

Univerza
v Ljubljani
Fakulteta
*za gradbeništvo
in geodezijo*

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



Operativno gradbeništvo (VS) -
modul Konstruktiva

Kandidat:

Primož Janežič

Statična analiza poslovno-trgovskega centra z nosilno jekleno konstrukcijo

Diplomska naloga št.: 6

Mentor:

prof. dr. Jože Korelc

Somentor:

asist. dr. Peter Skuber

Ljubljana, 23. 9. 2011

IZJAVE

Podpisani Primož Janežič izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom »Statična analiza poslovno - trgovskega centra z nosilno jekleno konstrukcijo«.

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

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

Ljubljana, 2. 9. 2011

Primož Janežič

BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK: 624.014.2:519.23(043.2)

Avtor: Primož Janežič

Mentor: prof. dr. Jože Korelc

Somentor: asist. dr. Peter Skuber

Naslov: Statična analiza poslovno - trgovskega centra z nosilno jekleno konstrukcijo

Obseg in oprema: 121 str., 30 pregl., 51 sl.

Ključne besede: poslovno - trgovski center, dimenzioniranje, konstrukcijski elementi

Izveček

V diplomski nalogi je predstavljen postopek projektiranja poslovno - trgovske stavbe. Narejena je globalna analiza nosilne konstrukcije in določeni so glavni konstrukcijski sklopi. Nosilna konstrukcija je sestavljena iz jeklenih okvirjev, medetažna konstrukcija je v sovprežni izvedbi, temelji pa so pasovni. Nosilna konstrukcija je projektirana v skladu s pravili načrtovane nosilnosti. V okviru diplomske naloge so izdelani tudi dispozicijski načrti konstrukcije in detajli značilnih spojev konstrukcije.

BIBLIOGRAPHIC – DOKUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT

UDC: 624.014.2:519.23(043.2)

Author: Primož Janežič

Supervisor: Prof. Jože Korelc, Ph. D.

Cosupervisor: Assist. Peter Skuber, Ph. D.

Title: Static analysis of commercial centre with a steel supporting structure

Scope and tools: 121 p., 30 tab., 51 fig.

Keywords: commercial centre, sizing, structural elements

Abstract

The thesis presents the design process of a commercial centre. A global analysis of a supporting structure has been made and main construction complexes have been defined. The supporting structure consists of steel frames, the mezzanine construction is in a composite realization and the foundations are striped. The supporting structure is projected in accordance with the rules of the scheduled load capacity. Within this diploma project have been made the dispositional schemes and the details of typical joints.

ZAHVALA

Tekom izdelave diplomske naloge se je pojavilo kar nekaj problemov in nejasnosti, ki pa smo jih uspešno rešili skupaj z mentorjem prof. dr. Jožetom Korelcom in somentorjem asist. dr. Petrom Skubrom. Zato se obema tudi zahvaljujem. Prav tako pa se zahvaljujem tudi družini, sošolcem, prijateljem, ki so mi ta tri leta tekom študija stali ob strani.

KAZALO VSEBINE

1 UVOD	1
2 TEHNIČNO POROČILO	3
2.1 Zasnova	3
2.2 Konstrukcijski elementi in uporabljeni materiali	4
2.2.1 Stebri	4
2.2.2 Glavni nosilci	4
2.2.3 Sekundarni (sovprežni) nosilci	4
2.2.4 Strešni nosilci	4
2.2.5 Sovprežna plošča	4
2.2.6 Povezja	4
2.2.7 Temelji	5
2.2.8 Fasada	5
2.2.9 Betonsko jedro	5
2.2.10 Spoji	5
2.3 Obtežba	5
2.3.1 Lastna + stalna obtežba	6
2.3.2 Spremenljiva obtežba	6
2.3.3 Potres	6
2.4 Statična globalna analiza	7
2.5 Dimenzioniranje in kontrola pomikov	7

