0}{27,5 \text{ kN/cm}^2} = 0,16 \text{ cm}^2$$

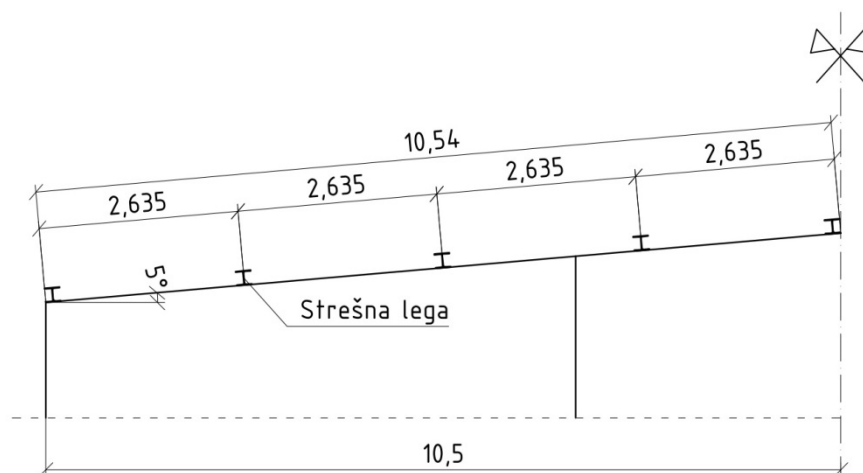
Izbrana palica $\varnothing 10 \text{ mm}$

$$A_{D4} = 0,79 \text{ cm}^2$$

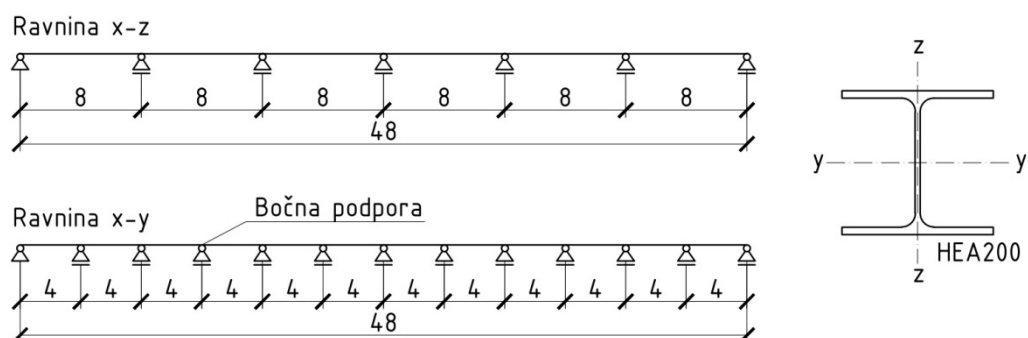
8 PODKONSTRUKCIJA STREHE

8.1 Strešne lege

8.1.1 Zasnova



Slika 55: Delni prečni prerez objekta



Slika 56: Podpore pri strešni legi

8.1.2 Obtežba

8.1.2.1 Lastna obtežba

Lastna teža jeklenega nosilca je v računalniškem programu SCIA Engineer 14 samodejno upoštevana.

8.1.2.2 Stalna obtežba

Lastna teža strehe:

$$G'_S = G_S \cdot b_l = 0,45 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,635 \text{ m} = 1,19 \text{ kN/m}$$

8.1.2.3 Obtežba snega

Pri določanju obtežbe se upošteva primer za nenakopičen sneg, za katerega velja:

$$q'_{S1} = \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k \cdot b_l = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,51 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,635 \text{ m} = 3,18 \text{ kN/m}$$

8.1.2.4 Obtežba vetra

Pri določanju obtežbe vetra se upošteva največja možna obremenitev, ki jo povzroča vetrna obtežba v X ali Y smeri. Za določitev velikosti obtežbe je upoštevano območje I (tlak) ter območje G (srk) pri delovanju vetrne obtežbe v X smeri.

$$q'_{w,t,I} = w'_e \cdot b_l = 0,59 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,635 \text{ m} = 1,55 \text{ kN/m (tlak)}$$

$$q'_{w,s,G} = w'_e \cdot b_l = -0,91 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,635 \text{ m} = -2,4 \text{ kN/m (srk)}$$

8.1.2.5 Obtežba zaradi izbočnih sil momentnega okvirja

Natančen izračun obtežbe q_d zaradi izbočnih sil je opisan v poglavju 7.3. Na osnovi obtežbe q_d se določi sile, ki jih prevzamejo strešne lege.

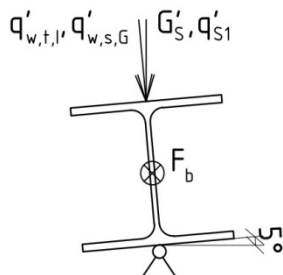
$$F_b = \frac{1}{n} \cdot L_S \cdot q_d = \frac{1}{8} \cdot 21,08 \text{ m} \cdot 1,01 \text{ kN/m} = 2,75 \text{ kN}$$

kjer so:

- q_d obtežba zaradi izbočnih sil momentnega okvirja,
- F_b sila, ki deluje na eno strešno lego v obliki tlaka in natega,
- n število strešnih leg (v slemenu je upoštevana samo ena lega),
- L_S dolžina strehe.

8.1.3 Obtežne kombinacije

Na sliki 57 so prikazane smeri delovanja različnih obtežb.



Slika 57: Smeri delovanja obtežbe na strešno lego

8.1.3.1 Mejno stanje nosilnosti (MSN)

Pri določanju varnostnega faktorja za izbočno silo F_b , je potrebno upoštevati, da so varnostni faktorji že zajeti pri izračunu upogibnega momenta v strešni legi, ki je osnova za izračun izbočne sile. Enako velja za varnostni faktor pri mejnem stanju uporabnosti (MSU).

$$1,35 \cdot G'_S + 1,5 \cdot q'_{S1} + 1,5 \cdot 0,6 \cdot q'_w + 1,0 \cdot F_b$$

8.1.3.2 Mejno stanje uporabnosti (MSU)

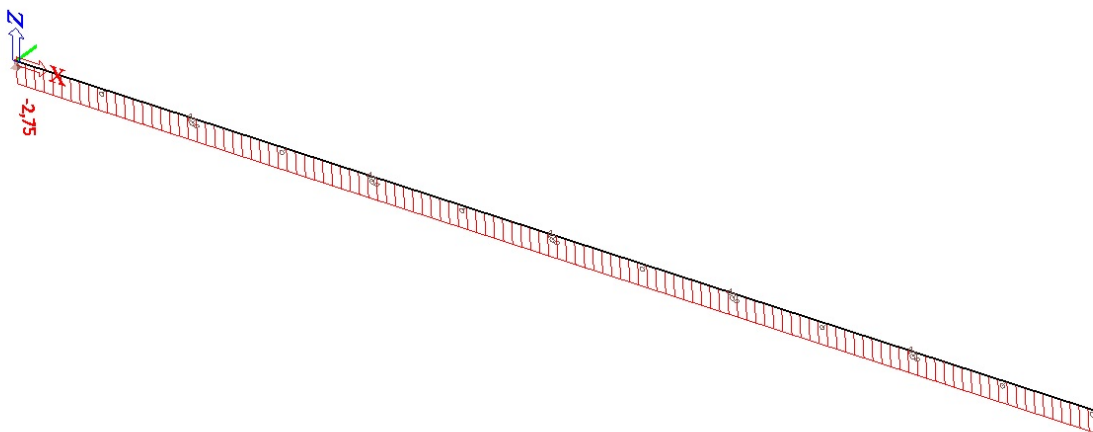
$$1,0 \cdot G'_S + 0,5 \cdot q'_w + \frac{1}{1,4} \cdot F_b$$

8.1.4 Dimenzioniranje

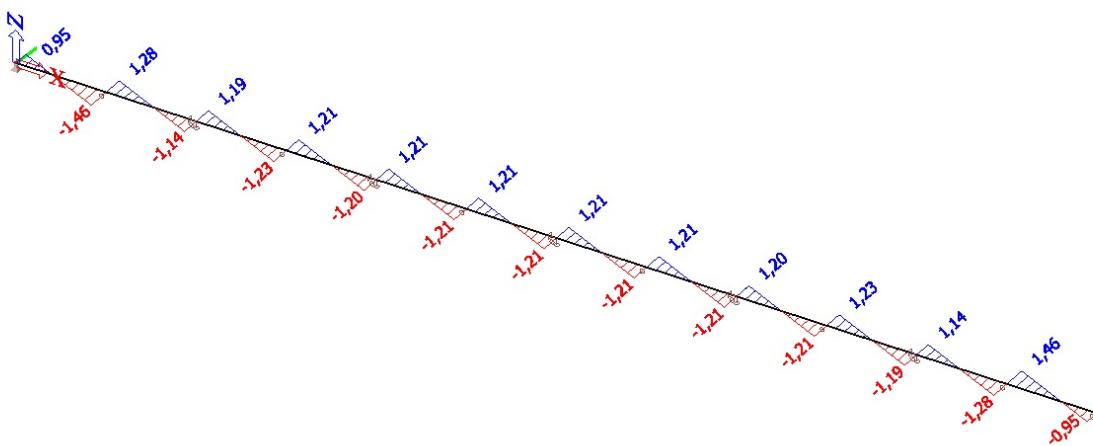
8.1.4.1 Mejno stanje nosilnosti (MSN)

Izbran profil za strešno lego je HEA200. Vse potrebne kontrole nosilnosti so narejene s pomočjo računalniškega programa SCIA Engineer 14.

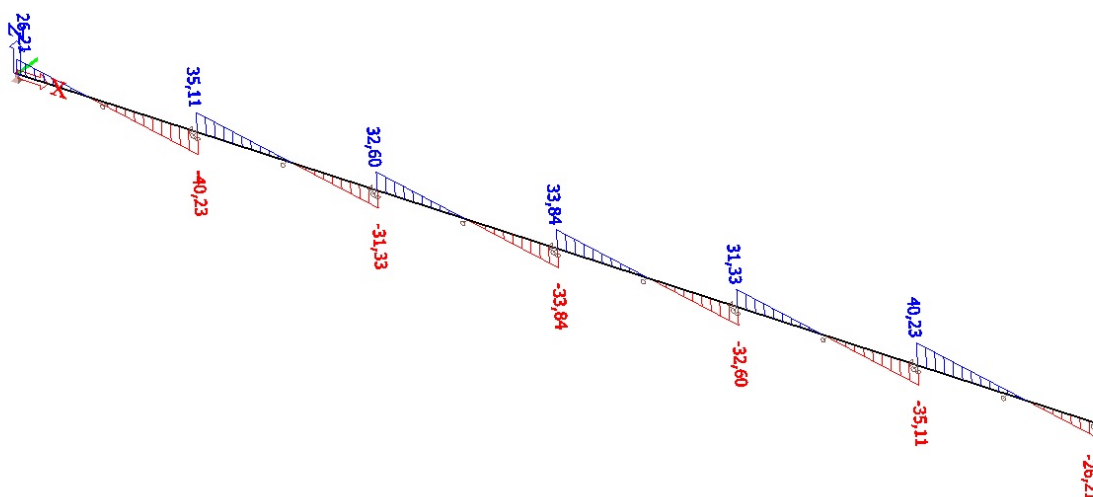
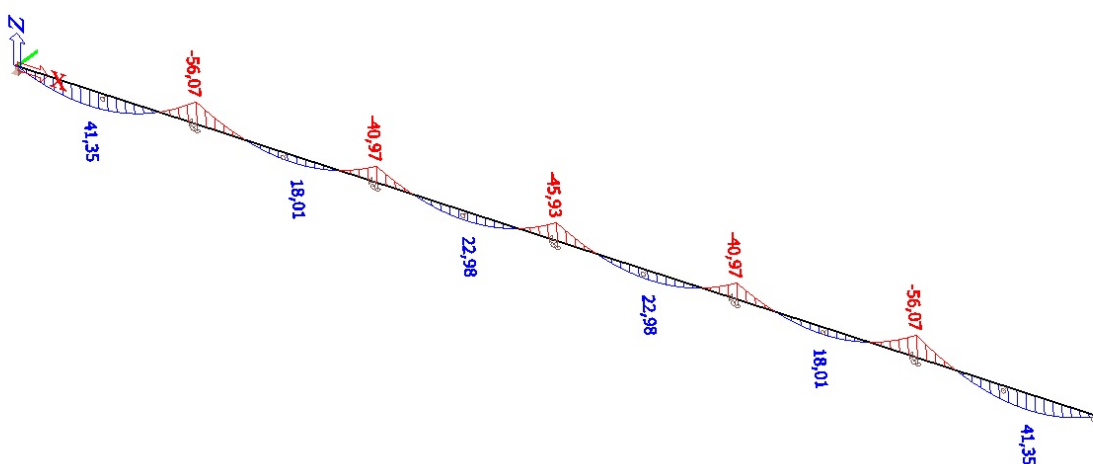
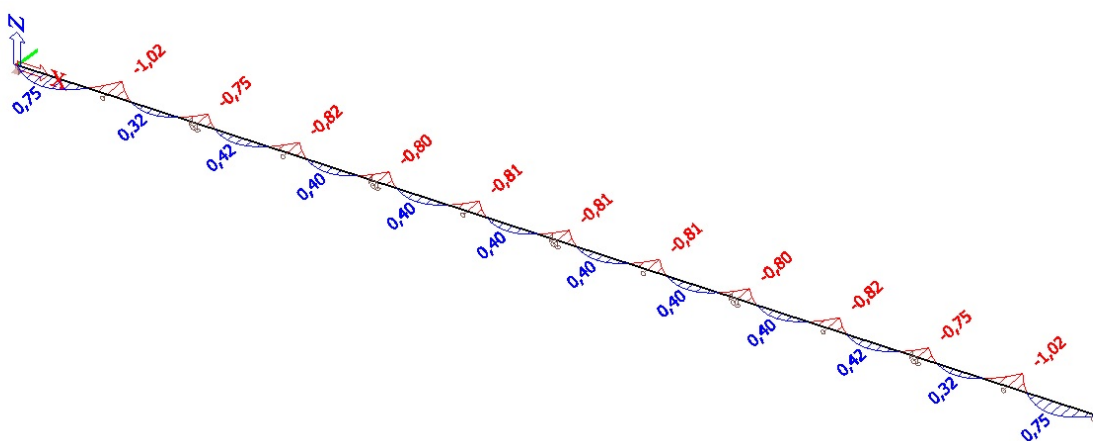
Na slikah 58, 59, 60, 61 in 62 so prikazani diagrami upogibnih elementov in notranjih sil na osnovi MSN.



Slika 58: Očna sila pri strešni legi



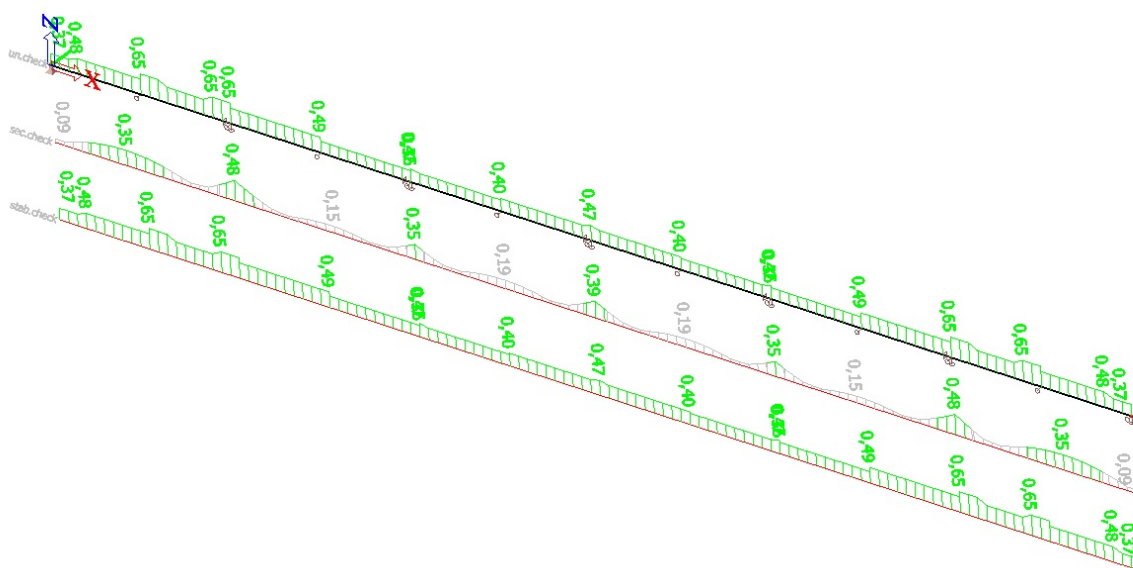
Slika 59: Prečna sila V_y pri strešni legi

Slika 60: Prečna sila V_z pri strešni legiSlika 61: Upogibni moment M_y pri strešni legiSlika 62: Upogibni moment M_z pri strešni legi

8.1.4.1.1 Dimenzioniranje

Kontrola nosilnosti prereza je narejena s pomočjo računalniškega programa SCIA Engineer 14. Izpisi so v prilogi.

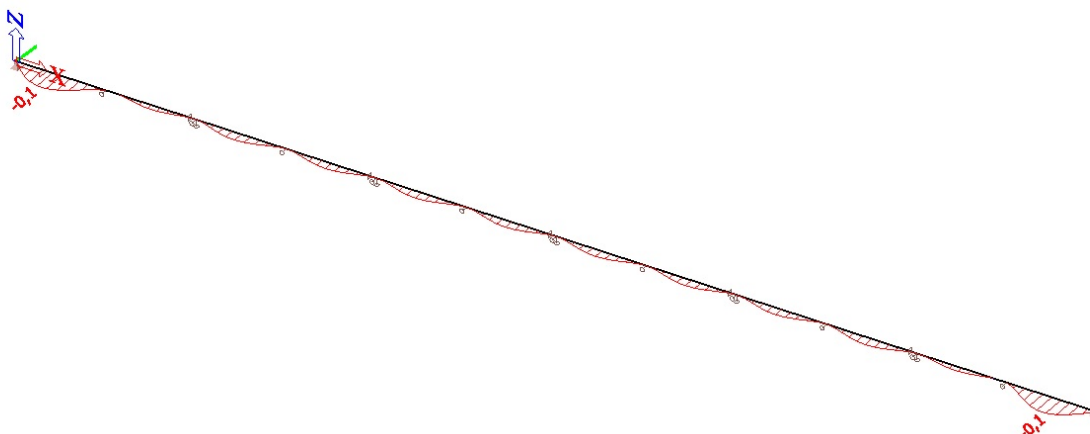
Na sliki 63 je prikazana kontrola stabilnosti strešne lege.



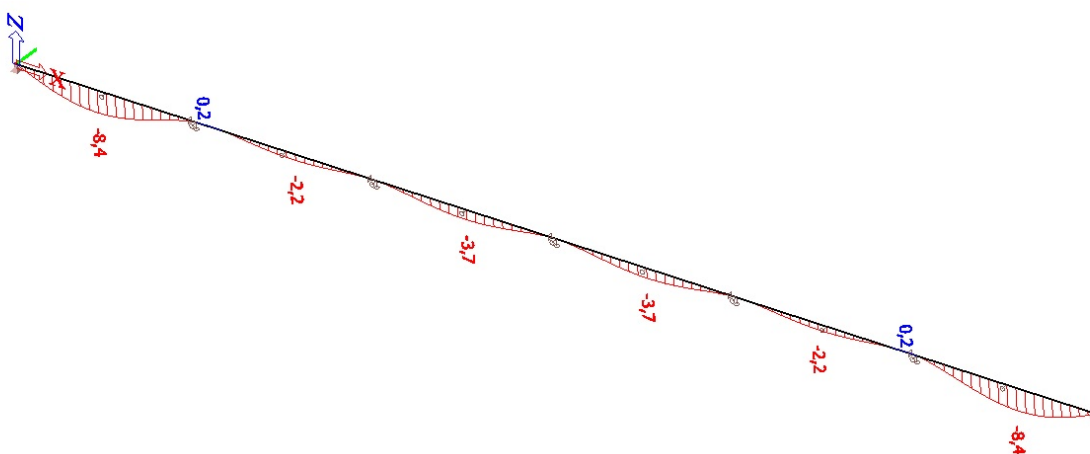
Slika 63: Kontrola stabilnosti strešne lege

8.1.4.2 Mejno stanje uporabnosti (MSU)

Na slikah 64 in 65 so prikazani pomiki strešne lege na osnovi MSU.



Slika 64: Pomiki strešne lege v smeri Y



Slika 65: Pomiki strešne lege v smeri Z

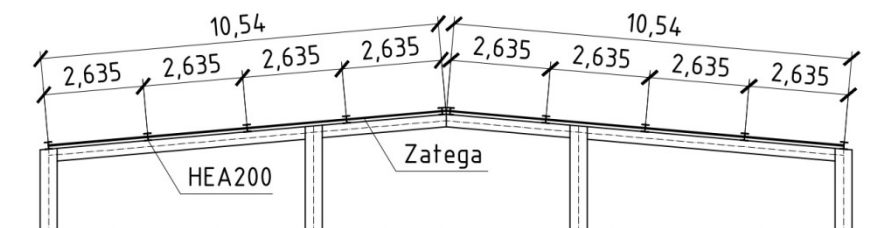
Kontrola pomikov strešne lege:

$$\delta_{max,y} = 0,1 \text{ mm} \leq \frac{L_y}{250} = \frac{4000 \text{ mm}}{250} = 16 \text{ mm}$$

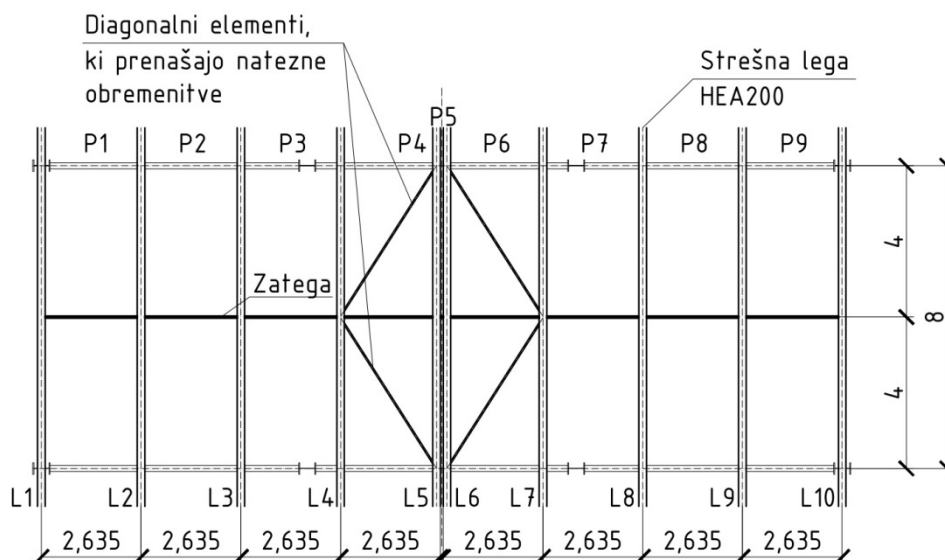
$$\delta_{max,z} = 8,4 \text{ mm} \leq \frac{L_z}{250} = \frac{8000 \text{ mm}}{250} = 32 \text{ mm}$$

8.2 Zatege med strešnimi legami

8.2.1 Zasnova



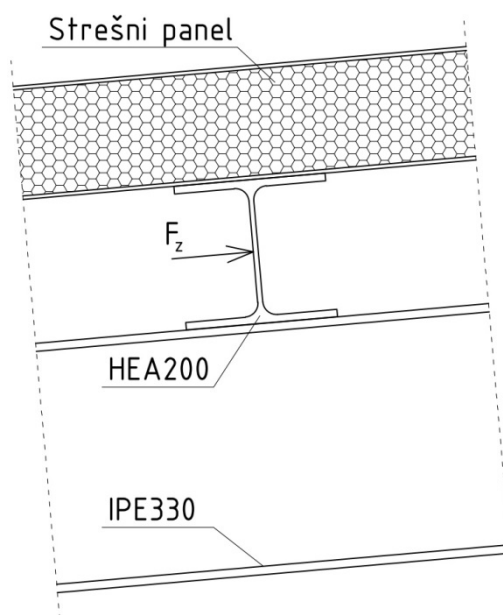
Slika 66: Prečni prerez strehe



Slika 67: Delni tloris strehe

8.2.2 Obtežba

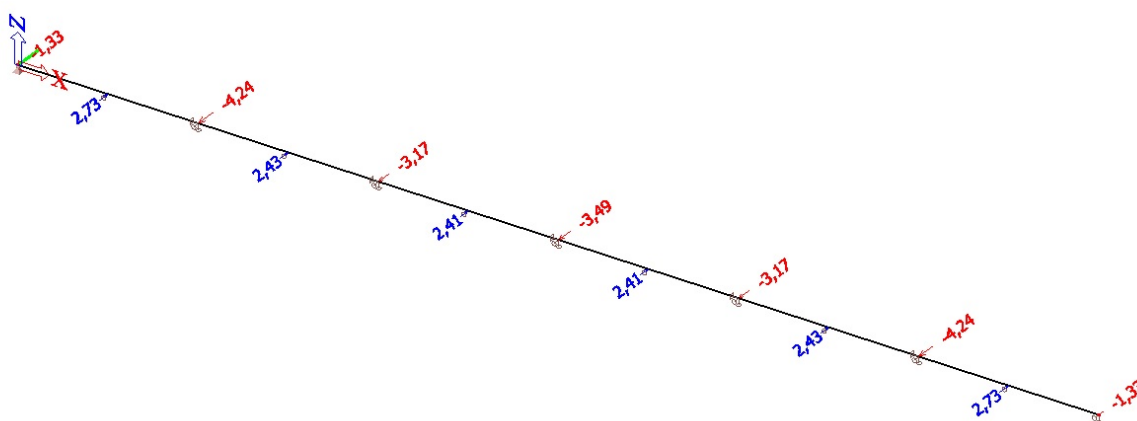
Na sliki 68 je prikazana sila F_z , ki deluje na zatego. Sila F_z nastane zaradi izbočenja strešne lege.



Slika 68: Izbočna sila strešne lege

Velikost sile je izračunana s pomočjo programa SCIA Engineer 14 in velja za eno strešno lego. Na sliki 69 je so prikazane velikosti izbočnih sil, ki nastanejo zaradi delovanja obtežbe pri kombinaciji za mejno stanje nosilnosti. Za dimenzioniranje zateg je izbrana največja sila:

$$F_z = 2,73 \text{ kN}$$

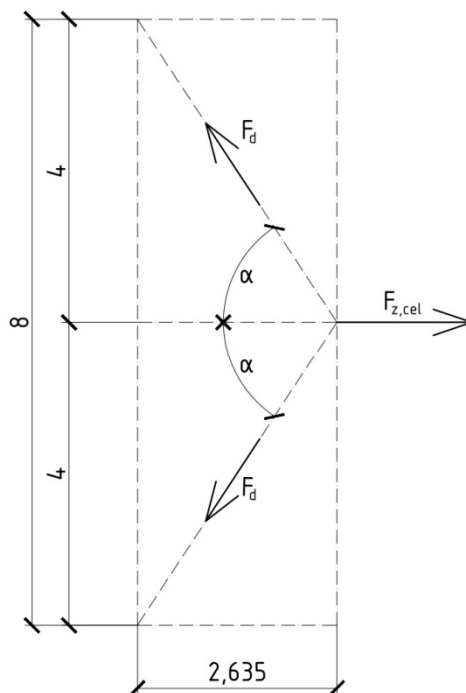


Slika 69: Izbočne sile pri strešni legi

8.2.2.1 Obtežba na diagonalne elemente

Vsak par diagonalnih elementov mora prenesti obremenitev, ki nastane zaradi izbočenja petih strešnih leg.

$$F_{z,cel} = 5 \cdot 2,73 \text{ kN} = 10,92 \text{ kN}$$



Slika 70: Sile v diagonalnih elementih

Določitev velikosti sil v diagonalnih elementih:

$$\sum x = 0$$

$$-2 \cdot F_d \cdot \cos \alpha + F_{z,cel} = 0$$

$$F_d = \frac{F_{z,cel}}{2 \cdot \cos \alpha} = \frac{13,65 \text{ kN}}{2 \cdot \cos 56,63^\circ} = 12,41 \text{ kN}$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{4}{2,635} \Rightarrow \alpha = 56,63^\circ$$

8.2.2.2 Obtežba na zatege v polju P4 in P6

Zatege v polju P4 in P6 morajo prevzemati natezne obremenitve zaradi izbočenja štirih strešnih leg ter tlačno obremenitev zaradi izbočenje ene strešne lege.

$$F_{z,cel} = 4 \cdot 2,73 \text{ kN} = 10,92 \text{ kN (nateg)}$$

$$F_{z,1} = 1 \cdot 2,73 \text{ kN} = 2,73 \text{ kN (tlak)}$$

8.2.2.3 Obtežba na zatege v polju P1, P2, P3, P7, P8, in P9

Zatege v polju P1, P2, P3, P7, P8 in P9 morajo prevzemati natezne obremenitve zaradi izbočenja treh strešnih leg.

$$F_{z,cel} = 3 \cdot 2,73 \text{ kN} = 8,19 \text{ kN (nateg)}$$

8.2.3 Dimenzioniranje

8.2.3.1 Diagonalni elementi

$$F_d = 12,41 \text{ kN (nateg)}$$

$$A \geq \frac{F_d \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{12,41 \text{ kN} \cdot 1,0}{27,5 \text{ kN/cm}^2} = 0,45 \text{ cm}^2$$

$$f_y = 27,5 \text{ kN/cm}^2$$

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

$$\text{Izbran prerez: } \varnothing 10 \text{ mm, } A_{dej} = 0,79 \text{ cm}^2$$

8.2.3.2 Zatege v polju P4 in P6

$$F_{z,cel} = 4 \cdot 2,73 \text{ kN} = 10,92 \text{ kN (nateg)}$$

$$F_{z,1} = 1 \cdot 2,73 \text{ kN} = 2,73 \text{ kN (tlak)}$$

Dimenzioniranje prereza v programu SCIA Engineer 14:
izbran prerez: cev $\varnothing 25 \text{ mm}$, $t = 2,9 \text{ mm}$

8.2.3.3 Zatege v polju P1, P2, P3, P7, P8, in P9

$$F_{z,cel} = 3 \cdot 2,73 \text{ kN} = 8,19 \text{ kN (nateg)}$$

$$A \geq \frac{F_{z,cel} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{8,19 \text{ kN} \cdot 1,0}{27,5 \text{ kN/cm}^2} = 0,3 \text{ cm}^2$$

$$f_y = 27,5 \text{ kN/cm}^2$$

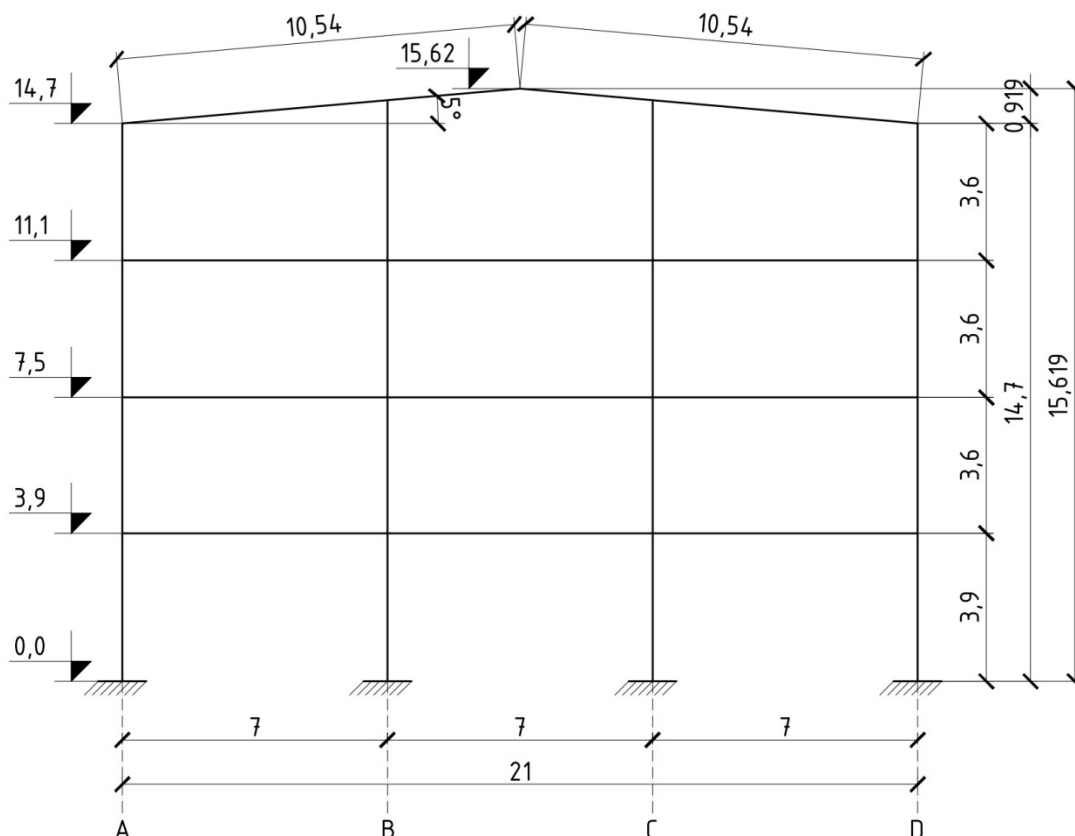
$$\gamma_{M0} = 1,0$$

$$\text{Izbran prerez: } \varnothing 10 \text{ mm, } A_{dej} = 0,79 \text{ cm}^2$$

9 DINAMIČNA ANALIZA

9.1 Potresna analiza v prečni smeri (momentni okvir)

9.1.1 Zasnova

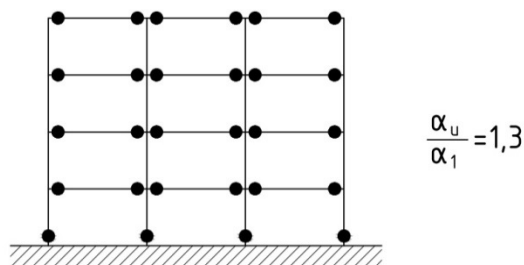


Slika 71: Pogled na momentni okvir v osi 2

9.1.2 Potresna obremenitev v smeri X

9.1.2.1 Faktor obnašanja v prečni smeri X

Predpostavljena je izvedba konstrukcije v razredu duktilnosti DCH (visoka stopnja duktilnosti). V prečni smeri horizontalne sile prevzame momentni okvir.



Slika 72: Standardne vrednosti za α_u/α_1 za pomične okvirje
[SIST EN 1998-1; 2006]

Na sliki 72 so prikazane vrednosti α_u/α_1 za pomične okvirje. Pri momentnem okvirju je predvideno, da je območje sipanja v nosilcih in na dnu stebrov. V tem primeru velja:

$$\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1,3$$

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

q_M faktor obnašanja za momentni okvir pridobljen iz referenčnih vrednosti na sliki 73

vrsta konstrukcije	stopnje duktilnosti	
	DCM	DCH
a) pomični okviri	4	$5 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$
b) okvir s centričnimi povezji, aktivne samo natezne diagonale	4	4
c) okvir s centričnimi V-povezji	2	2,5
d) okvir z ekscentričnimi povezji	4	$5 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$
e) obrnjeno nihalo	2	$2 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$
f) konstrukcije z betonskimi jedri ali betonskimi stenami	glej pravila za betonske stavbe	
g) pomični okviri s centričnimi povezji	4	$4 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$
h) pomični okviri s polnili betonsko ali zidano polnilo, ki ni spojeno z okvirom, vendar v stiku z okvirom	2	2
armiranobetonsko polnilo, spojeno z okvirom	glej pravila za sovprežne konstrukcije	
polnila, izolirana od okvira (glej pomične okvire)	4	$5 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$
i) okvir s K-povezji	ni dovoljeno (DCL)	

Slika 73: Referenčne vrednosti faktorjev obnašanja za konstrukcije, pravilne po višini [SIST EN 1998-1: 2006]

9.1.2.2 Nihajni čas konstrukcije v prečni smeri X

$$T_x = C_{tx} \cdot H^{\frac{3}{4}} = 0,085 \cdot 15,62^{\frac{3}{4}} = 0,668 \text{ s}$$

kjer je:

$C_{tx} = 0,085$ faktor velja za jeklene momentne okvirje,
 H višina stavbe [m].

9.1.2.3 Elastični spekter odziva po EC8

Za področje, v katerem je predvidena lokacija objekta, se upošteva tip tal C (Ljubljana) ter elastični spekter odziva tip 1.

Karakteristične vrednosti faktorja tal S ter vrednosti nihajnih časov T_B, T_C, T_D za tip tal C:

$$S = 1,15 \text{ s}$$

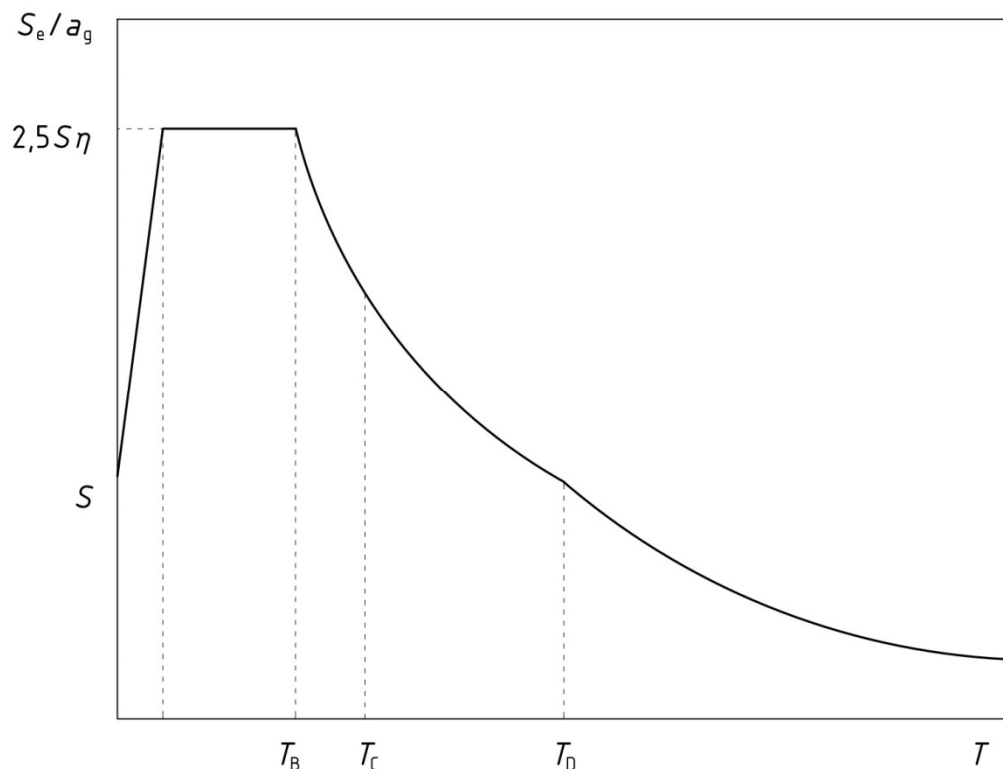
$$T_B = 0,2 \text{ s}$$

$$T_C = 0,6 \text{ s}$$

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

Projektni pospešek tal a_g :

$$a_g = 0,225 \cdot g$$



Slika 74: Oblika elastičnega spektra odziva
[SIST EN 1998-1: 2006]

Vrednost odziva $S_e(T_x)$ se določi na osnovi vrednosti nihajnih časov ter projektnega pospeška tal.

$$T_C = 0,6 \text{ s} < T_x = 0,668 \text{ s} \leq T_D = 2,0 \text{ s}$$

$$S_e(T_x) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q_M} \cdot \left[\frac{T_C}{T_x} \right] = 0,225 \cdot g \cdot 1,15 \cdot \frac{2,5}{6,5} \cdot \left[\frac{0,6 \text{ s}}{0,668 \text{ s}} \right] = 0,089 \cdot g$$

$$S_e(T_x) = 0,089 \cdot g \geq \beta \cdot a_g = 0,2 \cdot 0,225 \cdot g = 0,045 \cdot g$$

$\eta = 1$ faktor za korekcijo dušenja z referenčno vrednostjo 1 pri 5% viskoznega dušenja,
 $\beta = 0,2$.

9.1.2.4 Potresna obtežba

Na osnovi zahtev po SIST EN 1998-1; točka 3.2.4, je potrebno upoštevati mase s kombinacijo potresnega in gravitacijskega dela obtežbe.

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

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

kjer so:

$\varphi = 1,0$ faktor, ki velja za zgornje etaže, streho,

$\varphi = 0,5$ faktor, ki velja za ostale etaže,

$\psi_{2,i} = 0,3$ faktor, ki velja za pisarne,

$\psi_{2,i} = 0,6$ faktor, ki velja za ostale prostore (hodnik, čakalnica...).