2.6 Uporabljeni standardi.....	7
2.7 Izdelava in montaža	8
2.8 Protikorozijska zaščita.....	8
3 VPLIVI NA KONSTRUKCIJO	9
3.1 Lastna + stalna obtežba	10
3.2 Spremenljiva obtežba.....	11
3.2.1 Koristna obtežba	11
3.2.2 Obtežba snega	11
3.2.3 Obtežba vetra	13
3.3 Potresna obtežba	22
3.3.1 Določitev faktorja obnašanja	22
3.3.2 Račun mase objekta.....	23
3.3.3 Račun potresne obtežbe v vzdolžni smeri.....	24
3.3.4 Račun potresne obtežbe v prečni smeri	27
3.3.5 Kombiniranje potresa v vzdolžni in prečni smeri.....	29
4 OBTEŽNE KOMBINACIJE.....	30
4.1 Obtežne kombinacije za mejno stanje nosilnosti.....	30
4.1.1 Kombinacije vplivov za stalna in začasna projektna stanja	30
4.1.2 Kombinacije vplivov za nezgodna projektna stanja.....	31
4.2 Obtežne kombinacije za mejno stanje uporabnosti	32
5 GLOBALNA ANALIZA KONSTRUKCIJE.....	34
5.1 Geometrijska začetna nepopolnost pri globalni analizi okvirov.....	34

5.1.1 Vz dolžna smer.....	34
5.1.2 Prečna smer.....	35
5.2 Kontrola računskega modela konstrukcije.....	36
5.2.1 Kontrola reakcij.....	36
5.3 Notranje sile in pomiki	37
5.3.1 Momentni okvir v prečni smeri.....	37
5.3.1.1 Mejno stanje nosilnosti	37
5.3.1.2 Mejno stanje uporabnosti.....	40
5.3.1.3 Vpliv teorije drugega reda v prečni smeri	42
5.3.2 Okvir v vzdolžni smeri	47
5.3.2.1 Mejno stanje nosilnosti	47
5.3.2.2 Mejno stanje uporabnosti.....	50
5.3.2.3 Vpliv teorije drugega reda v vzdolžni smeri.....	51
6 PROJEKTIRANJE PO PRAVILIH NAČRTOVANE NOSILNOSTI	57
6.1 Dimenzioniranje okvirja v prečni smeri	57
6.1.1 Lokalna duktilnost.....	57
6.1.2 Globalna duktilnost	58
6.1.3 Dimenzioniranje glavnega nosilca.....	59
6.1.4 Dimenzioniranje stebrov	62
6.1.4.1 Krajni stebri HEA 340.....	63
6.1.4.2 Notranji stebri HEA 450.....	65
6.2 Dimenzioniranje okvirja v vzdolžni smeri.....	68

6.2.1 Dimenzioniranje centričnih V povezji	68
6.2.1.1 Povezja v pritličju.....	69
6.2.1.2 Povezja v prvem nadstropju.....	70
6.2.1.3 Povezja v drugem nadstropju.....	71
6.2.1.4 Povezja v tretjem nadstropju	72
6.2.1.5 Povezja v četrtem nadstropju.....	73
6.2.1.6 Kontrola enakomernega sipanja energije v povezjih po etažah.....	74
6.3 Medetažna konstrukcija	75
6.3.1 Prednosti sovprežnih stropov.....	75
6.3.2 Dimenzioniranje medetažne konstrukcije	75
6.3.2.1 Dimenzioniranje sovprežne plošče	75
6.3.2.2 Dimenzioniranje sovprežnega nosilca.....	80
6.4 Račun nosilnosti spojev.....	89
6.4.1 Vrste spojev	89
6.4.2 Momentni spoj glavnega nosilca in zunanjega stebra	90
6.4.2.1 Uporabljeni materiali.....	91
6.4.2.2 Obremenitve na spoj	91
6.4.2.3 Dimenzioniranje spoja	91
6.4.3 Členkasti spoj sovprežnega in glavnega nosilca	96
6.4.3.1 Uporabljeni materiali.....	97
6.4.3.2 Obremenitve na spoj	97
6.4.3.3 Dimenzioniranje spoja	97

6.4.4 Členkasti spoj povezja in stebra.....	101
6.4.4.1 Uporabljeni materiali.....	101
6.4.4.2 Obremenitve na spoj.....	101
6.4.4.3 Dimenzioniranje spoja	101
6.4.5 Priključek zunanjega stebra na pasovni temelj	105
6.4.5.1 Obremenitev	105
6.4.5.2 Dimenzioniranje	105
6.5 Temelji.....	109
6.5.1 Račun modula reakcije tal.....	110
6.5.2 Maksimalna kontaktna napetost pod temeljem.....	113
6.5.3 Uporabljeni delni varnostni faktorji.....	114
6.5.4 Račun nosilnosti.....	115
6.5.4.1 Kontrola MSN	115
6.5.4.2 Kontrola MSU	116
6.5.5 Shematski prikaz temeljev.....	116
7 UPORABLJENI MATERIALI IN TEŽA JEKLENE KONSTRUKCIJE.....	117
8 ZAKLJUČEK.....	118
VIRI.....	119
PRILOGE	121

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Priporočene vrednosti koeficientov zunanjega tlaka za navpične stene stavb pravokotnega tlorisa (6).....	16
Preglednica 2: Dobljene vrednosti koeficientov zunanjega tlaka, osnovnega tlaka vetra in obtežbe vetra na posamezno področje sten objekta za veter, ki piha vzdolžno na objekt.....	17
Preglednica 3: Dobljene vrednosti koeficientov zunanjega tlaka, osnovnega tlaka vetra in obtežbe vetra na posamezno področje sten objekta za veter, ki piha prečno na objekt	18
Preglednica 4: Dobljene končne vrednosti 2. kombinacije za posamezno področje sten objekta za veter, ki piha vzdolžno na objekt.....	18
Preglednica 5: Dobljene končne vrednosti 2. kombinacije za posamezno področje sten objekta za veter, ki piha prečno na objekt.....	19
Preglednica 6: Dobljene vrednosti koeficientov zunanjega tlaka, osnovnega tlaka vetra in obtežbe vetra na posamezno področje strehe za veter, ki piha vzdolž objekta	20
Preglednica 7: Dobljene vrednosti koeficientov zunanjega tlaka, osnovnega tlaka vetra in obtežbe vetra na posamezno področje strehe s parapeti za veter, ki piha prečno na objekt.....	21
Preglednica 8: Dobljene končne vrednosti 2. kombinacije za posamezno področje strehe objekta za veter, ki piha vzdolžno ali prečno na objekt.....	21
Preglednica 9: Faktorji Ψ za obravnavan primer (1).....	30
Preglednica 10: Osne sile [kN] v stebrih zaradi gravitacijskega dela potresne kombinacije	43
Preglednica 11: Prečne sile [kN] v stebrih zaradi seizmičnega dela potresne kombinacije	43
Preglednica 12: Osne sile [kN] v stebrih v najbolj obremenjenem vzdolžnem okvirju zaradi gravitacijskega dela potresne kombinacije	52
Preglednica 13: Prečne sile [kN] v stebrih v najbolj obremenjenem vzdolžnem okvirju zaradi seizmičnega dela potresne kombinacije	52
Preglednica 14: Geometrijske karakteristike glavnega nosilca IPE 400	57
Preglednica 15: Geometrijske karakteristike krajnih stebrov HEA 340.....	58