9.1.2.4.1 Lastna in stalna teža etaž pri potresnem projektnejem stanju

Streha:

$$h_{min} = 12,9 \text{ m}$$

$$h_{max} = 15,62 \text{ m}$$

$$F_{G,4} = 1026,06 \text{ kN}$$

Preglednica 10: Lastna in stalna teža strehe

Vrsta obtežbe	prerez / profil	teža [kg/m]	L [m/kos]	Kos	L [m]	Skupna teža [kg]
Strešni nosilec momentnega okvirja	IPE330	49,1	10,54	14	147,56	7245,20
Zunanji steber momentnega okvirja	HEB450	171	1,8	14	25,2	4309,20
Notranji steber momentnega okvirja	HEB450	171	2,41	14	33,74	5769,54
Strešne lege	HEA200	42,3	48	10	480	20304,00
Zatege horizontalnega povezja	cev ϕ 14 mm	1,208	8,423	8	67,384	81,40
Zatege horiz. povezja	cev ϕ 12 mm	0,888	8,423	8	67,384	59,84
Zatege horizontalnega povezja	cev ϕ 10 mm	0,617	8,423	16	67,384	83,15
Zatege strešnih leg P1 – P3 in P7 – P8	cev ϕ 10 mm	0,617	2,635	36	94,86	58,53
Zatege str. leg P4 in P6	cev ϕ 25x2,9 mm	1,802	2,635	12	31,62	56,99
Diagonale strešnih leg	cev ϕ 10 mm	0,617	4,79	24	114,96	70,93
Streha	TRIMO SNV150	45	21,08	48	1011,84	45532,80
Bočna fasada	TRIMO FTV	50	48	3,6	172,8	8640,00
Čelna fasada	TRIMO FTV	50	42	2,26	94,92	4746,00
Diagonale ekscentričnega povezja	HEA140	24,7	2,51	8	20,08	495,98
Nosilec ekscentričnega povezja	HEB100	20,4	8	4	32	652,80
Vezna sredstva in ostali nepredvideni material		ocena		~5%		4500,00
Skupaj						102606,35

3. nadstropje:

$$h_{min} = 9,3 \text{ m}$$

$$h_{max} = 12,9 \text{ m}$$

$$F_{G,3} = 5696,53 \text{ kN}$$

Preglednica 11: Lastna in stalna teža 3. nadstropja

Vrsta obtežbe	prerez / profil	teža [kg/m]	L [m/kos]	Kos	L [m]	Skupna teža [kg]
Nosilec pri mom. okvirju	IPE550	106	21	7	147	15582,00
Zunanji in notranji stebri momentnega okvirja	HEB450	171	3,6	21	75,6	12927,60
Sek. nosilci medetaže	IPE330	49,1	48	10	480	23568,00
AB plošča	d=0,12 m	486	48	21	1008	489888,00
Bočna fasada	TRIMO FTV	50	48	7,2	345,6	17280,00
Čelna fasada	TRIMO FTV	50	21	7,2	151,2	7560,00
Diagonale ekscentričnega povezja	HEA140	24,7	2,51	8	20,08	495,98
Diagonale ekscentričnega povezja	HEA200	35,5	2,51	8	20,08	712,84
Nosilec ekscentričnega povezja	HEB180	51,2	8	4	32	1638,40
Skupaj						569652,82

2. nadstropje:

$$h_{min} = 5,7 \text{ m}$$

$$h_{max} = 9,3 \text{ m}$$

$$F_{G,2} = 5711,76 \text{ kN}$$

Preglednica 12: Lastna in stalna teža 2. nadstropja

Vrsta obtežbe	prerez / profil	teža [kg/m]	L [m/kos]	Kos	L [m]	Skupna teža [kg]
Nosilec pri momentnem okvirju	IPE550	106	21	7	147	15582,00
Zunanji in notranji stebri momentnega okvirja	HEB450	171	3,6	21	75,6	12927,60
Sekundarni nosilci medetaže	IPE330	49,1	48	10	480	23568,00
AB plošča	d=0,12 m	486	48	21	1008	489888,00
Bočna fasada	TRIMO FTV	50	48	7,2	345,6	17280,00
Čelna fasada	TRIMO FTV	50	21	7,2	151,2	7560,00
Diagonale ekscentričnega povezja	HEA200	35,5	2,51	8	20,08	712,84
Diagonale ekscentričnega povezja	HEA260	68,2	2,51	8	20,08	1369,46
Nosilec ekscentričnega povezja	HEB220	71,5	8	4	32	2288,00
Skupaj						571175,90

1. nadstropje:

$$h_{min} = 1,95 \text{ m}$$

$$h_{max} = 5,7 \text{ m}$$

$$F_{G,1} = 5721,12 \text{ kN}$$

Preglednica 13: Lastna in stalna teža 1. nadstropja

Vrsta obtežbe	prerez / profil	teža [kg/m]	L [m/kos]	Kos	L [m]	Skupna teža [kg]
Nosilec pri momentnem okvirju	IPE550	106	21	7	147	15582,00
Zunanji in notranji stebri momentnega okvirja	HEB450	171	3,75	21	78,75	13466,25
Sekundarni nosilci medetaže	IPE330	49,1	48	10	480	23568,00
AB plošča	d=0,12 m	486	48	21	1008	489888,00
Bočna fasada	TRIMO FTV	50	48	7,5	360	18000,00
Čelna fasada	TRIMO FTV	50	21	7,5	157,5	7875,00
Diagonale ekscentričnega povezja	HEA260	68,2	2,62	8	20,96	1429,47
Diagonale ekscentričnega povezja	HEA260	68,2	2,51	8	20,08	1369,46
Nosilec ekscentričnega povezja	HEB260	93	2,51	4	10,04	933,72
Skupaj						572111,90

9.1.2.4.2 Koristna teža etaž pri potresnem projektnejm stanju

3. nadstropje:

$$F_{Q,4} = \rho_3 \cdot \psi_{2,3} \cdot Q_M \cdot A_3 = 0,5 \cdot 0,3 \cdot 4,45 \text{ kN/m}^2 \cdot 1008 \text{ m}^2 = 672,84 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}\rho_3 &= 0,5 \\ \psi_{2,3} &= 0,3 \\ Q_M &= 4,45 \text{ kN/m}^2 \\ A_3 &= B \cdot L = 21 \text{ m} \cdot 48 \text{ m} = 1008 \text{ m}^2\end{aligned}$$

2. nadstropje:

$$\begin{aligned}F_{Q,2} &= \rho_2 \cdot \psi_{2,2} \cdot Q_M \cdot A_2 = 0,5 \cdot 0,3 \cdot 4,45 \text{ kN/m}^2 \cdot 1008 \text{ m}^2 = 672,84 \text{ kN} \\ \rho_2 &= 0,5 \\ \psi_{2,2} &= 0,3 \\ Q_M &= 4,45 \text{ kN/m}^2 \\ A_2 &= B \cdot L = 21 \text{ m} \cdot 48 \text{ m} = 1008 \text{ m}^2\end{aligned}$$

1. nadstropje:

$$\begin{aligned}F_{Q,1} &= \rho_1 \cdot \psi_{2,1} \cdot Q_M \cdot A_1 = 0,5 \cdot 0,3 \cdot 4,45 \text{ kN/m}^2 \cdot 1008 \text{ m}^2 = 672,84 \text{ kN} \\ \rho_1 &= 0,5 \\ \psi_{2,1} &= 0,3 \\ Q_M &= 4,45 \text{ kN/m}^2 \\ A_1 &= B \cdot L = 21 \text{ m} \cdot 48 \text{ m} = 1008 \text{ m}^2\end{aligned}$$

9.1.2.4.3 Skupna teža etaž

Streha: $F_{M4} = F_{G,4} = 1026,06 \text{ kN}$

3. nadstropje: $F_{M3} = F_{G,3} + F_{Q,3} = 5696,53 \text{ kN} + 672,84 \text{ kN} = 6369,37 \text{ kN}$

2. nadstropje: $F_{M2} = F_{G,2} + F_{Q,2} = 5711,76 \text{ kN} + 672,84 \text{ kN} = 6384,6 \text{ kN}$

1. nadstropje: $F_{M1} = F_{G,1} + F_{Q,1} = 5721,12 \text{ kN} + 672,84 \text{ kN} = 6393,96 \text{ kN}$

Skupna teža etaž:

$$F_M = F_{M1} + F_{M2} + F_{M3} + F_{M4}$$

$$F_M = 1026,06 \text{ kN} + 6369,37 \text{ kN} + 6384,6 \text{ kN} + 6393,96 \text{ kN} = 20173,99 \text{ kN}$$

9.1.2.4.4 Potresne sile

9.1.2.4.4.1 Izračun celotne horizontalne potresne obtežbe, ki deluje v X smeri:

$$F_{b,x,cel} = S_e(T_x) \cdot m \cdot \lambda = 0,089 \cdot g \cdot \frac{20173,99 \text{ kN}}{g} \cdot 0,85 = 1526,16 \text{ kN}$$

$\lambda = 0,85$ korekcijski faktor, ki upošteva vpliv višine stavbe. Vrednost 0,85 velja za stavbe, ki imajo več kot dve etaži.

$$m = \frac{F_M}{g}$$

9.1.2.4.4.2 Horizontalna potresna sila, ki deluje v smeri X na en momentni okvir:

$$F_{b,x} = \frac{F_{b,x,cel}}{n} = \frac{1526,16 \text{ kN}}{7} = 218,02 \text{ kN}$$

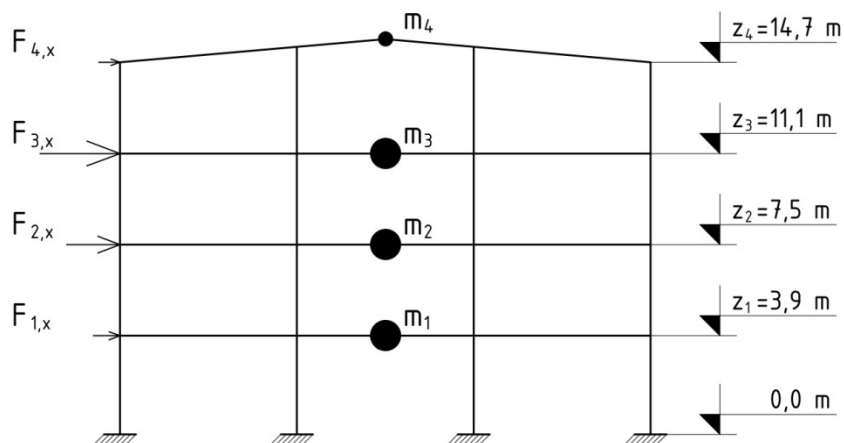
n število momentnih okvirjev

Razdelitev sil po etažah:

Predpostavljeno je, da vodoravni pomiki linearno naraščajo z višino stavbe.

$$F_i = F_b \cdot \frac{(z_i \cdot F_{M,i,x})}{(\sum z_i \cdot F_{M,i,x})}$$

z_i višinska kota mase $F_{M,i}$ nad nivojem temelja



Slika 75: Pogled na notranji momentni okvir z označenimi višinami in masami etaž

$$F_{1,x} = F_{b,x} \cdot \frac{(z_1 \cdot F_{M1,x})}{(\sum_{i=1}^4 z_i \cdot F_{M,i,x})} = 218,02 \text{ kN} \cdot \frac{3,9 \text{ m} \cdot 913,42 \text{ kN}}{22657,74 \text{ kNm}} = 34,28 \text{ kN}$$

$$F_{2,x} = F_{b,x} \cdot \frac{(z_2 \cdot F_{M2,x})}{(\sum_{i=1}^4 z_i \cdot F_{M,i,x})} = 218,02 \text{ kN} \cdot \frac{7,5 \text{ m} \cdot 912,09 \text{ kN}}{22657,74 \text{ kNm}} = 65,82 \text{ kN}$$

$$F_{3,x} = F_{b,x} \cdot \frac{(z_3 \cdot F_{M3,x})}{(\sum_{i=1}^4 z_i \cdot F_{M,i,x})} = 218,02 \text{ kN} \cdot \frac{11,1 \text{ m} \cdot 909,91 \text{ kN}}{22657,74 \text{ kNm}} = 97,18 \text{ kN}$$

$$F_{4,x} = F_{b,x} \cdot \frac{(z_4 \cdot F_{M4,x})}{(\sum_{i=1}^4 z_i \cdot F_{M,i,x})} = 218,02 \text{ kN} \cdot \frac{14,7 \text{ m} \cdot 146,58 \text{ kN}}{22657,74 \text{ kNm}} = 20,74 \text{ kN}$$

$$\sum_{i=1}^4 z_i \cdot F_{M,i,x} = z_1 \cdot F_{M1,x} + z_2 \cdot F_{M2,x} + z_3 \cdot F_{M3,x} + z_4 \cdot F_{M4,x}$$

$$\sum_{i=1}^4 z_i \cdot F_{M,i,x} = 3,9 \text{ m} \cdot 913,42 \text{ kN} + 7,5 \text{ m} \cdot 912,09 \text{ kN} + 11,1 \text{ m} \cdot 909,91 \text{ kN} +$$

$$+ 14,7 \text{ m} \cdot 146,58 \text{ kN}$$

$$\sum_{i=1}^4 z_i \cdot F_{M,i,x} = 22657,74 \text{ kNm}$$

$$F_{M1,x} = \frac{F_{M1}}{n} = \frac{6393,96 \text{ kN}}{7} = 913,42 \text{ kN}$$

$F_{M1,x}$ teža 1. etaže, ki jo prevzame en momentni okvir.

$$z_1 = 3,9 \text{ m}$$

$$F_{M2,x} = \frac{F_{M2}}{n} = \frac{6384,6 \text{ kN}}{7} = 912,09 \text{ kN}$$

$F_{M2,x}$ teža 2. etaže, ki jo prevzame en momentni okvir.

$$z_2 = 7,5 \text{ m}$$

$$F_{M3,x} = \frac{F_{M3}}{n} = \frac{6369,37 \text{ kN}}{7} = 909,91 \text{ kN}$$

$F_{M3,x}$ teža 3. etaže, ki jo prevzame en momentni okvir.

$$z_3 = 11,1 \text{ m}$$

$$F_{M4,x} = \frac{F_{M4}}{n} = \frac{1026,06 \text{ kN}}{7} = 146,58 \text{ kN}$$

$F_{M4,x}$ teža strehe, ki jo prevzame en momentni okvir.

$$z_4 = 14,7 \text{ m}$$

9.1.2.4.3 Vpliv torzije

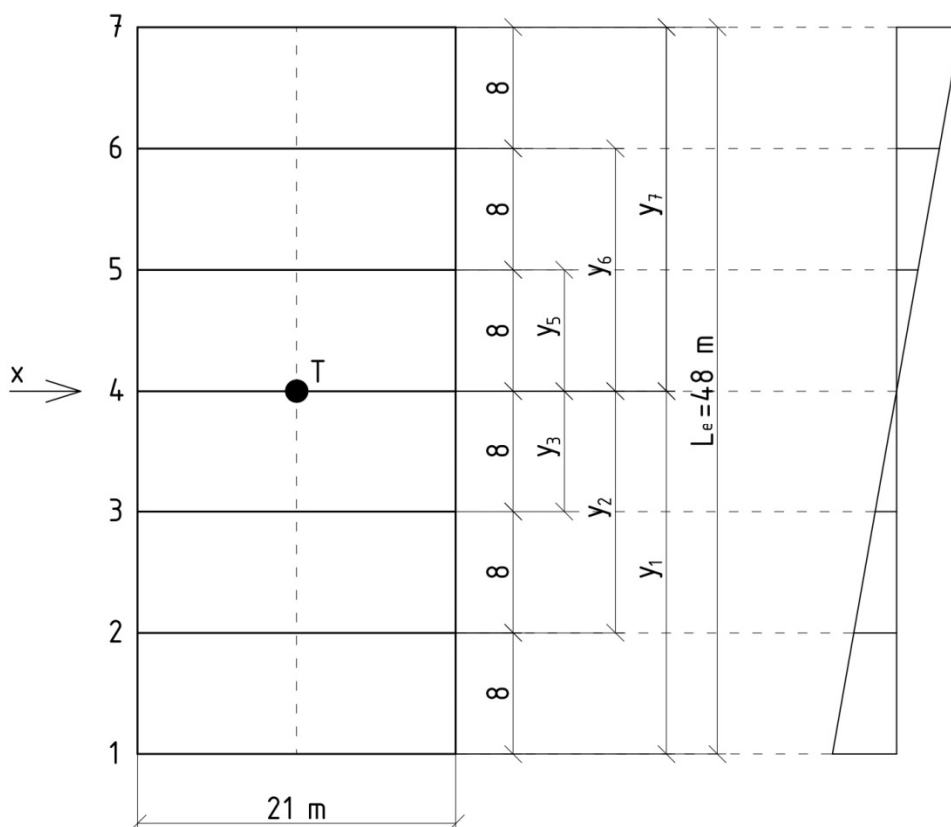
V primeru simetrične razporeditve vodoravnih togosti in mas, se vpliv naključne torzije upošteva z enačbo:

$$\delta = 1 + 0,6 \cdot \frac{y}{L_e}$$

kjer sta:

y razdalja obravnavanega elementa od masnega središča stavbe v tlorisu, merjena pravokotno na smer delovanja potresne obtežbe,

L_e razdalja med dvema skrajnima elementoma, ki prenašata vodoravno obtežbo, merjena pravokotno na smer delovanja potresne obtežbe.



Slika 76: Vpliv naključne torzije na stavbo pri delovanju potresne obtežbe v X smeri

Pri uporabi dveh ravninskih modelov (X in Y smer), se učinek torzije določi tako, da se podvoji naključna ekscentričnost, tako se faktor 0,6 poveča na 1,2.

Zunanji momentni okvir 1 in 7:

$$\delta_1 = \delta_7 = 1 + 1,2 \cdot \frac{y_1}{L_e} = 1 + 1,2 \cdot \frac{24 \text{ m}}{48 \text{ m}} = 1,6$$

$$y_1 = y_7 = 24 \text{ m}$$

$$L_e = 48 \text{ m}$$

Notranji momentni okvir 2 in 6:

$$\delta_2 = \delta_6 = 1 + 1,2 \cdot \frac{y_2}{L_e} = 1 + 1,2 \cdot \frac{16 \text{ m}}{48 \text{ m}} = 1,4$$

$$y_2 = y_6 = 16 \text{ m}$$

$$L_e = 48 \text{ m}$$

Notranji momentni okvir 3 in 5:

$$\delta_3 = \delta_5 = 1 + 1,2 \cdot \frac{y_3}{L_e} = 1 + 1,2 \cdot \frac{8 \text{ m}}{48 \text{ m}} = 1,2$$

$$y_3 = y_5 = 8 \text{ m}$$

$$L_e = 48 \text{ m}$$

Za notranji momentni okvir se izbere največji možni faktor dodatne obtežbe zaradi naključne torzije.

$$\delta = \max\{\delta_2; \delta_3; \delta_5; \delta_6\} = \delta_2 = 1,4$$

9.1.2.4.4 Potresne sile za potresno projektno stanje

Potresne sile, ki delujejo na notranji momentni okvir v smeri X:

$$F_{1,x,cel} = \gamma_1 \cdot F_{1,x} \cdot \delta_2 = 1,0 \cdot 34,28 \text{ kN} \cdot 1,4 = 47,99 \text{ kN}$$

$$F_{2,x,cel} = \gamma_1 \cdot F_{2,x} \cdot \delta_2 = 1,0 \cdot 71,74 \text{ kN} \cdot 1,4 = 92,16 \text{ kN}$$

$$F_{3,x,cel} = \gamma_1 \cdot F_{3,x} \cdot \delta_2 = 1,0 \cdot 105,92 \text{ kN} \cdot 1,4 = 136,06 \text{ kN}$$

$$F_{4,x,cel} = \gamma_1 \cdot F_{4,x} \cdot \delta_2 = 1,0 \cdot 22,6 \text{ kN} \cdot 1,4 = 29,03 \text{ kN}$$

9.1.3 Obtežba

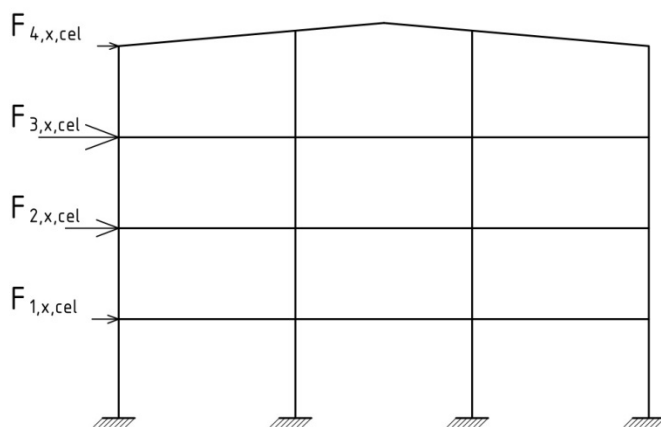
Obtežna kombinacija za potresno projektno stanje (SIST EN 1990: točka 6.4.3.4)

$$G_M + \gamma_i \cdot F_{Ed} + \psi_2 \cdot Q_M$$

$$\gamma_i \cdot F_{Ed} \quad \text{potresni del obtežbe}$$

$$G_M + \psi_2 \cdot Q_M \quad \text{gravitacijski del obtežbe}$$

9.1.3.1 Potresni del obtežbe



Slika 77: Potresni del obtežbe pri potresnem projektnejm stanju

9.1.3.2 Gravitacijski del obtežbe

$$\sum G_M + \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{M,i}$$

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

kjer so:

- $\varphi = 1,0$ faktor, ki velja za zgornje etaže, streho,
- $\varphi = 0,5$ faktor, ki velja za ostale etaže,
- $\psi_{2,i} = 0,3$ faktor, ki velja za pisarne,
- $\psi_{2,i} = 0,6$ faktor, ki velja za ostale prostore (hodnik, čakalnica ...).

9.1.3.2.1 Lastna obtežba:

Lastna teža je v računalniškem programu SCIA Engineer 14 samodejno upoštevana.

9.1.3.2.2 Stalna obtežba

Lastna teža stropne konstrukcije:

$$G'_{M,x} = G_M \cdot b + G_J \cdot n \cdot \frac{b}{21 \text{ m}} = 5,06 \text{ kN/m}^2 \cdot 8 \text{ m} + 0,49 \text{ kN/m} \cdot 10 \cdot \frac{8 \text{ m}}{21 \text{ m}} = 42,35 \text{ kN/m}$$

Lastna teža strehe:

$$G'_{S,x} = G_S \cdot b = 0,45 \text{ kN/m}^2 \cdot 8 \text{ m} = 3,6 \text{ kN/m}$$

Lastna teža fasade:

$$G'_{F,x} = G_F \cdot b = 0,5 \text{ kN/m}^2 \cdot 8 \text{ m} = 4 \text{ kN/m}$$

9.1.3.2.3 Koristna obtežba

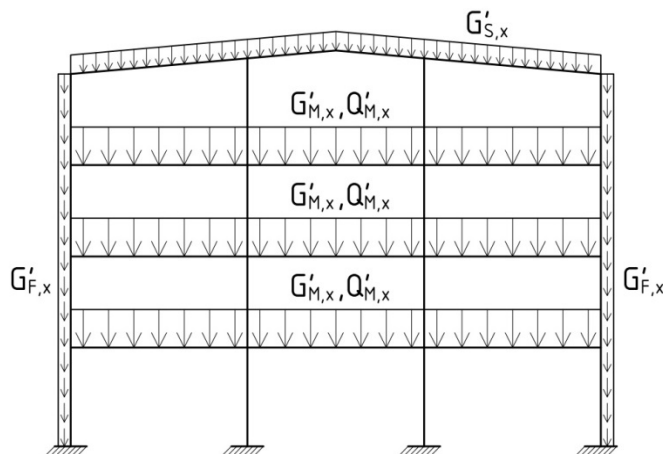
$$Q'_{M,x} = \varphi \cdot \psi_{2,M} \cdot Q_M \cdot b = 0,5 \cdot 0,3 \cdot 4,25 \text{ kN/m}^2 \cdot 8 \text{ m} = 5,1 \text{ kN/m}$$

kjer je:

Q_M koristna teža medetaže,

$\varphi = 0,5$,

$\psi_{2,i} = 0,3$.



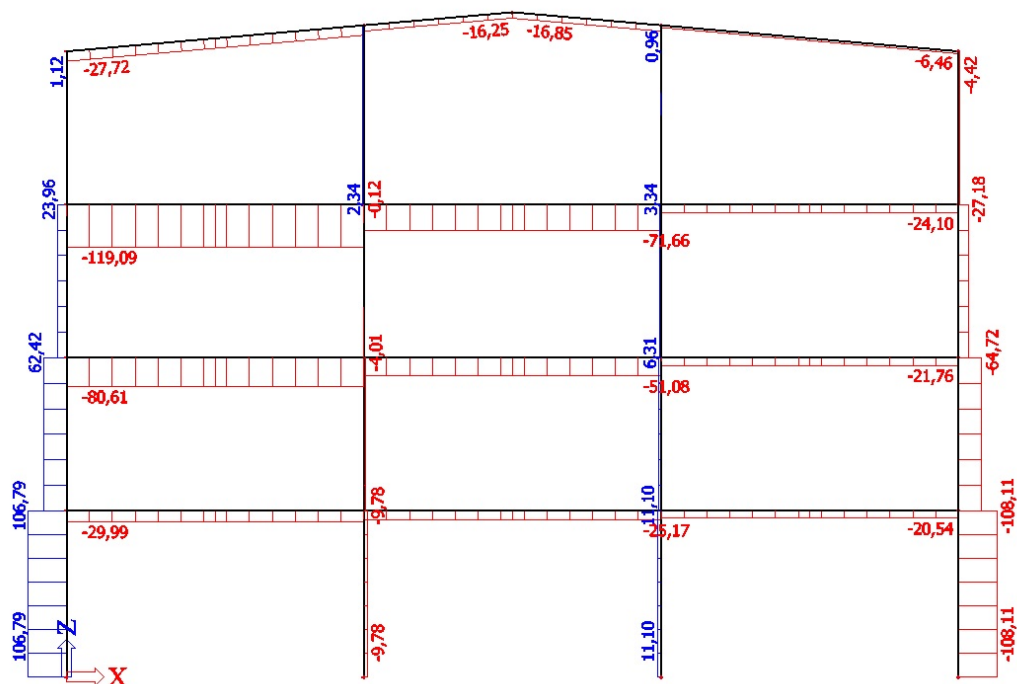
Slika 78: Gravitacijski del obtežbe pri potresnem projektnejm stanju

9.1.4 Rezultati – notranje sile in upogibni momenti

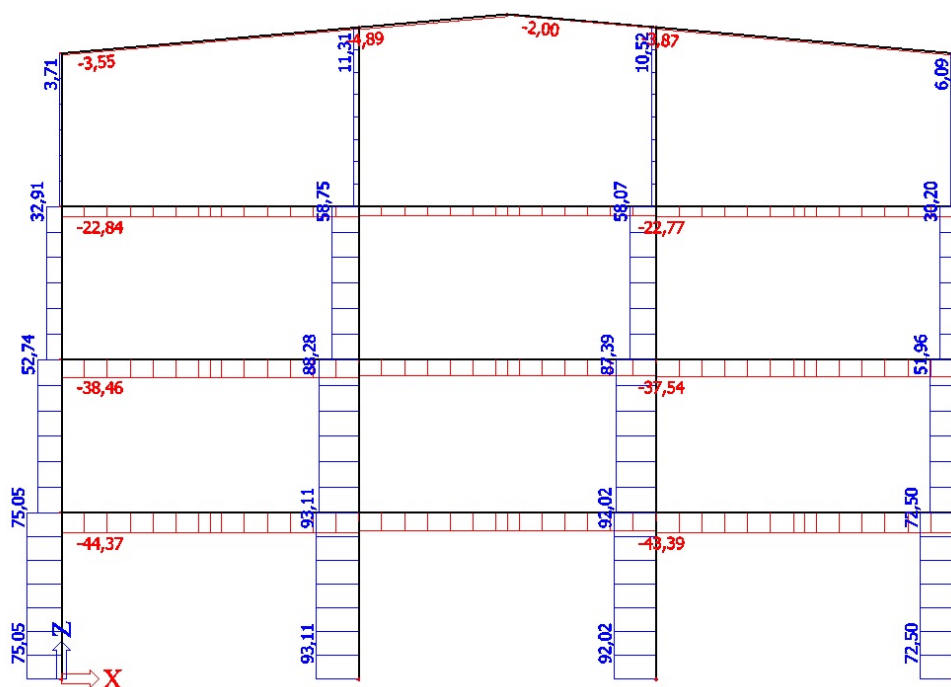
9.1.4.1 Potresni del potresnega projektnega stanja

$$1,0 \cdot F_x$$

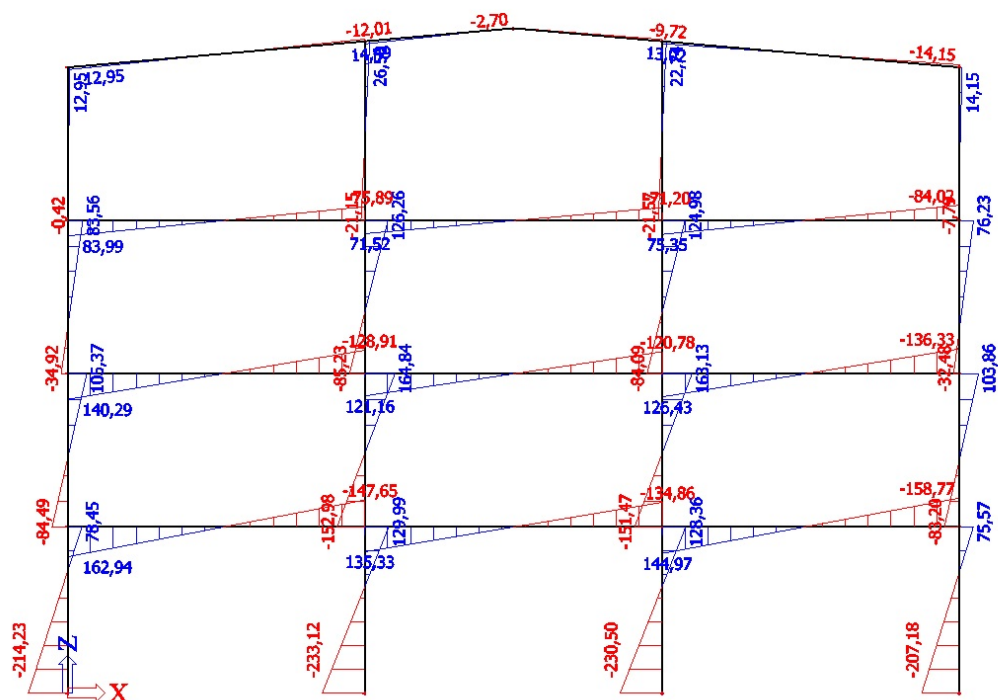
Izpis notranjih statičnih količin za potresni del potresnega projektnega stanja:



Slika 79: Osne sile pri potresnem delu potresnega projektnega stanja



Slika 80: Prečne sile pri potresnem delu potresnega projektnega stanja

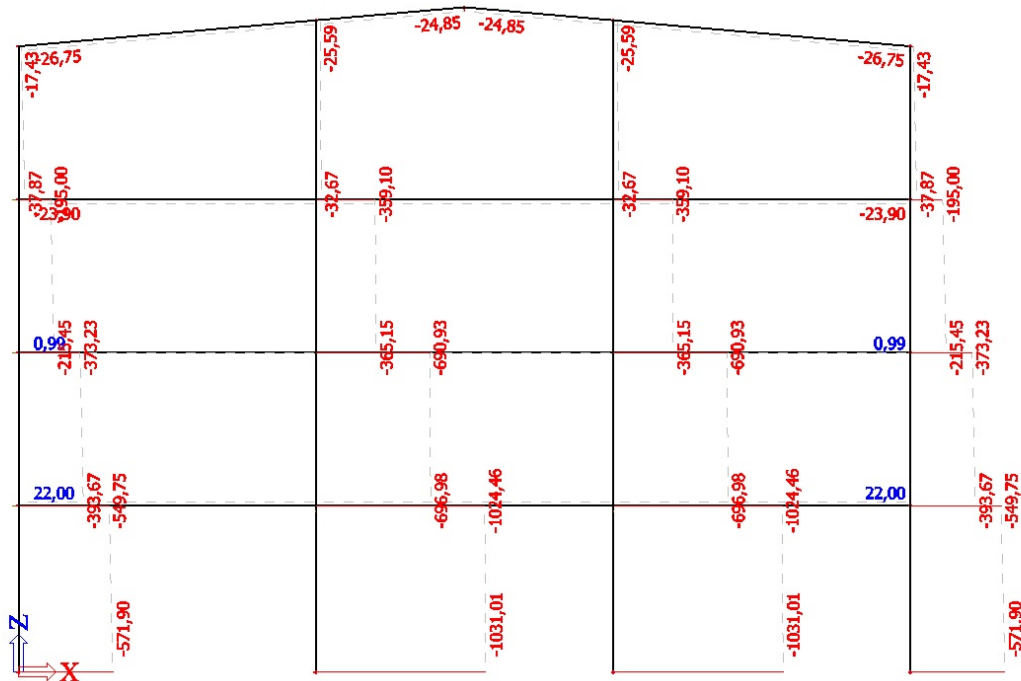


Slika 81: Upogibni momenti pri potresnem delu potresnega projektne stanja

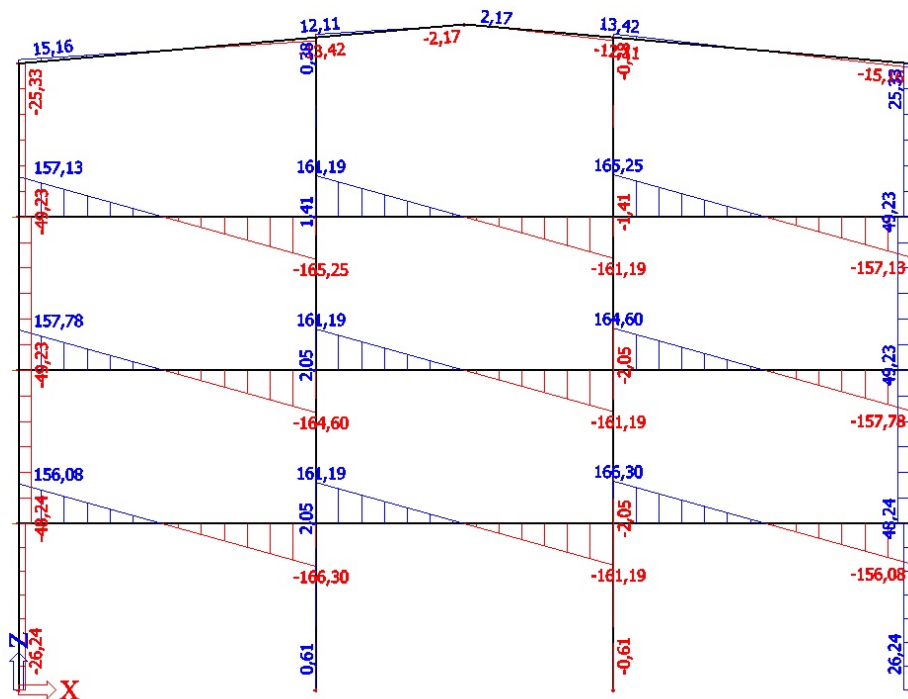
9.1.4.2 Gravitacijski del potresnega projektne stanja

$$1,0 \cdot G'_{M,x} + 0,3 \cdot Q'_{M,x}$$

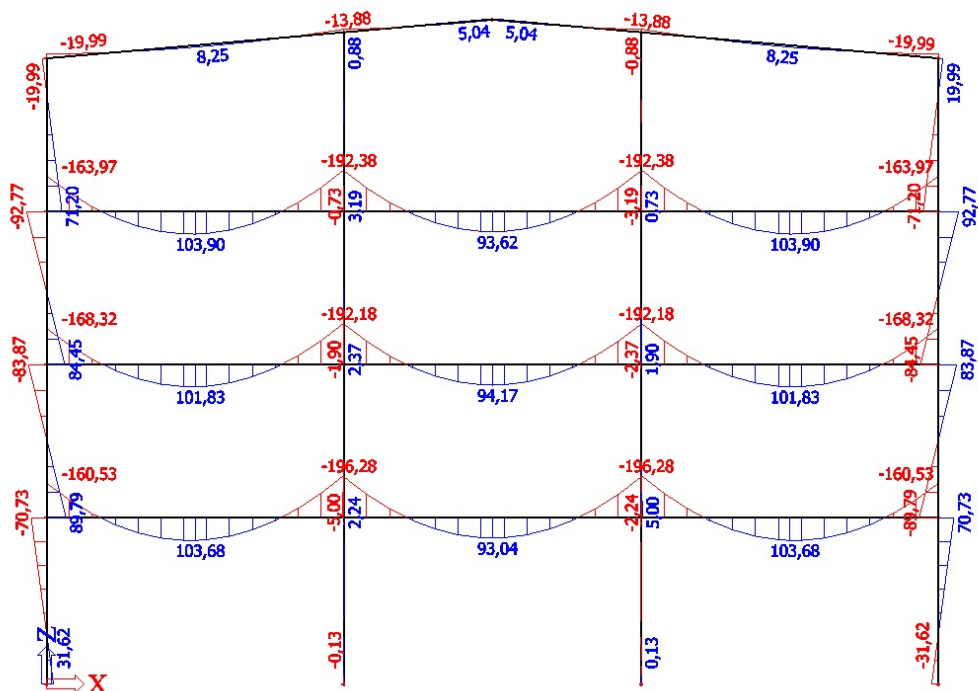
Izpis notranjih statičnih količin za gravitacijski del potresnega projektne stanja:



Slika 82: Osne sile pri gravitacijskem delu potresnega projektnega stanja

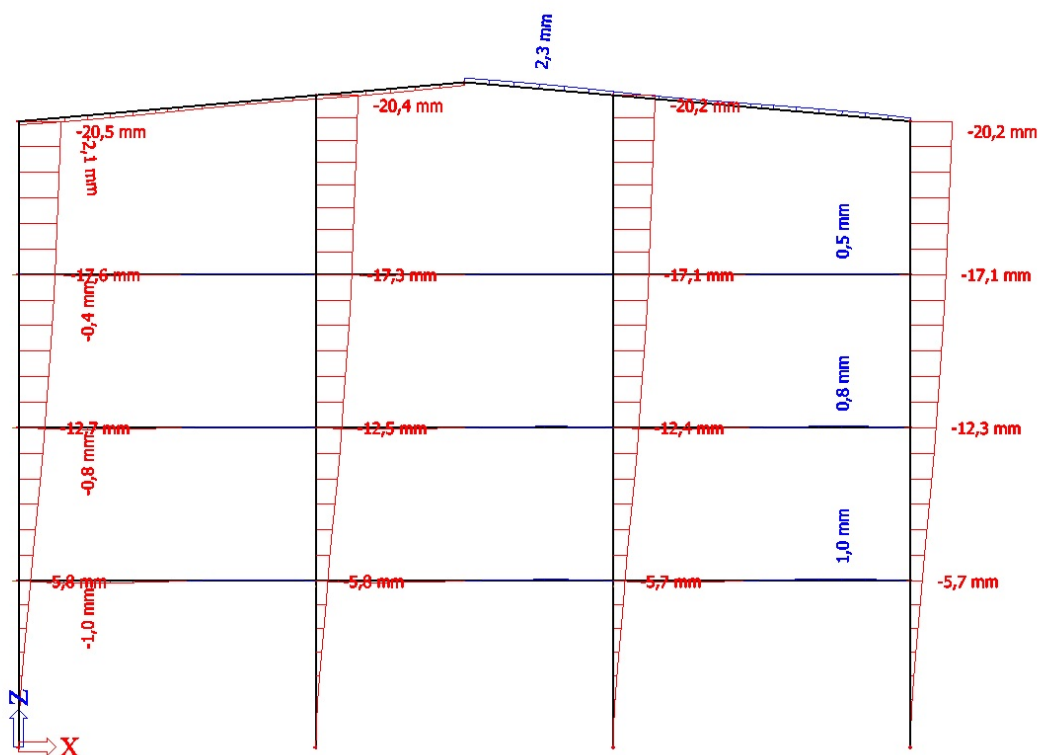


Slika 83: Prečne sile pri gravitacijskem delu potresnega projektnega stanja



Slika 84: Upogibni momenti pri gravitacijskem delu potresnega projektne stanja

9.1.5 Etažni pomiki



Slika 85: Etažni pomiki za potresni del obtežbe pri potresnem projektne stanju

$$d_{e,1} = \frac{d_{e,1,L} + d_{e,1,D}}{2} = \frac{5,8 \text{ mm} + 5,7 \text{ mm}}{2} = 5,75 \text{ mm}$$

$$d_{e,2} = \frac{d_{e,2,L} + d_{e,2,D}}{2} - d_{e,1} = \frac{12,7 \text{ mm} + 12,3 \text{ mm}}{2} - 5,75 \text{ mm} = 6,75 \text{ mm}$$

$$d_{e,3} = \frac{d_{e,3,L} + d_{e,3,D}}{2} - d_{e,1} - d_{e,2} = \frac{17,6 \text{ mm} + 17,1 \text{ mm}}{2} - 5,75 \text{ mm} - 6,75 = 4,85 \text{ mm}$$

$$d_{e,4} = \frac{d_{e,4,L} + d_{e,4,D}}{2} - d_{e,1} - d_{e,2} - d_{e,3} = \frac{20,5 \text{ mm} + 20,2 \text{ mm}}{2} - 5,75 \text{ mm} - 6,75 - 4,85 \text{ mm}$$

$$d_{e,4} = 3 \text{ mm}$$

$d_{e,i}$ etažni pomik, določen kot razlika med povprečnima vodoravnima pomikoma na vrhu in na dnu obravnavane etaže, ki nastane zaradi potresnega dela pri potresnem projektne stanju

9.1.6 Omejitev etažnih pomikov

Kontrolo pomikov za stavbe, pri katerih so nekonstrukcijski elementi pritrjeni na konstrukcijo tako, da deformacije konstrukcije nanje ne vplivajo, opravimo po enačbi:

$$q \cdot d_r \cdot v \leq 0,010 \cdot h$$

kjer so:

q faktor obnašanja konstrukcije,

d_r projektni etažni pomik, določen kot razlika med povprečnima vodoravnima pomikoma na vrhu in na dnu obravnavane etaže,

v redukcijski faktor, ki upošteva manjšo povratno dobo potresa, povezano z zahtevo po omejitvi poškodb. Za kategorijo pomembnosti II, se upošteva $v = 0,5$,

h višina konstrukcije.

- 1. etaža:

$$d_{r1} \cdot v = 37,38 \text{ mm} \cdot 0,5 = 18,69 \text{ mm} \leq 0,010 \cdot h_1 = 0,010 \cdot 3900 \text{ mm} = 39 \text{ mm}$$

$$q = q_M = 6,5$$

$$d_{r1} = q \cdot d_{e,1} = 6,5 \cdot 5,75 \text{ mm} = 37,38 \text{ mm}$$

$$v = 0,5$$

$$h_1 = 3900 \text{ mm}$$

- 2. etaža:

$$d_{r2} \cdot v = 43,88 \text{ mm} \cdot 0,5 = 21,94 \text{ mm} \leq 0,010 \cdot h_2 = 0,010 \cdot 3600 \text{ mm} = 36 \text{ mm}$$

$$q = q_M = 6,5$$

$$d_{r2} = q \cdot d_{e,2} = 6,5 \cdot 6,75 \text{ mm} = 43,88 \text{ mm}$$

$$v = 0,5$$

$$h_2 = 3600 \text{ mm}$$

- 3. etaža:

$$d_{r3} \cdot v = 31,53 \text{ mm} \cdot 0,5 = 15,77 \text{ mm} \leq 0,010 \cdot h_3 = 0,010 \cdot 3600 \text{ mm} = 36 \text{ mm}$$

$$q = q_M = 6,5$$

$$d_{r3} = q \cdot d_{e,3} = 6,5 \cdot 4,85 \text{ mm} = 31,53 \text{ mm}$$

$$v = 0,5$$

$$h_3 = 3600 \text{ mm}$$

- 4. etaža:

$$d_{r4} \cdot v = 19,5 \text{ mm} \cdot 0,5 = 9,75 \text{ mm} \leq 0,010 \cdot h_4 = 0,010 \cdot 3600 \text{ mm} = 36 \text{ mm}$$

$$q = q_M = 6,5$$

$$d_{r4} = q \cdot d_{e,4} = 6,5 \cdot 3 \text{ mm} = 19,5 \text{ mm}$$

$$v = 0,5$$

$$h_4 = 3600 \text{ mm}$$

Horizontalni etažni pomiki konstrukcije zaradi potresne obtežbe, ki veljajo za konstrukcije, pri katerih so nekonstrukcijski elementi pritrjeni na konstrukcijo tako, da deformacije konstrukcije nanje ne vplivajo, so manjši od predpisanih.

9.1.7 Vpliv teorije drugega reda

Vpliva teorije drugega reda ($P - \Delta$ efekt) ni potrebno upoštevati, če je v vseh štirih etažah izpolnjen pogoj:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0,10$$

kjer so:

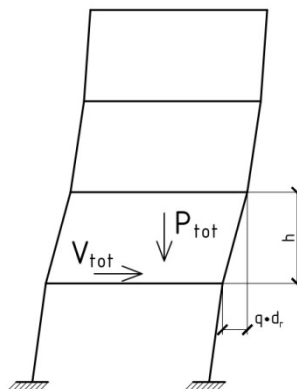
θ koeficient občutljivosti za etažne pomike,

P_{tot} celotna sila težnosti v obravnavani etaži in nad njo, ki je upoštevana pri potresnem projektne stanju,

d_r projektni etažni pomik, določen kot razlika med povprečnima vodoravnima pomikoma na vrhu in na dnu obravnavane etaže,

V_{tot} celotna prečna sila v etaži zaradi potresa,

h višina etaže.