Preglednica 16: Momenti [kNm] v glavnih nosilcih za gravitacijski in seizmični del potresne kombinacije ter skupaj	59
Preglednica 17: Osne sile [kN] v glavnih nosilcih za gravitacijski in seizmični del potresne kombinacije ter skupaj	60
Preglednica 18: Prečne sile [kN] v glavnih nosilcih za gravitacijski in seizmični del potresne kombinacije ter skupaj	60
Preglednica 19: Geometrijske karakteristike glavnih nosilcev IPE 400	60
Preglednica 20: Momenti [kNm], osne sile [kN] in prečne sile [kN] v krajnih stebrih ob vpetju za gravitacijski in seizmični del potresne kombinacije.....	63
Preglednica 21: Momenti [kNm], osne sile [kN] in prečne sile [kN] v krajnih stebrih pod prvo etažo za gravitacijski in seizmični del potresne kombinacije.....	63
Preglednica 22: Momenti [kNm], osne sile [kN] in prečne sile [kN] v notranjih stebrih ob vpetju za gravitacijski in seizmični del potresne kombinacije.....	65
Preglednica 23: Momenti [kNm], osne sile [kN] in prečne sile [kN] v notranjih stebrih pod prvo etažo za gravitacijski in seizmični del potresne kombinacije	66
Preglednica 24: Dovoljeni razponi pločevine glede na debelino plošče za MSU.....	76
Preglednica 25: Dovoljeni razponi pločevine glede na debelino plošče in širino podpore b za MSN..	76
Preglednica 26: Dopustni razponi HI bond sovprežnih stropov za MSN	78
Preglednica 27: Dopustni razponi HI bond sovprežnih stropov za MSU	79
Preglednica 28: Dobljene vrednosti kontaktnih napetosti pod temelji za MSN.....	113
Preglednica 29: Spisek materiala	117
Preglednica 30: Masa jeklene konstrukcije [kg]	117

KAZALO SLIK

Slika 1: Zasnova objekta	3
Slika 2: Oblikovna koeficienta obtežbe snega v odvisnosti od naklona strehe (α)	12
Slika 3: Razdelitev Slovenije na snežne cone (5).....	12
Slika 4: Razdelitev Slovenije na vetrne cone (7).....	14
Slika 5: Faktor izpostavljenosti glede na kategorijo terena in višino objekta (6).....	14
Slika 6: Referenčne višine z_e v odvisnosti od razmerja h in b ter od profila tlakov vetra (6)	15
Slika 7: Razdelitev sten na področja (6).....	16
Slika 8: Rrazdelitev ravne strehe na področja (6).....	19
Slika 9: Okvir s centričnimi V povezji	22
Slika 10: Momentni okvir.....	23
Slika 11: Projektni spekter pospeškov v vzdolžni smeri objekta	25
Slika 12: Projektni spekter pospeškov v prečni smeri objekta	28
Slika 13: Računski 3-D model konstrukcije, izdelan v programu SCIA Engineer.....	34
Slika 14: Upoštevanje nadomestne globalne nepopolnosti za vzdolžni okvir.....	34
Slika 15: Upoštevanje nadomestne globalne nepopolnosti za prečni okvir.....	35
Slika 16: Obravnavan okvir, obtežba [kN/m] in pripadajoče vertikalne reakcije [kN]	36
Slika 17: Ovojnica momentov za MSN v prečnem okvirju [kNm]	37
Slika 18: Ovojnica prečnih sil za MSN v prečnem okvirju [kN]	38
Slika 19: Ovojnica osnih sil za MSN v prečnem okvirju [kN].....	39
Slika 20: Horizontalni pomiki prečnega okvirja za MSU [mm].....	40

Slika 21: Vertikalni pomiki prečnega okvirja za MSU [mm]	41
Slika 22: Horizontalni elastični pomiki etaž [mm] zaradi seizmičnega dela potresne kombinacije	44
Slika 23: Elastični horizont. pomiki [mm] zaradi povečanega seizmičnega dela potresne kombinacije	46
Slika 24: Ovojnica momentov za MSN v vzdolžnem okvirju [kNm]	47
Slika 25: Ovojnica prečnih sil za MSN v vzdolžnem okvirju [kN]	48
Slika 26: Ovojnica osnih sil za MSN v vzdolžnem okvirju [kN].....	49
Slika 27: Horizontalni pomiki [mm] vzdolžnega okvirja za MSU	50
Slika 28: Elastični horizontalni pomiki etaž [mm] zaradi seizmičnega dela potresne kombinacije	53
Slika 29: Elastični horizont. pomiki [mm] zaradi povečanega seizmičnega dela potresne kombinacije	55
Slika 30: Osne sile [kN] v povezjih zaradi seizmičnega dela potresne obtežne kombinacije.....	68
Slika 31: Diagrami ukonskih krivulj (8)	70
Slika 32: Shematski prikaz sovprežne plošče s profilirano pločevino	75
Slika 33: Računski model sovprežne plošče z začasnim podpiranjem na sredini	77
Slika 34: Računski model sovprežnega nosilca	80
Slika 35: Sodelujoča širina in ostale dimenzije sovprežnega stropa	84
Slika 36: Dimenzije čepov	88
Slika 37: Momentni spoj gl. nosilca in stebra	89
Slika 38: Členkasti spoj sek. nosilca in stebra	89
Slika 39: Členkasti spoj povezja in gl. nosilca oz. stebra.....	90
Slika 40: Momentni priključek stebra na temelj	90
Slika 41: Zasnova momentnega spoja glavnega nosilca in stebra.....	90

Slika 42: Grafični prikaz ročic vijakov.....	92
Slika 43: Zasnova členkastega spoja sovprežnega in glavnega nosilca.....	96
Slika 44: Zasnova členkastega spoja povezja in stebra	101
Slika 45: Zasnova momentnega priključka stebra na temelj	105
Slika 46: Razporeditev vijakov v priključku stebera na temelj	108
Slika 47: Dimenzije pasovnega temelja [m].....	110
Slika 48: Model vzmeti	110
Slika 49: Vrednosti osnih sil v stebrih najbolj obremenjenega okvirja za MSU [kN]	111
Slika 50: Površina pod pasovnim temeljem	112
Slika 51: Shematski prikaz temeljev, izdelan v Autocadu	116

1 UVOD

V okviru diplomskega dela je bila izvedena statična analiza poslovno - trgovskega centra na nivoju projekta za pridobitev gradbenega dovoljenja. Namen naloge je prikazati postopek projektiranja jeklenega objekta po standardih Evrokod. Gre za petetažni objekt pravokotne oblike v jekleni in sovprežni izvedbi, ki se nahaja v Kamniku.

Statična analiza konstrukcije je narejena s pomočjo računalniškega programa SCIA Engineer po teoriji drugega reda z upoštevanjem globalne nepopolnosti.

Vplivi na konstrukcijo so določeni na podlagi SIST EN 1991 in SIST EN 1998. Lastna in stalna obtežba je odvisna od izbranih profilov in ostalih konstrukcijskih elementov. Ker gre za stavbo, namenjeno poslovnim (etaže) in trgovski (pritličje) dejavnosti, se za koristno obtežbo v etažah prevzame 3 kN/m^2 , v pritličju pa 4 kN/m^2 . Tako obtežba s snegom, kot tudi obežba z vetrom sta odvisni od dejavnikov, kot so: lokacija objekta, oblika objekta, lastnosti strehe... Velikost potresne obtežbe je odvisna od mase objekta, od lokacije, kjer se objekt nahaja, od karakteristik tal, od nihajnega časa objekta in od faktorja obnašanja. Tako kot obtežbo z vetrom, tudi potresno obtežbo v vzdolžni smeri prevzamejo okvirji s centričnimi V povezji, v prečni smeri pa momentni okvirji. Potresna obtežba je poračunana z metodo s horizontalnimi silami.

Po vnosu obtežb, obtežnih kombinacij in geometrijske nepopolnosti v 3D model, izdelan v programu SCIA Engineer, sem dobil notranje sile in pomike za mejno stanje nosilnosti in mejno stanje uporabnosti. Konstrukcijske elemente sem dimenzioniral po posebnih pravilih za protipotresno gradnjo jeklenih konstrukcij.