Slika 86: Vpliv teorije drugega reda

- **1. etaža:**

$$\theta_1 = \frac{P_{tot,1} \cdot d_{r1}}{V_{tot,1} \cdot h_1} = \frac{3205,82 \text{ kN} \cdot 37,38 \text{ mm}}{332,68 \text{ kN} \cdot 3900 \text{ mm}} = 0,092 \leq 0,10$$

$$d_{r1} = 37,38 \text{ mm}$$

$$h_1 = 3900 \text{ mm}$$

$$q = q_M = 6,5$$

$$P_{tot,1} = 2 \cdot 571,90 \text{ kN} + 2 \cdot 1031,01 \text{ kN} = 3205,82 \text{ kN}$$

$$V_{tot,1} = 75,05 \text{ kN} + 93,11 \text{ kN} + 92,02 \text{ kN} + 72,5 \text{ kN} = 332,68 \text{ kN}$$

- **2. etaža:**

$$\theta_2 = \frac{P_{tot,2} \cdot d_{r2}}{V_{tot,2} \cdot h_2} = \frac{2180,7 \text{ kN} \cdot 43,88 \text{ mm}}{280,37 \text{ kN} \cdot 3600 \text{ mm}} = 0,095 \leq 0,10$$

$$d_{r2} = 43,88 \text{ mm}$$

$$h_2 = 3600 \text{ mm}$$

$$q = q_M = 6,5$$

$$P_{tot,2} = 2 \cdot 393,67 \text{ kN} + 2 \cdot 696,98 \text{ kN} = 2180,7 \text{ kN}$$

$$V_{tot,2} = 52,74 \text{ kN} + 88,28 \text{ kN} + 87,39 \text{ kN} + 51,96 \text{ kN} = 280,37 \text{ kN}$$

- **3. etaža:**

$$\theta_3 = \frac{P_{tot,3} \cdot d_{r3}}{V_{tot,3} \cdot h_3} = \frac{1161,2 \text{ kN} \cdot 31,53 \text{ mm}}{179,93 \text{ kN} \cdot 3600 \text{ mm}} = 0,057 \leq 0,10$$

$$d_{r3} = 31,53 \text{ mm}$$

$$h_3 = 3600 \text{ mm}$$

$$q = q_M = 6,5$$

$$P_{tot,3} = 2 \cdot 215,45 \text{ kN} + 2 \cdot 365,15 \text{ kN} = 1161,2 \text{ kN}$$

$$V_{tot,3} = 32,91 \text{ kN} + 58,75 \text{ kN} + 58,07 \text{ kN} + 30,20 \text{ kN} = 179,93 \text{ kN}$$

- **4. etaža:**

$$\theta_4 = \frac{P_{tot,4} \cdot d_{r4}}{V_{tot,4} \cdot h_4} = \frac{141,08 \text{ kN} \cdot 19,5 \text{ mm}}{31,63 \text{ kN} \cdot 3600 \text{ mm}} = 0,024 \leq 0,10$$

$$d_{r4} = 19,5 \text{ mm}$$

$$h_4 = 3600 \text{ mm}$$

$$q = q_M = 6,5$$

$$P_{tot,4} = 2 \cdot 37,87 \text{ kN} + 2 \cdot 32,67 \text{ kN} = 141,08 \text{ kN}$$

$$V_{tot,4} = 3,71 \text{ kN} + 11,31 \text{ kN} + 10,52 \text{ kN} + 6,09 \text{ kN} = 31,63 \text{ kN}$$

$$\theta = \max\{\theta_1; \theta_2; \theta_3; \theta_4\} = \theta_2 = 0,095 \leq 0,10$$

Vpliva teorije drugega reda ni potrebno upoštevati.

9.1.8 Pogoj lokalne in globalne duktilnosti

Pogoj duktilnosti za večetažne okvirne konstrukcije:

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

kjer sta:

$$\sum M_{R,c}$$

vsota projektnih upogibnih nosilnosti stebrov, ki se stikajo v vozlišču. Pri določanju upogibne nosilnosti je potrebno upoštevati celotno območje osnih si, ki se pojavijo pri potresnem projektnem stanju in v izrazu uporabiti najmanjšo vrednost nosilnosti,

$$\sum M_{R,b}$$

vsota projektnih upogibnih nosilnosti prečk, ki se stikajo v vozlišču. Ko se uporabijo stiki z delno nosilnostjo, se pri določanju uporabi nosilnost teh stikov.

Steber: HEB450

$$M_{R,c} = M_{pl,Rd,c} = W_{pl,y,c} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 3982 \text{ cm}^3 \cdot \frac{27,5 \text{ kN/cm}^2}{1,0} = 109505 \text{ kNcm}$$

$$W_{pl,y,c} = 3982 \text{ cm}^3$$

$$f_y = 27,5 \text{ kN/cm}^2$$

Prečka: IPE550

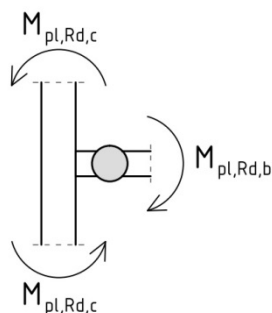
$$M_{R,b} = M_{pl,Rd,b} = W_{pl,y,b} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 2787 \text{ cm}^3 \cdot \frac{27,5 \text{ kN/cm}^2}{1,0} = 76642,5 \text{ kNcm}$$

$$W_{pl,y,b} = 2787 \text{ cm}^3$$

$$f_y = 27,5 \text{ kN/cm}^2$$

Pogoj duktilnosti se preveri za vsako vozlišče pri momentnem okvirju.

- zunanje vozlišče steber - prečka:



Slika 87: Zunanje vozlišče stebel – prečka pri momentnem okvirju

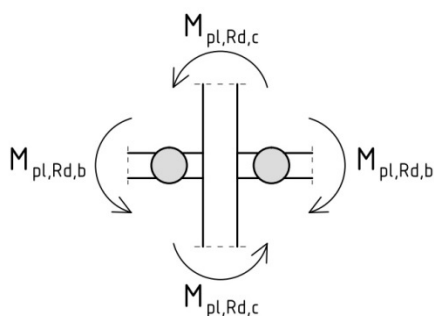
$$\sum M_{pl,Rd,c} \geq 1,3 \cdot \sum M_{pl,Rd,b}$$

$$2 \cdot M_{pl,Rd,c} \geq 1,3 \cdot M_{pl,Rd,b}$$

$$2 \cdot 109505 \text{ kNcm} = 219010 \text{ kNcm} \geq 1,3 \cdot 76642,5 \text{ kNcm} = 99635,25 \text{ kNcm}$$

Plastični členek se razvije v prečki.

- notranje vozlišče stebel - prečka:



Slika 88: Notranje vozlišče stebel – prečka pri momentnem okvirju

$$\sum M_{pl,Rd,c} \geq 1,3 \cdot \sum M_{pl,Rd,b}$$

$$2 \cdot M_{pl,Rd,c} \geq 1,3 \cdot 2 \cdot M_{pl,Rd,b}$$

$$2 \cdot 109505 \text{ kNcm} = 219010 \text{ kNcm} \geq 1,3 \cdot 2 \cdot 76642,5 \text{ kNcm} = 199270,5 \text{ kNcm}$$

Plastični členek se razvije v prečki.

9.1.9 Dimenzioniranje prečke

Obremenitev prečke na višini +7,5 m:

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + M_{Ed,E} = 192,18 \text{ kNm} + 128,91 \text{ kNm} = 321,09 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + N_{Ed,E} = 0,99 \text{ kN} - 80,61 \text{ kN} = 79,62 \text{ kN (tlak)}$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} = 164,6 \text{ kN}$$

Kontrola pravil za potresno projektno stanje za prečke pomičnega okvirja:

- kontrola upogibne nosilnosti:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} = \frac{32109 \text{ kNcm}}{76642,5 \text{ kNcm}} = 0,42 \leq 1,0$$

$$M_{pl,Rd} = W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 2787 \text{ cm}^3 \cdot \frac{27,5 \text{ kN/cm}^2}{1,0} = 76642,5 \text{ kNcm}$$

$$W_{pl,y} = 2787 \text{ cm}^3$$

$$f_y = 27,5 \text{ kN/cm}^2$$

- kontrola osne sile:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = \frac{79,62 \text{ kN}}{3685 \text{ kN}} = 0,02 \leq 0,15$$

$$N_{pl,Rd} = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 134 \text{ cm}^2 \cdot \frac{27,5 \text{ kN/cm}^2}{1,0} = 3685 \text{ kN}$$

$$A = 134 \text{ cm}^2$$

- kontrola prečne sile:

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M} = 164,6 \text{ kN} + 218,89 \text{ kN} = 383,49 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,M} = \frac{2 \cdot M_{pl,Rd}}{L} = \frac{2 \cdot 76642,5 \text{ kNcm}}{700 \text{ cm}} = 218,98 \text{ kN}$$

$$L = 700 \text{ cm}$$

$$V_{pl,Rd} = A_v \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 71,93 \text{ cm}^2 \cdot \frac{27,5 \text{ kN/cm}^2}{\sqrt{3} \cdot 1,0} = 1142,04 \text{ kN}$$

$$A_v = \max \left\{ \begin{array}{l} A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = 134 \text{ cm}^2 - 2 \cdot 21 \text{ cm} \cdot 1,72 \text{ cm} + \\ + (1,11 \text{ cm} + 2 \cdot 2,4 \text{ cm}) \cdot 1,72 \text{ cm} = 71,93 \text{ cm}^2 \\ \mu \cdot c \cdot t_w = 1,2 \cdot 51,56 \text{ cm} \cdot 1,11 \text{ cm} = 68,68 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_v = 71,93 \text{ cm}^2$$

$$V_{Ed} = 383,49 \text{ kN} \leq 0,5 \cdot V_{pl,Rd} = 0,5 \cdot 1142,04 \text{ kN} = 571,02 \text{ kN}$$

- kontrola kompaktnosti prereza:

stojina – upogib in tlak:

$$\alpha = \frac{1}{2} \cdot \left[1 + \frac{N_{Ed}}{d \cdot t_w \cdot f_y} \right] = \frac{1}{2} \cdot \left[1 + \frac{79,62 \text{ kN}}{46,7 \text{ cm} \cdot 1,11 \text{ cm} \cdot 27,5 \text{ kN}} \right] = 0,53 > 0,5$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{467 \text{ mm}}{11,1 \text{ mm}} = 42,07 \leq \frac{396 \cdot \varepsilon}{(13 \cdot \alpha - 1)} = \frac{396 \cdot 0,92}{(13 \cdot 0,53 - 1)} = 61,85$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{23,5}{f_y [\text{kN/cm}^2]}} = \sqrt{\frac{23,5}{27,5}} = 0,92$$

Stojina je v 1. razredu kompaktnosti.

pasnica – tlak:

$$\frac{c}{t_f} = \frac{75,45 \text{ mm}}{17,2 \text{ mm}} = 4,39 \leq 10 \cdot \varepsilon = 10 \cdot 0,92 = 9,2$$

$$c = \frac{b}{2} - \frac{t_w}{2} - r = \frac{210 \text{ mm}}{2} - \frac{11,1 \text{ mm}}{2} - 24 \text{ mm} = 75,45 \text{ mm}$$

Pasnica je v 1. razredu kompaktnosti.

- odpornost stojine proti lokalnemu izbočenju v strigu:

$$\frac{c}{t_w} = \frac{515,6 \text{ mm}}{11,1 \text{ mm}} = 46,45 \leq \frac{72}{\mu} \cdot \varepsilon = \frac{72}{1,2} \cdot 0,92 = 55,2$$

$$\mu = 1,2$$

Stojina je kompaktna.

9.1.10 Dimenzioniranje stebrov – zunanji steber

Obremenitev:

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

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

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

kjer so:

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

γ_{ov} faktor dodatne nosilnosti,

Ω najmanjša vrednost Ω_i za vse nosilce z območji sipanja.

Za izračun Ω_i se upoštevajo vrednosti upogibnih momentov $M_{Ed,i}$ v prečkih v 1., 2. in 3. nadstropju, ki so priključene na zunanji steber.

$M_{Ed,i}$ upogibni moment v prečki pri potresnem projektne stanju, zaradi vpliva gravitacijskega in potresnega dela obtežbe.

$$\Omega_i = \frac{M_{pl,Rd}}{M_{Ed,i} [M_{G,i} + M_{E,i}]}$$

$$\Omega_1 = \frac{M_{pl,Rd}}{M_{Ed,1} [M_{G,1} + M_{E,1}]} = \frac{76642,5 \text{ kNcm}}{19628 \text{ kNcm} + 14765 \text{ kNcm}} = 2,23$$

$$\Omega_2 = \frac{M_{pl,Rd}}{M_{Ed,2} [M_{G,2} + M_{E,2}]} = \frac{76642,5 \text{ kNcm}}{19218 \text{ kNcm} + 12891 \text{ kNcm}} = 2,39$$

$$\Omega_3 = \frac{M_{pl,Rd}}{M_{Ed,3} [M_{G,3} + M_{E,3}]} = \frac{76642,5 \text{ kNcm}}{19238 \text{ kNcm} + 7589 \text{ kNcm}} = 2,86$$

$$\Omega = \min\{\Omega_1; \Omega_2; \Omega_3\} = \Omega_1 = 2,23$$

- prerez stebra ob vpetju:

$$M_{Ed}^{1-1} = M_{Ed,G}^{1-1} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E}^{1-1} = 3162 \text{ kNcm} + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 2,23 \cdot 21423 \text{ kNcm}$$

$$M_{Ed}^{1-1} = 68850,27 \text{ kNcm}$$

$$N_{Ed}^{1-1} = N_{Ed,G}^{1-1} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E}^{1-1} = 571,9 \text{ kN} + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 2,23 \cdot 108,11 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{1-1} = 903,39 \text{ kN}$$

$$V_{Ed}^{1-1} = V_{Ed,G}^{1-1} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E}^{1-1} = 26,24 \text{ kN} + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 2,23 \cdot 75,05 \text{ kN}$$

$$V_{Ed}^{1-1} = 256,36 \text{ kN}$$

- prerez stebra pod 1. nadstropjem:

$$M_{Ed}^{2-2} = M_{Ed,G}^{2-2} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E}^{2-2} = 7073 \text{ kNcm} + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 2,23 \cdot 7845 \text{ kNcm}$$

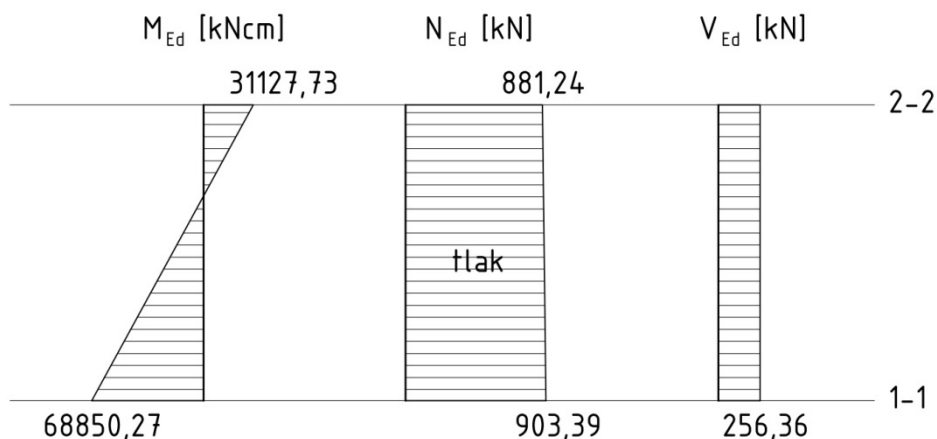
$$M_{Ed}^{2-2} = 31127,73 \text{ kNcm}$$

$$N_{Ed}^{2-2} = N_{Ed,G}^{2-2} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E}^{2-2} = 549,75 \text{ kN} + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 2,23 \cdot 108,11 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{2-2} = 881,24 \text{ kN}$$

$$V_{Ed}^{2-2} = V_{Ed,G}^{2-2} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E}^{2-2} = 26,24 \text{ kN} + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 2,23 \cdot 75,05 \text{ kN}$$

$$V_{Ed}^{2-2} = 256,36 \text{ kN}$$



Slika 89: Diagram momentov in notranjih sil za zunanji steber v pritličju

Kontrola pravil za potresno projektno stanje za zunanje stebre pomičnega okvirja, je opravljena pri okvirju s centričnem povezjem. V tem primeru je steber dodatno obremenjen še zaradi delovanja potresne obtežbe v vzdolžni Y smeri.

9.1.11 Dimenzioniranje stebrov – notranji steber

Obremenitev:

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

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

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

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

kjer sta:

γ_{ov} faktor dodatne nosilnosti,

Ω najmanjša vrednost Ω_i za vse nosilce z območji sipanja.

Za izračun Ω_i se upoštevajo vrednosti upogibnih momentov $M_{Ed,i}$ v prečkah v 1., 2. in 3. nadstropju, ki so priključene na notranji steber.

$M_{Ed,i}$ upogibni moment v prečki pri potresnem projektne stanju, zaradi vpliva gravitacijskega in potresnega dela obtežbe.

- prerez stebra ob vpetju:

$$M_{Ed}^{1-1} = M_{Ed,G}^{1-1} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E}^{1-1} = 13 \text{ kNcm} + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 2,23 \cdot 23312 \text{ kNcm}$$

$$M_{Ed}^{1-1} = 71493,42 \text{ kNcm}$$

$$N_{Ed}^{1-1} = N_{Ed,G}^{1-1} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E}^{1-1} = 1031,01 \text{ kN} + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 2,23 \cdot 9,78 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{1-1} = 1061 \text{ kN}$$

$$V_{Ed}^{1-1} = V_{Ed,G}^{1-1} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E}^{1-1} = 0,61 \text{ kN} + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 2,23 \cdot 93,11 \text{ kN}$$

$$V_{Ed}^{1-1} = 286,11 \text{ kN}$$

- prerez stebra pod 1. nadstropjem:

$$M_{Ed}^{2-2} = M_{Ed,G}^{2-2} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E}^{2-2} = 224 \text{ kNcm} + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 2,23 \cdot 12999 \text{ kNcm}$$

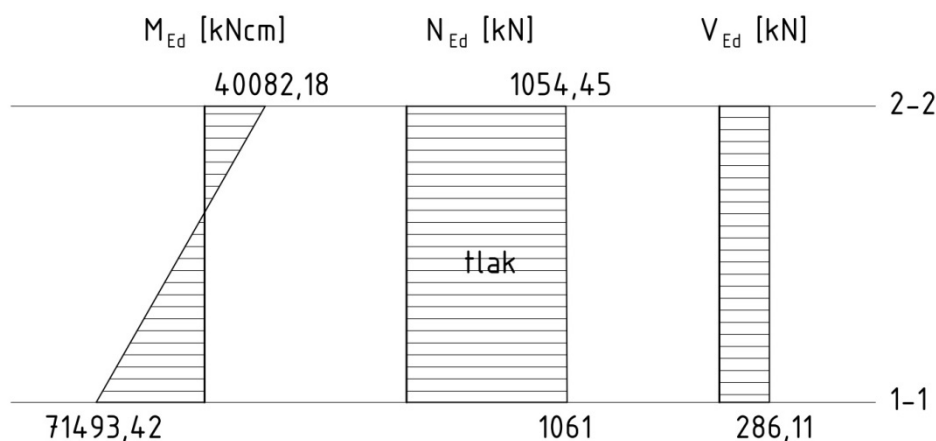
$$M_{Ed}^{2-2} = 40082,18 \text{ kNcm}$$

$$N_{Ed}^{2-2} = N_{Ed,G}^{2-2} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E}^{2-2} = 1024,46 \text{ kN} + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 2,23 \cdot 9,78 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{2-2} = 1054,45 \text{ kN}$$

$$V_{Ed}^{2-2} = V_{Ed,G}^{2-2} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E}^{2-2} = 0,61 \text{ kN} + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 2,23 \cdot 93,11 \text{ kN}$$

$$V_{Ed}^{2-2} = 286,11 \text{ kN}$$



Slika 90: Diagram momentov in notranjih sil za notranji stebra v pritličju

- kontrola kompaktnosti prereza:

stojina – upogib in tlak:

$$\alpha = \frac{1}{2} \cdot \left[1 + \frac{N_{Ed}}{d \cdot t_w \cdot f_y} \right] = \frac{1}{2} \cdot \left[1 + \frac{1061 \text{ kN}}{34,4 \text{ cm} \cdot 1,4 \text{ cm} \cdot 27,5 \text{ kN}} \right] = 0,9 > 0,5$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{344 \text{ mm}}{14 \text{ mm}} = 24,57 \leq \frac{396 \cdot \varepsilon}{(13 \cdot \alpha - 1)} = \frac{396 \cdot 0,92}{(13 \cdot 0,9 - 1)} = 34,05$$

Stojina je v 1. razredu kompaktnosti.

pasnica – tlak:

$$\frac{c}{t_f} = \frac{116 \text{ mm}}{26 \text{ mm}} = 4,46 \leq 10 \cdot \varepsilon = 10 \cdot 0,92 = 9,2$$

$$c = \frac{b}{2} - \frac{t_w}{2} - r = \frac{300 \text{ mm}}{2} - \frac{14 \text{ mm}}{2} - 27 \text{ mm} = 116 \text{ mm}$$

Pasnica je v 1. razredu kompaktnosti.

- odpornost stojine proti lokalnemu izbočenju v strigu:

$$\frac{c}{t_w} = \frac{398 \text{ mm}}{14 \text{ mm}} = 28,43 \leq \frac{72}{\mu} \cdot \varepsilon = \frac{72}{1,2} \cdot 0,92 = 55,2$$

$$\mu = 1,2$$

Stojina je kompaktna.

Kontrola osno upogibne nosilnosti (SIST EN 1993-1-1; točka 6.2.9.1):

$$\frac{M_{Ed}}{M_{N,Rd}} = \frac{71493,42 \text{ kNcm}}{86585,35 \text{ kNcm}} = 0,83 \leq 1,0$$

Vpliv osne sile na zmanjšanje projektne plastične upogibne nosilnosti prereza:

$$N_{Ed} \leq \min\left(0,25 \cdot N_{pl,Rd}; \frac{0,5 \cdot c \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}}\right) = \min(1498,75 \text{ kN}; 766,15 \text{ kN}) = 766,15 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 1061 \text{ kN} \leq 766,15 \text{ kN}$$

$$0,25 \cdot N_{pl,Rd} = 0,25 \cdot 5995 \text{ kN} = 1498,75 \text{ kN}$$

$$N_{pl,Rd} = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 218 \text{ cm}^2 \cdot \frac{27,5 \text{ kN/cm}^2}{1,0} = 5995 \text{ kN}$$

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

$$\frac{0,5 \cdot c \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,5 \cdot 39,8 \text{ cm} \cdot 1,4 \text{ cm} \cdot 27,5 \text{ kN/cm}^2}{1,0} = 766,15 \text{ kN}$$

Oсна sila vpliva na zmanjšanje projektne plastične upogibne nosilnosti prereza.

$$M_{pl,Rd} = W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 3982 \text{ cm}^3 \cdot \frac{27,5 \text{ kN/cm}^2}{1,0} = 109505 \text{ kNcm}$$

$$M_{N,Rd} = \min\left\{ \begin{array}{l} M_{pl,Rd} \cdot \frac{1-n}{1-0,5 \cdot a} = 109505 \text{ kNcm} \cdot \frac{1-0,18}{1-0,5 \cdot 0,28} = 86585,35 \text{ kNcm} \\ M_{pl,Rd} = 109505 \text{ kNcm} \end{array} \right.$$

$$M_{N,Rd} = 86585,35 \text{ kNcm}$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = \frac{1061 \text{ kN}}{5995 \text{ kN}} = 0,18$$

$$a = \min\left\{ \begin{array}{l} \frac{A - 2 \cdot b \cdot t_f}{A} = \frac{218 \text{ cm}^2 - 2 \cdot 30 \text{ cm} \cdot 2,6 \text{ cm}}{218 \text{ cm}^2} = 0,28 \\ 0,5 \end{array} \right.$$

$$a = 0,28$$

Kontrola strižne nosilnosti (SIST EN 1993-1-1; točka 6.2.6):

$$V_{pl,Rd} = A_v \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 79,68 \text{ cm}^2 \cdot \frac{27,5 \text{ kN/cm}^2}{\sqrt{3} \cdot 1,0} = 2191,2 \text{ kN}$$

$$A_v = \max\left\{ \begin{array}{l} A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = 218 \text{ cm}^2 - 2 \cdot 30 \text{ cm} \cdot 2,6 \text{ cm} + \\ + (1,4 \text{ cm} + 2 \cdot 2,7 \text{ cm}) \cdot 2,6 \text{ cm} = 79,68 \text{ cm}^2 \\ \mu \cdot c \cdot t_w = 1,2 \cdot 39,8 \text{ cm} \cdot 1,4 \text{ cm} = 66,86 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_v = 79,68 \text{ cm}^2$$

$$V_{Ed} = 286,11 \text{ kN} \leq 0,5 \cdot V_{pl,Rd} = 0,5 \cdot 2191,2 \text{ kN} = 1095,60 \text{ kN}$$

- panel stojine stebra

Strižna nosilnost stojine notranjega stebra v območju stika s prečko:

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

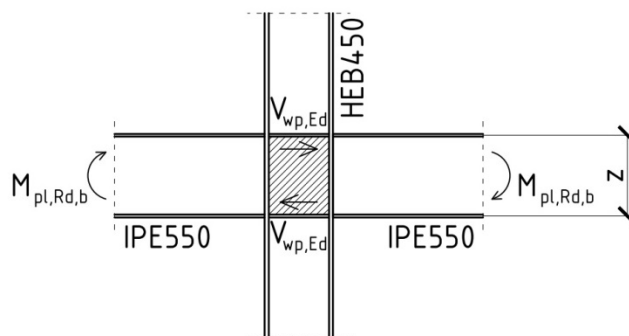
ker sta:

$$V_{wp,Ed}$$

projektna strižna sila v panelu stojine stebra, izračunana ob upoštevanju plastične odpornosti bližnjih območij sipanja v nosilcih ali spojih,

$$V_{wp,Rd}$$

strižna odpornost panela stojine stebra. Vpliva osnih sil in upogibnih momentov na plastično nosilnost panela stojine ni potrebno upoštevati.



Slika 91: Panel stojine notranjega stebra

$$V_{wp,Ed} = \frac{2 \cdot M_{pl,RD,b}}{z} = \frac{2 \cdot 76642,5 \text{ kNcm}}{53,28 \text{ cm}} = 2876,97 \text{ kN}$$

$$z = h - t_f = 55 \text{ cm} - 1,72 \text{ cm} = 53,28 \text{ cm}$$

$$V_{wp,Rd} = A_v \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 79,68 \text{ cm}^2 \cdot \frac{27,5 \text{ kN/cm}^2}{\sqrt{3} \cdot 1,0} = 1265,09 \text{ kN}$$

$$A_v = \max \left\{ \begin{array}{l} A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = 218 \text{ cm}^2 - 2 \cdot 30 \text{ cm} \cdot 2,6 \text{ cm} + \\ + (1,4 \text{ cm} + 2 \cdot 2,7 \text{ cm}) \cdot 2,6 \text{ cm} = 79,68 \text{ cm}^2 \\ \mu \cdot c \cdot t_w = 1,2 \cdot 39,8 \text{ cm} \cdot 1,4 \text{ cm} = 66,86 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_v = 79,68 \text{ cm}^2$$

$$\frac{V_{wp,Ed}}{V_{wp,Rd}} = \frac{2876,97 \text{ kN}}{1265,09 \text{ kN}} = 2,27 \geq 1,0$$

Strižni panel stojine stebra je potrebno ojačati.

$$V_{wp,Ed} \leq A_{v,pot} \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

$$A_{v,pot} \geq \frac{V_{wp,Ed} \cdot \sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{2876,97 \text{ kN} \cdot \sqrt{3} \cdot 1,0}{27,5 \text{ kN/cm}^2} = 181,2 \text{ cm}^2$$

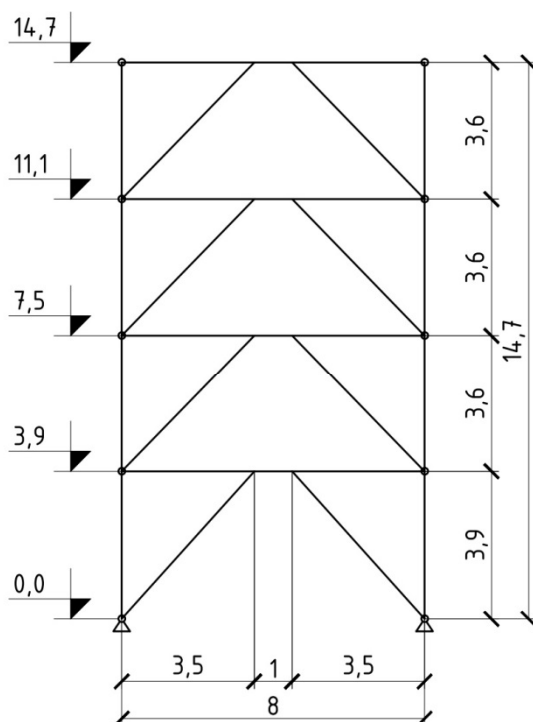
$$t_{oj} = \frac{1}{2} \cdot \frac{A_{v,pot} - A_v}{d} = \frac{1}{2} \cdot \frac{181,2 \text{ cm}^2 - 79,68 \text{ cm}^2}{34,4 \text{ cm}} = 1,48 \text{ cm}$$

Izbrana debelina ojačitve:

$$t_{oj} = 16 \text{ mm} \quad (\text{obojestransko})$$

9.2 Potresna analiza v vzdolžni smeri (okvir z ekscentričnim povezjem)

9.2.1 Zasnova

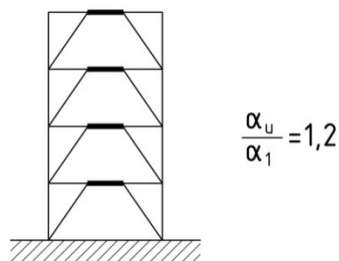


Slika 92: Pogled na okvir z ekscentričnim povezjem

9.2.2 Potresna obremenitev v smeri Y

9.2.2.1 Faktor obnašanja v vzdolžni smeri Y

Predpostavljena je izvedba konstrukcije v razredu duktilnosti DCH (visoka stopnja duktilnosti). V vzdolžni smeri horizontalne sile prevzemajo okvirji z ekscentričnimi povezji.



$$\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1,2$$

Slika 93: Okvir z ekscentričnim povezjem (območje sipanja v upogibnih ali strižnih členih)
[SIST EN 1998-1: 2006]

Na sliki 93 je prikazana vrednost α_u/α_1 . Pri okvirju z ekscentričnim povezjem je predvideno, da je območje sipanja v seizmičnih členih. V tem primeru velja:

$$\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1,2$$

$$q_0 = 5 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 5 \cdot 1,2 = 6$$

q_0 faktor obnašanja za okvir z ekscentričnim povezjem pridobljen iz referenčnih vrednosti na sliki 73

9.2.2.2 Nihajni čas konstrukcije v vzdolžni smeri Y

$$T_y = C_{ty} \cdot H^{\frac{3}{4}} = 0,075 \cdot 14,74^{\frac{3}{4}} = 0,563 \text{ s}$$

kjer sta:

$$C_{tx} = 0,075 \quad \text{faktor velja za ekscentrično zavetrovane jeklene okvirje,}$$
$$H \quad \text{višina stavbe [m].}$$

9.2.2.3 Elastični spekter odziva po EC8

Upoštevamo elastični spekter odziva, ki je opredeljen v točki 9.1.2.3 (potresna analiza momentnega okvirja v prečni smeri X)

$$T_B = 0,2 \text{ s} < T_y = 0,563 \text{ s} \leq T_C = 0,6 \text{ s}$$

$$S_e(T_y) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q_0} = 0,225 \cdot g \cdot 1,15 \text{ s} \cdot \frac{2,5}{6} = 0,108 \cdot g$$

$$S_e(T_y) = 0,108 \cdot g \geq \beta \cdot a_g = 0,2 \cdot 0,225 \cdot g = 0,045 \cdot g$$

$\eta = 1$ faktor za korekcijo dušenja z referenčno vrednostjo 1 pri 5% viskoznega dušenja,
 $\beta = 0,2$.

9.2.2.4 Potresne sile

9.2.2.4.1 Izračun celotne horizontalne potresne obtežbe, ki deluje v Y smeri:

$$F_{b,y,cel} = S_e(T_y) \cdot m \cdot \lambda = 0,108 \cdot g \cdot \frac{20173,99 \text{ kN}}{g} \cdot 0,85 = 1851,97 \text{ kN}$$

$\lambda = 0,85$ korekcijski faktor, ki upošteva vpliv višine stavbe. Vrednost 0,85 velja za stavbe, ki imajo več kot dve etaži.

$$m = \frac{F_M}{g}$$

$$F_M = 20173,99 \text{ kN}$$

9.2.2.4.2 Horizontalna potresna sila, ki deluje v smeri Y na en okvir z ekscentričnim

povezjem:

$$F_{b,y} = \frac{F_{b,y,cel}}{n} = \frac{1851,97 \text{ kN}}{4} = 462,99 \text{ kN}$$

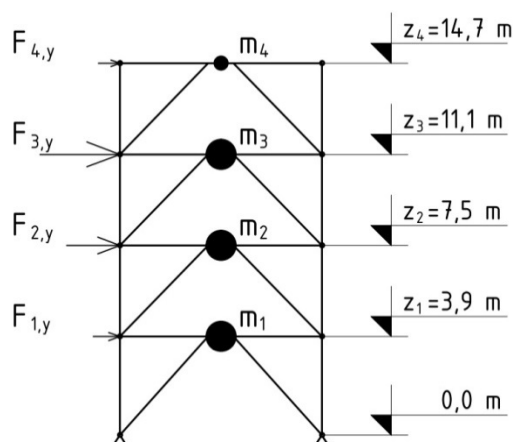
n število okvirjev z ekscentričnim povezjem

Razdelitev sil po etažah:

Predpostavljeno je, da vodoravni pomiki linearno naraščajo z višino stavbe.

$$F_i = F_b \cdot \frac{(z_i \cdot F_{M,i,y})}{(\sum z_i \cdot F_{M,i,y})}$$

z_i višinska kota mase $F_{M,i,y}$ nad nivojem temelja



Slika 94: Pogled na okvir z ekscentričnim povezjem z označenimi višinami in masami etaž

$$F_{1,y} = F_{b,y} \cdot \frac{(z_1 \cdot F_{M1,y})}{(\sum_{i=1}^4 z_i \cdot F_{M,i,y})} = 462,99 \text{ kN} \cdot \frac{3,9 \text{ m} \cdot 1598,49 \text{ kN}}{39651,05 \text{ kNm}} = 72,79 \text{ kN}$$

$$F_{2,y} = F_{b,y} \cdot \frac{(z_2 \cdot F_{M2,y})}{(\sum_{i=1}^4 z_i \cdot F_{M,i,y})} = 462,99 \text{ kN} \cdot \frac{7,5 \text{ m} \cdot 1596,15 \text{ kN}}{39651,05 \text{ kNm}} = 139,78 \text{ kN}$$

$$F_{3,y} = F_{b,y} \cdot \frac{(z_3 \cdot F_{M3,y})}{(\sum_{i=1}^4 z_i \cdot F_{M,i,y})} = 462,99 \text{ kN} \cdot \frac{11,1 \text{ m} \cdot 1592,34 \text{ kN}}{39651,05 \text{ kNm}} = 206,38 \text{ kN}$$

$$F_{4,y} = F_{b,y} \cdot \frac{(z_4 \cdot F_{M4,y})}{(\sum_{i=1}^4 z_i \cdot F_{M,i,y})} = 462,99 \text{ kN} \cdot \frac{14,7 \text{ m} \cdot 256,52 \text{ kN}}{39651,05 \text{ kNm}} = 44,03 \text{ kN}$$

$$\sum_{i=1}^4 z_i \cdot F_{M,i,y} = z_1 \cdot F_{M1,y} + z_2 \cdot F_{M2,y} + z_3 \cdot F_{M3,y} + z_4 \cdot F_{M4,y}$$

$$\sum_{i=1}^4 z_i \cdot F_{M,i,y} = 3,9 \text{ m} \cdot 1598,49 \text{ kN} + 7,5 \text{ m} \cdot 1596,15 \text{ kN} +$$

$$+ 11,1 \text{ m} \cdot 1592,34 \text{ kN} + 14,7 \text{ m} \cdot 256,52 \text{ kN}$$

$$\sum_{i=1}^4 z_i \cdot F_{M,i,y} = 39651,05 \text{ kNm}$$

$$F_{M1,y} = \frac{F_{M1}}{n} = \frac{6393,96 \text{ kN}}{4} = 1598,49 \text{ kN}$$

$F_{M1,y}$ teža 1. etaže, ki jo prevzame en okvir z ekscentričnim povezjem.

$$z_1 = 3,9 \text{ m}$$

$$F_{M2,y} = \frac{F_{M2}}{n} = \frac{6384,6 \text{ kN}}{4} = 1596,15 \text{ kN}$$

$F_{M2,y}$ teža 2. etaže, ki jo prevzame en okvir z ekscentričnim povezjem.

$$z_2 = 7,5 \text{ m}$$

$$F_{M3,y} = \frac{F_{M3}}{n} = \frac{6369,37 \text{ kN}}{4} = 1592,34 \text{ kN}$$

$F_{M3,y}$ teža 3. etaže, ki jo prevzame en okvir z ekscentričnim povezjem.

$$z_3 = 11,1 \text{ m}$$

$$F_{M4,y} = \frac{F_{M4}}{n} = \frac{1026,06 \text{ kN}}{4} = 256,52 \text{ kN}$$

$F_{M4,y}$ teža strehe, ki jo prevzame en okvir z ekscentričnim povezjem.
 $z_4 = 14,7 \text{ m}$

9.2.2.4.3 Vpliv torzije

V primeru simetrične razporeditve vodoravnih togosti in mas, se vpliv naključne torzije upošteva z enačbo:

$$\delta = 1 + 0,6 \cdot \frac{x}{L_e}$$

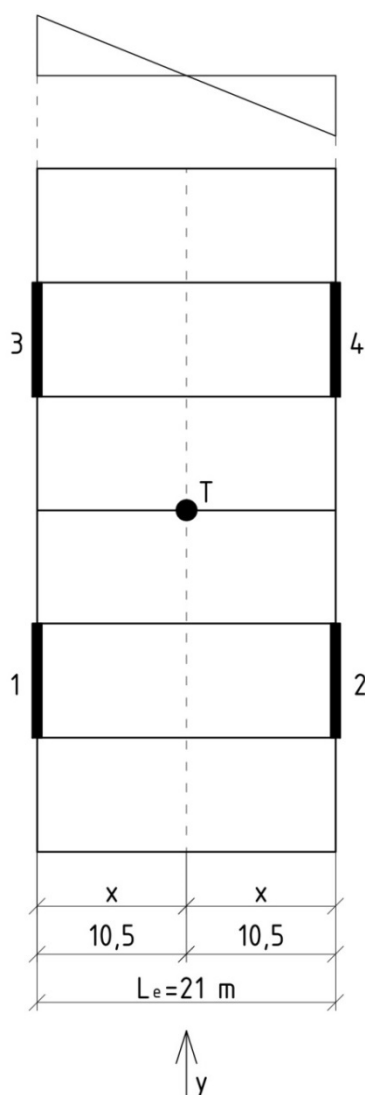
kjer sta:

x razdalja obravnavanega elementa od masnega središča stavbe v tlorisu, merjena pravokotno na smer delovanja potresne obtežbe,

L_e razdalja med dvema skrajnima elementoma, ki prenašata vodoravno obtežbo, merjena pravokotno na smer delovanja potresne obtežbe.

Pri uporabi dveh ravninskih modelov (X in Y smer), se učinek torzije določi tako, da se podvoji naključna ekscentričnost, tako se faktor 0,6 poveča na 1,2.

Okvir z ekscentričnim povezjem 1, 2 ter 3, 4:



Slika 95: Vpliv naključne torzije na stavbo pri delovanju potresne obtežbe v Y smeri

$$\delta_{1,3} = \delta_{2,4} = 1 + 1,2 \cdot \frac{x}{L_e} = 1 + 1,2 \cdot \frac{10,5 \text{ m}}{21 \text{ m}} = 1,6$$

$$x = 10,5 \text{ m}$$

$$L_e = 21 \text{ m}$$

$$\delta = \max\{\delta_{1,3}; \delta_{2,4}\} = 1,6$$

9.2.2.4.4 Potresne sile za potresno projektno stanje

Potresne sile, ki delujejo na okvir z ekscentričnim povezjem v smeri Y:

$$F_{1,y,cel} = \gamma_1 \cdot F_{1,y} \cdot \delta = 1,0 \cdot 72,79 \text{ kN} \cdot 1,6 = 116,46 \text{ kN}$$

$$F_{2,y,cel} = \gamma_1 \cdot F_{2,y} \cdot \delta = 1,0 \cdot 139,78 \text{ kN} \cdot 1,6 = 223,65 \text{ kN}$$

$$F_{3,y,cel} = \gamma_1 \cdot F_{3,y} \cdot \delta = 1,0 \cdot 206,38 \text{ kN} \cdot 1,6 = 330,21 \text{ kN}$$

$$F_{4,y,cel} = \gamma_1 \cdot F_{4,y} \cdot \delta = 1,0 \cdot 44,03 \text{ kN} \cdot 1,6 = 70,45 \text{ kN}$$

9.2.3 Obtežba

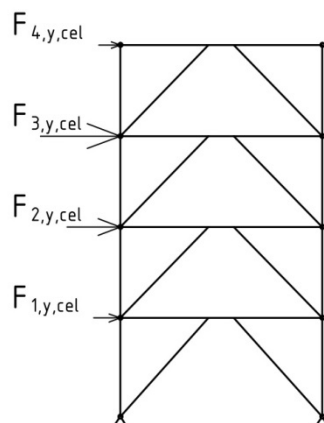
Obtežna kombinacija za potresno projektno stanje (SIST EN 1990: točka 6.4.3.4)

$$G_M + \gamma_i \cdot F_{Ed} + \psi_2 \cdot Q_M$$

$$\gamma_i \cdot F_{Ed} \quad \text{potresni del obtežbe}$$

$$G_M + \psi_2 \cdot Q_M \quad \text{gravitacijski del obtežbe}$$

9.2.3.1 Potresni del obtežbe



Slika 96: Potresni del obtežbe pri potresnem projektnejm stanju

9.2.3.2 Gravitacijski del obtežbe

$$\sum G_M + \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{M,i}$$

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

kjer so:

$\varphi = 1,0$ faktor, ki velja za zgornje etaže, streho,

$\varphi = 0,5$ faktor, ki velja za ostale etaže,

$\psi_{2,i} = 0,3$ faktor, ki velja za pisarne,

$\psi_{2,i} = 0,6$ faktor, ki velja za ostale prostore (hodnik, čakalnica...).

9.2.3.2.1 Lastna obtežba:

Lastna teža je v računalniškem programu SCIA Engineer 14 samodejno upoštevana.

9.2.3.2.2 Stalna obtežba

Lastna teža stropne konstrukcije je že upoštevana pri izračunu momentnega okvirja, saj se preko sekundarnih sovprežnih nosilcev prenaša na primarne nosilce momentnega okvirja.

9.2.3.2.3 Koristna obtežba

Lastna teža stropne konstrukcije je že upoštevana pri izračunu momentnega okvirja, saj se preko sekundarnih sovprežnih nosilcev prenaša na primarne nosilce momentnega okvirja.

Zaradi dodatne varnosti je upoštevano, da se del koristne obtežbe, prenese tudi na horizontalne elemente.

$$Q'_{M,y} = \varphi \cdot \psi_{2,M} \cdot Q_M \cdot \frac{l}{3} = 0,5 \cdot 0,3 \cdot 4,25 \text{ kN/m}^2 \cdot \frac{7 \text{ m}}{3} = 1,49 \text{ kN/m}$$

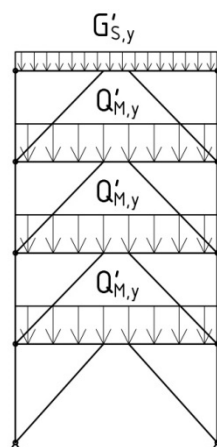
kjer je:

Q_M koristna teža medetaže,

$\varphi = 0,5$,

$\psi_{2,i} = 0,3$,

l osna razdalja med nosilci pri momentnem okvirju.



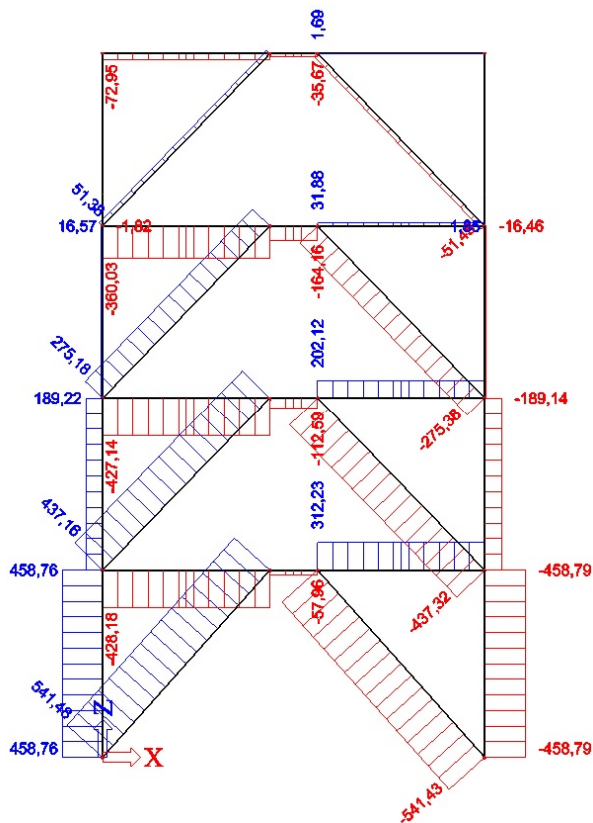
Slika 97: Gravitacijski del obtežbe pri potresnem projektne stanju

9.2.4 Rezultati – notranje sile in upogibni momenti

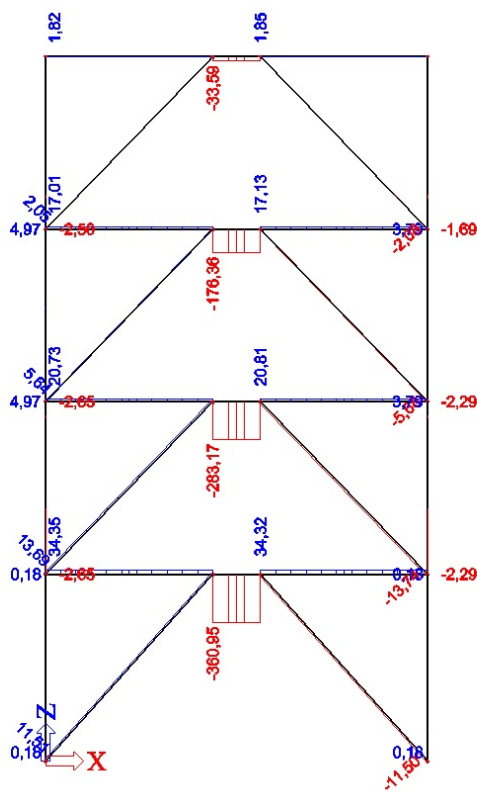
9.2.4.1 Potresni del potresnega projektne stanja

$$1,0 \cdot F_y$$

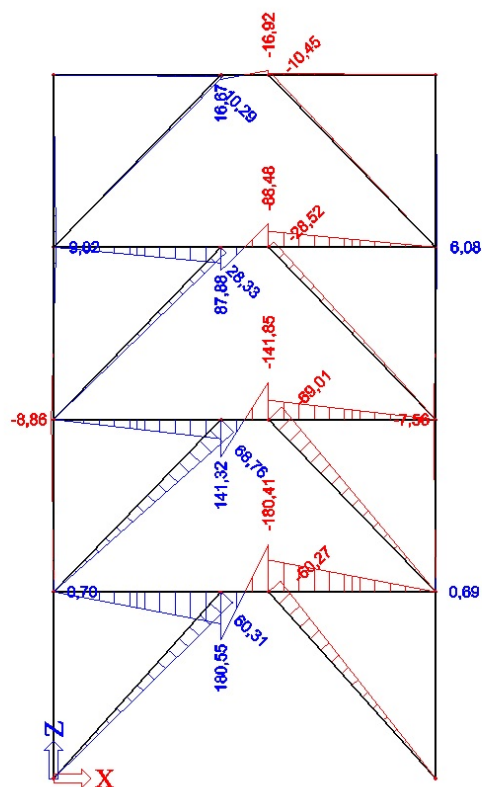
Na slikah 98, 99 in 100 so prikazane notranje statične količine za potresni del potresnega projektne stanja.



Slika 98: Osne sile pri potresnem delu potresnega projektne stanja



Slika 99: Prečne sile pri potresnem delu potresnega projektne stanja

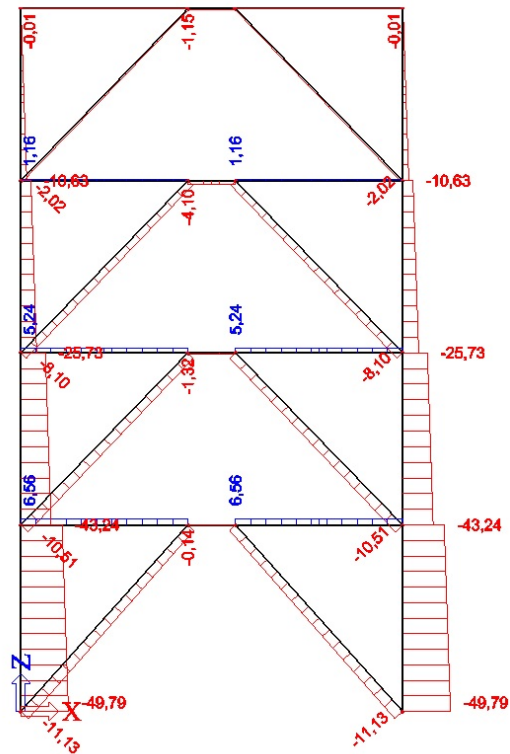


Slika 100: Upogibni momenti pri potresnem delu potresnega projektne stanja

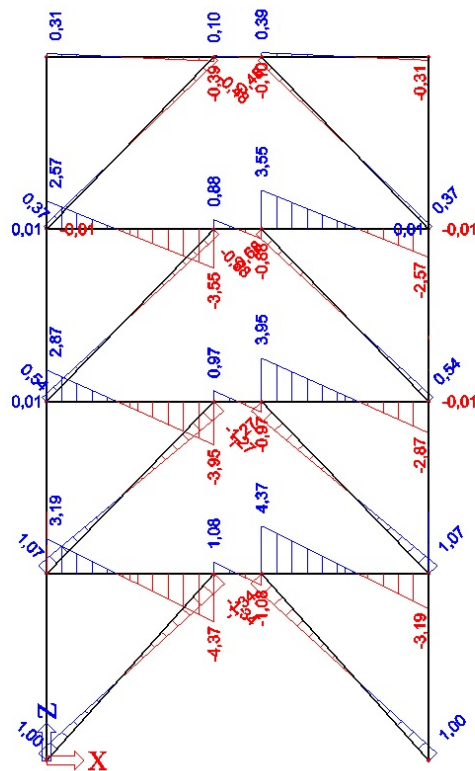
9.2.4.2 Gravitacijski del potresnega projektne stanja

$$1,0 \cdot G'_{M,y} + 0,3 \cdot Q'_{M,y}$$

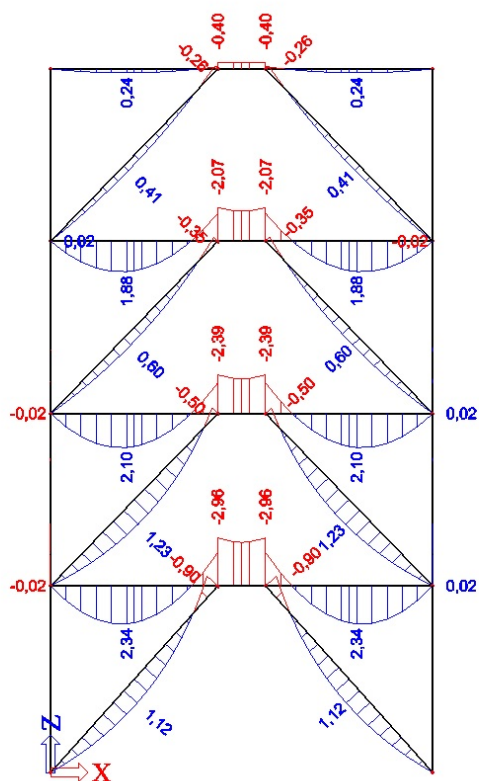
Na slikah 101, 102 in 103 so prikazane notranje statične količine za gravitacijski del potresnega projektne stanja.



Slika 101: Osne sile pri gravitacijskem delu potresnega projektne stanja

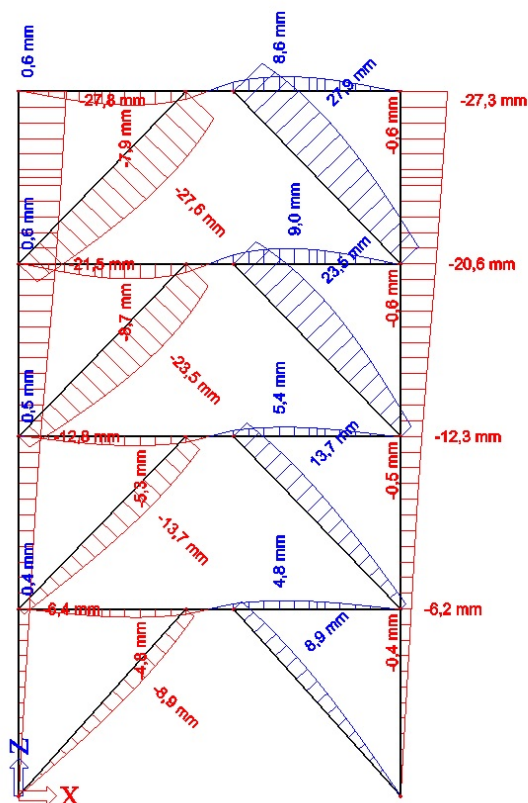


Slika 102: Prečne sile pri gravitacijskem delu potresnega projektne stanja



Slika 103: Upogibni momenti pri gravitacijskem delu potresnega projektne stanja

9.2.5 Etažni pomiki



Slika 104: Etažni pomiki za potresni del obtežbe pri potresnem projektne stanju

$$d_{e,1} = \frac{d_{e,1,L} + d_{e,1,D}}{2} = \frac{6,4 \text{ mm} + 6,2 \text{ mm}}{2} = 6,3 \text{ mm}$$

$$d_{e,2} = \frac{d_{e,2,L} + d_{e,2,D}}{2} - d_{e,1} = \frac{12,8 \text{ mm} + 12,3 \text{ mm}}{2} - 6,3 \text{ mm} = 6,25 \text{ mm}$$

$$d_{e,3} = \frac{d_{e,3,L} + d_{e,3,D}}{2} - d_{e,1} - d_{e,2} = \frac{21,5 \text{ mm} + 20,6 \text{ mm}}{2} - 6,3 \text{ mm} - 6,25 = 8,5 \text{ mm}$$

$$d_{e,4} = \frac{d_{e,4,L} + d_{e,4,D}}{2} - d_{e,1} - d_{e,2} - d_{e,3} = \frac{27,8 \text{ mm} + 27,3 \text{ mm}}{2} - 6,3 \text{ mm} - 6,25 - 8,5 \text{ mm}$$

$$d_{e,4} = 6,5 \text{ mm}$$

$d_{e,i}$ etažni pomik, določen kot razlika med povprečnima vodoravnima pomikoma na vrhu in na dnu obravnavane etaže, ki nastane zaradi potresnega dela pri potresnem projektne stanju.

9.2.6 Omejitev etažnih pomikov

Kontrolo pomikov za stavbe, pri katerih so nekonstrukcijski elementi pritrjeni na konstrukcijo tako, da deformacije konstrukcije na nanje ne vplivajo, opravimo po enačbi:

$$d_r \cdot v \leq 0,010 \cdot h$$

$$d_r = q \cdot d_e$$

kjer so:

q faktor obnašanja konstrukcije,

d_r projektni etažni pomik, določen kot razlika med povprečnima vodoravnima pomikoma na vrhu in na dnu obravnavane etaže,

v redukcijski faktor, ki upošteva manjšo povratno dobo potresa, povezano z zahtevo po omejitvi poškodb. Za kategorijo pomembnosti II, se upošteva $v = 0,5$,

h višina etaže.

- 1. etaža:

$$d_{r1} \cdot v = 37,8 \text{ mm} \cdot 0,5 = 18,9 \text{ mm} \leq 0,010 \cdot h_1 = 0,010 \cdot 3900 \text{ mm} = 39 \text{ mm}$$

$$q = q_0 = 6$$

$$d_{r1} = q \cdot d_{e,1} = 6 \cdot 6,3 \text{ mm} = 37,8 \text{ mm}$$

$$v = 0,5$$

$$h_1 = 3900 \text{ mm}$$

- 2. etaža:

$$d_{r2} \cdot v = 37,5 \text{ mm} \cdot 0,5 = 18,75 \text{ mm} \leq 0,010 \cdot h_2 = 0,010 \cdot 3600 \text{ mm} = 36 \text{ mm}$$

$$q = q_0 = 6$$

$$d_{r2} = q \cdot d_{e,2} = 6 \cdot 6,25 \text{ mm} = 37,5 \text{ mm}$$

$$v = 0,5$$

$$h_2 = 3600 \text{ mm}$$

- 3. etaža:

$$d_{r3} \cdot v = 51 \text{ mm} \cdot 0,5 = 25,5 \text{ mm} \leq 0,010 \cdot h_3 = 0,010 \cdot 3600 \text{ mm} = 36 \text{ mm}$$

$$q = q_0 = 6$$

$$d_{r3} = q \cdot d_{e,3} = 6 \cdot 8,5 \text{ mm} = 51 \text{ mm}$$

$$v = 0,5$$

$$h_3 = 3600 \text{ mm}$$

- 4. etaža:

$$d_{r4} \cdot v = 39 \text{ mm} \cdot 0,5 = 19,5 \text{ mm} \leq 0,010 \cdot h_4 = 0,010 \cdot 3600 \text{ mm} = 36 \text{ mm}$$

$$q = q_0 = 6$$

$$d_{r4} = q \cdot d_{e,4} = 6 \cdot 6,5 \text{ mm} = 39 \text{ mm}$$

$$v = 0,5$$

$$h_4 = 3600 \text{ mm}$$

Horizontalni etažni pomiki konstrukcije zaradi potresne obtežbe, so manjši od predpisanih, ki veljajo za konstrukcije, pri katerih so nekonstrukcijski elementi pritrjeni na konstrukcijo tako, da deformacije konstrukcije nanje ne vplivajo.

9.2.7 Vpliv teorije drugega reda

Vpliva teorije drugega reda ($P - \Delta$ efekt) ni potrebno upoštevati, če je v vseh štirih etažah izpolnjen pogoj:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0,10$$

kjer so:

θ koeficient občutljivosti za etažne pomike,

P_{tot} celotna sila težnosti v obravnavani etaži in nad njo, ki je upoštevana pri potresnem projektne stanju,

d_r projektni etažni pomik, določen kot razlika med povprečnima vodoravnima pomikoma na vrhu in na dnu obravnavane etaže,

V_{tot} celotna prečna sila v etaži zaradi potresa,

h višina etaže.

- **1. etaža:**

$$\theta_1 = \frac{P_{tot,1} \cdot d_{r1}}{V_{tot,1} \cdot h_1} = \frac{116,15 \text{ kN} \cdot 37,8 \text{ mm}}{740,77 \text{ kN} \cdot 3900 \text{ mm}} = 0,002 \leq 0,10$$

$$d_{r1} = 37,8 \text{ mm}$$

$$h_1 = 3900 \text{ mm}$$

$$q = q_0 = 6$$

$$P_{tot,1} = 2 \cdot 49,79 \text{ kN} + 2 \cdot 11,13 \text{ kN} \cdot \sin \alpha_1 = 114,89 \text{ kN}$$

$$\tan \alpha_1 = \frac{3,9 \text{ m}}{3,5 \text{ m}}$$

$$\alpha_1 = 48,09^\circ$$

$$V_{tot,1} = 116,46 \text{ kN} + 223,65 \text{ kN} + 330,21 \text{ kN} + 70,45 \text{ kN} = 740,77 \text{ kN}$$

- **2. etaža:**

$$\theta_2 = \frac{P_{tot,2} \cdot d_{r2}}{V_{tot,2} \cdot h_2} = \frac{78,61 \text{ kN} \cdot 37,5 \text{ mm}}{624,31 \text{ kN} \cdot 3600 \text{ mm}} = 0,001 \leq 0,10$$

$$d_{r2} = 37,5 \text{ mm}$$

$$h_2 = 3600 \text{ mm}$$

$$q = q_0 = 6$$

$$P_{tot,2} = 2 \cdot 31,77 \text{ kN} + 2 \cdot 10,51 \text{ kN} \cdot \sin \alpha_2 = 78,61 \text{ kN}$$

$$\tan \alpha_2 = \frac{3,6 \text{ m}}{3,5 \text{ m}}$$

$$\alpha_2 = 45,81^\circ$$

$$V_{tot,2} = 223,65 \text{ kN} + 330,21 \text{ kN} + 70,45 \text{ kN} = 624,31 \text{ kN}$$

- **3. etaža:**

$$\theta_3 = \frac{P_{tot,3} \cdot d_{r3}}{V_{tot,3} \cdot h_3} = \frac{44,98 \text{ kN} \cdot 51 \text{ mm}}{400,66 \text{ kN} \cdot 3600 \text{ mm}} = 0,002 \leq 0,10$$

$$d_{r3} = 51 \text{ mm}$$

$$h_3 = 3600 \text{ mm}$$

$$q = q_0 = 6$$

$$P_{tot,3} = 2 \cdot 16,68 \text{ kN} + 2 \cdot 8,1 \text{ kN} \cdot \sin \alpha_3 = 44,98 \text{ kN}$$

$$\tan \alpha_3 = \frac{3,6 \text{ m}}{3,5 \text{ m}}$$

$$\alpha_3 = 45,81^\circ$$

$$V_{tot,3} = 330,21 \text{ kN} + 70,45 \text{ kN} = 400,66 \text{ kN}$$

- **4. etaža:**

$$\theta_4 = \frac{P_{tot,4} \cdot d_{r4}}{V_{tot,4} \cdot h_4} = \frac{15,62 \text{ kN} \cdot 39 \text{ mm}}{70,45 \text{ kN} \cdot 3600 \text{ mm}} = 0,002 \leq 0,10$$

$$d_{r4} = 39 \text{ mm}$$

$$h_4 = 3600 \text{ mm}$$

$$q = q_0 = 6$$

$$P_{tot,4} = 2 \cdot 6,36 \text{ kN} + 2 \cdot 2,02 \text{ kN} \cdot \sin \alpha_4 = 15,62 \text{ kN}$$

$$\tan \alpha_4 = \frac{3,6 \text{ m}}{3,5 \text{ m}}$$

$$\alpha_4 = 45,81^\circ$$

$$V_{tot,4} = 70,45 \text{ kN}$$

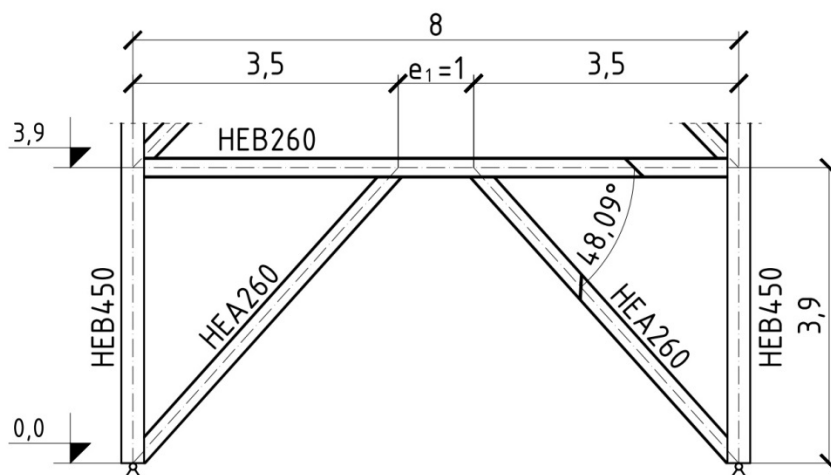
$$\theta = \max\{\theta_1; \theta_2; \theta_3; \theta_4\} = \theta_1 = 0,002 \leq 0,10$$

Vpliva teorije drugega reda ni potrebno upoštevati.

9.2.8 Dimenzioniranje elementov pri okvirju z ekscentričnim povezjem

9.2.8.1 Elementi v 1. etaži

9.2.8.1.1 Zasnova



Slika 105: Pogled na okvir z ekscentričnim povezjem v 1. etaži

9.2.8.1.2 Potresni člen HEB260

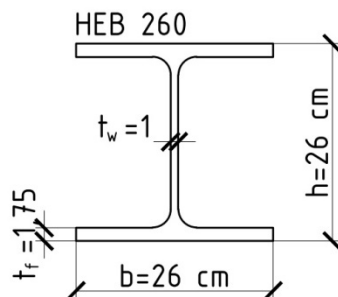
V potresnih členih je potrebno zagotoviti, da bo prišlo do plastifikacije potresnih členov ob upoštevanju utrjevanja materiala v plastičnih členkih ali strižnih panelih pred začetkom plastifikacije ali poružitvijo ostalih delov konstrukcije.

$$M_{p,link} = f_y \cdot b \cdot t_f \cdot (h - t_f)$$

$$V_{p,link} = \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right) \cdot t_w \cdot (h - t_f)$$

kjer sta:

$M_{p,link}, V_{p,link}$ parametra, ki sta osnova za določitev kategorije potresnega člena



Slika 106: Dimenzije profila HEB260

$$M_{p,link} = f_y \cdot b \cdot t_f \cdot (h - t_f) = 27,5 \frac{kN}{cm^2} \cdot 26 cm \cdot 1,75 cm \cdot (26 cm - 1,75 cm) = 30342,8 kNcm$$

$$V_{p,link} = \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right) \cdot t_w \cdot (h - t_f) = \left(\frac{27,5 kN/cm^2}{\sqrt{3}} \right) \cdot 1 cm \cdot (26 cm - 1,75 cm) = 385,02 kN$$

$$N_{pl,Rd} = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 118 cm^2 \cdot \frac{27,5 kN/cm^2}{1,0} = 3245 kN$$

Upogibni moment in notranje sile v potresnem členu zaradi potresnega dela potresnega projektne stanja:

$$M_{Ed} = 18055 kNcm$$

$$V_{Ed} = 360,95 kN$$

$$N_{Ed} = 57,96 kN$$

Kontrola osne nosilnosti potresnega člena:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = \frac{57,96 kN}{3245 kN} = 0,02 \leq 0,15$$

Ker je kontrola osne nosilnosti prereza zagotovljena, je potrebno kontrolirati še prečno silo in upogibni moment.

V primeru, da kontrola ni zagotovljena je potrebno upoštevati zmanjšane vrednosti $M_{p,link,s}$ in $V_{p,link,s}$ zaradi osne sile.

$$M_{Ed} = 18055 kNcm \leq M_{p,link} = 30342,8 kNcm$$

$$V_{Ed} = 360,95 kN \leq V_{p,link} = 385,02 kN$$

Kontrola dolžine potresnega člena:

Kadar se na obeh koncih potresnega člena sočasno razvijeta enaka upogibna momenta, se lahko členi razvrščajo glede na njihovo dolžino e . I prereze razvrščamo na kratke člene, dolge člene ter srednje dolge člene na osnovi razmerja upogibnega momenta $M_{p,link}$ ter prečne sile $V_{p,link}$.

$$e_s = 1,6 \cdot \frac{M_{p,link}}{V_{p,link}} = 1,6 \cdot \frac{30342,8 kNcm}{385,02 kN} = 126,09 cm$$

$$e = 100 cm \leq e_s = 126,09 cm$$

kjer sta:

e_s zgornja meja dolžine za kratke potresne člene,
 e projektirana dolžina potresnega člena.

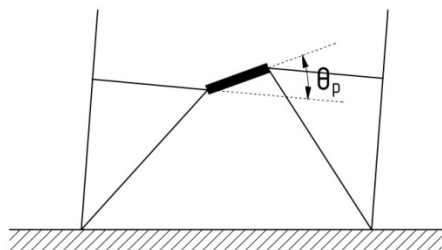
Iz kontrole je razvidno, da potresni člen spada med kratke potresne člene, za katere velja, da sipajo energijo pretežno s strižno plastifikacijo stojine.

Da se doseže globalno sipanje energije po konstrukciji, je potrebno zagotoviti, da posamezne vrednosti razmerja Ω_i ne presegajo najmanjše vrednosti $\Omega_{i,min}$ za več kot 25%.

Kontrola razmerja Ω za kratki potresni člen:

$$\Omega_1 = 1,5 \cdot \frac{V_{p,link}}{V_{Ed}} = 1,5 \cdot \frac{385,02 \text{ kN}}{360,95 \text{ kN}} = 1,6 = \Omega_{min}$$

Kot rotacije θ_p med potresnim členom in elementom ob členu mora biti skladen z globalnimi deformacijami ter ne sme presegati dovoljenih vrednosti, ki veljajo za kratke, dolge in srednje dolge potresne člene.

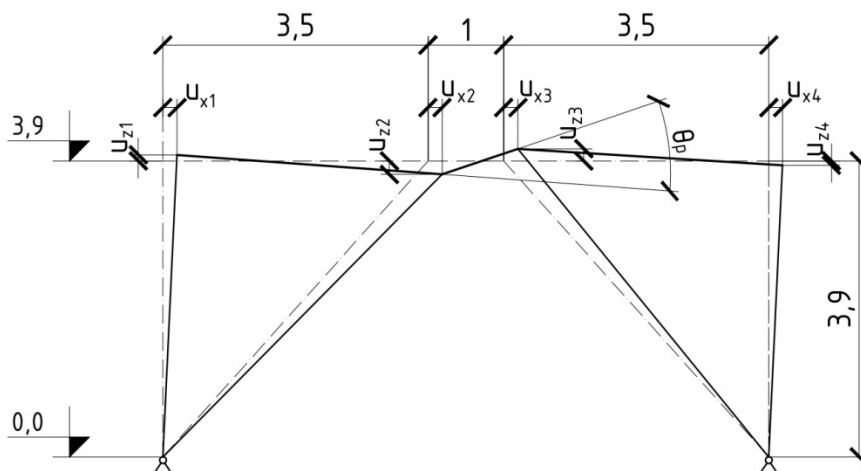


Slika 107: Kot rotacije med potresnim členom in elementom ob členu v primeru, da sta upogibna momenta enaka na obeh koncih člena [SIST EN 1998-1: 2006]

Pri kontroli dovoljene rotacije se upošteva vrednost, ki velja za kratke člene:

$$\theta_p \leq \theta_{p,R} = 0,08 \text{ rad}$$

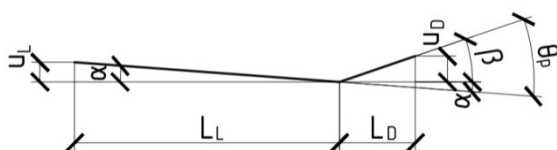
Za izračun kota rotacije se uporabijo pomiki pridobljeni s pomočjo računalniškega programa SCIA Engineer 14, na osnovi potresnega dela obtežbe pri potresnem projektnejm stanju.



Slika 108: Pomiki elementov okvirja z ekscentričnim povezjem zaradi potresnega dela obtežbe pri potresnem projektnejm stanju

Velikosti pomikov pridobljenih s pomočjo računalniškega programa SCIA Engineer 14:

$$\begin{aligned} u_{z1} &= 0,4 \text{ mm} \\ u_{z2} &= 3,1 \text{ mm} \\ u_{z3} &= 3,1 \text{ mm} \\ u_{z4} &= 0,4 \text{ mm} \\ u_{x1} &= 6,4 \text{ mm} \\ u_{x2} &= 5,8 \text{ mm} \\ u_{x3} &= 5,8 \text{ mm} \\ u_{x4} &= 6,2 \text{ mm} \end{aligned}$$



Slika 109: Kot rotacije med potresnim členom in elementom ob členu

$$\begin{aligned} u_L &= u_{z1} + u_{z2} = 0,4 \text{ mm} + 3,1 \text{ mm} = 3,5 \text{ mm} \\ u_D &= u_{z2} + u_{z3} = 3,1 \text{ mm} + 3,1 \text{ mm} = 6,2 \text{ mm} \\ L_L &= 3500 \text{ mm} - u_{x1} + u_{x2} = 3500 \text{ mm} - 6,4 \text{ mm} + 5,8 \text{ mm} = 3499,4 \text{ mm} \\ L_D &= 1000 \text{ mm} - u_{x2} + u_{x3} = 1000 \text{ mm} - 5,8 \text{ mm} + 5,8 \text{ mm} = 1000 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\theta_p = \alpha + \beta$$

$$\begin{aligned} \theta_p &= (\text{inv } tg\alpha + \text{inv } tg\beta) \cdot \frac{\pi}{180} = \left(\text{inv } tg \frac{3,5 \text{ mm}}{3499,4 \text{ mm}} + \text{inv } tg \frac{6,2 \text{ mm}}{1000 \text{ mm}} \right) \cdot \frac{\pi}{180} \\ \theta_p &= 0,007 \text{ rad} \leq \theta_{p,R} = 0,008 \text{ rad} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \tan\alpha &= \frac{u_L}{L_L} = \frac{3,5 \text{ mm}}{3499,4 \text{ mm}} \\ \tan\beta &= \frac{u_D}{L_D} = \frac{6,2 \text{ mm}}{1000 \text{ mm}} \end{aligned}$$

Na mestu stika med potresnim členom in diagonalnim elementom, je potrebno vgraditi obojestransko prečno ojačitev, ki poteka po celotni višini stojine potresnega člena.

Dimenzije prečne ojačitve:

$$\begin{aligned} b_{oj} &= b - 2 \cdot t_w = 26 \text{ cm} - 2 \cdot 1 \text{ cm} = 24 \text{ cm} \\ t_{oj} &= \max\{0,75 \cdot t_w; 1 \text{ cm}\} = \max\{0,75 \cdot 1 \text{ cm}; 1 \text{ cm}\} = \max\{0,75 \text{ cm}; 1 \text{ cm}\} = 1 \text{ cm} \end{aligned}$$

kjer sta:

- b_{oj} celotna širina prečne ojačitve, ki poteka po celotni višini stojine potresnega člena,
- t_{oj} debelina prečne ojačitve.

Potresne člene je potrebno ojačati z vmesnimi prečnimi ojačitvami. Velikosti in pozicije vmesnih prečnih ojačitev so odvisne od dolžine ter višine potresnega člena.

Pri določanju vmesnih prečnih ojačitev upoštevamo zahteve, ki se uporabljajo za kratke potresne člene:

$$\begin{aligned} \theta_p = 0,08 \text{ rad} &\Rightarrow a_{0,08} \leq 30 \cdot t_w - \frac{h}{5} = 30 \cdot 1 \text{ cm} - \frac{26 \text{ cm}}{5} = 24,8 \text{ cm} \\ \theta_p \leq 0,02 \text{ rad} &\Rightarrow a_{0,02} \leq 52 \cdot t_w - \frac{h}{5} = 52 \cdot 1 \text{ cm} - \frac{26 \text{ cm}}{5} = 46,8 \text{ cm} \end{aligned}$$

kjer sta:

$$a_{0,08} \text{ razdalja med vmesnimi prečnimi ojačitvami, ki velja za } \theta_p = 0,08 \text{ rad,}$$

$a_{0,02}$ razdalja med vmesnimi prečnimi ojačitvami, ki velja za $\theta_p \leq 0,02 \text{ rad}$.

$$\theta_p = 0,007 \text{ rad} \leq 0,02 \text{ rad} \Rightarrow a = a_{0,02} = 46,8 \text{ cm}$$

Izbrana dolžina med vmesnimi prečnimi ojačitvami je 45 cm.

Za potresne člene pri katerih višina ni večja od 600 mm, se lahko uporabi enostranske vmesne prečne ojačitve.

Debelina vmesne prečne ojačitve:

$$t_{oj} \geq \max \begin{cases} t_w = 10 \text{ mm} \\ 10 \text{ mm} \end{cases}$$

$$t_{oj} = 10 \text{ mm}$$

Širina enostranske ojačitve:

$$b_{oj} = \frac{b}{2} - t_w = \frac{26 \text{ cm}}{2} - 10 \text{ mm} = 12 \text{ cm}$$

Izbrana prečna ojačitev:

$$t_{oj} = 1 \text{ cm}$$

$$b_{oj} = 12 \text{ cm}$$

Razdalja med vmesnimi prečnimi ojačitvami: 45 cm

9.2.8.1.3 Diagonalni elementi HEA260

Elemente, ki ne vsebujejo potresnih členov, je potrebno preveriti glede na tlačno obremenitev ob upoštevanju najneugodnejše kombinacije osne sile in upogibnih momentov.

$$M_{Rd} = 14168 \text{ kNcm} \geq M_{Ed} = 13349,4 \text{ kNcm}$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{min} \cdot M_{Ed,E} = 90 \text{ kNcm} + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,6 \cdot 6027 \text{ kNcm}$$

$$M_{Ed} = 13349,4 \text{ kNcm}$$

$$0,5 \cdot V_{Rd} = 0,5 \cdot 456,31 \text{ kN} = 228,16 \text{ kN} \geq V_{Ed} = 26,64 \text{ kN}$$

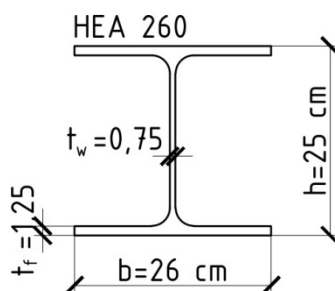
$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{min} \cdot V_{Ed,E} = 1,34 \text{ kN} + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,6 \cdot 11,5 \text{ kN} = 26,64 \text{ kN}$$

$$N_{Rd} = 2387 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 1202,28 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{min} \cdot N_{Ed,E} = 11,13 \text{ kN} + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,6 \cdot 541,43 \text{ kN} = 1202,28 \text{ kN}$$

kjer so:

M_{Rd}, V_{Rd}, N_{Rd}	projektne odpornosti diagonalnih elementov,
$M_{Ed,G}, V_{Ed,G}, N_{Ed,G}$	upogibni moment in osne sile zaradi gravitacijskega dela obremenitve pri potresnem projektne stanju,
$M_{Ed,E}, V_{Ed,E}, N_{Ed,E}$	upogibni moment in osne sile zaradi potresnega dela obremenitve pri potresnem projektne stanju,
γ_{ov}	faktor dodatne nosilnosti,
Ω	najmanjša vrednost faktorja, ki je izračunan pri potresnih členih.



Slika 110: Dimenzije profila HEA260

Karakteristike prereza:

$$A = 86,8 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 10450 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 3670 \text{ cm}^4$$

$$W_{pl,y} = 920 \text{ cm}^3$$

$$N_{Rd} = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 86,8 \text{ cm}^2 \cdot \frac{27,5 \text{ kN/cm}^2}{1,0} = 2387 \text{ kN}$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = \frac{1202,28 \text{ kN}}{2387 \text{ kN}} = 0,5$$

$$a = \frac{A - 2 \cdot b \cdot t_f}{A} = \frac{86,8 \text{ cm}^2 - 2 \cdot 26 \text{ cm} \cdot 1,25 \text{ cm}}{86,8 \text{ cm}^2} = 0,25 \leq 0,5$$

$$\frac{M_{Rd}}{M_{pl,Rd}} = 1,11 \cdot (1 - n) = 1,11 \cdot (1 - 0,5) = 0,56$$

$$M_{Rd} = 0,56 \cdot M_{pl,Rd} = 0,56 \cdot W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 0,56 \cdot 920 \text{ cm}^3 \cdot \frac{27,5 \text{ kN/cm}^2}{1,0} = 14168 \text{ kNcm}$$

$$V_{Rd} = A_v \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 28,74 \text{ cm}^2 \cdot \frac{27,5 \text{ kN/cm}^2}{\sqrt{3} \cdot 1,0} = 456,31 \text{ kN}$$

$$A_v = \max \begin{cases} A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = 86,8 \text{ cm}^2 - 2 \cdot 26 \text{ cm} \cdot 1,25 \text{ cm} + \\ + (0,75 \text{ cm} + 2 \cdot 2,4 \text{ cm}) \cdot 1,25 \text{ cm} = 28,74 \text{ cm}^2 \\ \mu \cdot c \cdot t_w = 1,2 \cdot 22,5 \text{ cm} \cdot 0,75 \text{ cm} = 20,25 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_v = 28,74 \text{ cm}^2$$

$$V_{Ed} = 26,64 \text{ kN} \leq 0,5 \cdot V_{Rd} = 0,5 \cdot 456,31 \text{ kN} = 228,16 \text{ kN}$$

Vpliva prečnih sil na projektirano upogibno nosilnost prereza ni potrebno upoštevati.

Kontrola uklonske nosilnosti:

$$N_{Ed} = 1202,28 \text{ kN} \leq N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 0,755 \cdot 86,8 \text{ cm}^2 \cdot \frac{27,5 \text{ kN/cm}^2}{1,0} = 1802,19 \text{ kN}$$

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

$$\chi = \min\{\chi_y; \chi_z\} = \min\{0,931; 0,755\} = 0,755$$

- uklon okoli močne osi y-y:

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{l_u^2} = \frac{\pi^2 \cdot 21000 \text{ kN/cm}^2 \cdot 10450 \text{ cm}^4}{366,8^2 \text{ cm}^2} = 16098,18 \text{ kN}$$

$$l_u = 0,7 \cdot L = 0,7 \cdot \sqrt{(3,9 \text{ m})^2 + (3,5 \text{ m})^2} = 3,668 \text{ m}$$

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr,y}}} = \sqrt{\frac{86,8 \text{ cm}^2 \cdot 27,5 \text{ kN/cm}^2}{16098,18 \text{ kN}}} = 0,385 \geq 0,2$$

Za $\bar{\lambda}_y = 0,385 > 0,2$ velja:

$$\chi_y = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0,5}} = \frac{1}{0,606 + [0,606^2 - 0,385^2]^{0,5}} = 0,931 \leq 1,0$$

$$\phi = 0,5 \cdot [1,0 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2] = 0,5 \cdot [1,0 + 0,34 \cdot (0,385 - 0,2) + 0,385^2] = 0,606$$

kjer so:

- χ brezdimezionalna mejna nosilnost tlačeni palic,
- $N_{cr,y}$ elastična kritična sila upogibnega uklona,
- I_y vztrajnostni moment prereza okoli močne osi y-y,
- l_u uklonska dolžina diagonalnega elementa,
- E elastični modul jekla,
- $\bar{\lambda}$ brezdimezionalna vitkost,
- α koeficient nepopolnosti, ki določa uklonsko krivuljo.

Na osnovi geometrijskih karakteristik valjanega I prereza se določi uklonsko krivuljo ter koeficient nepopolnosti α za uklon okoli močne osi y-y:

$$\frac{h}{b} = \frac{25 \text{ cm}}{26 \text{ cm}} = 0,962 \leq 1,2$$

$$t_f = 12,5 \text{ mm} \leq 100 \text{ mm}$$

Karakteristikam valjanega I prereza ustreza uklonska krivulja b ter koeficient nepopolnosti $\alpha = 0,34$

- uklon okoli šibke osi z-z:

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{l_u^2} = \frac{\pi^2 \cdot 21000 \text{ kN/cm}^2 \cdot 3670 \text{ cm}^4}{366,8^2 \text{ cm}^2} = 5653,62 \text{ kN}$$

$$l_u = 0,7 \cdot L = 0,7 \cdot \sqrt{(3,9 \text{ m})^2 + (3,5 \text{ m})^2} = 3,668 \text{ m}$$

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr,z}}} = \sqrt{\frac{86,8 \text{ cm}^2 \cdot 27,5 \text{ kN/cm}^2}{5653,62 \text{ kN}}} = 0,65 \geq 0,2$$

Za $\bar{\lambda}_z = 0,65 > 0,2$ velja:

$$\chi_z = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0,5}} = \frac{1}{0,822 + [0,822^2 - 0,65^2]^{0,5}} = 0,755 \leq 1,0$$

$$\phi = 0,5 \cdot [1,0 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0,5 \cdot [1,0 + 0,49 \cdot (0,65 - 0,2) + 0,65^2] = 0,822$$

Na osnovi geometrijskih karakteristik valjanega I prereza se določi uklonsko krivuljo ter koeficient nepopolnosti α za uklon okoli šibke osi z-z:

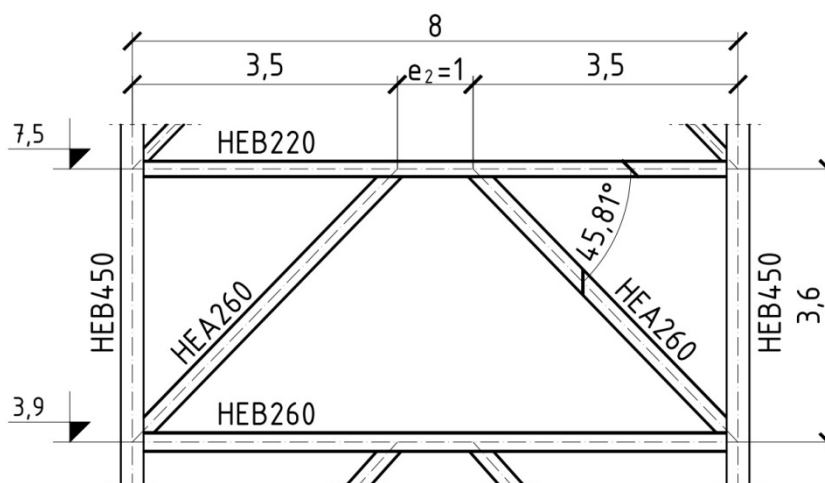
$$\frac{h}{b} = \frac{25 \text{ cm}}{26 \text{ cm}} = 0,962 \leq 1,2$$

$$t_f = 12,5 \text{ mm} \leq 100 \text{ mm}$$

Karakteristikam valjanega I prereza ustreza uklonska krivulja c ter koeficient nepopolnosti $\alpha = 0,49$

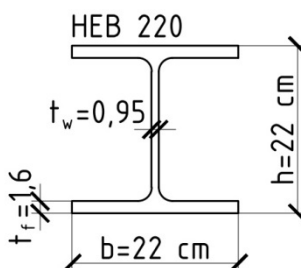
9.2.8.2 Elementi v 2. etaži

9.2.8.2.1 Zasnova



Slika 111: Pogled na okvir z ekscentričnim povezjem v 2. etaži

9.2.8.2.2 Potresni člen HEB220



Slika 112: Dimenzije profila HEB220

$$M_{p,link} = f_y \cdot b \cdot t_f \cdot (h - t_f) = 27,5 \frac{kN}{cm^2} \cdot 22cm \cdot 1,6 cm \cdot (22 cm - 1,6 cm) = 19747,2 kNcm$$

$$V_{p,link} = \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right) \cdot t_w \cdot (h - t_f) = \left(\frac{27,5 kN/cm^2}{\sqrt{3}} \right) \cdot 0,95 cm \cdot (22 cm - 1,6 cm) = 307,7 kN$$

$$N_{pl,Rd} = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 91 cm^2 \cdot \frac{27,5 kN/cm^2}{1,0} = 2502,5 kN$$

Upogibni moment in notranje sile v potresnem členu zaradi potresnega dela potresnega projektne stanja:

$$M_{Ed} = 14185 kNcm$$

$$V_{Ed} = 283,17 kN$$

$$N_{Ed} = 112,59 kN$$

Kontrola osne nosilnosti potresnega člena:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = \frac{112,59 kN}{2502,5 kN} = 0,04 \leq 0,15$$

Ker je kontrola osne nosilnosti prereza zagotovljena, je potrebno kontrolirati še prečno silo in upogibni moment.