Tako kot vsak objekt, mora tudi ta objekt ustrezati vsem bistvenim zahtevam za projektiranje.

BISTVENE ZAHTEVE, KI JIH MORA IZPOLNJEVATI VSAK OBJEKT:

- mehanska odpornost in stabilnost,
- varnost pred požarom,
- higijenska in zdravstvena zaščita in varovanje okolja,
- varnost pri uporabi,
- zaščita pred hrupom,
- varčevanje z energijo in ohranjanje toplote.

Konstrukcijo je potrebo projektirati in izvesti tako, da škoda pri eksplozijah, trkih, človeških napakah po obsegu ustreza vzroku. Morebitno škodo je treba preprečiti ali omejiti z naslednjimi ukrepi:

- Preprečitev, izločitev ali zmanjšanje nevarnosti, ki jim je konstrukcija izpostavljena.
- Izbira take oblike konstrukcije, ki je manj občutljiva na upoštevane nevarnosti.
- Izbira take oblike konstrukcije in konstrukcijskih detajlov, da lahko prenese v nezgodi odstranjen element ali del konstrukcije ali še sprejemljivo lokalno poškodbo.
- Izogibati se je potrebno konstrukcijskim sistemom, ki se porušijo brez predhodnih znakov.

- Povezovanje konstrukcijskih elementov.

Vsem zgoraj naštetim zahtevam se zadosti z izbiro primerne materiala, s pravilnim projektiranjem in konstruiranjem ter s predpisovanjem kontrolnih postopkov za projektiranje, gradnjo in uporabo objekta (1).

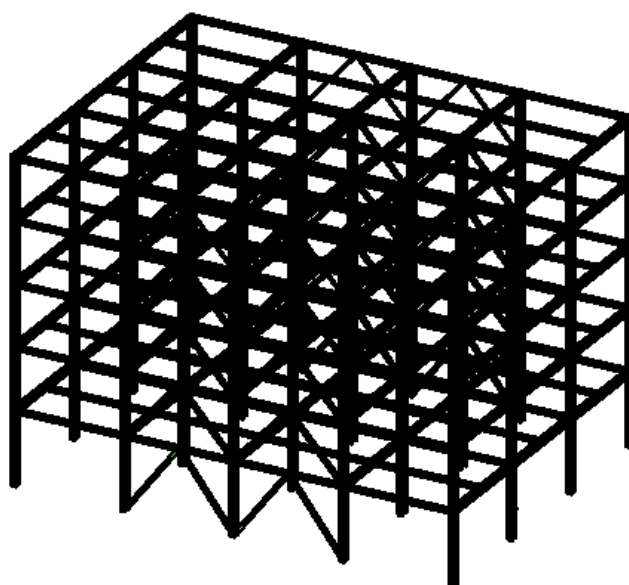
2 TEHNIČNO POROČILO

2.1 Zasnova

Obravnavani poslovno - trgovski objekt je petetažni objekt pravokotne oblike, dimenzij 24 x 18 m. Pritličje, namenjeno trgovski dejavnosti, je visoko 4 m. Nadstropja, katerih namembnost je poslovna dejavnost, so višine 3,4 m. Objekt je grajen v jekleni in sovprežni izvedbi, temelji pa so armiranobetonski. Za fasado se uporabijo Trimo fasadni paneli. Streha je ravna, v naklonu 3° in je nepohodna. Za kritino se uporabijo Trimo strešni paneli. V objektu se nahaja tudi betonsko jedro, v katerem sta dvigalo in betonske stopnice. Betonsko jedro je dilatirano od ostale konstrukcije. Objekt je nepokleten.

Poslovno - trgovski objekt se nahaja v Kamniku, na nadmorski višini 380 m, leži v coni A2, vetrna cona 1, kategorija terena pa je 2. Projektni pospešek tal za Kamnik znaša 0,225g. Tla, na katerih se nahaja objekt, so pretežno gosto peščena, debeline 60 metrov. Gre za tip tal B.