V primeru, da kontrola ni zagotovljena je potrebno upoštevati zmanjšane vrednosti $M_{p,link,s}$ in $V_{p,link,s}$ zaradi osne sile.

$$M_{Ed} = 14185 \text{ kNcm} \leq M_{p,link} = 30342,8 \text{ kNcm}$$

$$V_{Ed} = 283,17 \text{ kN} \leq V_{p,link} = 307,7 \text{ kN}$$

Kontrola dolžine potresnega člena:

Kadar se na obeh koncih potresnega člena sočasno razvijeta enaka upogibna momenta, se lahko členi razvrščajo glede na njihovo dolžino e . I prereze razvrščamo na kratke člene, dolge člene ter srednje dolge člene na osnovi razmerja upogibnega momenta $M_{p,link}$ ter prečne sile $V_{p,link}$.

$$e_s = 1,6 \cdot \frac{M_{p,link}}{V_{p,link}} = 1,6 \cdot \frac{19747,2 \text{ kNcm}}{307,7 \text{ kN}} = 102,68 \text{ cm}$$

$$e = 100 \text{ cm} \leq e_s = 102,68 \text{ cm}$$

kjer sta:

e_s zgornja meja dolžine za kratke potresne člene,
 e projektirana dolžina potresnega člena.

Iz kontrole je razvidno, je potresni člen spada med kratke potresne člene, za katere velja, da sipajo energijo pretežno s strižno plastifikacijo stojine.

Da se doseže globalno sipanje energije po konstrukciji, je potrebno zagotoviti, da posamezne vrednosti razmerja Ω_i ne presegajo najmanjše vrednosti $\Omega_{i,min}$ za več kot 25%.

Kontrola razmerja Ω za kratki potresni člen:

$$\Omega_2 = 1,5 \cdot \frac{V_{p,link}}{V_{Ed}} = 1,5 \cdot \frac{307,7 \text{ kN}}{283,17 \text{ kN}} = 1,63$$

9.2.8.2.3 Diagonalni element HEA260

Elemente, ki ne vsebujejo potresnih členov, je potrebno preveriti glede na tlačno obremenitev ob upoštevanju najneugodnejše kombinacije osne sile in upogibnih momentov.

$$M_{Rd} = 16445 \text{ kNcm} \geq M_{Ed} = 15232,2 \text{ kNcm}$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{min} \cdot M_{Ed,E} = 50 \text{ kNcm} + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,6 \cdot 6901 \text{ kNcm}$$

$$M_{Ed} = 15232,2 \text{ kNcm}$$

$$0,5 \cdot V_{Rd} = 0,5 \cdot 456,31 \text{ kN} = 228,16 \text{ kN} \geq V_{Ed} = 31,5 \text{ kN}$$

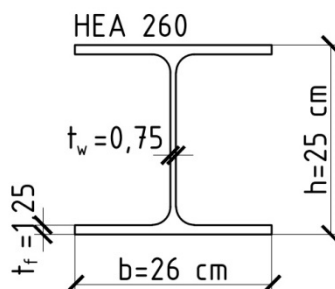
$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{min} \cdot V_{Ed,E} = 1,27 \text{ kN} + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,6 \cdot 13,74 \text{ kN} = 31,5 \text{ kN}$$

$$N_{Rd} = 2387 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 972,61 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{min} \cdot N_{Ed,E} = 10,51 \text{ kN} + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,6 \cdot 437,32 \text{ kN} = 972,61 \text{ kN}$$

kjer so:

M_{Rd}, V_{Rd}, N_{Rd} projektne odpornosti diagonalnih elementov,
 $M_{Ed,G}, V_{Ed,G}, N_{Ed,G}$ upogibni moment in osne sile zaradi gravitacijskega dela obremenitve pri potresnem projektne stanju,
 $M_{Ed,E}, V_{Ed,E}, N_{Ed,E}$ upogibni moment in osne sile zaradi potresnega dela obremenitve pri potresnem projektne stanju,
 γ_{ov} faktor dodatne nosilnosti,
 Ω najmanjša vrednost faktorja, ki je izračunan pri potresnih členih.



Slika 113: Dimenzije profila HEA260

Karakteristike prereza:

$$A = 86,8 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 10450 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 3670 \text{ cm}^4$$

$$W_{pl,y} = 920 \text{ cm}^3$$

$$N_{Rd} = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 86,8 \text{ cm}^2 \cdot \frac{27,5 \text{ kN/cm}^2}{1,0} = 2387 \text{ kN}$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = \frac{972,61 \text{ kN}}{2387 \text{ kN}} = 0,41$$

$$a = \frac{A - 2 \cdot b \cdot t_f}{A} = \frac{86,8 \text{ cm}^2 - 2 \cdot 26 \text{ cm} \cdot 1,25 \text{ cm}}{86,8 \text{ cm}^2} = 0,25 \leq 0,5$$

$$\frac{M_{Rd}}{M_{pl,Rd}} = 1,11 \cdot (1 - n) = 1,11 \cdot (1 - 0,41) = 0,56$$

$$M_{Rd} = 0,65 \cdot M_{pl,Rd} = 0,65 \cdot W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 0,65 \cdot 920 \text{ cm}^3 \cdot \frac{27,5 \text{ kN/cm}^2}{1,0} = 16445 \text{ kNcm}$$

$$V_{Rd} = A_v \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 28,74 \text{ cm}^2 \cdot \frac{27,5 \text{ kN/cm}^2}{\sqrt{3} \cdot 1,0} = 456,31 \text{ kN}$$

$$A_v = \max \begin{cases} A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = 86,8 \text{ cm}^2 - 2 \cdot 26 \text{ cm} \cdot 1,25 \text{ cm} + \\ + (0,75 \text{ cm} + 2 \cdot 2,4 \text{ cm}) \cdot 1,25 \text{ cm} = 28,74 \text{ cm}^2 \\ \mu \cdot c \cdot t_w = 1,2 \cdot 22,5 \text{ cm} \cdot 0,75 \text{ cm} = 20,25 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_v = 28,74 \text{ cm}^2$$

$$V_{Ed} = 31,5 \text{ kN} \leq 0,5 \cdot V_{Rd} = 0,5 \cdot 456,31 \text{ kN} = 228,16 \text{ kN}$$

Vpliva prečnih sil na projektirano upogibno nosilnost prereza ni potrebno upoštevati.

Kontrola uklonske nosilnosti:

$$N_{Ed} = 972,61 \text{ kN} \leq N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 0,771 \cdot 86,8 \text{ cm}^2 \cdot \frac{27,5 \text{ kN/cm}^2}{1,0} = 1840,38 \text{ kN}$$

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

$$\chi = \min\{\chi_y; \chi_z\} = \min\{0,938; 0,771\} = 0,771$$

- uklon okoli močne osi y-y:

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{l_u^2} = \frac{\pi^2 \cdot 21000 \text{ kN/cm}^2 \cdot 10450 \text{ cm}^4}{351,5^2 \text{ cm}^2} = 17530,11 \text{ kN}$$

$$l_u = 0,7 \cdot L = 0,7 \cdot \sqrt{(3,6 \text{ m})^2 + (3,5 \text{ m})^2} = 3,515 \text{ m}$$

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr,y}}} = \sqrt{\frac{86,8 \text{ cm}^2 \cdot 27,5 \text{ kN/cm}^2}{17530,11 \text{ kN}}} = 0,369 \geq 0,2$$

Za $\bar{\lambda}_y = 0,369 > 0,2$ velja:

$$\chi_y = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0,5}} = \frac{1}{0,597 + [0,597^2 - 0,369^2]^{0,5}} = 0,938 \leq 1,0$$

$$\phi = 0,5 \cdot [1,0 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2] = 0,5 \cdot [1,0 + 0,34 \cdot (0,369 - 0,2) + 0,369^2] = 0,597$$

kjer so:

- χ brezdimezionalna mejna nosilnost tlačanih palic,
- $N_{cr,y}$ elastična kritična sila upogibnega uklona,
- I_y vztrajnostni moment prereza okoli močne osi y-y,
- l_u uklonska dolžina diagonalnega elementa,
- E elastični modul jekla,
- $\bar{\lambda}$ brezdimezionalna vitkost,
- α koeficient nepopolnosti, ki določa uklonsko krivuljo.

Na osnovi geometrijskih karakteristik valjanega I prereza se določi uklonsko krivuljo ter koeficient nepopolnosti α za uklon okoli močne osi y-y:

$$\frac{h}{b} = \frac{25 \text{ cm}}{26 \text{ cm}} = 0,962 \leq 1,2$$

$$t_f = 12,5 \text{ mm} \leq 100 \text{ mm}$$

Karakteristikam valjanega I prereza ustreza uklonska krivulja b ter koeficient nepopolnosti $\alpha = 0,34$

- uklon okoli šibke osi z-z:

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{l_u^2} = \frac{\pi^2 \cdot 21000 \text{ kN/cm}^2 \cdot 3670 \text{ cm}^4}{351,5^2 \text{ cm}^2} = 6156,51 \text{ kN}$$

$$l_u = 0,7 \cdot L = 0,7 \cdot \sqrt{(3,6 \text{ m})^2 + (3,5 \text{ m})^2} = 3,515 \text{ m}$$

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr,z}}} = \sqrt{\frac{86,8 \text{ cm}^2 \cdot 27,5 \text{ kN/cm}^2}{6156,51 \text{ kN}}} = 0,623 \geq 0,2$$

Za $\bar{\lambda}_z = 0,623 > 0,2$ velja:

$$\chi_z = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0,5}} = \frac{1}{0,798 + [0,798^2 - 0,623^2]^{0,5}} = 0,771 \leq 1,0$$

$$\phi = 0,5 \cdot [1,0 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0,5 \cdot [1,0 + 0,49 \cdot (0,623 - 0,2) + 0,623^2] = 0,798$$

Na osnovi geometrijskih karakteristik valjanega I prereza se določi uklonsko krivuljo ter koeficient nepopolnosti α za uklon okoli šibke osi z-z:

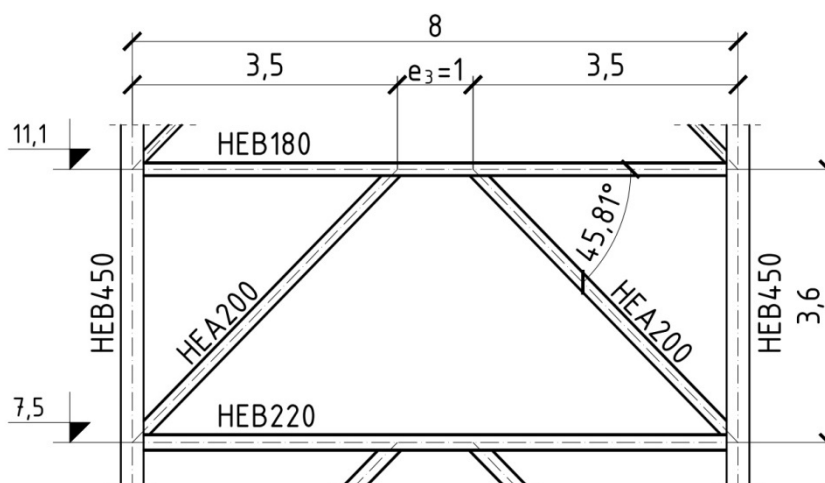
$$\frac{h}{b} = \frac{25 \text{ cm}}{26 \text{ cm}} = 0,962 \leq 1,2$$

$$t_f = 12,5 \text{ mm} \leq 100 \text{ mm}$$

Karakteristikam valjanega I prereza ustreza uklonska krivulja c ter koeficient nepopolnosti $\alpha = 0,49$.

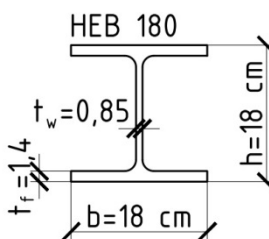
9.2.8.3 Elementi v 3. etaži

9.2.8.3.1 Zasnova



Slika 114: Pogled na okvir z ekscentričnim povezjem v 3. etaži

9.2.8.3.2 Potresni člen HEB180



Slika 115: Dimenzije profila HEB180

$$M_{p,link} = f_y \cdot b \cdot t_f \cdot (h - t_f) = 27,5 \frac{kN}{cm^2} \cdot 18cm \cdot 1,4 cm \cdot (18 cm - 1,4 cm) = 11503,8 kNcm$$

$$V_{p,link} = \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right) \cdot t_w \cdot (h - t_f) = \left(\frac{27,5 kN/cm^2}{\sqrt{3}} \right) \cdot 0,85 cm \cdot (18 cm - 1,4 cm) = 224,03 kN$$

$$N_{pl,Rd} = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 65,3 cm^2 \cdot \frac{27,5 kN/cm^2}{1,0} = 1795,75 kN$$

Upogibni moment in notranje sile v potresnem členu zaradi potresnega dela potresnega projektnega stanja:

$$M_{Ed} = 8848 kNcm$$

$$V_{Ed} = 176,36 kN$$

$$N_{Ed} = 164,16 kN$$

Kontrola osne nosilnosti potresnega člena:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = \frac{164,16 kN}{1795,75 kN} = 0,09 \leq 0,15$$

Ker je kontrola osne nosilnosti prereza zagotovljena, je potrebno kontrolirati še prečno silo in upogibni moment.

V primeru, da kontrola ni zagotovljena je potrebno upoštevati zmanjšane vrednosti $M_{p,link,s}$ in $V_{p,link,s}$ zaradi osne sile.

$$M_{Ed} = 8848 \text{ kNcm} \leq M_{p,link} = 11503,8 \text{ kNcm}$$

$$V_{Ed} = 176,36 \text{ kN} \leq V_{p,link} = 224,03 \text{ kN}$$

Kontrola dolžine potresnega člena:

Kadar se na obeh koncih potresnega člena sočasno razvijeta enaka upogibna momenta, se lahko členi razvrščajo glede na njihovo dolžino e . I prereze razvrščamo na kratke člene, dolge člene ter srednje dolge člene na osnovi razmerja upogibnega momenta $M_{p,link}$ ter prečne sile $V_{p,link}$.

$$e_s = 1,6 \cdot \frac{M_{p,link}}{V_{p,link}} = 1,6 \cdot \frac{11503,8 \text{ kNcm}}{224,03 \text{ kN}} = 82,16 \text{ cm}$$

$$e_l = 3 \cdot \frac{M_{p,link}}{V_{p,link}} = 3 \cdot \frac{11503,8 \text{ kNcm}}{224,03 \text{ kN}} = 154,05 \text{ cm}$$

$$e_s = 82,16 \text{ cm} \leq e = 100 \text{ cm} \leq e_l = 154,05 \text{ cm}$$

kjer so:

- e_s zgornja meja dolžine za kratke potresne člene,
- e_l zgornja meja dolžine za srednje dolge potresne člene,
- e projektirana dolžina potresnega člena.

Iz kontrole je razvidno, je potresni člen spada med srednje dolge potresne člene, za katere velja, da plastični mehanizmi vsebujejo upogib in strig.

Da se doseže globalno sipanje energije po konstrukciji, je potrebno zagotoviti, da posamezne vrednosti razmerja Ω_i ne presegajo najmanjše vrednosti $\Omega_{i,min}$ za več kot 25%.

Kontrola razmerja Ω za srednje dolgi potresni člen:

$$\Omega_3 = 1,5 \cdot \frac{M_{p,link}}{M_{Ed}} = 1,5 \cdot \frac{11503,8 \text{ kNcm}}{8846 \text{ kNcm}} = 1,95$$

9.2.8.3.3 Diagonalni element HEA200

Elemente, ki ne vsebujejo potresnih členov, je potrebno preveriti glede na tlačno obremenitev ob upoštevanju najneugodnejše kombinacije osne sile in upogibnih momentov.

$$M_{Rd} = 7668,38 \text{ kNcm} \geq M_{Ed} = 6309,4 \text{ kNcm}$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{min} \cdot M_{Ed,E} = 35 \text{ kNcm} + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,6 \cdot 2852 \text{ kNcm} = 6309,4 \text{ kNcm}$$

$$0,5 \cdot V_{Rd} = 0,5 \cdot 286,58 \text{ kN} = 143,29 \text{ kN} \geq V_{Ed} = 13,18 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{min} \cdot V_{Ed,E} = 0,68 \text{ kN} + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,6 \cdot 5,68 \text{ kN} = 13,18 \text{ kN}$$

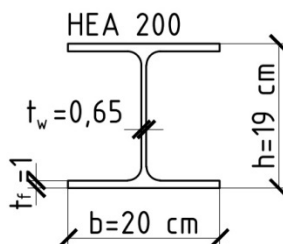
$$N_{Rd} = 1479,5 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 613,94 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{min} \cdot N_{Ed,E} = 8,1 \text{ kN} + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,6 \cdot 275,38 \text{ kN} = 613,94 \text{ kN}$$

kjer so:

- M_{Rd}, V_{Rd}, N_{Rd} projektne odpornosti diagonalnih elementov,
- $M_{Ed,G}, V_{Ed,G}, N_{Ed,G}$ upogibni moment in osne sile zaradi gravitacijskega dela obremenitve pri potresnem projektne stanju,
- $M_{Ed,E}, V_{Ed,E}, N_{Ed,E}$ upogibni moment in osne sile zaradi potresnega dela obremenitve pri potresnem projektne stanju,
- γ_{ov} faktor dodatne nosilnosti,

Ω najmanjša vrednost faktorja, ki je izračunan pri potresnih členih.



Slika 116: Dimenzije profila HEA200

Karakteristike prereza:

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

$$I_y = 3690 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 1340 \text{ cm}^4$$

$$W_{pl,y} = 429 \text{ cm}^3$$

$$N_{Rd} = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 53,8 \text{ cm}^2 \cdot \frac{27,5 \text{ kN/cm}^2}{1,0} = 1479,5 \text{ kN}$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = \frac{613,94 \text{ kN}}{1479,5 \text{ kN}} = 0,41$$

$$a = \frac{A - 2 \cdot b \cdot t_f}{A} = \frac{53,8 \text{ cm}^2 - 2 \cdot 20 \text{ cm} \cdot 1 \text{ cm}}{53,8 \text{ cm}^2} = 0,26 \leq 0,5$$

$$\frac{M_{Rd}}{M_{pl,Rd}} = 1,11 \cdot (1 - n) = 1,11 \cdot (1 - 0,41) = 0,65$$

$$M_{Rd} = 0,65 \cdot M_{pl,Rd} = 0,65 \cdot W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 0,65 \cdot 429 \text{ cm}^3 \cdot \frac{27,5 \text{ kN/cm}^2}{1,0} = 7668,38 \text{ kNcm}$$

$$V_{Rd} = A_v \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 18,05 \text{ cm}^2 \cdot \frac{27,5 \text{ kN/cm}^2}{\sqrt{3} \cdot 1,0} = 286,58 \text{ kN}$$

$$A_v = \max \left\{ \begin{array}{l} A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = 53,8 \text{ cm}^2 - 2 \cdot 20 \text{ cm} \cdot 1 \text{ cm} + \\ + (0,65 \text{ cm} + 2 \cdot 1,8 \text{ cm}) \cdot 1 \text{ cm} = 18,05 \text{ cm}^2 \\ \mu \cdot c \cdot t_w = 1,2 \cdot 17 \text{ cm} \cdot 0,65 \text{ cm} = 13,26 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_v = 18,05 \text{ cm}^2$$

$$V_{Ed} = 13,18 \text{ kN} \leq 0,5 \cdot V_{Rd} = 0,5 \cdot 286,58 \text{ kN} = 143,29 \text{ kN}$$

Vpliva prečnih sil na projektirano upogibno nosilnost prereza ni potrebno upoštevati.

Kontrola uklonske nosilnosti:

$$N_{Ed} = 613,94 \text{ kN} \leq N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 0,655 \cdot 53,8 \text{ cm}^2 \cdot \frac{27,5 \text{ kN/cm}^2}{1,0} = 969,07 \text{ kN}$$

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

$$\chi = \min\{\chi_y; \chi_z\} = \min\{0,888; 0,655\} = 0,655$$

- uklon okoli močne osi y-y:

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{l_u^2} = \frac{\pi^2 \cdot 21000 \text{ kN/cm}^2 \cdot 3690 \text{ cm}^4}{351,5^2 \text{ cm}^2} = 6190,06 \text{ kN}$$

$$l_u = 0,7 \cdot L = 0,7 \cdot \sqrt{(3,6 \text{ m})^2 + (3,5 \text{ m})^2} = 3,515 \text{ m}$$

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr,y}}} = \sqrt{\frac{53,8 \text{ cm}^2 \cdot 27,5 \text{ kN/cm}^2}{6190,06 \text{ kN}}} = 0,489 \geq 0,2$$

Za $\bar{\lambda}_y = 0,489 > 0,2$ velja:

$$\chi_y = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0,5}} = \frac{1}{0,669 + [0,669^2 - 0,489^2]^{0,5}} = 0,888 \leq 1,0$$

$$\phi = 0,5 \cdot [1,0 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2] = 0,5 \cdot [1,0 + 0,34 \cdot (0,489 - 0,2) + 0,489^2] = 0,669$$

kjer so:

- χ brezdimezionalna mejna nosilnost tlačanih palic,
- $N_{cr,y}$ elastična kritična sila upogibnega uklona,
- I_y vztrajnostni moment prereza okoli močne osi y-y,
- l_u uklonska dolžina diagonalnega elementa,
- E elastični modul jekla,
- $\bar{\lambda}$ brezdimezionalna vitkost,
- α koeficient nepopolnosti, ki določa uklonsko krivuljo.

Na osnovi geometrijskih karakteristik valjanega I prereza se določi uklonsko krivuljo ter koeficient nepopolnosti α za uklon okoli močne osi y-y:

$$\frac{h}{b} = \frac{19 \text{ cm}}{20 \text{ cm}} = 0,95 \leq 1,2$$

$$t_f = 10 \text{ mm} \leq 100 \text{ mm}$$

Karakteristikam valjanega I prereza ustreza uklonska krivulja b ter koeficient nepopolnosti $\alpha = 0,34$

- uklon okoli šibke osi z-z:

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{l_u^2} = \frac{\pi^2 \cdot 21000 \text{ kN/cm}^2 \cdot 1340 \text{ cm}^4}{351,5^2 \text{ cm}^2} = 2247,88 \text{ kN}$$

$$l_u = 0,7 \cdot L = 0,7 \cdot \sqrt{(3,6 \text{ m})^2 + (3,5 \text{ m})^2} = 3,515 \text{ m}$$

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr,z}}} = \sqrt{\frac{53,8 \text{ cm}^2 \cdot 27,5 \text{ kN/cm}^2}{2247,88 \text{ kN}}} = 0,811 \geq 0,2$$

Za $\bar{\lambda}_z = 0,811 > 0,2$ velja:

$$\chi_z = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0,5}} = \frac{1}{0,979 + [0,979^2 - 0,811^2]^{0,5}} = 0,655 \leq 1,0$$

$$\phi = 0,5 \cdot [1,0 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0,5 \cdot [1,0 + 0,49 \cdot (0,811 - 0,2) + 0,811^2] = 0,979$$

Na osnovi geometrijskih karakteristik valjanega I prereza se določi uklonsko krivuljo ter koeficient nepopolnosti α za uklon okoli šibke osi z-z:

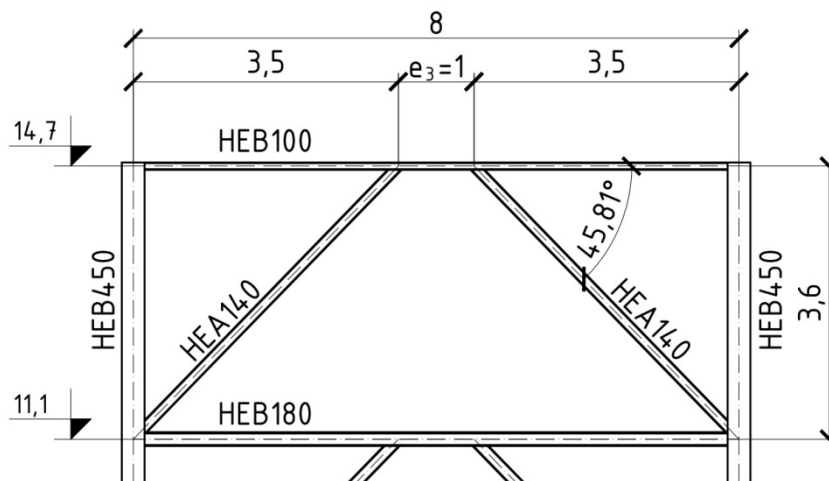
$$\frac{h}{b} = \frac{19 \text{ cm}}{20 \text{ cm}} = 0,95 \leq 1,2$$

$$t_f = 10 \text{ mm} \leq 100 \text{ mm}$$

Karakteristikam valjanega I prereza ustreza uklonska krivulja c ter koeficient nepopolnosti $\alpha = 0,49$

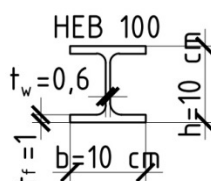
9.2.8.4 Elementi v 4. etaži

9.2.8.4.1 Zasnova



Slika 117: Pogled na okvir z ekscentričnim povezjem v 4. etaži

9.2.8.4.2 Potresni člen HEB100



Slika 118: Dimenzije profila HEB100

$$M_{p,link} = f_y \cdot b \cdot t_f \cdot (h - t_f) = 27,5 \frac{kN}{cm^2} \cdot 10 cm \cdot 1 cm \cdot (10 cm - 1 cm) = 2475 kNcm$$

$$V_{p,link} = \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right) \cdot t_w \cdot (h - t_f) = \left(\frac{27,5 \frac{kN}{cm^2}}{\sqrt{3}} \right) \cdot 0,6 cm \cdot (10 cm - 1 cm) = 85,74 kN$$

$$N_{pl,Rd} = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 26 cm^2 \cdot \frac{27,5 \frac{kN}{cm^2}}{1,0} = 715 kN$$

Upogibni moment in notranje sile v potresnem členu zaradi potresnega dela potresnega projektne stanja:

$$M_{Ed} = 1692 kNcm$$

$$V_{Ed} = 33,59 kN$$

$$N_{Ed} = 35,67 kN$$

Kontrola osne nosilnosti potresnega člena:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = \frac{35,67 kN}{715 kN} = 0,05 \leq 0,15$$

Ker je kontrola osne nosilnosti prereza zagotovljena, je potrebno kontrolirati še prečno silo in upogibni moment.

V primeru, da kontrola ni zagotovljena je potrebno upoštevati zmanjšane vrednosti $M_{p,link,s}$ in $V_{p,link,s}$ zaradi osne sile.

$$M_{Ed} = 1692 \text{ kNcm} \leq M_{p,link} = 2475 \text{ kNcm}$$

$$V_{Ed} = 33,59 \text{ kN} \leq V_{p,link} = 85,74 \text{ kN}$$

Kontrola dolžine potresnega člena:

Kadar se na obeh koncih potresnega člena sočasno razvijeta enaka upogibna momenta, se lahko členi razvrščajo glede na njihovo dolžino e . I prereze razvrščamo na kratke člene, dolge člene ter srednje dolge člene na osnovi razmerja upogibnega momenta $M_{p,link}$ ter prečne sile $V_{p,link}$.

$$e_s = 1,6 \cdot \frac{M_{p,link}}{V_{p,link}} = 1,6 \cdot \frac{2475 \text{ kNcm}}{85,74 \text{ kN}} = 46,19 \text{ cm}$$

$$e_l = 3 \cdot \frac{M_{p,link}}{V_{p,link}} = 3 \cdot \frac{2475 \text{ kNcm}}{85,74 \text{ kN}} = 68,6 \text{ cm}$$

$$e_s = 46,19 \text{ cm} \leq e_l = 68,6 \text{ cm} \leq e = 100 \text{ cm}$$

kjer so:

- e_s zgornja meja dolžine za kratke potresne člene,
- e_l zgornja meja dolžine za srednje dolge potresne člene,
- e projektirana dolžina potresnega člena.

Iz kontrole je razvidno, je potresni člen spada med dolge potresne člene, za katere velja, da energijo sipajo pretežno s plastifikacijo v upogibu..

Da se doseže globalno sipanje energije po konstrukciji, je potrebno zagotoviti, da posamezne vrednosti razmerja Ω_i ne presegajo najmanjše vrednosti $\Omega_{i,min}$ za več kot 25%.

Kontrola razmerja Ω za srednje dolgi potresni člen:

$$\Omega_4 = 1,5 \cdot \frac{M_{p,link}}{M_{Ed}} = 1,5 \cdot \frac{2475 \text{ kNcm}}{1692 \text{ kNcm}} = 2,19$$

Ker v četrti etaži nastopijo najmanjše obremenite na elemente, se kontrola ne upošteva.

9.2.8.4.3 Diagonalni element HEA140

Elemente, ki ne vsebujejo potresnih členov, je potrebno preveriti glede na tlačno obremenitev ob upoštevanju najneugodnejše kombinacije osne sile in upogibnih momentov.

$$M_{Rd} = 4614,78 \text{ kNcm} \geq M_{Ed} = 2325 \text{ kNcm}$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{min} \cdot M_{Ed,E} = 26 \text{ kNcm} + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,6 \cdot 1045 \text{ kNcm} = 2325 \text{ kNcm}$$

$$0,5 \cdot V_{Rd} = 0,5 \cdot 160,52 \text{ kN} = 80,26 \text{ kN} \geq V_{Ed} = 5,06 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{min} \cdot V_{Ed,E} = 0,48 \text{ kN} + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,6 \cdot 2,08 \text{ kN} = 5,06 \text{ kN}$$

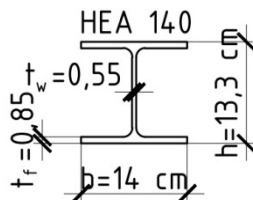
$$N_{Rd} = 863,5 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 115,21 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{min} \cdot N_{Ed,E} = 2,02 \text{ kN} + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,6 \cdot 51,45 \text{ kN} = 115,21 \text{ kN}$$

kjer so:

- M_{Rd}, V_{Rd}, N_{Rd} projektne odpornosti diagonalnih elementov,
- $M_{Ed,G}, V_{Ed,G}, N_{Ed,G}$ upogibni moment in osne sile zaradi gravitacijskega dela obremenitve pri potresnem projektnejem stanju,

$M_{Ed,E}, V_{Ed,E}, N_{Ed,E}$ upogibni moment in osne sile zaradi potresnega dela obremenitve pri potresnem projektne stanju,
 γ_{ov} faktor dodatne nosilnosti,
 Ω najmanjša vrednost faktorja, ki je izračunan pri potresnih členih.



Slika 119: Dimenzije profila HEA140

Karakteristike prereza:

$$A = 31,4 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 1030 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 389 \text{ cm}^4$$

$$W_{pl,y} = 173 \text{ cm}^3$$

$$N_{Rd} = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 31,4 \text{ cm}^2 \cdot \frac{27,5 \text{ kN/cm}^2}{1,0} = 863,5 \text{ kN}$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = \frac{115,21 \text{ kN}}{863,5 \text{ kN}} = 0,13$$

$$a = \frac{A - 2 \cdot b \cdot t_f}{A} = \frac{31,4 \text{ cm}^2 - 2 \cdot 14 \text{ cm} \cdot 0,85 \text{ cm}}{31,4 \text{ cm}^2} = 0,24 \leq 0,5$$

$$\frac{M_{Rd}}{M_{pl,Rd}} = 1,11 \cdot (1 - n) = 1,11 \cdot (1 - 0,13) = 0,97$$

$$M_{Rd} = 0,97 \cdot M_{pl,Rd} = 0,97 \cdot W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 0,97 \cdot 173 \text{ cm}^3 \cdot \frac{27,5 \text{ kN/cm}^2}{1,0} = 4614,78 \text{ kNcm}$$

$$V_{Rd} = A_v \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 10,11 \text{ cm}^2 \cdot \frac{27,5 \text{ kN/cm}^2}{\sqrt{3} \cdot 1,0} = 160,52 \text{ kN}$$

$$A_v = \max \begin{cases} A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = 31,4 \text{ cm}^2 - 2 \cdot 14 \text{ cm} \cdot 0,85 \text{ cm} + \\ + (0,55 \text{ cm} + 2 \cdot 1,2 \text{ cm}) \cdot 0,85 \text{ cm} = 10,11 \text{ cm}^2 \\ \mu \cdot c \cdot t_w = 1,2 \cdot 11,6 \text{ cm} \cdot 0,55 \text{ cm} = 7,66 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_v = 10,11 \text{ cm}^2$$

$$V_{Ed} = 5,06 \text{ kN} \leq 0,5 \cdot V_{Rd} = 0,5 \cdot 160,52 \text{ kN} = 80,26 \text{ kN}$$

Vpliva prečnih sil na projektirano upogibno nosilnost prereza ni potrebno upoštevati.

Kontrola uklonske nosilnosti:

$$N_{Ed} = 115,21 \text{ kN} \leq N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 0,495 \cdot 31,4 \text{ cm}^2 \cdot \frac{27,5 \text{ kN/cm}^2}{1,0} = 427,43 \text{ kN}$$

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

$$\chi = \min\{\chi_y; \chi_z\} = \min\{0,78; 0,495\} = 0,495$$

- uklon okoli močne osi y-y:

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{l_u^2} = \frac{\pi^2 \cdot 21000 \text{ kN/cm}^2 \cdot 1030 \text{ cm}^4}{351,5^2 \text{ cm}^2} = 1727,85 \text{ kN}$$

$$l_u = 0,7 \cdot L = 0,7 \cdot \sqrt{(3,6 \text{ m})^2 + (3,5 \text{ m})^2} = 3,515 \text{ m}$$

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr,y}}} = \sqrt{\frac{31,4 \text{ cm}^2 \cdot 27,5 \text{ kN/cm}^2}{1727,85 \text{ kN}}} = 0,707 \geq 0,2$$

Za $\bar{\lambda}_y = 0,707 > 0,2$ velja:

$$\chi_y = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0,5}} = \frac{1}{0,836 + [0,836^2 - 0,707^2]^{0,5}} = 0,78 \leq 1,0$$

$$\phi = 0,5 \cdot [1,0 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2] = 0,5 \cdot [1,0 + 0,34 \cdot (0,707 - 0,2) + 0,707^2] = 0,836$$

kjer so:

- χ brezdimezionalna mejna nosilnost tlačnih palic,
- $N_{cr,y}$ elastična kritična sila upogibnega uklona,
- I_y vztrajnostni moment prereza okoli močne osi y-y,
- l_u uklonska dolžina diagonalnega elementa,
- E elastični modul jekla,
- $\bar{\lambda}$ brezdimezionalna vitkost,
- α koeficient nepopolnosti, ki določa uklonsko krivuljo.

Na osnovi geometrijskih karakteristik valjanega I prereza se določi uklonsko krivuljo ter koeficient nepopolnosti α za uklon okoli močne osi y-y:

$$\frac{h}{b} = \frac{13,3 \text{ cm}}{14 \text{ cm}} = 0,95 \leq 1,2$$

$$t_f = 8,5 \text{ mm} \leq 100 \text{ mm}$$

Karakteristikam valjanega I prereza ustreza uklonska krivulja b ter koeficient nepopolnosti $\alpha = 0,34$

- uklon okoli šibke osi z-z:

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{l_u^2} = \frac{\pi^2 \cdot 21000 \text{ kN/cm}^2 \cdot 389 \text{ cm}^4}{351,5^2 \text{ cm}^2} = 652,56 \text{ kN}$$

$$l_u = 0,7 \cdot L = 0,7 \cdot \sqrt{(3,6 \text{ m})^2 + (3,5 \text{ m})^2} = 3,515 \text{ m}$$

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr,z}}} = \sqrt{\frac{31,4 \text{ cm}^2 \cdot 27,5 \text{ kN/cm}^2}{652,56 \text{ kN}}} = 1,15 \geq 0,2$$

Za $\bar{\lambda}_z = 1,15 > 0,2$ velja:

$$\chi_z = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0,5}} = \frac{1}{1,338 + [1,338^2 - 1,15^2]^{0,5}} = 0,495 \leq 1,0$$

$$\phi = 0,5 \cdot [1,0 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0,5 \cdot [1,0 + 0,49 \cdot (1,15 - 0,2) + 1,15^2] = 1,338$$

Na osnovi geometrijskih karakteristik valjanega I prereza se določi uklonsko krivuljo ter koeficient nepopolnosti α za uklon okoli šibke osi z-z:

$$\frac{h}{b} = \frac{13,3 \text{ cm}}{14 \text{ cm}} = 0,95 \leq 1,2$$

$$t_f = 8,5 \text{ mm} \leq 100 \text{ mm}$$

Karakteristikam valjanega I prereza ustreza uklonska krivulja c ter koeficient nepopolnosti $\alpha = 0,49$

9.2.9 Dodatne zahteve pri potresnih členih

Pri potresnih členih v vseh etažah je potrebno zagotoviti bočno podpiranje le teh. Vsak potresni člen mora biti na začetku in koncu bočno podprt na zgornji in spodnji pasnici.

Pri stiku potresnega člena z diagonalo je potrebno v osni liniji pasnic diagonalnega elementa na potresnem členu vgraditi obojestranske prečne ojačitve, ki potekajo po celotni višini stojine potresnega člena.

9.3 Dimenzioniranje stebra

Učinek potresnega vpliva zaradi kombinacije vodoravnih sil potresnega vpliva upoštevamo skladno z določili SIST EN 1998-1 (točka 4.3.3.5.1).

Zaradi delovanja potresnih sil v prečni smeri X in vzdolžni smeri Y, je potrebno upoštevati kombinaciji obremenitve a) in b). Na osnovi teh kombinacij, se določi najneugodnejšo obremenitev na steber.

- a) $1,0 \cdot E_{Edx} + 0,3 \cdot E_{Edy}$
b) $0,3 \cdot E_{Edx} + 1,0 \cdot E_{Edy}$

kjer so:

"+" "kombinirano z",

E_{Edx} učinek potresnega vpliva zaradi delovanja potresne obtežbe v prečni smeri X,

E_{Edy} učinek potresnega vpliva zaradi delovanja potresne obtežbe v vzdolžni smeri Y.

9.3.1 Obremenitev stebra z upoštevanjem kombinacije a)

$$1,0 \cdot E_{Edx} + 0,3 \cdot E_{Edy}$$

- prerez stebra ob vpetju:

$$M_{Ed}^{1-1} = M_{Ed,Gx}^{1-1} + 1,0 \cdot (1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega^{pr} \cdot M_{Ed,Edx}^{1-1}) + 0,3 \cdot (1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega^{potr.\dot{c}l} \cdot M_{Ed,Edy}^{1-1})$$
$$M_{Ed}^{1-1} = 3162 \text{ kNcm} + 1,0 \cdot (1,1 \cdot 1,25 \cdot 2,23 \cdot 20718 \text{ kNcm}) + 0,3 \cdot (1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,6 \cdot 0 \text{ kNcm})$$
$$M_{Ed}^{1-1} = 66688,57 \text{ kNcm}$$

$$N_{Ed}^{1-1} = N_{Ed,Gx}^{1-1} + 1,0 \cdot (1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega^{pr} \cdot N_{Ed,Ex}^{1-1}) + 0,3 \cdot (1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega^{potr.\dot{c}l} \cdot N_{Ed,Ey}^{1-1})$$
$$N_{Ed}^{1-1} = 571,9 \text{ kN} + 1,0 \cdot (1,1 \cdot 1,25 \cdot 2,23 \cdot 108,11 \text{ kN}) + 0,3 \cdot (1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,6 \cdot 458,79 \text{ kN})$$
$$N_{Ed}^{1-1} = 1206,19 \text{ kN}$$

$$V_{Ed}^{1-1} = V_{Ed,Gx}^{1-1} + 1,0 \cdot (1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega^{pr} \cdot V_{Ed,Ex}^{1-1}) + 0,3 \cdot (1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega^{potr.\dot{c}l} \cdot V_{Ed,Ey}^{1-1})$$
$$V_{Ed}^{1-1} = 26,24 \text{ kN} + 1,0 \cdot (1,1 \cdot 1,25 \cdot 2,23 \cdot 72,5 \text{ kN}) + 0,3 \cdot (1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,6 \cdot 0,18 \text{ kN})$$
$$V_{Ed}^{1-1} = 248,66 \text{ kN}$$

- prerez stebra ob pod 1. nadstropjem:

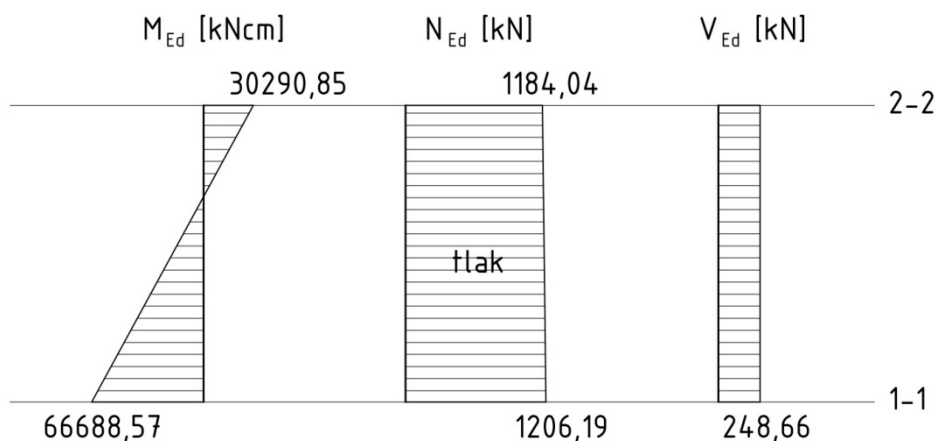
$$M_{Ed}^{2-2} = M_{Ed,Gx}^{2-2} + 1,0 \cdot (1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega^{pr} \cdot M_{Ed,Edx}^{2-2}) + 0,3 \cdot (1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega^{potr.\dot{c}l} \cdot M_{Ed,Edy}^{2-2})$$
$$M_{Ed}^{2-2} = 7073 \text{ kNcm} + 1,0 \cdot (1,1 \cdot 1,25 \cdot 2,23 \cdot 7557 \text{ kNcm}) + 0,3 \cdot (1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,6 \cdot 70 \text{ kNcm})$$
$$M_{Ed}^{2-2} = 30290,85 \text{ kNcm}$$

$$N_{Ed}^{2-2} = N_{Ed,Gx}^{2-2} + 1,0 \cdot (1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega^{pr} \cdot N_{Ed,Ex}^{2-2}) + 0,3 \cdot (1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega^{potr.\dot{c}l} \cdot N_{Ed,Ey}^{2-2})$$
$$N_{Ed}^{2-2} = 549,75 \text{ kN} + 1,0 \cdot (1,1 \cdot 1,25 \cdot 2,23 \cdot 108,11 \text{ kN}) + 0,3 \cdot (1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,6 \cdot 458,79 \text{ kN})$$
$$N_{Ed}^{2-2} = 1184,04 \text{ kN}$$

$$V_{Ed}^{2-2} = V_{Ed,Gx}^{2-2} + 1,0 \cdot (1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega^{pr} \cdot V_{Ed,Ex}^{2-2}) + 0,3 \cdot (1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega^{potr.\dot{c}l} \cdot V_{Ed,Ey}^{2-2})$$
$$V_{Ed}^{2-2} = 26,24 \text{ kN} + 1,0 \cdot (1,1 \cdot 1,25 \cdot 2,23 \cdot 72,5 \text{ kN}) + 0,3 \cdot (1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,6 \cdot 0,18 \text{ kN})$$
$$V_{Ed}^{2-2} = 248,66 \text{ kN}$$

kjer so:

$M_{Ed,Gx}, V_{Ed,Gx}, V_{Ed,Gx}$	notranji moment in notranje sile zaradi delovanja gravitacijskega dela potresne obtežbe v X smeri, pri potresnem projektnejem stanju,
$M_{Ed,Ex}, V_{Ed,Ex}, V_{Ed,Ex}$	notranji moment in notranje sile zaradi delovanja potresnega dela potresne obtežbe v X smeri, pri potresnem projektnejem stanju,
$M_{Ed,Ey}, V_{Ed,Ey}, V_{Ed,Ey}$	notranji moment in notranje sile zaradi delovanja potresnega dela potresne obtežbe v Y smeri, pri potresnem projektnejem stanju,
γ_{ov}	faktor dodatne nosilnosti,
Ω^{pr}	najmanjša vrednost Ω_i za vse nosilce z območij sipanja,
$\Omega^{potr.čl}$	najmanjša vrednost Ω_i za vse potresne člene z območij sipanja.



Slika 120: Diagram momentov in notranjih sil za zunanji steber v pritličju pri potresni obtežbi - kombinacija a)

9.3.2 Obremenitev stebra z upoštevanjem kombinacije b)

$$0,3 \cdot E_{Edx} + 1,0 \cdot E_{Edy}$$

- prerez stebra ob vpetju:

$$M_{Ed}^{1-1} = M_{Ed,Gx}^{1-1} + 0,3 \cdot (1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega^{pr} \cdot M_{Ed,Edx}^{1-1}) + 1,0 \cdot (1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega^{potr.čl} \cdot M_{Ed,Edy}^{1-1})$$

$$M_{Ed}^{1-1} = 3162 \text{ kNcm} + 0,3 \cdot (1,1 \cdot 1,25 \cdot 2,23 \cdot 20718 \text{ kNcm}) + 1,0 \cdot (1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,6 \cdot 0 \text{ kNcm})$$

$$M_{Ed}^{1-1} = 22219,97 \text{ kNcm}$$

$$N_{Ed}^{1-1} = N_{Ed,Gx}^{1-1} + 0,3 \cdot (1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega^{pr} \cdot N_{Ed,Edx}^{1-1}) + 1,0 \cdot (1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega^{potr.čl} \cdot N_{Ed,Edy}^{1-1})$$

$$N_{Ed}^{1-1} = 571,9 \text{ kN} + 0,3 \cdot (1,1 \cdot 1,25 \cdot 2,23 \cdot 108,11 \text{ kN}) + 1,0 \cdot (1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,6 \cdot 458,79 \text{ kN})$$

$$N_{Ed}^{1-1} = 1680,69 \text{ kN}$$

$$V_{Ed}^{1-1} = V_{Ed,Gx}^{1-1} + 0,3 \cdot (1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega^{pr} \cdot V_{Ed,Edx}^{1-1}) + 1,0 \cdot (1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega^{potr.čl} \cdot V_{Ed,Edy}^{1-1})$$

$$V_{Ed}^{1-1} = 26,24 \text{ kN} + 0,3 \cdot (1,1 \cdot 1,25 \cdot 2,23 \cdot 72,5 \text{ kN}) + 1,0 \cdot (1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,6 \cdot 0,18 \text{ kN})$$

$$V_{Ed}^{1-1} = 93,33 \text{ kN}$$

- prerez stebra ob pod 1. nadstropjem:

$$M_{Ed}^{2-2} = M_{Ed,Gx}^{2-2} + 0,3 \cdot (1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega^{pr} \cdot M_{Ed,Edx}^{2-2}) + 1,0 \cdot (1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega^{potr.čl} \cdot M_{Ed,Edy}^{2-2})$$

$$M_{Ed}^{2-2} = 7073 \text{ kNcm} + 0,3 \cdot (1,1 \cdot 1,25 \cdot 2,23 \cdot 7557 \text{ kNcm}) + 1,0 \cdot (1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,6 \cdot 70 \text{ kNcm})$$

$$M_{Ed}^{2-2} = 14178,5 \text{ kNcm}$$

$$N_{Ed}^{2-2} = N_{Ed,Gx}^{2-2} + 0,3 \cdot (1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega^{pr} \cdot N_{Ed,Ex}^{2-2}) + 1,0 \cdot (1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega^{potr.\dot{c}l} \cdot N_{Ed,Ey}^{2-2})$$

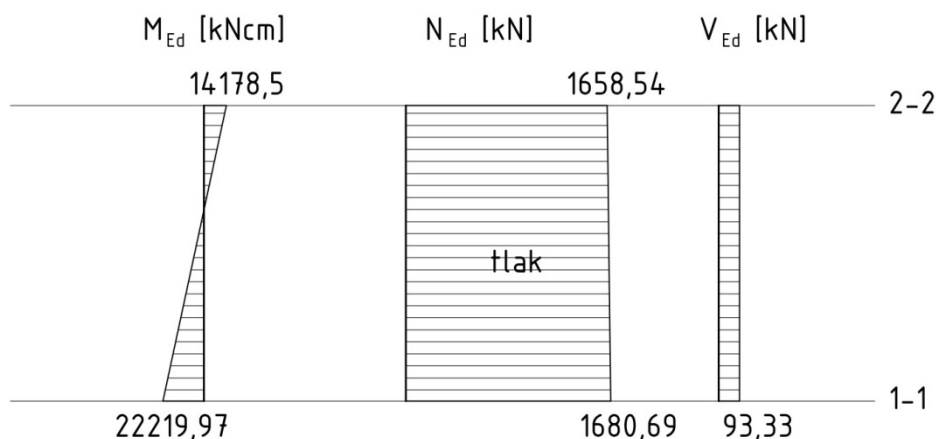
$$N_{Ed}^{2-2} = 549,75 \text{ kN} + 0,3 \cdot (1,1 \cdot 1,25 \cdot 2,23 \cdot 108,11 \text{ kN}) + 1,0 \cdot (1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,6 \cdot 458,79 \text{ kN})$$

$$N_{Ed}^{2-2} = 1658,54 \text{ kN}$$

$$V_{Ed}^{2-2} = V_{Ed,Gx}^{2-2} + 0,3 \cdot (1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega^{pr} \cdot V_{Ed,Ex}^{2-2}) + 1,0 \cdot (1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega^{potr.\dot{c}l} \cdot V_{Ed,Ey}^{2-2})$$

$$V_{Ed}^{2-2} = 26,24 \text{ kN} + 0,3 \cdot (1,1 \cdot 1,25 \cdot 2,23 \cdot 72,5 \text{ kN}) + 1,0 \cdot (1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,6 \cdot 0,18 \text{ kN})$$

$$V_{Ed}^{2-2} = 93,33 \text{ kN}$$



Slika 121: Diagram momentov in notranjih sil za zunanji steber v pritličju pri potresni obtežbi - kombinacija b)

Za dimenzioniranje stebra se uporabi kombinacija b), zaradi upoštevanja razvoja polnoplastičnega momenta ob vpetju zaradi vpliva osne sile.

- kontrola kompaktnosti prereza:

stojina – upogib in tlak:

$$\alpha = \frac{1}{2} \cdot \left[1 + \frac{N_{Ed}}{d \cdot t_w \cdot f_y} \right] = \frac{1}{2} \cdot \left[1 + \frac{1680,69 \text{ kN}}{34,4 \text{ cm} \cdot 1,4 \text{ cm} \cdot 27,5 \text{ kN}} \right] = 1,13 > 0,5$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{344 \text{ mm}}{14 \text{ mm}} = 24,57 \leq \frac{396 \cdot \varepsilon}{(13 \cdot \alpha - 1)} = \frac{396 \cdot 0,92}{(13 \cdot 1,13 - 1)} = 26,61$$

Stojina je v 1. razredu kompaktnosti.

pasnica – tlak:

$$\frac{c}{t_f} = \frac{116 \text{ mm}}{26 \text{ mm}} = 4,46 \leq 10 \cdot \varepsilon = 10 \cdot 0,92 = 9,2$$

$$c = \frac{b}{2} - \frac{t_w}{2} - r = \frac{300 \text{ mm}}{2} - \frac{14 \text{ mm}}{2} - 27 \text{ mm} = 116 \text{ mm}$$

Pasnica je v 1. razredu kompaktnosti.

- odpornost stojine proti lokalnemu izbočenju v strigu:

$$\frac{c}{t_w} = \frac{398 \text{ mm}}{14 \text{ mm}} = 28,43 \leq \frac{72}{\mu} \cdot \varepsilon = \frac{72}{1,2} \cdot 0,92 = 55,2$$

$$\mu = 1,2$$

Stojina je kompaktna.

Kontrola osno upogibne nosilnosti (SIST EN 1993-1-1; točka 6.2.9.1):

$$\frac{M_{Ed}}{M_{N,Rd}} = \frac{22219,97 \text{ kNcm}}{91678,6 \text{ kNcm}} = 0,24 \leq 1,0$$

Vpliv osne sile na zmanjšanje projektne plastične upogibne nosilnosti prereza:

$$N_{Ed} \leq \min\left(0,25 \cdot N_{pl,Rd}; \frac{0,5 \cdot c \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}}\right) = \min(1498,75 \text{ kN}; 766,15 \text{ kN}) = 766,15 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 1680,69 \text{ kN} \leq 766,15 \text{ kN}$$

$$0,25 \cdot N_{pl,Rd} = 0,25 \cdot 5995 \text{ kN} = 1498,75 \text{ kN}$$

$$N_{pl,Rd} = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 218 \text{ cm}^2 \cdot \frac{27,5 \text{ kN/cm}^2}{1,0} = 5995 \text{ kN}$$

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

$$\frac{0,5 \cdot c \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,5 \cdot 39,8 \text{ cm} \cdot 1,4 \text{ cm} \cdot 27,5 \text{ kN/cm}^2}{1,0} = 766,15 \text{ kN}$$

Oсна sila vpliva na zmanjšanje projektne plastične upogibne nosilnosti prereza.

$$M_{pl,Rd} = W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 3982 \text{ cm}^3 \cdot \frac{27,5 \text{ kN/cm}^2}{1,0} = 109505 \text{ kNcm}$$

$$M_{N,Rd} = \min\left\{\begin{array}{l} M_{pl,Rd} \cdot \frac{1-n}{1-0,5 \cdot a} = 109505 \text{ kNcm} \cdot \frac{1-0,28}{1-0,5 \cdot 0,28} = 91678,6 \text{ kNcm} \\ M_{pl,Rd} = 109505 \text{ kNcm} \end{array}\right.$$

$$M_{N,Rd} = 91678,6 \text{ kNcm}$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = \frac{1680,69 \text{ kN}}{5995 \text{ kN}} = 0,28$$

$$a = \min\left\{\begin{array}{l} \frac{A - 2 \cdot b \cdot t_f}{A} = \frac{218 \text{ cm}^2 - 2 \cdot 30 \text{ cm} \cdot 2,6 \text{ cm}}{218 \text{ cm}^2} = 0,28 \\ 0,5 \end{array}\right.$$

$$a = 0,28$$

Kontrola tlačno in upogibno obremenjenega elementa:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{pl,Rd} / \gamma_{M1}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{N,Rd} / \gamma_{M1}} \leq 1,0$$

- Faktor nadomestnega upogibnega momenta C_{my} :

Koeficient je določen ob upoštevanju, da je element podprt v obeh vozliščih.

$$\Psi = \frac{-14178,5 \text{ kNcm}}{22219,97 \text{ kNcm}} = -0,638$$

za $-1 \leq \Psi \leq 1$ velja:

$$C_{my} = 0,6 + 0,4 \cdot \Psi = 0,6 + 0,4 \cdot (-0,64) = 0,34 \geq 0,4$$

$$C_{my} = 0,4$$

- uklon okoli osi y-y:

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{l_u^2} = \frac{\pi^2 \cdot 21000 \text{ kN/cm}^2 \cdot 79890 \text{ cm}^4}{195^2 \text{ cm}^2} = 435453,95 \text{ kN}$$

$$l_u = 0,5 \cdot L = 0,5 \cdot 3,9 \text{ m} = 1,95 \text{ m}$$

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr,y}}} = \sqrt{\frac{218 \text{ cm}^2 \cdot 27,5 \text{ kN/cm}^2}{435453,95 \text{ kN}}} = 0,117 \leq 0,2$$

Za $\bar{\lambda}_y = 0,117 \leq 0,2$ velja:

$$\chi_y = 1,0$$

- bočna zvrnitev:

$$M_{cr,y} = C_1 \cdot \frac{\pi}{k \cdot L} \cdot \sqrt{E \cdot I_z \cdot G \cdot I_t + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_w \cdot E \cdot I_z}{(k_w \cdot L)^2}}$$

$$M_{cr,y} = 1,198 \cdot \frac{\pi}{1,0 \cdot 390 \text{ cm}} \cdot \sqrt{21000 \text{ kN/cm}^2 \cdot 11720 \text{ cm}^4 \cdot 8077 \text{ kN/cm}^2 \cdot 440 \text{ cm}^4 + \frac{\pi^2 \cdot 21000 \text{ kN/cm}^2 \cdot 5258000 \text{ cm}^6 \cdot 21000 \text{ kN/cm}^2 \cdot 11720 \text{ cm}^4}{(1,0 \cdot 390 \text{ cm})^2}}$$

$$M_{cr,y} = 495665,06 \text{ kNcm}$$

kjer so:

$M_{cr,y}$ elastični kritični moment bočne zvrnitve,

G strižni modul,

I_t torzijski vztrajnostni moment pri neovirani torziji,

I_w vzbočitveni torzijski vztrajnostni moment – ovirana torzija,

I_z vztrajnostni moment okoli šibke osi (z),

L sistemska dolžina elementa,

k koeficient uklonske dolžine elementa za uklon okoli šibke osi,

k_w koeficient uklonske dolžine elementa glede na robne pogoje vzbočenja prereza,

C_1 koeficient oblike momentne linije.

Pri določanju robnih pogojev, ki so upoštevani pri kontroli bočne zvrnitve, so upoštevane poenostavitve:

$$k = 1,0$$

$$k_w = 1,0$$

$$C_1 = 1,88 - 1,4 \cdot \Psi + 0,52 \cdot \Psi^2 = 1,88 - 1,4 \cdot 0,638 + 0,52 \cdot 0,638^2 = 1,198 \leq 2,7$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr,y}}} = \sqrt{\frac{3982 \text{ cm}^3 \cdot 27,5 \text{ kN/cm}^2}{495665,06 \text{ kNcm}}} = 0,47 \geq 0,2$$

Za $\bar{\lambda}_{LT} = 0,47 > 0,2$ velja:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}} = \frac{1}{0,639 + [0,639^2 - 0,47^2]^{0,5}} = 0,778 \leq 1,0$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \cdot [1,0 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2] = 0,5 \cdot [1,0 + 0,21 \cdot (0,47 - 0,2) + 0,47^2] = 0,639$$

Karakteristikam valjanega I prereza ustreza uklonska krivulja a ter koeficient nepopolnosti

$$\alpha_{LT} = 0,21.$$

$$k_{yy} = \min \left\{ \begin{array}{l} C_{my} \cdot \left(1 + \frac{(\bar{\lambda}_y - 0,2) \cdot N_{Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \right) = 0,4 \cdot \left(1 + \frac{(0,117 - 0,2) \cdot 1680,69 \text{ kN}}{1,0 \cdot 218 \text{ cm}^2 \cdot \frac{27,5 \text{ kN/cm}^2}{1,0}} \right) = 0,391 \\ \leq C_{my} \cdot \left(1 + \frac{0,8 \cdot N_{Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \right) = 0,4 \cdot \left(1 + 0,8 \cdot \frac{0,8 \cdot 1680,69 \text{ kN}}{1,0 \cdot 218 \text{ cm}^2 \cdot \frac{27,5 \text{ kN/cm}^2}{1,0}} \right) = 0,49 \end{array} \right.$$

$$k_{yy} = 0,391$$

$$\frac{1680,69 \text{ kN}}{1,0 \cdot 5995 \text{ kN}/1,0} + 0,391 \cdot \frac{22219,97 \text{ kNcm}}{0,778 \cdot 91678,6 \text{ kNcm}/1,0} = 0,402 \leq 1,0$$

Kontrola strižne nosilnosti (SIST EN 1993-1-1; točka 6.2.6):

$$V_{pl,Rd} = A_v \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 79,68 \text{ cm}^2 \cdot \frac{27,5 \text{ kN/cm}^2}{\sqrt{3} \cdot 1,0} = 2191,2 \text{ kN}$$

$$A_v = \max \left\{ \begin{array}{l} A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = 218 \text{ cm}^2 - 2 \cdot 30 \text{ cm} \cdot 2,6 \text{ cm} + \\ + (1,4 \text{ cm} + 2 \cdot 2,7 \text{ cm}) \cdot 2,6 \text{ cm} = 79,68 \text{ cm}^2 \\ \mu \cdot c \cdot t_w = 1,2 \cdot 39,8 \text{ cm} \cdot 1,4 \text{ cm} = 66,86 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_v = 79,68 \text{ cm}^2$$

$$V_{Ed} = 93,33 \text{ kN} \leq 0,5 \cdot V_{pl,Rd} = 0,5 \cdot 2191,2 \text{ kN} = 1095,60 \text{ kN}$$

- panel stojine stebra:

Strižna nosilnost stojine notranjega stebra v območju stika s prečko:

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

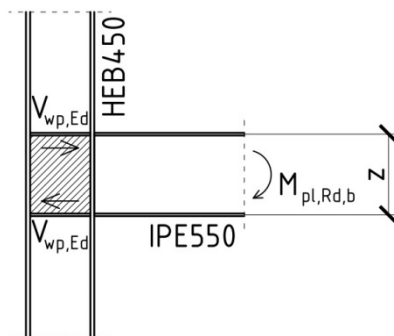
ker sta:

$$V_{wp,Ed}$$

projektna strižna sila v panelu stojine stebra, izračunana ob upoštevanju plastične odpornosti bližnjih območij sipanja v nosilcih ali spojih,

$$V_{wp,Rd}$$

strižna odpornost panela stojine stebra. Vpliva osnih sil in upogibnih momentov na plastično nosilnost panela stojine ni potrebno upoštevati.



Slika 122: Panel stojine zunanjega stebra

$$V_{wp,Ed} = \frac{M_{pl,Rd,b}}{z} = \frac{76642,5 \text{ kNcm}}{53,28 \text{ cm}} = 1439,3 \text{ kN}$$

$$z = h - t_f = 55 \text{ cm} - 1,72 \text{ cm} = 53,28 \text{ cm}$$

$$V_{wp,Rd} = A_v \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 79,68 \text{ cm}^2 \cdot \frac{27,5 \text{ kN/cm}^2}{\sqrt{3} \cdot 1,0} = 1265,09 \text{ kN}$$
$$A_v = \max \begin{cases} A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = 218 \text{ cm}^2 - 2 \cdot 30 \text{ cm} \cdot 2,6 \text{ cm} + \\ + (1,4 \text{ cm} + 2 \cdot 2,7 \text{ cm}) \cdot 2,6 \text{ cm} = 79,68 \text{ cm}^2 \\ \mu \cdot c \cdot t_w = 1,2 \cdot 39,8 \text{ cm} \cdot 1,4 \text{ cm} = 66,86 \text{ cm}^2 \end{cases}$$
$$A_v = 79,68 \text{ cm}^2$$

$$\frac{V_{wp,Ed}}{V_{wp,Rd}} = \frac{1439,3 \text{ kN}}{1265,09 \text{ kN}} = 1,14 \geq 1,0$$

Strižni panel stojine stebra je potrebno ojačati.

$$V_{wp,Ed} \leq A_{v,pot} \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$
$$A_{v,pot} \geq \frac{V_{wp,Ed} \cdot \sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{1439,3 \text{ kN} \cdot \sqrt{3} \cdot 1,0}{27,5 \text{ kN/cm}^2} = 90,65 \text{ cm}^2$$
$$t_{oj} = \frac{A_{v,pot} - A_v}{d} = \frac{90,65 \text{ cm}^2 - 79,68 \text{ cm}^2}{34,4 \text{ cm}} = 0,32 \text{ cm}$$

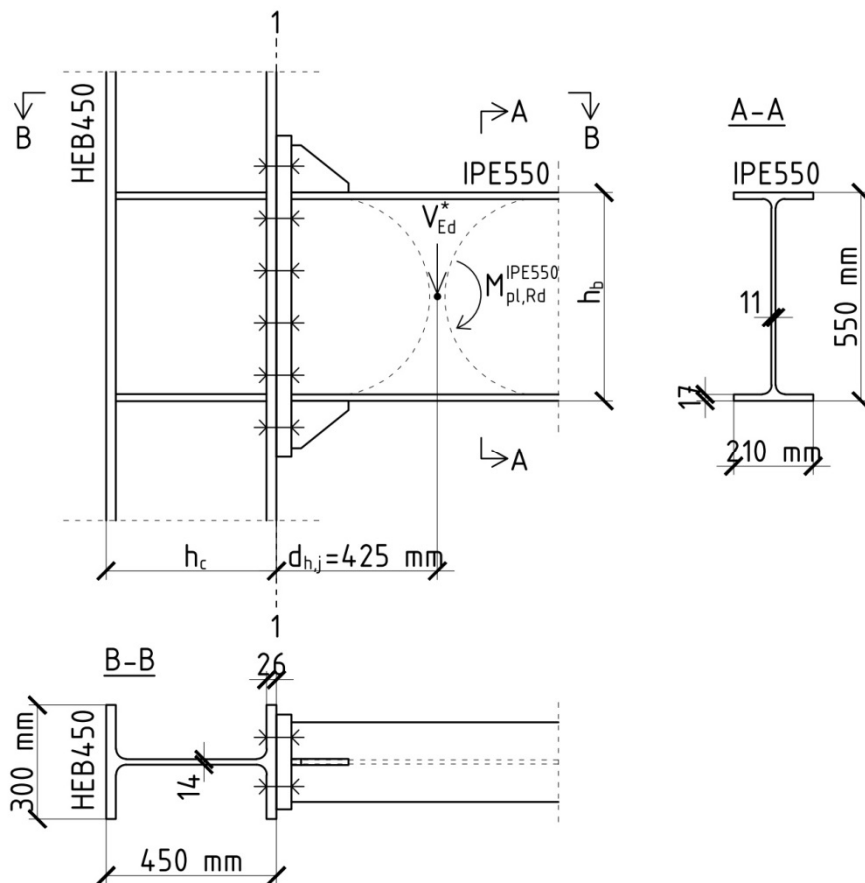
Izbrana debelina ojačitve:

$$t_{oj} = 4 \text{ mm} \quad (\text{enostransko})$$

10 RAČUN ZNAČILNIH SPOJEV

10.1 Momentni spoj prečka – steber

10.1.1 Zasnova



Slika 123: Momentni spoj prečka - steber

10.1.2 Obremenitev

Spoj se obravnava kot varovan polnosilni spoj. Plastični členek se tvori v prečki na razdalji $d_{h,j}$.

$$M_{Rd,b}^{1-1} = M_{pl,Rd}^{IPE550} + V_{Ed}^* \cdot d_{h,j} = 76642,5 \text{ kNcm} + 425 \text{ kN} \cdot 42,5 \text{ cm} = 94705 \text{ kNcm}$$

$$M_{pl,Rd}^{IPE550} = W_{pl}^{IPE550} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 2787 \text{ cm}^3 \cdot \frac{27,5 \text{ kN/cm}^2}{1,0} = 76642,5 \text{ kNcm}$$

$$V_{Ed}^* = V_{Ed,G} + V_{Ed,E} = 156,08 \text{ kN} + 268,92 \text{ kN} = 425 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,E} = \frac{2 \cdot M_{pl,Rd}^{IPE550}}{l} = \frac{2 \cdot 76642,5 \text{ kNcm}}{570 \text{ cm}} = 268,92 \text{ kN}$$

$$l = L - 2 \cdot \frac{h_c}{2} - 2 \cdot d_{h,j} = 700 \text{ cm} - 2 \cdot \frac{45 \text{ cm}}{2} - 2 \cdot 42,5 \text{ cm} = 570 \text{ cm}$$

$$M_{Ed} = 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot M_{Rd,b}^{1-1} = 1,1 \cdot 1,25 \cdot 94705 \text{ kN} = 130219,38 \text{ kNcm}$$

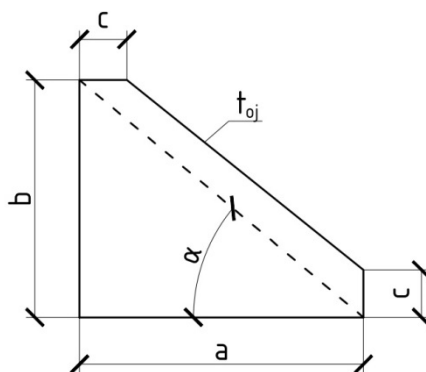
$$V_{Ed} = 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot V_{Ed}^* = 1,1 \cdot 1,25 \cdot 425 \text{ kN} = 584,38 \text{ kN}$$

10.1.3 Dimenzioniranje

10.1.3.1 Določitev dimenzij ojačitvenega rebra

Pri določanju dimenzij ojačitvenega rebra za varovane polnonosilne spoje, se upošteva smernice:

- FEMA 350,
- Lee, C.-H., Seismic design of rib-reinforced steel moment connections based on equivalent strut model, Journal of Structural Engineering, 2002, 128, 9, 1121-1129.



Slika 124: Oznake dimenzij ojačitvenega rebra

$$\begin{aligned} \alpha &= 30^\circ \sim 40^\circ \Rightarrow \alpha = 40^\circ \\ t_{oj} &\geq t_{w,c} = 14 \text{ mm} \Rightarrow t_{oj} = 16 \text{ mm} \\ a &= \frac{b}{\tan \alpha} = \frac{125 \text{ mm}}{\tan 40^\circ} = 149 \text{ mm} \Rightarrow a = 150 \text{ mm} \\ b &= 125 \text{ mm} \\ c &= 25 \text{ mm} \end{aligned}$$

Predvidena lokacija plastičnega členka:

$$d_{h,j} = \frac{h_b}{2} + a = \frac{550 \text{ mm}}{2} + 150 \text{ mm} = 425 \text{ mm}$$

10.1.3.2 Določitev dimenzij čelne pločvine in vijakov

Izbrani vijaki:

M36 10.9

$$f_{ub} = 100 \text{ kN/cm}^2$$

$$A_s = 8,17 \text{ cm}^2$$

$$d = 36 \text{ mm}$$

$$d_o = d + 3 \text{ mm} = 36 \text{ mm} + 3 \text{ mm} = 39 \text{ mm}$$

kjer so:

f_{ub} natezna trdnost vijaka,

A_s strižna površina vijaka M36,

d premer vijaka M36,

d_o premer luknje za vijak M36 pri čelni pločvini.

Razporeditev vijakov:

$$e_1 = 2 \cdot d_o = 2 \cdot 39 \text{ mm} = 78 \text{ mm} \Rightarrow e_1 = 80 \text{ mm}$$

$$p_1 = 3 \cdot d_o = 3 \cdot 39 \text{ mm} = 117 \text{ mm} \Rightarrow p_1 = 138 \text{ mm}$$

$$e_2 = 1,5 \cdot d_o = 1,5 \cdot 39 \text{ mm} = 58,5 \text{ mm} \Rightarrow e_2 = 60 \text{ mm}$$

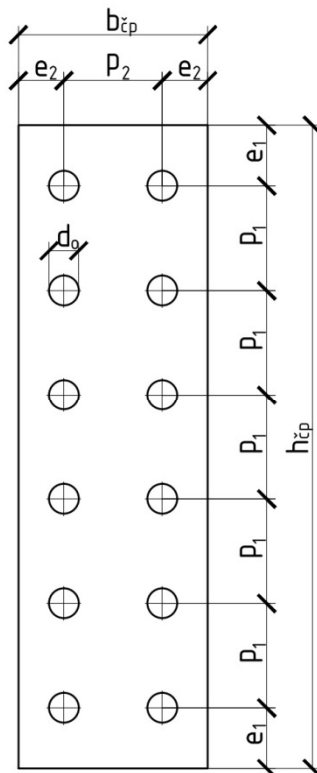
$$p_2 = 3 \cdot d_o = 3 \cdot 39 \text{ mm} = 117 \text{ mm} \Rightarrow p_2 = 130 \text{ mm}$$

Dimenzija čelne pločevine:

$$h_{\check{c}p} = 2 \cdot e_1 + 5 \cdot p_1 = 2 \cdot 80 \text{ mm} + 5 \cdot 138 \text{ mm} = 850 \text{ mm}$$

$$b_{\check{c}p} = 2 \cdot e_2 + p_2 = 2 \cdot 60 \text{ mm} + 130 \text{ mm} = 250 \text{ mm}$$

$$t_{\check{c}p} \geq d = 39 \text{ mm} \Rightarrow t_{\check{c}p} = 40 \text{ mm}$$



Slika 125: Oznake dimenzij čelne pločevine

10.1.3.3 Dimenzioniranje vijakov

Predpostavljeno je, da je izbrana čelna pločevina dovolj toga, zato deformacij zaradi upogibnega momenta ni.

Zaradi ojačitvenih reber na stojini stebra, se nevtralna os nahaja v osi spodnje pasnice prečke.

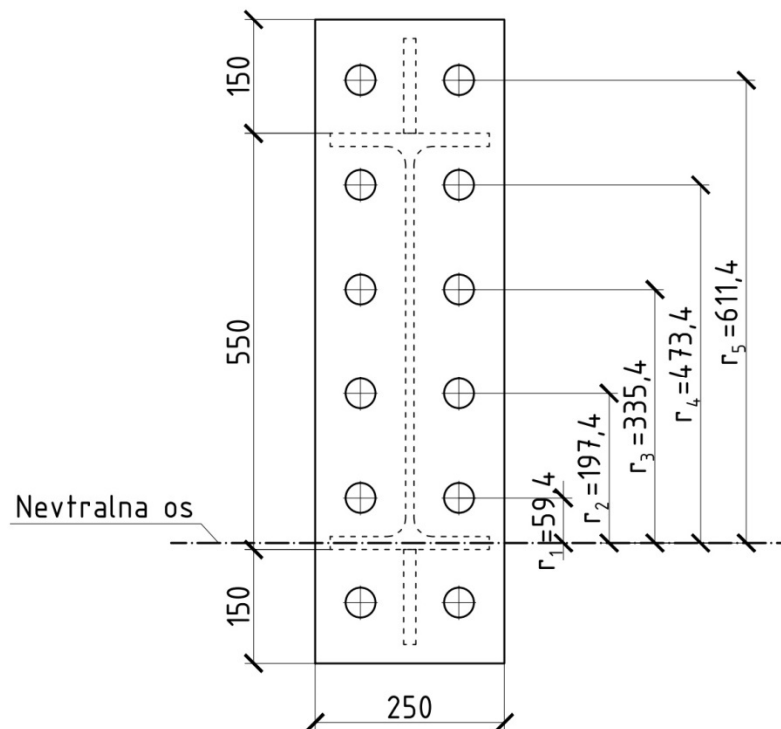
$$r_1 = e_1 + p_1 - \frac{t_f}{2} - 150 \text{ mm} = 80 \text{ mm} + 138 \text{ mm} - \frac{17,2 \text{ mm}}{2} - 150 \text{ mm} = 59,4 \text{ mm}$$

$$r_2 = r_1 + p_1 = 59,4 \text{ mm} + 138 \text{ mm} = 197,4 \text{ mm}$$

$$r_3 = r_2 + p_1 = 197,4 \text{ mm} + 138 \text{ mm} = 335,4 \text{ mm}$$

$$r_4 = r_3 + p_1 = 335,4 \text{ mm} + 138 \text{ mm} = 473,4 \text{ mm}$$

$$r_5 = r_4 + p_1 = 473,4 \text{ mm} + 138 \text{ mm} = 611,4 \text{ mm}$$



Slika 126: Lokacije lukenj na čelni pločevini

$$F_{max} = \frac{r_{max} \cdot M_{Ed}}{\sum r_i^2}$$

$$\sum r_i^2 = r_1^2 + r_2^2 + r_3^2 + r_4^2 + r_5^2$$

$$\sum r_i^2 = 59,4^2 \text{ mm}^2 + 197,4^2 \text{ mm}^2 + 335,4^2 \text{ mm}^2 + 473,4^2 \text{ mm}^2 + 611,4^2 \text{ mm}^2$$

$$\sum r_i^2 = 752905,8 \text{ mm}^2$$

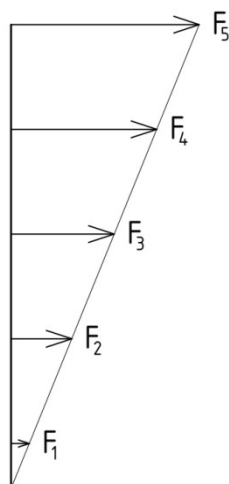
$$F_1 = \frac{r_1 \cdot M_{Ed}}{\sum r_i^2} = \frac{5,94 \text{ cm} \cdot 130219,38 \text{ kNcm}}{7529,1 \text{ cm}^2} = 102,7 \text{ kN}$$

$$F_2 = \frac{r_2 \cdot M_{Ed}}{\sum r_i^2} = \frac{19,74 \text{ cm} \cdot 130219,38 \text{ kNcm}}{7529,1 \text{ cm}^2} = 341,4 \text{ kN}$$

$$F_3 = \frac{r_3 \cdot M_{Ed}}{\sum r_i^2} = \frac{33,54 \text{ cm} \cdot 130219,38 \text{ kNcm}}{7529,1 \text{ cm}^2} = 580,1 \text{ kN}$$

$$F_4 = \frac{r_4 \cdot M_{Ed}}{\sum r_i^2} = \frac{47,34 \text{ cm} \cdot 130219,38 \text{ kNcm}}{7529,1 \text{ cm}^2} = 818,8 \text{ kN}$$

$$F_5 = F_{max} = \frac{r_5 \cdot M_{Ed}}{\sum r_i^2} = \frac{61,14 \text{ cm} \cdot 130219,38 \text{ kNcm}}{7529,1 \text{ cm}^2} = 1057,4 \text{ kN}$$



Slika 127: Razporeditev sil v vijakih

Kontrola natezne nosilnosti vijaka:

$$F_{t,Ed} = \frac{F_{max}}{n} = \frac{1057,4 \text{ kN}}{2} = 528,7 \text{ kN} \leq F_{t,Rd} = 588,2 \text{ kN}$$

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{Mb}} = \frac{0,9 \cdot 100 \text{ kN/cm}^2 \cdot 8,17 \text{ cm}^2}{1,25} = 588,2 \text{ kN}$$

kjer sta:

n število vijakov v eni vrsti,
 γ_{Mb} delni varnostni faktor za vijačne spoje.

Kontrola strižne nosilnosti vijaka:

Strižno nosilnost prevzamejo vsi vijaki. Vsak vijak prevzame enako strižno silo.

$$F_{v,Ed} = \frac{V_{Ed}}{m} = \frac{584,38 \text{ kN}}{12} = 48,7 \text{ kN} \leq F_{v,Rd} = 326,8 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rd} = n \frac{0,5 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{Mb}} = 1 \cdot \frac{0,5 \cdot 100 \text{ kN/cm}^2 \cdot 8,17 \text{ cm}^2}{1,25} = 326,8 \text{ kN}$$

kjer sta:

n število strižnih ravnin,
 m število vijakov.

Interakcija nateg in strig:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 \cdot F_{t,Rd}} = \frac{48,7 \text{ kN}}{326,8 \text{ kN}} + \frac{528,7 \text{ kN}}{1,4 \cdot 588,2 \text{ kN}} = 0,79 \leq 1,0$$

Kontrola preboja pločevine:

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot f_u \cdot t}{\gamma_{Mb}} = \frac{0,6 \cdot \pi \cdot 6,262 \text{ cm} \cdot 43 \text{ kN/cm}^2 \cdot 2,6 \text{ cm}}{1,25} = 1055,71 \text{ kN}$$

$$B_{p,Rd} = 1055,71 \text{ kN} \geq F_{t,Rd} = 588,2 \text{ kN}$$

$$t = \min\{t_f^{HEB450}; t_{cp}\} = \min\{26 \text{ mm}; 40 \text{ mm}\} = 26 \text{ mm}$$

$$d_m = d_m^2 = 62,62 \text{ mm} \quad \text{velja za visokovredne vijake}$$

Kontrola nosilnosti na bočni pritisk:

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{Mb}} = \frac{2,5 \cdot 0,68 \cdot 43 \text{ kN/cm}^2 \cdot 3,6 \text{ cm} \cdot 2,6 \text{ cm}}{1,25} = 547,37 \text{ kN}$$

$$F_{b,Rd} = 54,74 \text{ kN} \geq F_{v,Rd} = 326,8 \text{ kN}$$

$$t = \min\{t_f^{HEB450}; t_{\check{c}p}\} = \min\{26 \text{ mm}; 40 \text{ mm}\} = 26 \text{ mm}$$

$$\alpha = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{e_1}{3 \cdot d_o} = \frac{80 \text{ mm}}{3 \cdot 39 \text{ mm}} = 0,68 \\ \frac{p_1}{3 \cdot d_o} - \frac{1}{4} = \frac{138 \text{ mm}}{3 \cdot 39 \text{ mm}} - \frac{1}{4} = 0,93 \\ \frac{f_{ub}}{f_u} = \frac{100 \text{ kN/cm}^2}{43 \text{ kN/cm}^2} = 2,33 \\ 1,0 \end{array} \right.$$

$$\alpha = 0,68$$

10.1.3.4 Steber v območju spoja

Kontrola debeline čelne pločevine:

$$t_{\check{c}p} = 40 \text{ mm} \geq d = 39 \text{ mm}$$

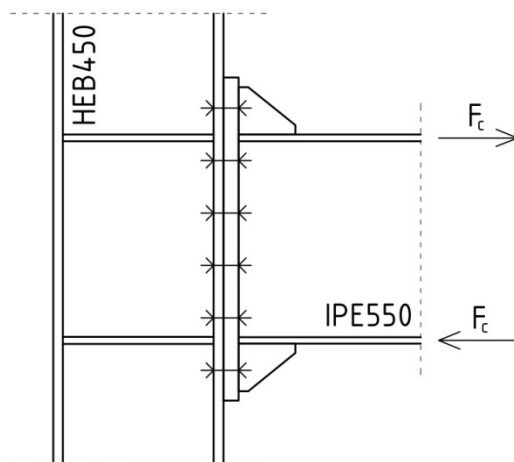
kje je:

$t_{\check{c}p} \geq d$ pogoj, da se čelna pločevina ne upogne zaradi upogibnega momenta.

Kontrola debeline pasnice stebra HEB450:

$$t_f = 26 \text{ mm} \geq 0,5 \cdot t_{\check{c}p} = 0,5 \cdot 40 \text{ mm} = 20 \text{ mm}$$

Stojina stebra v tlaku in nategu.



Slika 128: Vnos koncentrirane sile v stojino stebra

Koncentrirano silo F_c prevzame sodelujoči del stojine stebra ter prečna ojačitev.

$$F_c = \sum F_i = F_1 + F_2 + F_3 + F_4 + F_5$$

$$F_c = 102,7 \text{ kN} + 341,4 \text{ kN} + 580,1 \text{ kN} + 818,8 \text{ kN} + 1057,4 \text{ kN}$$

$$F_c = 2900,4 \text{ kN}$$

$$F_i = \frac{r_i}{r_{max}} \cdot F_{max}$$

$$F_{max} = F_5 = 1057,4 \text{ kN}$$

$$r_{max} = r_5 = 61,14 \text{ cm}$$

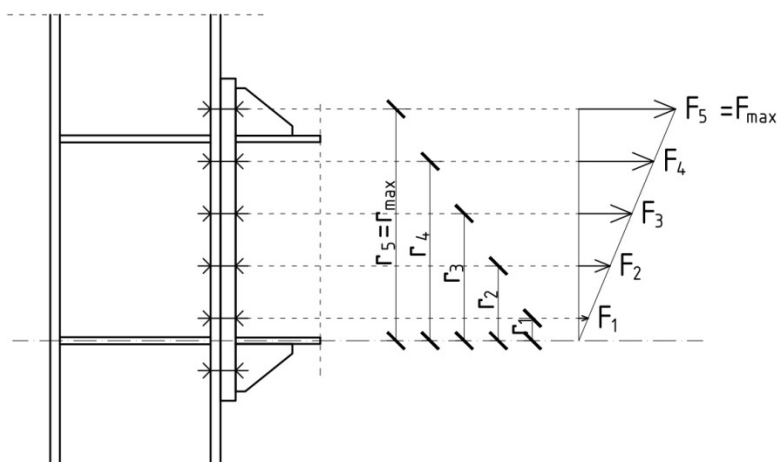
$$F_1 = \frac{r_1}{r_{max}} \cdot F_{max} = \frac{5,94 \text{ cm}}{61,14 \text{ cm}} \cdot 1057,4 \text{ kN} = 102,7 \text{ kN}$$

$$F_2 = \frac{r_2}{r_{max}} \cdot F_{max} = \frac{19,74 \text{ cm}}{61,14 \text{ cm}} \cdot 1057,4 \text{ kN} = 341,4 \text{ kN}$$

$$F_3 = \frac{r_3}{r_{max}} \cdot F_{max} = \frac{33,54 \text{ cm}}{61,14 \text{ cm}} \cdot 1057,4 \text{ kN} = 580,1 \text{ kN}$$

$$F_4 = \frac{r_4}{r_{max}} \cdot F_{max} = \frac{47,34 \text{ cm}}{61,14 \text{ cm}} \cdot 1057,4 \text{ kN} = 818,8 \text{ kN}$$

$$F_5 = \frac{r_5}{r_{max}} \cdot F_{max} = \frac{61,14 \text{ cm}}{61,14 \text{ cm}} \cdot 1057,4 \text{ kN} = 1057,4 \text{ kN}$$



Slika 129: Sile v vijakih

Sodelujoči del stojine stebra pri prevzemu sile F_c .