Nosilno konstrukcijo v prečni smeri sestavlja pet okvirov v razmaku 6 m. Glavni nosilci so momentno priključeni na stebre. V vzdolžni smeri pa nosilno konstrukcijo sestavljajo štirje okvirji na medsebojni oddaljenosti 6 m. Zunja dva vzdolžna okvirja vsebujeta tudi centrična V povezja, ki so členkasto priključena na stebre oz. sekundarne nosilce. Povezja se nahajajo v srednjih dveh poljih vzdolžnih okvirov, saj se tako zagotovi prosto raztezanje oz. krčenje konstrukcije zaradi temperaturnih sprememb. Sekundarni nosilci so členkasto priključeni na stebre oz. glavne nosilce. Konstrukcija je po višini pravilna. Predpostavi se, da je konstrukcija sposobna sipati energijo. V prečni smeri, v kateri potresne sile prevzamejo momentni okvirji, je faktor obnašanja 6,5. V vzdolžni smeri pa potresne sile prevzamejo okvirji s centričnimi V povezji, faktor obnašanja znaša 2,5.



Slika 1: Zasnova objekta

2.2 Konstrukcijski elementi in uporabljeni materiali

2.2.1 Stebri

Jekleno nosilno konstrukcijo sestavljajo vroče valjani jekleni profili. Stebri so momentno priključeni na temelje in potekajo kontinuirano, po celotni višini objekta, v enem kosu. Zaradi ekonomičnosti se za robne stebre izberejo manjši profili, kot pa za stebre v notranjosti konstrukcije. Za robne stebre se izberejo vročevaljani profili HEA 340, za stebre v sredini objekta pa profili HEA 450. Obe vrsti profilov sta iz jekla S 355. V stebrih sipanje energije med potresom ni predvideno, izjema je le mesto tik ob vpetju stebra v temelj, kjer se lahko pojavi plastični členek.

2.2.2 Glavni nosilci

Glavni nosilci so momentno priključeni na stebre in potekajo v prečni smeri objekta. Glede na pričakovane obremenitve in dovoljene pomike se za glavne nosilce izberejo vroče valjani profili IPE 400, kvalitete jekla S 235. V njih se predpostavi sipanje energije med potresom, zato so projektirani na manjše obremenitve, kot spoji in stebri.

2.2.3 Sekundarni (sovpredni) nosilci

Sovpredni nosilci so členkasto priključeni na stebre, oz. glavne nosilce, in potekajo v vzdolžni smeri objekta. Na njih nalega sovpredna plošča. Glede na obremenitve in dovoljene pomike se izberejo vroče valjani profili IPE 240, izdelani iz jekla S 235.

2.2.4 Strešni nosilci

Izbere se vroče valjane profile 270o, izdelane iz jekla kvalitete S 235. Na njih nalegajo Trimo strešni paneli.

2.2.5 Sovpredna plošča

Izbere se sovpredna plošča KS 1/1 ϕ 19 + Q 257 + TP, debeline 14 cm. Pločevina, uporabljena v sovpredni plošči, je tipa HI-Bond 55, $t = 0,8$ mm, $f_{yk} = 250$ MPa, uporabljen beton pa je C 25/30. Trenjsko nosilnost sovprednega stropa zagotavljajo mozniki tipa Nelson ϕ 19, nahajajo se v vsakem valju. Za dodatno armaturo se izbere mreža Q257, ki je položena direktno na rebrasto pločevino.