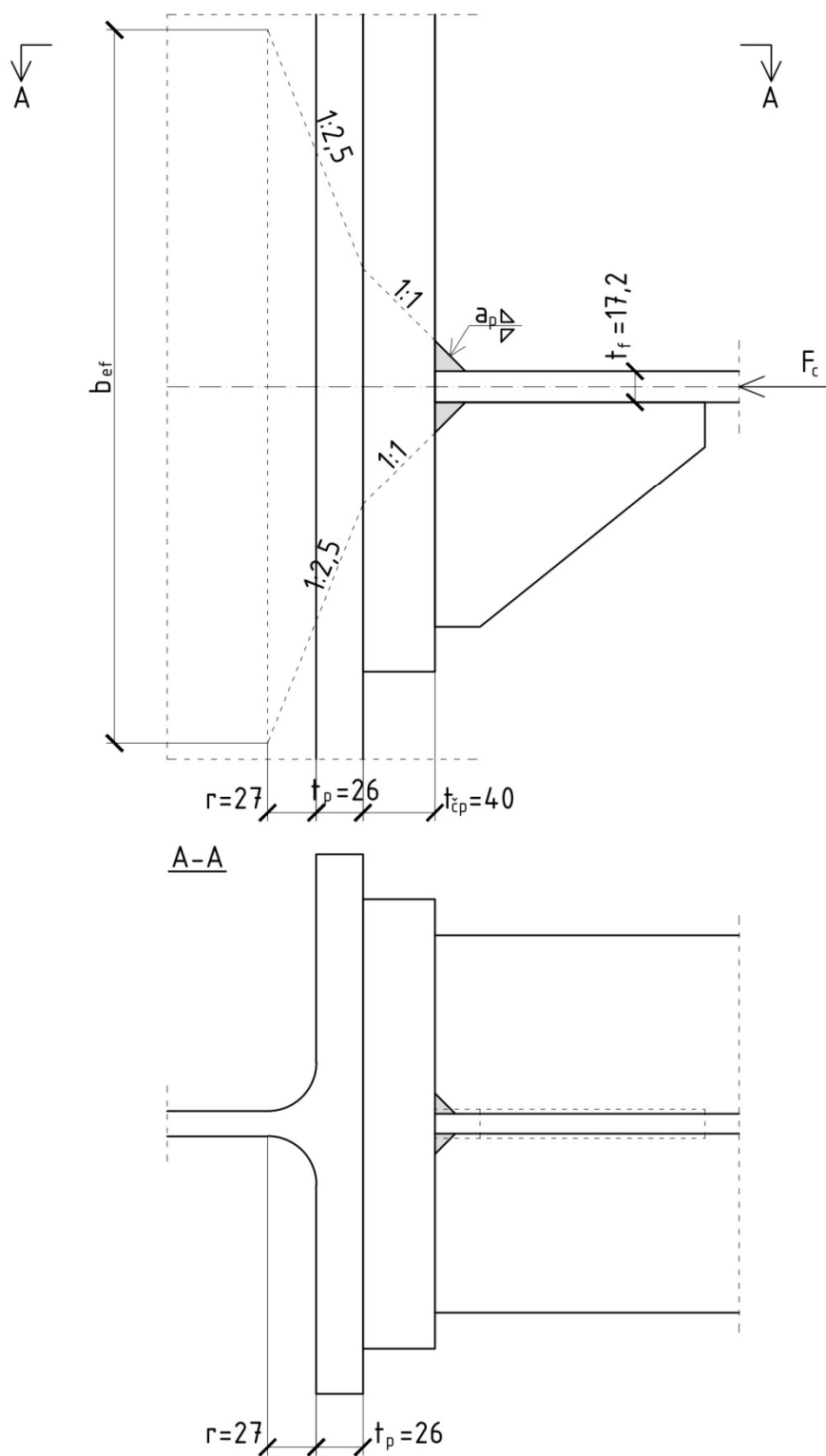
$$b_{ef} = t_f + 2 \cdot t_{\check{c}p} + 5 \cdot K + 2 \cdot \sqrt{2} \cdot a_p$$

$$b_{ef} = 17,2 \text{ mm} + 2 \cdot 40 \text{ mm} + 5 \cdot 53 \text{ mm} + 2 \cdot \sqrt{2} \cdot 12 \text{ mm}$$

$$b_{ef} = 396,14 \text{ mm}$$

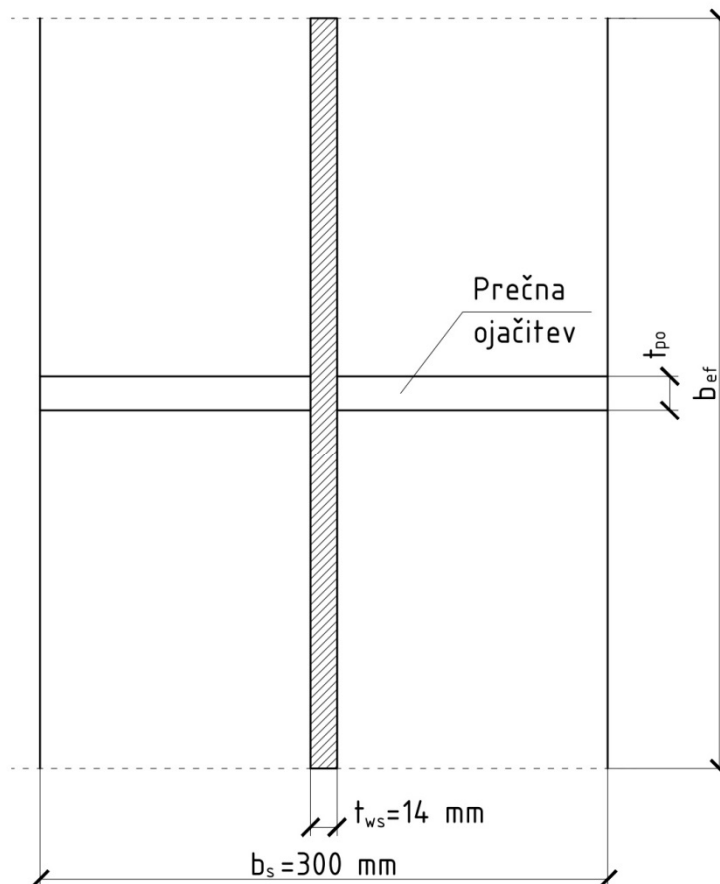
$$K = t_p + r = 26 \text{ mm} + 27 \text{ mm} = 53 \text{ mm}$$

$$a_p = 0,7 \cdot t_f = 0,7 \cdot 17,2 \text{ mm} = 12,04 \text{ mm} \Rightarrow a_p = 12 \text{ mm}$$



Slika 130: Sodelujoči del stojine stebra

Prerez, ki prevzame silo F_c :



Slika 131: Prečna ojačitev stojine stebra

Izbrana debelina prečne ojačitve stojine stebra:

$$t_{po} = 18 \text{ mm}$$

Kontrola tlačne osne nosilnosti:

$$F_c = 2900,4 \text{ kN} \leq [(b_s - t_{ws}) \cdot t_{po} + b_{ef} \cdot t_{ws}] \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$F_c = 2900,4 \text{ kN} \leq [(30 \text{ cm} - 1,4 \text{ cm}) \cdot 1,8 \text{ cm} + 39,6 \text{ cm} \cdot 1,4 \text{ cm}] \cdot \frac{27,5 \text{ kN/cm}^2}{1,0}$$

$$F_c = 2900,4 \text{ kN} \leq 2940,3 \text{ kN}$$

Kompaktnost prečne ojačitve:

$$\frac{b_{po}}{t_{po}} = \frac{14,3 \text{ cm}}{1,8 \text{ cm}} = 7,94 \leq 14 \cdot \varepsilon = 14 \cdot 0,92 = 12,88$$

$$b_{po} = \frac{b_s - t_{ws}}{2} = \frac{30 \text{ cm} - 1,4 \text{ cm}}{2} = 14,3 \text{ cm}$$

Stojina stebra v območju spoja – strižni panel:

$$V_{Ed} = F_c = 2900,4 \text{ kN} \geq V_{pl,Rd} = 2191,2 \text{ kN}$$

$$V_{pl,Rd} = A_v \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 79,68 \text{ cm}^2 \cdot \frac{27,5 \text{ kN/cm}^2}{\sqrt{3} \cdot 1,0} = 1265,09 \text{ kN}$$

$$A_v = \max \begin{cases} A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = 218 \text{ cm}^2 - 2 \cdot 30 \text{ cm} \cdot 2,6 \text{ cm} + \\ + (1,4 \text{ cm} + 2 \cdot 2,7 \text{ cm}) \cdot 2,6 \text{ cm} = 79,68 \text{ cm}^2 \\ \mu \cdot c \cdot t_w = 1,2 \cdot 39,8 \text{ cm} \cdot 1,4 \text{ cm} = 66,86 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_v = 79,68 \text{ cm}^2$$

Stojino stebra je potrebno ojačati:

$$\Delta V_{Ed} = F_c - V_{pl,Rd} = 2900,4 \text{ kN} - 1265,09 \text{ kN} = 1635,31 \text{ kN}$$

$$\Delta V_{Ed} \leq t_{oj} \cdot b_{oj} \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

$$t_{oj} \geq \frac{\Delta V_{Ed} \cdot \sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}{b_{oj} \cdot f_y} = \frac{1635,31 \text{ kN} \cdot \sqrt{3} \cdot 1,0}{30 \text{ cm} \cdot 27,5 \text{ kN/cm}^2} = 3,43 \text{ cm}$$

Izbrana širina ojačitve stojine:

$$b_{oj} = 30 \text{ cm}$$

Izbrana debelina ojačitve stojine:

$$t_{oj} = 18 \text{ mm} \quad (\text{obojestransko})$$

Izbrana dolžina ojačitve stojine:

$$l_{oj} = 850 \text{ mm}$$

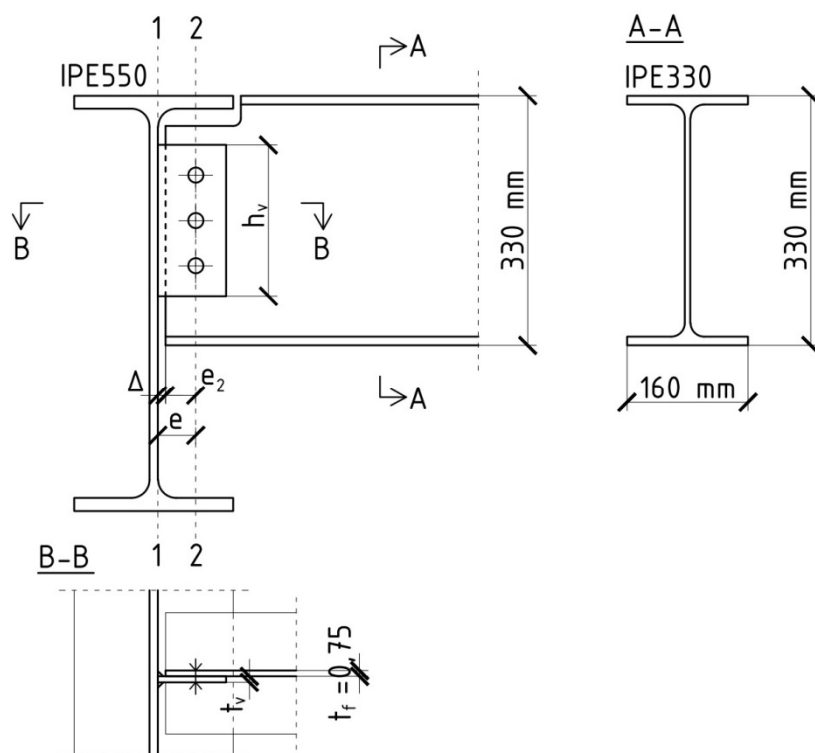
10.1.3.5 Zvari med čelno pločevino, nosilcem IPE550 in ojačitvenimi rebri

Vsi zvari med čelno pločevino, nosilcem IPE550 in ojačitvami so kotni polnonosilni zvari, za katere velja:

$$a_{max} \geq 0,5 \cdot t$$

10.2 Členkasti spoj primarnega in sekundarnega nosilca

10.2.1 Zasnova



Slika 132: Členkasti spoj med primarnim in sekundarnim nosilcem

10.2.2 Obremenitev

$$V_{Ed} = 126,28 \text{ kN}$$

10.2.3 Dimenzioniranje

10.2.3.1 Določitev dimenzij in razpored vijakov

Izbrani vijaki:

M18 8.8

$$f_{ub} = 80 \text{ kN/cm}^2$$

$$A_s = 1,92 \text{ cm}^2$$

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

$$d_o = d + 2 \text{ mm} = 18 \text{ mm} + 2 \text{ mm} = 20 \text{ mm}$$

kjer so:

f_{ub} natezna trdnost vijaka,

A_s strižna površina vijaka M18,

d premer vijaka M18,

d_o premer luknje za vijak M18 pri vezni pločevini

Razporeditev vijakov:

$$e_1 = 2 \cdot d_o = 2 \cdot 20 \text{ mm} = 40 \text{ mm} \Rightarrow e_1 = 40 \text{ mm}$$

$$p_1 = 3 \cdot d_o = 3 \cdot 20 \text{ mm} = 60 \text{ mm} \Rightarrow p_1 = 60 \text{ mm}$$

$$e_2 = 2 \cdot d_o = 2 \cdot 20 \text{ mm} = 40 \text{ mm} \Rightarrow e_2 = 40 \text{ mm}$$

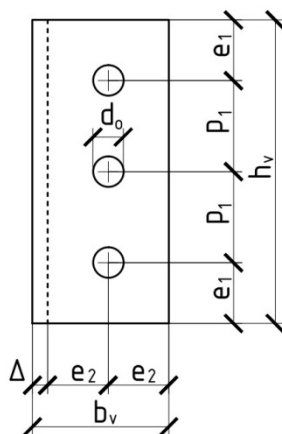
10.2.4 Prerez v ravnini 1-1

Dimenzija vezne pločevine:

$$\Delta = 10 \text{ mm}$$

$$h_v = 2 \cdot e_1 + 2 \cdot p_1 = 2 \cdot 40 \text{ mm} + 2 \cdot 60 \text{ mm} = 200 \text{ mm}$$

$$b_v = 2 \cdot e_2 + \Delta = 2 \cdot 40 \text{ mm} + 10 \text{ mm} = 90 \text{ mm}$$



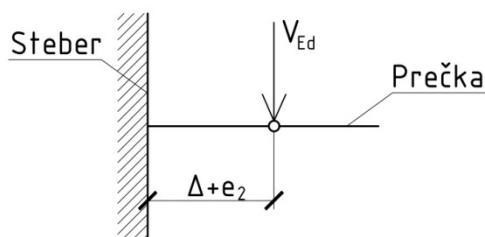
Slika 133: Razpored vijakov pri čelni pločevini

Obremenitev:

$$V_{Ed}^{1-1} = 126,28 \text{ kN}$$

$$M_{Ed}^{1-1} = V_{Ed} \cdot e = 126,28 \text{ kN} \cdot 5 \text{ cm} = 631,4 \text{ kNcm}$$

$$e = \Delta + e_2 = 10 \text{ mm} + 40 \text{ mm} = 50 \text{ mm}$$



Slika 134: Obremenitev v ravnini 1-1

Izbira debeline vezne pločevine:

$$M_{Ed}^{1-1} \leq W_v \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{h_v^2 \cdot t_v}{6} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow t_v = \frac{6 \cdot \gamma_{M0} \cdot M_{Ed}^{1-1}}{h_v^2 \cdot f_y} = \frac{6 \cdot 1,0 \cdot 631,4 \text{ kNcm}}{20^2 \text{ cm}^2 \cdot 27,5 \text{ kN/cm}^2} = 0,34 \text{ cm}$$

Izbrana debelina vezne pločevine:

$$t_v = 8 \text{ mm}$$

Kontrola striga vezne pločevine:

$$V_{Ed}^{1-1} = 126,28 \text{ kN} \leq 0,5 \cdot V_{pl,Rd} = 0,5 \cdot 254,03 \text{ kN} = 127,02 \text{ kN}$$

$$V_{pl,Rd} = A_v \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 16 \text{ cm}^2 \cdot \frac{27,5 \text{ kN/cm}^2}{\sqrt{3} \cdot 1,0} = 254,03 \text{ kN}$$

$$A_v = h_v \cdot t_v = 20 \text{ cm} \cdot 0,8 \text{ cm} = 16 \text{ cm}^2$$

Zvari med vezno pločevino in stojino primarnega nosilca IPE550:

Minimalna in maksimalna dimenzija zvara:

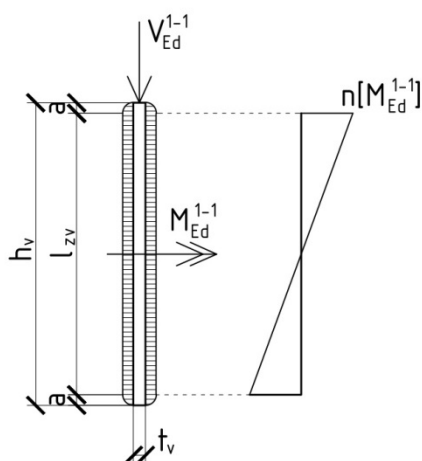
$$a_{min} = 3 \text{ mm}$$

$$a_{max} = 0,7 \cdot t_v = 0,7 \cdot 8 \text{ mm} = 5,6 \text{ mm}$$

Izbrana debelina zvarov:

$$a = 3 \text{ mm}$$

$$l_{zv} = h_v - 2 \cdot a = 200 \text{ mm} - 2 \cdot 3 \text{ mm} = 194 \text{ mm}$$



Slika 135: Kotni zvari med čelno pločevino in stojino primarnega nosilca IPE550

Kontrola nosilnosti zvarov:

$$v_{\parallel} = \frac{V_{Ed}^{1-1}}{2 \cdot a \cdot l_{zv}} = \frac{126,28 \text{ kN}}{2 \cdot 0,3 \text{ cm} \cdot 19,4 \text{ cm}} = 10,85 \text{ kN/cm}^2 \leq f_{vw,Rd} = 23,37 \text{ kN/cm}^2$$

$$n = \frac{M_{Ed}^{1-1}}{W_{zv}} = \frac{631,4 \text{ kNcm}}{37,64 \text{ cm}^3} = 16,77 \text{ kN/cm}^2 \leq f_{vw,Rd} = 23,37 \text{ kN/cm}^2$$

$$W_{zv} = \frac{2 \cdot l_{zv}^2 \cdot a}{6} = \frac{2 \cdot 19,4^2 \text{ cm}^2 \cdot 0,3 \text{ cm}}{6} = 37,64 \text{ cm}^3$$

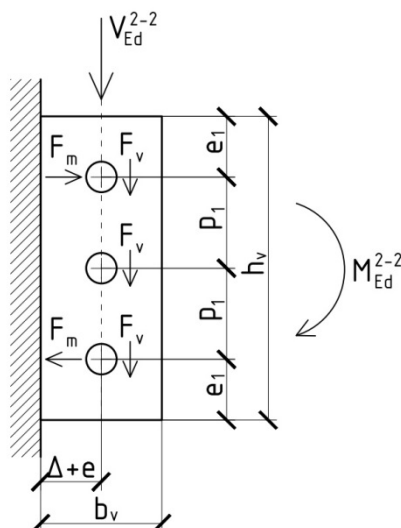
$$\sqrt{v_{\parallel}^2 + n^2} = 19,97 \text{ kN/cm}^2 \leq f_{vw,Rd} = 23,37 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sqrt{v_{\parallel}^2 + n^2} = \sqrt{\left(10,85 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}\right)^2 + \left(16,77 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}\right)^2} = 19,97 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{vw,Rd} = \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \beta \cdot \gamma_{M2}} = \frac{43 \text{ kN/cm}^2}{\sqrt{3} \cdot 0,85 \cdot 1,25} = 23,37 \text{ kN/cm}^2$$

10.2.5 Prerez v ravnini 2-2

10.2.5.1 Dimenzioniranje vijakov



Slika 136: Obremenitev v ravnini 2-2

Obremenitev:

$$V_{Ed}^{2-2} = 126,28 \text{ kN}$$

$$M_{Ed}^{2-2} = V_{Ed} \cdot e = 126,28 \text{ kN} \cdot 5 \text{ cm} = 631,4 \text{ kNcm}$$

$$e = \Delta + e_2 = 10 \text{ mm} + 40 \text{ mm} = 50 \text{ mm}$$

$$F_m = \frac{M_{Ed}^{2-2}}{2 \cdot p_1} = \frac{631,4 \text{ kNcm}}{2 \cdot 6 \text{ cm}} = 52,62 \text{ kN}$$

$$F_v = \frac{V_{Ed}^{2-2}}{3} = \frac{126,28 \text{ kN}}{3} = 42,09 \text{ kN}$$

Strižna sila, ki odpade na najbolj obremenjen vijak:

$$F_{v,Ed} = \sqrt{F_m^2 + F_v^2} = \sqrt{52,62^2 \text{ kN}^2 + 42,09^2 \text{ kN}^2} = 67,38 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rd} = n \cdot \frac{0,6 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{Mb}} = 1 \cdot \frac{0,6 \cdot 80 \text{ kN/cm}^2 \cdot 1,92 \text{ cm}^2}{1,25} = 73,73 \text{ kN}$$

$$F_{v,Ed} = 67,38 \text{ kN} \leq F_{v,Rd} = 73,73 \text{ kN}$$

Kontrola nosilnosti na bočni pritisk:

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{Mb}} = \frac{2,5 \cdot 0,67 \cdot 43 \text{ kN/cm}^2 \cdot 1,8 \text{ cm} \cdot 0,8 \text{ cm}}{1,25} = 82,97 \text{ kN}$$

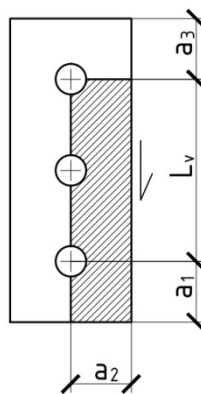
$$F_{v,Ed} = 67,38 \text{ kN} \leq F_{b,Rd} = 82,97 \text{ kN}$$

$$t = \min\{t_w^{IPE330}; t_v\} = \min\{7,5 \text{ mm}; 8 \text{ mm}\} = 8 \text{ mm}$$

$$\alpha = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{e_1}{3 \cdot d_o} = \frac{40 \text{ mm}}{3 \cdot 20 \text{ mm}} = 0,67 \\ \frac{p_1}{3 \cdot d_o} - \frac{1}{4} = \frac{60 \text{ mm}}{3 \cdot 20 \text{ mm}} - \frac{1}{4} = 0,75 \\ \frac{f_{ub}}{f_u} = \frac{80 \text{ kN/cm}^2}{43 \text{ kN/cm}^2} = 1,86 \\ 1,0 \end{array} \right.$$

$$\alpha = 0,67$$

10.2.5.2 Strižni pretrg roba pločevine



Slika 137: Strižni pretrg roba pločevine

$$a_1 = a_2 = a_3 = e_1 = e_2 = 4 \text{ cm}$$

$$L_v = 2 \cdot p_1 = 2 \cdot 6 \text{ cm} = 12 \text{ cm}$$

$$L_1 = a_1 = 4 \text{ cm}$$

$$L_2 = (a_2 - k \cdot d_o) \cdot \frac{f_u}{f_y} = (4 \text{ cm} - 0,5 \cdot 2 \text{ cm}) \cdot \frac{43 \text{ kN/cm}^2}{27,5 \text{ kN/cm}^2} = 4,69 \text{ cm}$$

$k = 0,5$ velja za enojno vrsto lukenj

$$L_3 = L_v + a_1 + a_3 = 20 \text{ cm} \leq (L_v + a_1 + a_2 - n \cdot d_o) \cdot \frac{f_u}{f_y} = 21,89 \text{ cm}$$

$$L_3 = 12 \text{ cm} + 4 \text{ cm} + 4 \text{ cm} = 20 \text{ cm}$$

$$(L_v + a_1 + a_2 - n \cdot d_o) \cdot \frac{f_u}{f_y} = (12 \text{ cm} + 4 \text{ cm} + 4 \text{ cm} - 3 \cdot 2 \text{ cm}) \cdot \frac{43 \text{ kN/cm}^2}{27,5 \text{ kN/cm}^2} = 21,89 \text{ cm}$$

$n = 3$ število lukenj na strižnem robu

$$L_{v,eff} = L_v + L_1 + L_2 = 12 \text{ cm} + 4 \text{ cm} + 4,69 \text{ cm} = 20,69 \text{ cm} \leq L_3 = 20 \text{ cm}$$

$$L_{v,eff} = 20 \text{ cm}$$

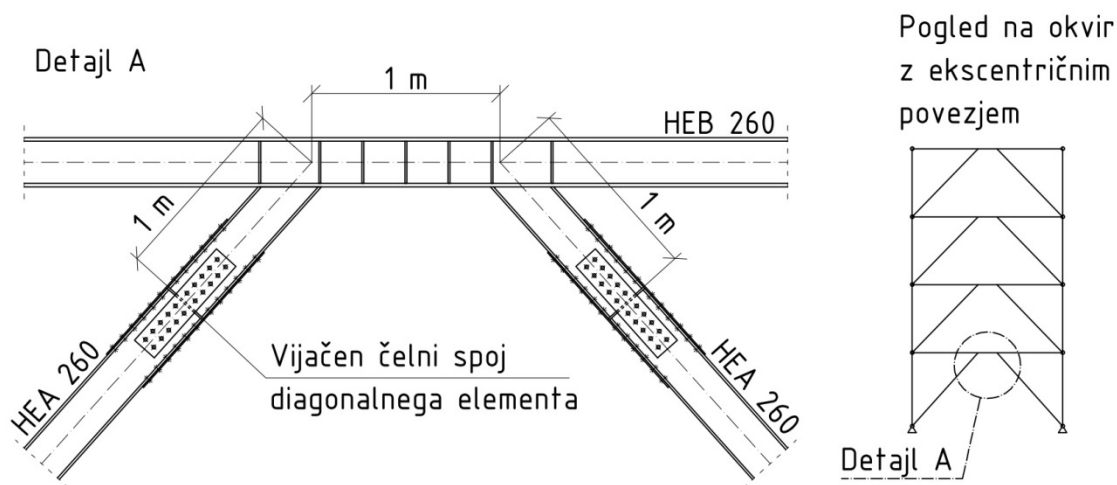
$$V_{Ed} = 126,28 \text{ kN} \leq V_{eff,Rd} = 254,03 \text{ kN}$$

$$V_{eff,Rd} = A_{v,eff} \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 16 \text{ cm}^2 \cdot \frac{27,5 \text{ kN/cm}^2}{\sqrt{3} \cdot 1,0} = 254,03 \text{ kN}$$

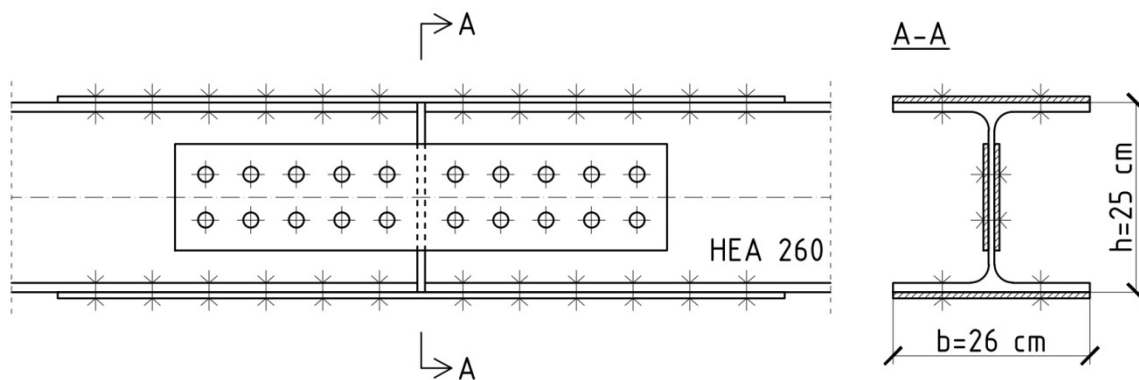
$$A_{v,eff} = L_{v,eff} \cdot t_v = 20 \text{ cm} \cdot 0,8 \text{ cm} = 16 \text{ cm}^2$$

10.3 Vijačni preklopni spoj diagonalnega elementa pri okvirju z ekscentričnim povezjem

10.3.1 Zasnova



Slika 138: Lokacija vijačnega preklopnega spoja



Slika 139: Detajl vijačnega preklopnega spoja

10.3.2 Obremenitev

Vijačni preklopni spoj je predviden na diagonalnem elementu, kot je prikazano na sliki 138. Spoj je tlačno obremenjen, zato se pri določanju obremenitve upošteva dodatno obtežbo zaradi upoštevanja nevarnosti uklona in vpliva teorije drugega reda.

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega^{potr.\check{c}l} \cdot M_{Ed,E} + 0,25 \cdot M_{Rd}^{HEA260}$$

$$M_{Ed} = 90 \text{ kNcm} + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,6 \cdot 6027 \text{ kNcm} + 0,25 \cdot 29990 \text{ kNcm}$$

$$M_{Ed} = 20846,9 \text{ kNcm}$$

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega^{potr.\check{c}l} \cdot N_{Ed,E}$$

$$N_{Ed} = 11,13 \text{ kN} + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,6 \cdot 541,43 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 1202,28 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega^{potr.\check{c}l} \cdot V_{Ed,E} + 0,025 \cdot N_{pl,Rd}^{HEA260}$$

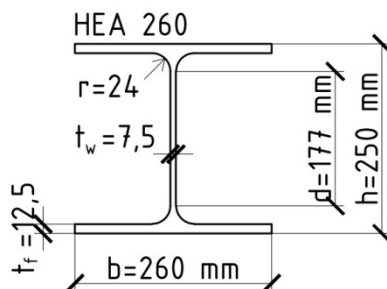
$$V_{Ed} = 1,34 \text{ kN} + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,6 \cdot 11,5 \text{ kN} + 0,025 \cdot 2387 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 86,32 \text{ kN}$$

$$M_{Rd}^{HEA260} = W_y \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 836 \text{ cm}^3 \cdot \frac{27,5 \text{ kN/cm}^2}{1,0} = 29990 \text{ kNcm}$$

$$N_{pl,Rd}^{HEA260} = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 86,8 \text{ cm}^2 \cdot \frac{27,5 \text{ kN/cm}^2}{1,0} = 2387 \text{ kN}$$

10.3.3 Dimenzioniranje



Slika 140: Dimenzije diagonalnega profila HEA260

10.3.3.1 Porazdelitev obtežbe v razmerju togosti

Karakteristike profila HEA260:

$$I_y = 10450 \text{ cm}^4$$

$$A = 86,8 \text{ cm}^2$$

$$N_f = \frac{A_f}{A} \cdot N_{Ed} = \frac{32,5 \text{ cm}^2}{86,8 \text{ cm}^2} \cdot 1202,28 \text{ kN} = 450,16 \text{ kN}$$

$$A_f = b \cdot t_f = 26 \text{ cm} \cdot 1,25 \text{ cm} = 32,5 \text{ cm}^2$$

$$N_w = \frac{A_w}{A} \cdot N_{Ed} = \frac{21,5 \text{ cm}^2}{86,8 \text{ cm}^2} \cdot 1202,28 \text{ kN} = 297,8 \text{ kN}$$

$$A_w = A - 2 \cdot A_f = 86,8 \text{ cm}^2 - 2 \cdot 32,5 \text{ cm}^2 = 21,5 \text{ cm}^2$$

$$M_w = \frac{I_w}{I_y} \cdot M_{Ed} = \frac{711,91 \text{ cm}^4}{10450 \text{ cm}^4} \cdot 20846,9 \text{ kNcm} = 1420,2 \text{ kNcm}$$

$$I_w = \frac{h_w^3 \cdot t_w}{12} = \frac{22,5^3 \text{ cm}^3 \cdot 0,75 \text{ cm}}{12} = 711,91 \text{ cm}^4$$

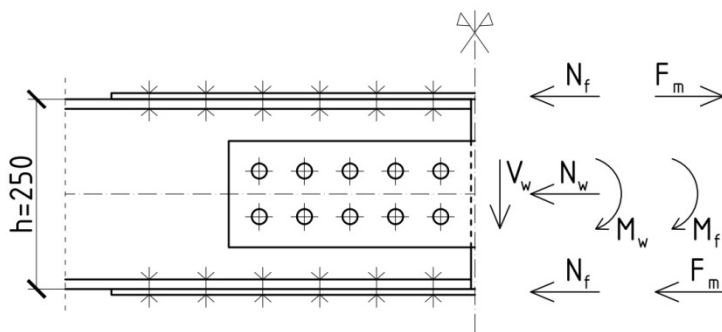
$$h_w = h - 2 \cdot t_f = 25 \text{ cm} - 2 \cdot 1,25 \text{ cm} = 22,5 \text{ cm}$$

$$M_f = M_{Ed} - M_w = 20846,9 \text{ kNcm} - 1420,2 \text{ kNcm} = 19426,7 \text{ kNcm}$$

M_f moment, ki deluje na obe pasnici

$$V_w = V_{Ed} = 86,32 \text{ kN}$$

V_w prečno silo prevzame element, ki je vzporeden delovanju prečne sile (stojina)



Slika 141: Porazdelitev obtežbe pri preklopnem spoju

$$F_m = \frac{M_f}{h} = \frac{19426,7 \text{ kNcm}}{25 \text{ cm}} = 777,07 \text{ kN}$$

Zgornja pasnica:

$$F_{v,Ed}' = F_m - N_f = 777,07 \text{ kN} - 450,16 \text{ kN} = 326,91 \text{ kN}$$

Spodnja pasnica:

$$F_{v,Ed} = -F_m - N_f = -777,07 \text{ kN} - 450,16 \text{ kN} = -1227,23 \text{ kN}$$

Dimenzioniramo na tlačno obremenitev, ki je na spodnji pasnici.

10.3.3.2 Spoj spodnje pasnice

Izbrani vijaki: M22 8.8

$$d = 22 \text{ mm}$$

$$d_o = d + 2 \text{ mm} = 22 \text{ mm} + 2 \text{ mm} = 24 \text{ mm}$$

$$F_{v,Ed} = 1227,23 \text{ kN} \leq m \cdot n \cdot F_{v,Rd}$$

kjer so:

 $F_{v,Ed}$ obremenitev vijakov, m število vijakov, n število strižnih ravnin, $F_{v,Rd}$ nosilnost vijaka.

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{Mb}} = \frac{0,6 \cdot 80 \text{ kN/cm}^2 \cdot 3,03 \text{ cm}^2}{1,25} = 116,35 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{ub} = 80 \text{ kN/cm}^2$$

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

$$n = 1$$

$$m \geq \frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} = \frac{1227,23 \text{ kN}}{116,35 \text{ kN}} = 10,55$$

Izbrano število vijakov: $m = 12$

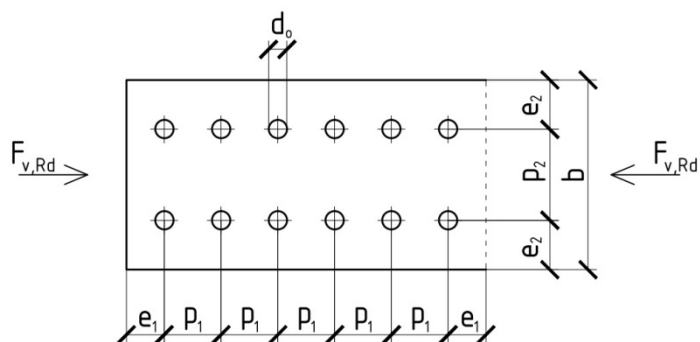
Razporeditev vijakov:

$$e_1 = 2 \cdot d_o = 2 \cdot 24 \text{ mm} = 48 \text{ mm} \Rightarrow e_1 = 50 \text{ mm}$$

$$p_1 = 3 \cdot d_o = 3 \cdot 24 \text{ mm} = 72 \text{ mm} \Rightarrow p_1 = 75 \text{ mm}$$

$$e_2 = \frac{b}{4} = \frac{260 \text{ mm}}{4} = 65 \text{ mm} \geq 2 \cdot d_o = 2 \cdot 24 \text{ mm} = 48 \text{ mm} \Rightarrow e_2 = 65 \text{ mm}$$

$$p_2 = b - 2 \cdot e_2 = 260 \text{ mm} - 2 \cdot 65 \text{ mm} = 130 \text{ mm}$$



Slika 142: Razpored vijakov pri vezni pločevini pri spodnji pasnici

Kontrola nosilnosti na bočni pritisk:

$$F_{v,Ed} = 1227,23 \text{ kN} \leq m \cdot F_{b,Rd} = 12 \cdot 104,44 \text{ kN} = 1253,28 \text{ kN}$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{1,25} = \frac{2,5 \cdot 0,69 \cdot 43 \text{ kN/cm}^2 \cdot 2,2 \text{ cm} \cdot 0,8 \text{ cm}}{1,25} = 104,44 \text{ kN}$$

$$t = \min\left\{t_f^{HEA260}; t_v\right\} = t_v$$

$$m = 12$$

$$\alpha = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{e_1}{3 \cdot d_0} = \frac{50 \text{ mm}}{3 \cdot 24 \text{ mm}} = 0,69 \\ \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - \frac{1}{4} = \frac{75 \text{ mm}}{3 \cdot 24 \text{ mm}} - \frac{1}{4} = 0,70 \\ \frac{f_{ub}}{f_u} = \frac{80 \text{ kN/cm}^2}{43 \text{ kN/cm}^2} = 1,86 \\ 1,0 \end{array} \right.$$

$$\alpha = 0,69$$

$$t = t_v \geq \frac{F_{v,Ed} \cdot \gamma_{Mb}}{m \cdot 2,5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d} = \frac{1227,23 \text{ kN} \cdot 1,25}{12 \cdot 2,5 \cdot 0,69 \cdot 43 \text{ kN/cm}^2 \cdot 2,2 \text{ cm}} = 0,78 \text{ cm}$$

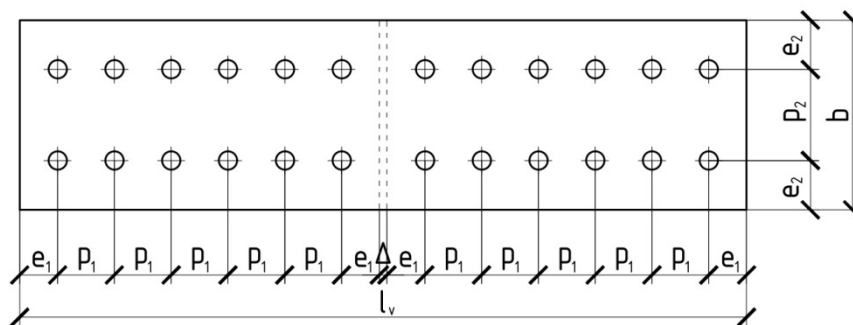
Izbrana debelina vezne pločevine pri spodnji pasnici:

$$t_v = 8 \text{ mm}$$

Dolžina vezne pločevine pri spodnji pasnici:

$$l_v = 4 \cdot e_1 + 10 \cdot p_1 + \Delta = 4 \cdot 50 \text{ mm} + 10 \cdot 75 \text{ mm} + 10 \text{ mm} = 960 \text{ mm}$$

$$\Delta = 10 \text{ mm}$$



Slika 143: Oznake dimenzij pri vezni pločevini spodnje pasnice

Dimenzije vezne pločevin pri spodnji in zgornji pasnici:

$$l_v = 960 \text{ mm}$$

$$b = 260 \text{ mm}$$

$$t_v = 8 \text{ mm}$$

10.3.3.3 Spoj v stojini

Izbrani vijaki: M18 8.8

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

$$d_o = d + 2 \text{ mm} = 18 \text{ mm} + 2 \text{ mm} = 20 \text{ mm}$$

Debelina vezne pločevine:

$$t_v \cong 0,7 \cdot t_w = 0,7 \cdot 7,5 \text{ mm} = 5,25 \text{ mm}$$

$$t_v = 7 \text{ mm}$$

Razpored vijakov:

$$e_1 = 2 \cdot d_o = 2 \cdot 20 \text{ mm} = 40 \text{ mm} \Rightarrow e_1 = 40 \text{ mm}$$

$$p_1 = 3 \cdot d_o = 3 \cdot 20 \text{ mm} = 60 \text{ mm} \Rightarrow p_1 = 60 \text{ mm}$$

$$e_2 = 2 \cdot d_o = 2 \cdot 20 \text{ mm} = 40 \text{ mm} \Rightarrow e_2 = 40 \text{ mm}$$

$$p_2 = 3 \cdot d_o = 3 \cdot 20 \text{ mm} = 60 \text{ mm} \Rightarrow p_2 = 60 \text{ mm}$$

Višina vezne pločevine pri stojini:

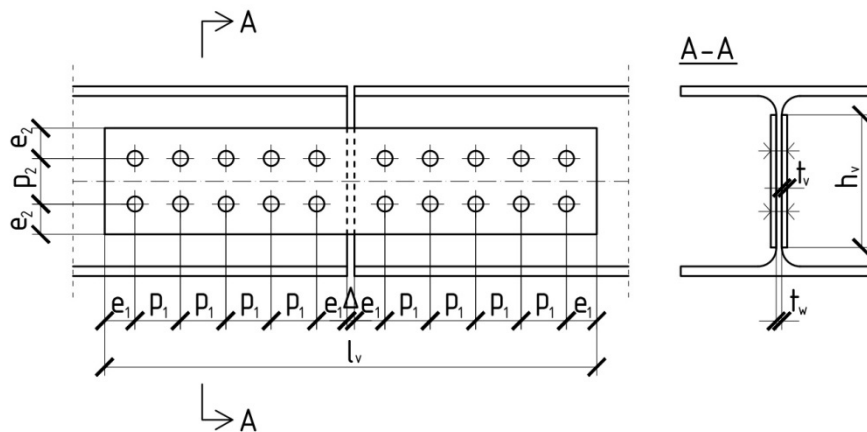
$$h_v = 2 \cdot e_2 + p_2 = 2 \cdot 40 \text{ mm} + 60 \text{ mm} = 140 \text{ mm}$$

$$h_v = 140 \text{ mm} \leq h - 2 \cdot t_f - 2 \cdot r = 250 \text{ mm} - 2 \cdot 12,5 \text{ mm} - 2 \cdot 24 \text{ mm} = 177 \text{ mm}$$

Dolžina vezne pločevine pri stojini:

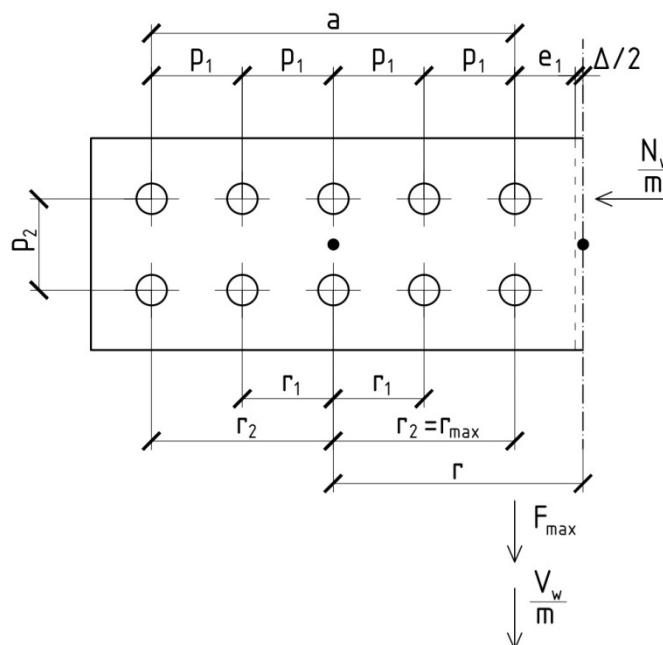
$$l_v = 4 \cdot e_1 + 8 \cdot p_1 + \Delta = 4 \cdot 40 \text{ mm} + 8 \cdot 60 \text{ mm} + 10 \text{ mm} = 650 \text{ mm}$$

$$\Delta = 10 \text{ mm}$$



Slika 144: Spoj v stojini

Razporeditev obtežbe na vijake.



Slika 145: Obtežba na vijake pri spoju v stojini

$$M'_w = V_w \cdot r + M_w = 86,32 \text{ kN} \cdot 16,5 \text{ cm} + 1420,2 \text{ kNcm} = 2844,48 \text{ kNcm}$$

$$r = \frac{\Delta}{2} + e_1 + 2 \cdot p_1 = \frac{1 \text{ cm}}{2} + 4 \text{ cm} + 2 \cdot 6 \text{ cm} = 16,5 \text{ cm}$$

$$F_{max} = \frac{r_{max} \cdot M'_w}{\sum r_i^2} = \frac{12 \text{ cm} \cdot 2844,48 \text{ kNcm}}{720 \text{ cm}^2} = 47,71 \text{ kN}$$

$$\sum r_i^2 = 4 \cdot r_1^2 + 4 \cdot r_2^2 = 4 \cdot 6^2 \text{ cm}^2 + 4 \cdot 12^2 \text{ cm}^2 = 720 \text{ cm}^2$$

Pogoj, da lahko za vrednosti r_i upoštevamo samo horizontalne razdalje:

$$\frac{a}{p_2} = \frac{12 \text{ cm}}{6 \text{ cm}} = 2 \geq 2$$

$$a = 4 \cdot p_2 = 4 \cdot 6 \text{ cm} = 12 \text{ cm}$$

$$r_1 = p_1 = 6 \text{ cm}$$

$$r_{max} = r_2 = 2 \cdot p_1 = 2 \cdot 6 \text{ cm} = 12 \text{ cm}$$

Strižna sila, ki odpade na najbolj obremenjen vijak:

$$F_{v,Ed} = \sqrt{\left(\frac{N_w}{m}\right)^2 + \left(\frac{V_w}{m} + F_{max}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{297,8 \text{ kN}}{10}\right)^2 + \left(\frac{86,35 \text{ kN}}{10} + 47,71 \text{ kN}\right)^2} = 63,73 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rd} = n \cdot \frac{0,6 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{Mb}} = 2 \cdot \frac{0,6 \cdot 80 \text{ kN/cm}^2 \cdot 1,92 \text{ cm}^2}{1,25} = 99,07 \text{ kN}$$

$$F_{v,Ed} = 63,73 \text{ kN} \leq F_{v,Rd} = 99,07 \text{ kN}$$

Kontrola nosilnosti na bočni pritisk:

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{Mb}} = \frac{2,5 \cdot 0,67 \cdot 43 \text{ kN/cm}^2 \cdot 1,8 \text{ cm} \cdot 0,7 \text{ cm}}{1,25} = 72,6 \text{ kN}$$

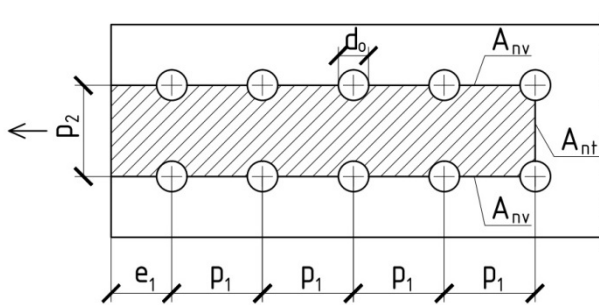
$$F_{v,Ed} = 63,73 \text{ kN} \leq F_{b,Rd} = 72,6 \text{ kN}$$

$$t = \min\{t_w^{HEA260}; t_v\} = \min\{7,5 \text{ mm}; 7 \text{ mm}\} = 7 \text{ mm}$$

$$\alpha = \min \begin{cases} \frac{e_1}{3 \cdot d_o} = \frac{40 \text{ mm}}{3 \cdot 20 \text{ mm}} = 0,67 \\ \frac{p_1}{3 \cdot d_o} - \frac{1}{4} = \frac{60 \text{ mm}}{3 \cdot 20 \text{ mm}} - \frac{1}{4} = 0,75 \\ \frac{f_{ub}}{f_u} = \frac{80 \text{ kN/cm}^2}{43 \text{ kN/cm}^2} = 1,86 \\ 1,0 \end{cases}$$

$$\alpha = 0,67$$

10.3.3.1 Strižni pretrg vezne pločevine pri stojini



Slika 146: Strižni pretrg vezne pločevine pri stojini

$$V_{eff,1,Rd} = A_{nt} \cdot \frac{f_u}{\gamma_{M2}} + A_{nv} \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 2,8 \text{ cm}^2 \cdot \frac{43 \text{ kN/cm}^2}{1,25} + 6,65 \text{ cm}^2 \cdot \frac{27,5 \text{ kN/cm}^2}{\sqrt{3} \cdot 1,0}$$

$$V_{eff,1,Rd} = 201,9 \text{ kN}$$

$$V_{eff,1,Rd} = 201,9 \text{ kN} \geq 0,5 \cdot N_w = 0,5 \cdot 297,8 \text{ kN} = 148,9 \text{ kN}$$

$$A_{nt} = (p_2 - d_o) \cdot t_v = (6 \text{ cm} - 2 \text{ cm}) \cdot 0,7 \text{ cm} = 2,8 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = 2 \cdot (e_1 + 4 \cdot p_1 - 4,5 \cdot d_o) \cdot t_v = 2 \cdot (4 \text{ cm} + 4 \cdot 6 \text{ cm} - 4,5 \cdot 2 \text{ cm}) \cdot 0,7 \text{ cm} = 6,65 \text{ cm}^2$$

11 ZAKLJUČEK

Jeklo, material ki ponuja neskončno možnosti pri načrtovanju in gradnji objektov predstavlja, za vsakega inženirja na začetku nemogoča, s časom ter pridobljenimi izkušnjami pa vse lažjo izvedbo še tako kompleksnih objektov, velik izziv. Pri opravljanju svojega dela v službi, se vsak dan srečujem z novimi, čedalje bolj zahtevnimi nalogami, ki jih sprejemam kot izziv ter nadgradnjo znanja.

Za izdelavo diplomske naloge sem se odločil z namenom pridobitve znanja in razumevanja načrtovanja jeklenih stavb po standardih Evrokod. Poleg tega sem se seznanil ter naučil uporabljati računalniški programom SCIA Engineer 14.

Pri izdelavi naloge sem opazil, da je pri jeklenih stavbah, ki so grajene kot potresno varne, potrebno upoštevati veliko zahtev, ki jih predpisuje standard Evrokod. Za pravilno in kontrolirano sipanje energije v predvidenih mestih na objektu, je potrebno natančno upoštevati vse zahteve standarda ter premišljeno zasnovati nosilno konstrukcijo objekta tako, da je doseženo optimalno razmerje med nosilnostjo, varnostjo ter stroškom izgradnje objekta.

VIRI

Beg, D. 1999. Projektiranje jeklenih konstrukcij po evropskem predstandardu ENV 1993-1-1. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: 219 str.

Beg, D., Pogačnik, A. 2009. Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po evrokod standardih. Ljubljana, Inženirska zbornica Slovenije: 1077 str.

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

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

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

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

SIST EN 1993-1-8:2005. Evrokod 3: Projektiranje jeklenih konstrukcij – 1-8. del: Projektiranje spojev.

SIST EN 1994-1-1:2005. Evrokod 4: Projektiranje sovprežnih konstrukcij iz jekla in betona – 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe.

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

SEZNAM PRILOG

PRILOGA A: Izpis iz programa SCIA Engineer 14 – kontrola nosilnosti in stabilnosti strešne lege.

PRILOGA B: Pozicijski načrti in detajli:

Priloga B1: Tloris 2. etaže (M 1:100),

Priloga B2: Tloris strehe (M 1:100),

Priloga B3: Prečni prerez A-A (M 1:100),

Priloga B4: Vzdolžni prerez B-B (M 1:100),

Priloga B5: Detajl momentnega spoja prečka – steber (M 1:10),

Priloga B6: Detajl členkastega spoja primarnega in sekundarnega nosilca (M 1:10),

Priloga B7: Detajl vijáčnega preklonnega spoja diagonalnega elementa pri okvirju z ekscentričnem povezjem (M 1:10).

PRILOGA A:

Izpis iz programa SCIA Engineer 14 – kontrola nosilnosti in stabilnosti strešne lege.

Member B1	48,000 m	HEA 200	S 275	CO1	0,65 -
--------------	-------------	---------	----------	-----	--------

Partial safety factors

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

Yield strength f_y	275,0	MPa
Ultimate strength f_u	430,0	MPa
Fabrication	Rolled	

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

The critical check is on position 8.000 m

Internal forces	Calculated	Unit
$N_{,Ed}$	-2,75	kN
$V_{y,Ed}$	-1,14	kN
$V_{z,Ed}$	-40,23	kN
$T_{,Ed}$	0,00	kNm
$M_{y,Ed}$	-56,07	kNm
$M_{z,Ed}$	-0,75	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	20,62
Class 1 Limit	65,67
Class 2 Limit	75,62
Class 3 Limit	113,10

=> 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	7,88
Class 1 Limit	8,32
Class 2 Limit	9,24
Class 3 Limit	12,77

=> 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	5,3800e-03	m ²
$N_{c,Rd}$	1479,50	kN
Unity check	0,00	-

Bending moment check for M_y

According to EN 1993-1-1 article 6.2.5 and formula (6.12),(6.13)

Wpl,y	4,2917e-04	m ³
Mpl,y,Rd	118,02	kNm
Unity check	0,48	-

Bending moment check for Mz

According to EN 1993-1-1 article 6.2.5 and formula (6.12),(6.13)

Wpl,z	2,0375e-04	m ³
Mpl,z,Rd	56,03	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	4,1593e-03	m ²
Vpl,y,Rd	660,37	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	1,8050e-03	m ²
Vpl,z,Rd	286,58	kN
Unity check	0,14	-

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	118,02	kNm
Alpha	2,00	
Mpl,z,Rd	56,03	kNm
Beta	1,00	

Unity check (6.41) = 0,23 + 0,01 = 0,24 -

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	20,62
Class 1 Limit	30,51
Class 2 Limit	35,13
Class 3 Limit	38,83

=> 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	7,88
Class 1 Limit	8,32
Class 2 Limit	9,24
Class 3 Limit	12,94

=> 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	sway	non-sway	
System length L	4,000	8,000	m
Buckling factor k	1,00	1,00	
Buckling length Lcr	4,000	8,000	m
Critical Euler load Ncr	4779,97	433,95	kN
Slenderness Lambda	48,30	160,30	
Relative slenderness Lambda,rel	0,56	1,85	
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	4.2917e-04	m ³
Elastic critical moment Mcr	156.75	kNm
Relative slenderness Lambda,LT	0.87	
Limit slenderness Lambda,LT,0	0.40	
LTB curve	a	
Imperfection Alpha,LT	0.21	
Reduction factor Chi,LT	0.75	
Buckling resistance Mb.Rd	89.08	kNm
Unity check	0.63	-

Mcr Parameters		
LTB length	8.000	m
k	1.00	
kw	1.00	
C1	1.66	
C2	0.78	
C3	0.41	

Note: C Parameters according to ECCS 119 2006 / Galea 2002 load in center of gravity

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	0.921	
kzy	0.518	
kzz	1.004	
Delta My	0.00	kNm
Delta Mz	0.00	kNm
A	5.3800e-03	m ²

Student version *Student version* *Student version* *Student version* *Student version*

Table of values		
Wy	4.2917e-04	m ³
Wz	2.0375e-04	m ³
NRk	1479.50	kN
My,Rk	118.02	kNm
Mz,Rk	56.03	kNm
My,Ed	-56.07	kNm
Mz,Ed	-1.02	kNm
Interaction Method 1		
Mcr0	94.22	kNm
reduced slenderness 0	1.12	
Psi y	-0.685	
Psi z	0.000	
Cmy,0	1.000	
Cmz,0	0.995	
Cmy	1.000	
Cmz	0.995	
CmLT	1.000	
muy	1.000	
muz	1.000	
wy	1.103	
wz	1.500	
npl	0.002	
aLT	0.994	
bLT	0.007	
cLT	0.472	
dLT	0.002	
eLT	0.102	
Cyy	0.998	
Cyz	0.760	
Czy	0.995	
Czz	0.997	

Unity check (6.61) $= 0.00 + 0.63 + 0.02 \approx 0.65$

Unity check (6.62) $= 0.00 + 0.33 + 0.02 \approx 0.35$

Shear buckling check

in buckling field 1

According to article EN 1993-1-5 : 5. & 7.1. and formula (5.10) & (7.1)

Table of values	
hw/t	26.154

The web slenderness is such that the Shear Buckling Check is not required.
The member satisfies the stability check.

PRILOGA B: Pozicijski načrti in detajli:

Priloga B1: Tloris 2. etaže (M 1:100),

Priloga B2: Tloris strehe (M 1:100),

Priloga B3: Prečni prerez A-A (M 1:100),

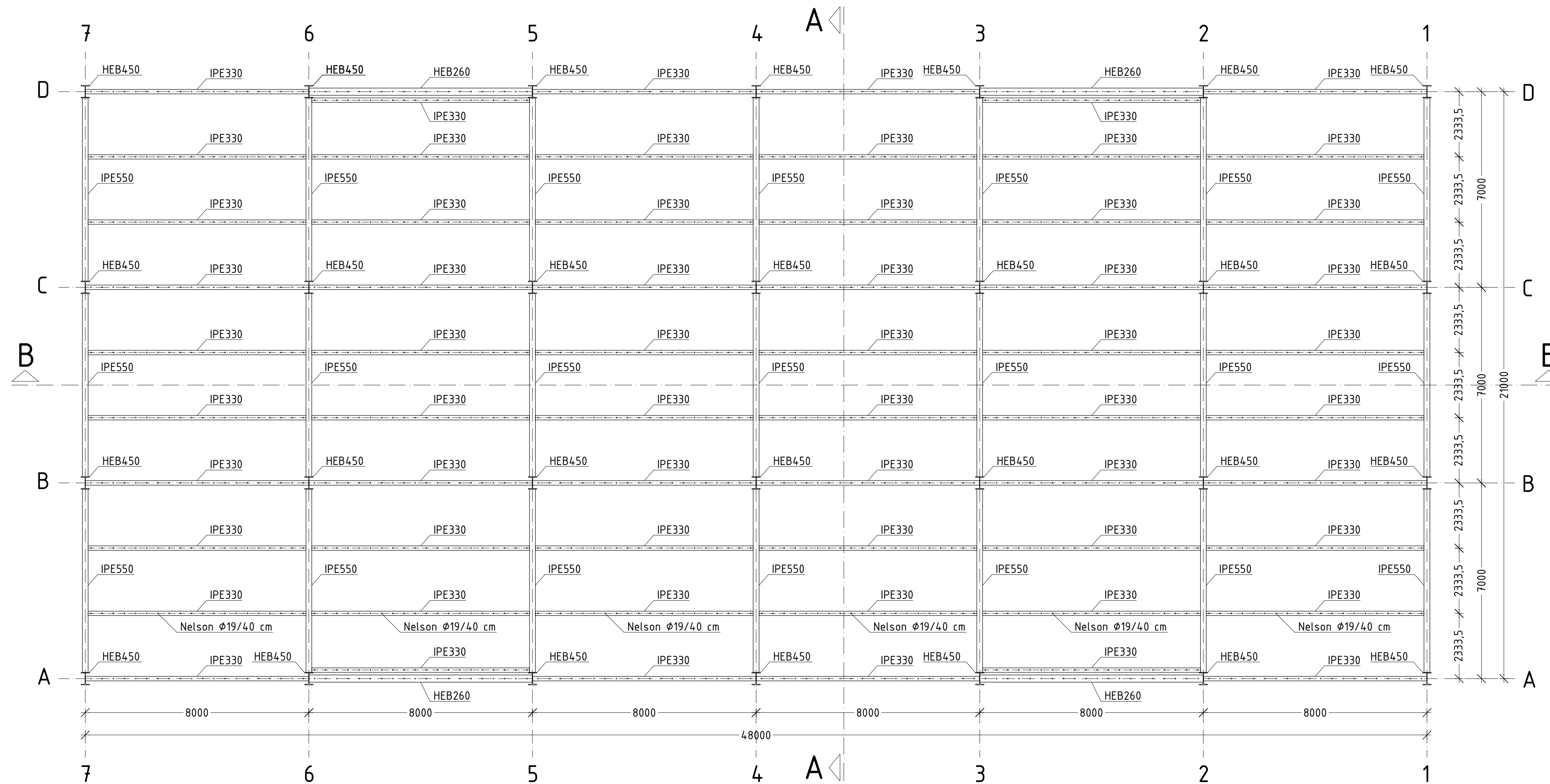
Priloga B4: Vzdolžni prerez B-B (M 1:100),

Priloga B5: Detajl momentnega spoja prečka – steber (M 1:10),

Priloga B6: Detajl členkastega spoja primarnega in sekundarnega nosilca (M 1:10),

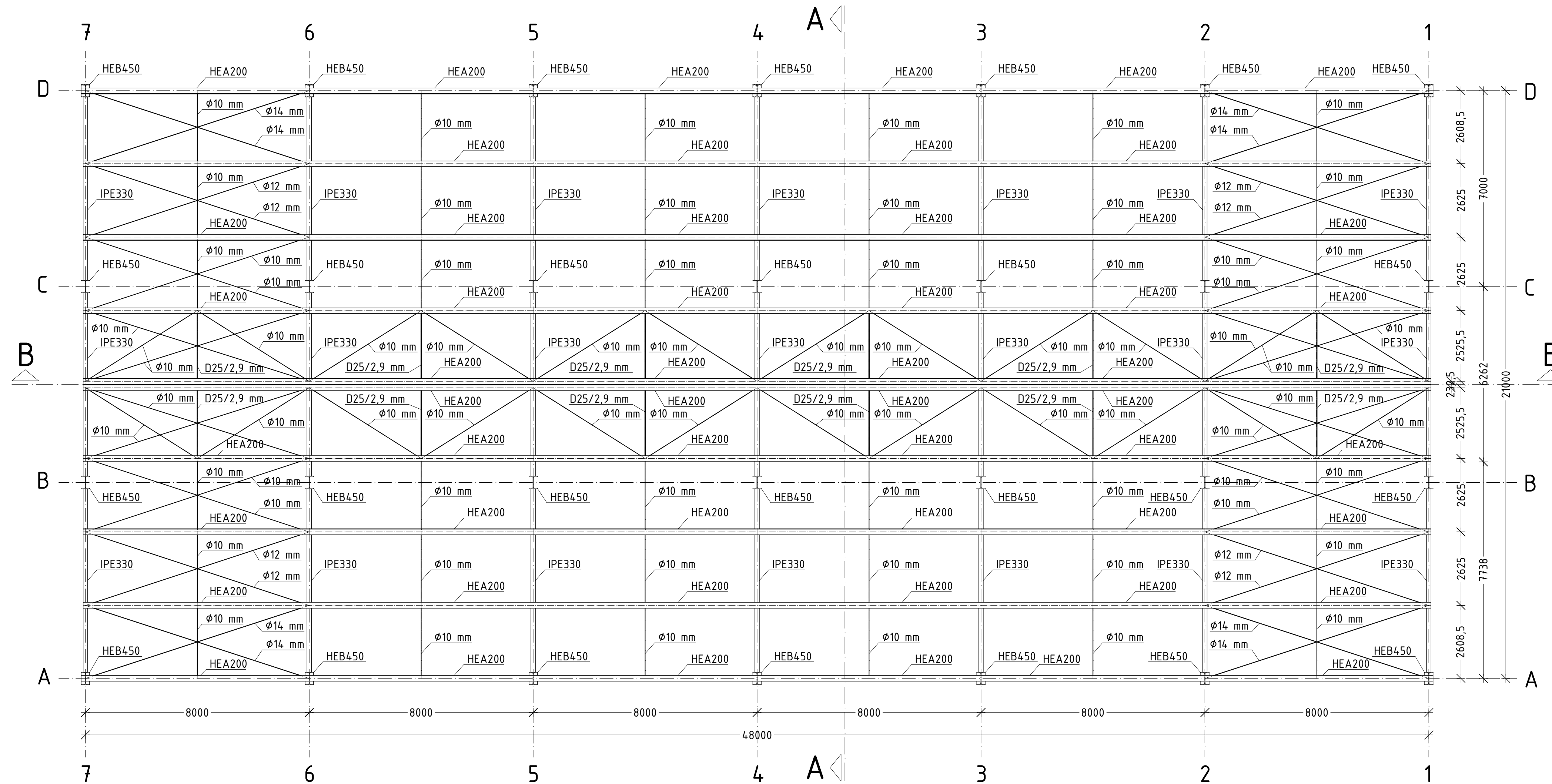
Priloga B7: Detajl vijačnega preklopnega spoja diagonalnega elementa pri okvirju z ekscentričnem povezjem (M 1:10).

Opombe:



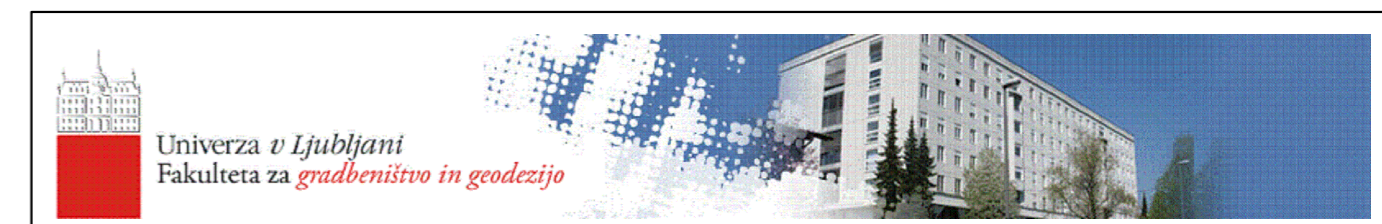
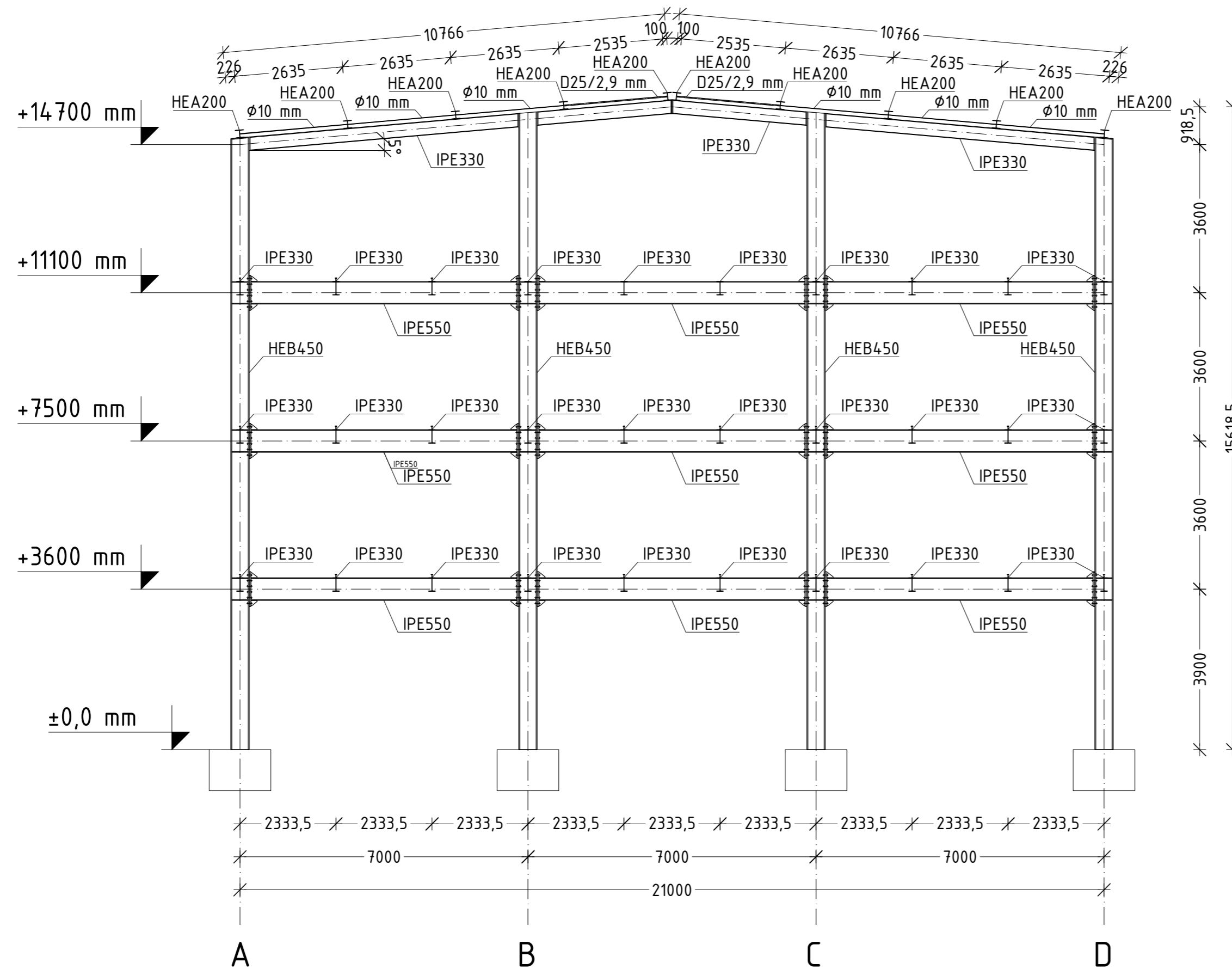
Objekt:	Štiri etažna poslovna stavba	
Vsebina risbe:	Tloris 2. etaže	
Izdelal:	Boštjan Pohlin	
Datum izdelave:	April, 2015	
Vrsta projekta:	PGD	Številka lista: B1
Merilo:	1:100	

Opombe:



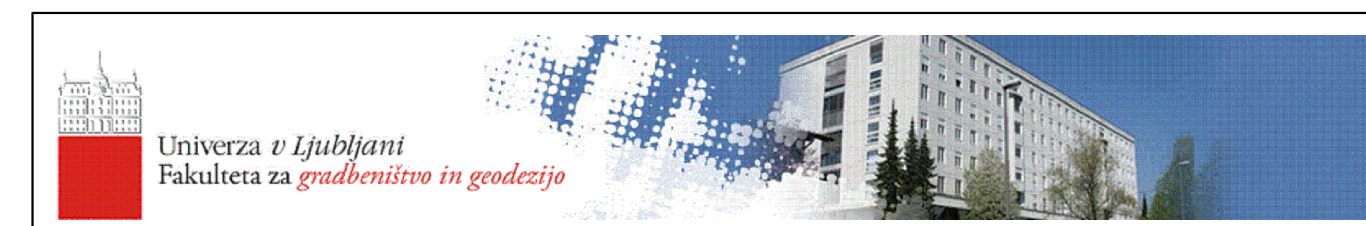
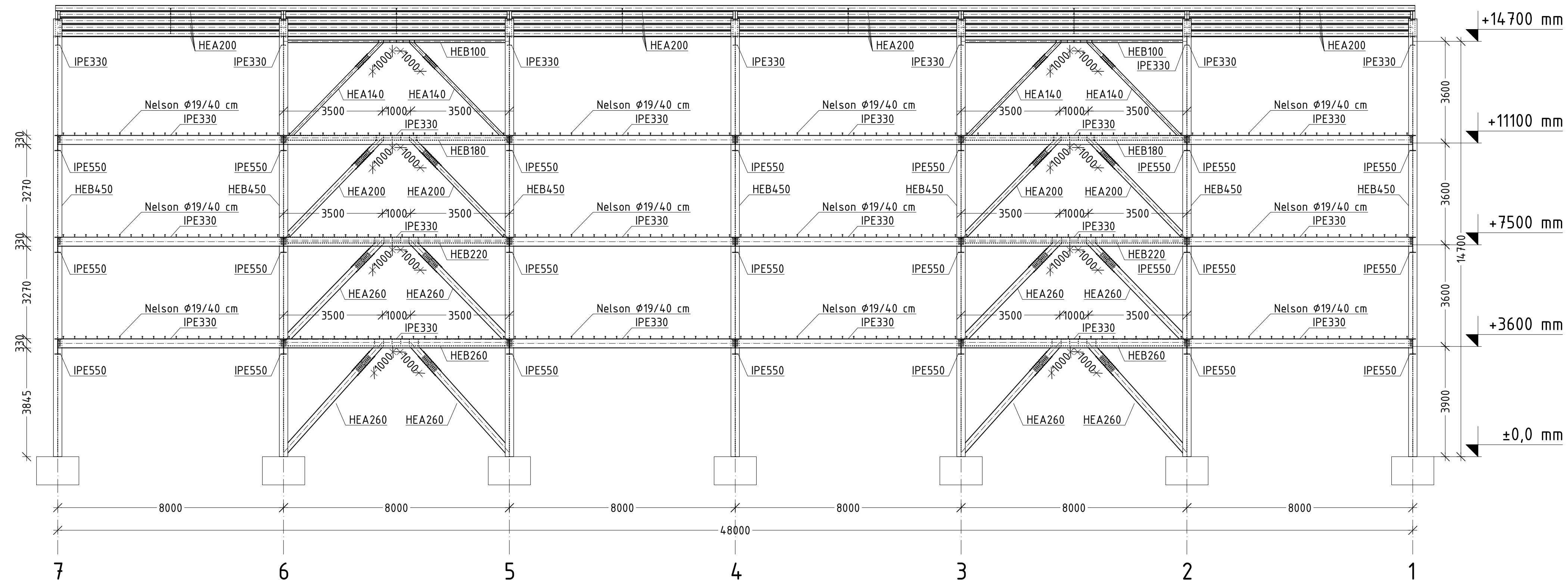
Objekt:	Štiri etažna poslovna stavba	
Vsebina risbe:	Tloris strehe	
Izdelal:	Boštjan Pohlin	
Datum izdelave:	April, 2015	
Vrsta projekta:	PGD	Številka lista: B2
Merilo:	1:100	

Opombe:



Objekt:	Štiri etažna poslovna stavba	
Vsebina risbe:	Prečni prerez A-A	
Izdelal:	Boštjan Pohlin	
Datum izdelave:	April, 2015	
Vrsta projekta:	PGD	Številka lista: B3
Merilo:	1:100	

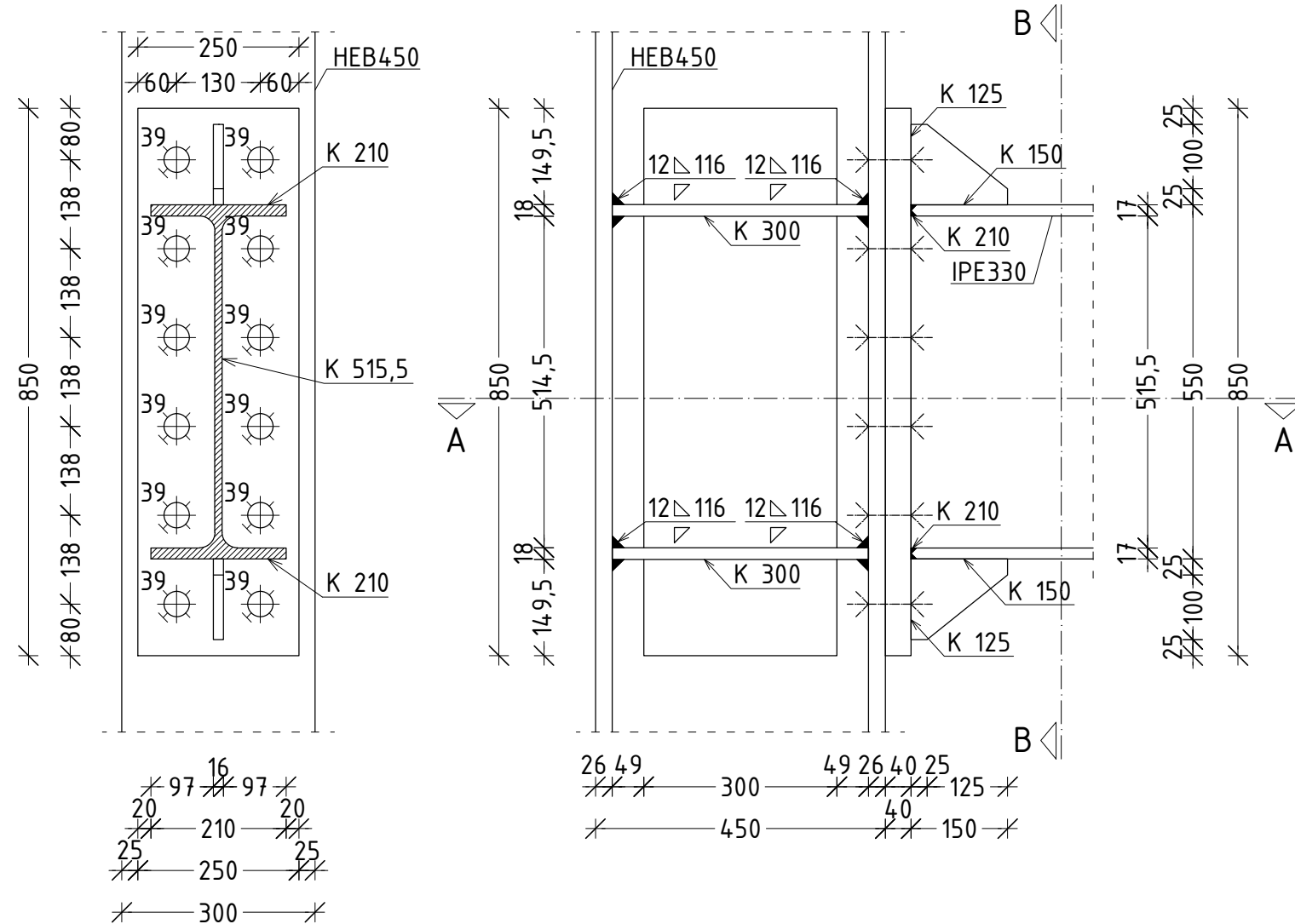
Opombe:



Objekt:	Štiri etažna poslovna stavba	
Vsebina risbe:	Vzdolžni prerez B-B	
Izdelal:	Boštjan Pohlin	
Datum izdelave:	April, 2015	
Vrsta projekta:	PGD	Številka lista: B4
Merilo:	1:100	

Opombe:

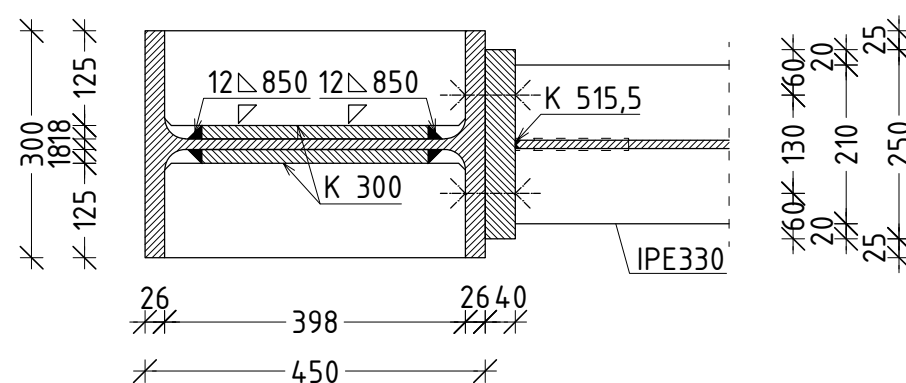
Prerez B-B



LEGENDA:



Prerez A-A



Objekt:

Štiri etažna poslovna stavba

Vsebina risbe:

Detajl spoja steber - prečka

Izdelal:

Boštjan Pohlin

Datum izdelave:

April, 2015

Vrsta projekta:

PGD

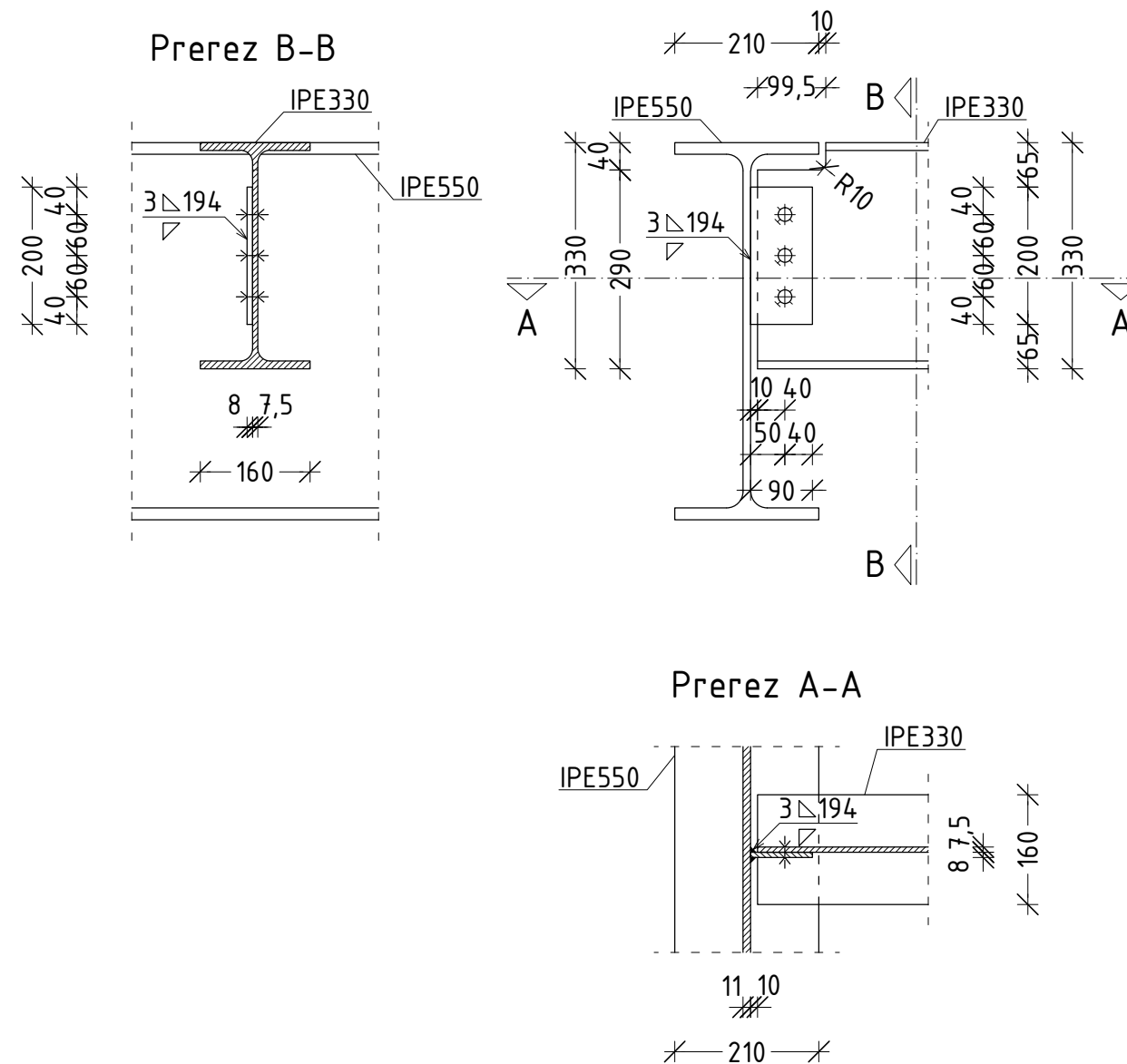
Številka lista:

Merilo:

1:10

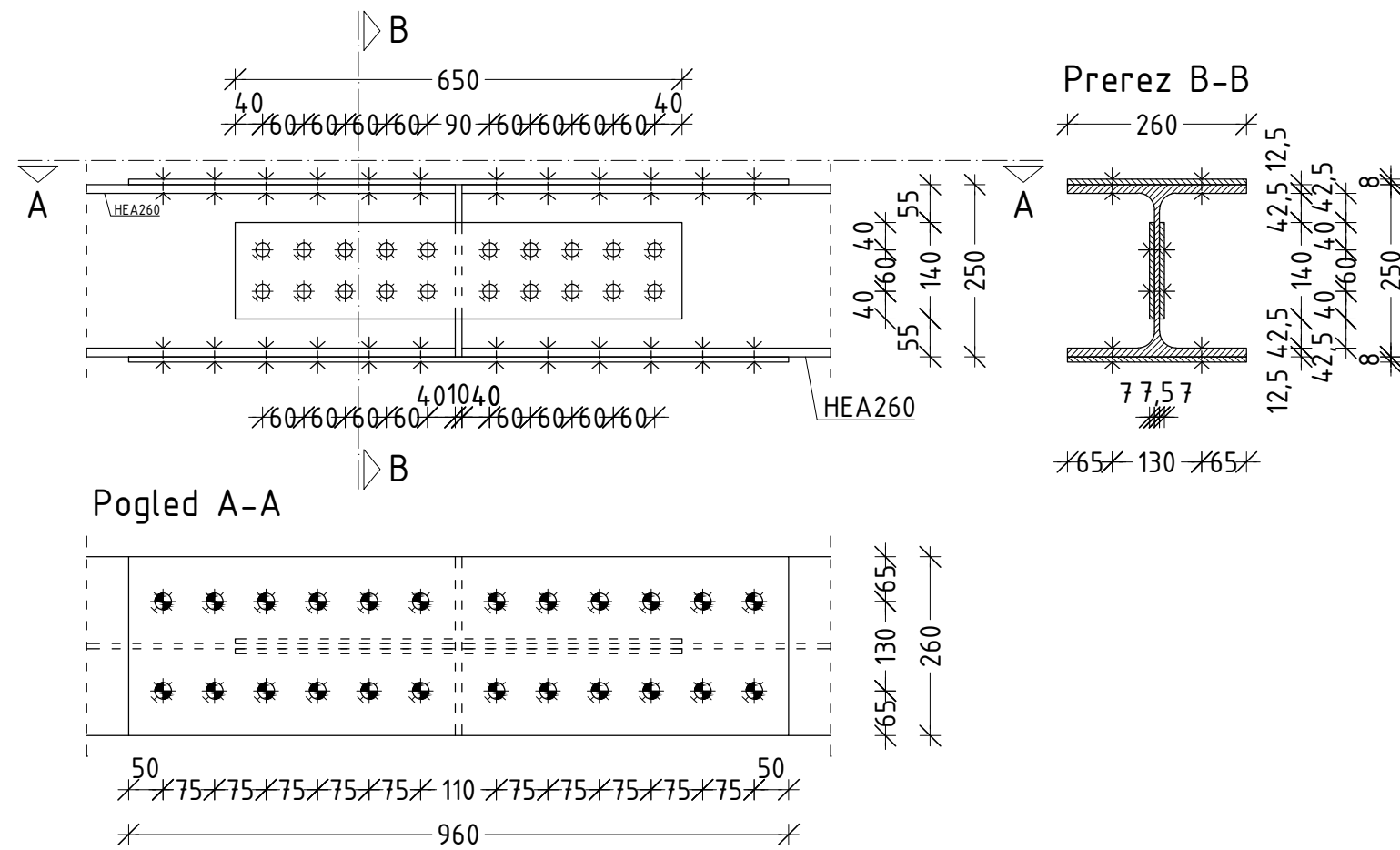
B5

Opombe:




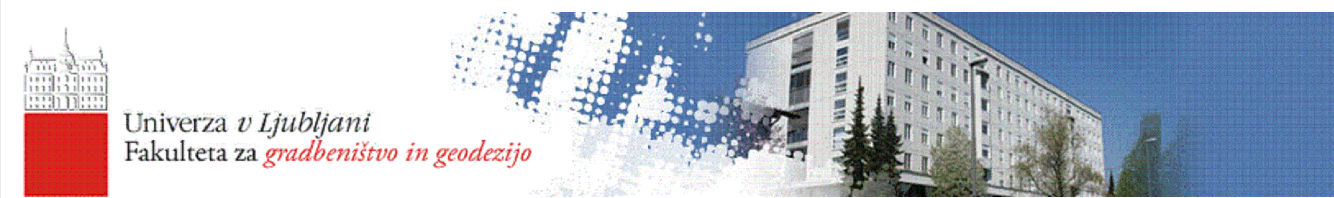
Objekt:	Štiri etažna poslovna stavba	
Vsebina risbe:	Detajl spoja prim.-sek. nosilec	
Izdelal:	Boštjan Pohlin	
Datum izdelave:	April, 2015	
Vrsta projekta:	PGD	Številka lista: B6
Merilo:	1:10	

Opombe:



LEGENDA:

-  Vijaki M18 8.8
-  Vijaki M22 8.8
-  Jeklo S275



Objekt: Štiri etažna poslovna stavba

Vsebina risbe: Detajl spoja diagonale

Izdelal: Boštjan Pohlin

Datum izdelave: April, 2015

Vrsta projekta: PGD

Številka lista:

Merilo: 1:10

B7