2.2.6 Povezja

Horizontalne sile v vzdolžni smeri objekta prevzamejo okvirij z vertikalnimi povezji. Izberejo se centrična V povezja, ki se izvedejo v srednjih dveh poljih po celotni višini objekta. Povezja se nahajajo v obeh zunanjih vzdolžnih okvirjih. Za povezja se uporabijo vroče valjani profili, ki so po etažah, zaradi posebnih pravil za jeklene konstrukcije po EC 8, različni. S tem se zagotovi, da se po celotni višini objekta v primeru potresa istočasno plastificirajo vsa povezja. V pritličju se tako uporabijo profili RHS 200/120/10,0; v prvem nadstropju RHS 200/120/8,0; v drugem RHS

200/120/6,3; v tretjem RHS 200/100/5,0; v zadnjem nadstropju pa RHS 120/60/8,0. Vsa povezja so iz kvalitete jekla S 235 in so členkasto priključena na stebre oz. na sekundarne nosilce. V povezjih se pričakuje sipanje energije v primeru potresa.

2.2.7 Temelji

Glede na kvaliteto tal, obremenitve in samo geometrijo objekta, se izberejo pasovni temelji iz armiranega betona C 20/25 in rebraste armature S 500. Temelji so široki 1,0 m, globoki pa so prav tako 1,0 m.

2.2.8 Fasada

Fasada je iz Trimo fasadnih panelov. Pritrjena je na fasadno podkonstrukcijo, ta pa na glavno nosilno konstrukcijo.

2.2.9 Betonsko jedro

Dimenzije betonskega jedra znašajo 9 x 3 m. V njem se nahajata dvigalo in stopnišče. Grajeno je iz armiranega betona C 25/30, za armaturo pa se uporabi rebrasta armatura kvalitete S 500. Debelina sten betonskega jedra znaša 20 cm, krovni sloj betona pa 3 cm. Ima lastne temelje in je od jeklene nosilne konstrukcije ločeno z dilatacijami, ki so širine 10 cm. Strojnica dvigala se nahaja neposredno pod streho objekta.

2.2.10 Spoji

V okviru naloge sem dimenzioniral tudi značilne spoje. Glede na togost jih razdelimo na momentne in členkaste. Momentni spoj gl. nosilca in stebra je varovan spoj. Vsebuje 12 vijakov M 24, kvalitete 10.9. Čelna pločevina je debeline 20 mm, zvar med gl. nosilcem in čelno pločevino pa je kotni, korenske mere 9 mm, med pasnico gl. nosilca in vezno pločevino, ter 6 mm, med stojino gl. nosilca in vezno pločevino. Potrebna je tudi dodatna pločevina debeline 10 mm in ojačitev stojine stebra debeline 15 mm. Členkasti spoj gl. nosilca in sekundarnega nosilca sestavlja 8 vijakov M 12, kvalitete 8.8. Vezna pločevina je privarjena na stojino gl. nosilca s kotnim zvarom korenske mere 4 mm. Spoj stebra in centričnega povezja je členkast, varovan spoj, sestavljen iz 6 vijakov M 24, kvaliteta 10.9 in dveh veznih pločevin debeline 15 mm. Zvar med vezno pločevino 1 in povezjem je kotni, korenske mere 5 mm. Priključek stebra na temelj je varovan, momentni spoj, sestavljen iz 20 vijakov M 30, kvalitete 8.8. Čelna pločevina je privarjena na steber s čelnim, polnopenetriranim zvarom.

Vse vezne, čelne, dodatne pločevine, vute, ojačitve panela stojine stebra, so izdelane iz kvalitete jekla S 355.

2.3 Obtežba

2.3.1 Lastna + stalna obtežba

-Streha: $G = 1,35 \text{ kN/m}^2$,

-medetažna konstrukcija: $G = 5,56 \text{ kN/m}^2$.

2.3.2 Spremenljiva obtežba

KORISTNA OBTEŽBA

- Pritličje: $q = 4,0 \text{ kN/m}^2$,

- medetažna konstrukcija: $q = 3,0 \text{ kN/m}^2$,

- streha: $q = 0,4 \text{ kN/m}^2$.

OBTEŽBA VETRA

- Objekt se nahaja v vetrni coni 1,

- osnovna hitrost vetra: $v_{b,0} = 20 \text{ m/s}$,

- osnovni tlak vetra: $q_b = 0,25 \text{ kN/m}^2$.

OBTEŽBA SNEGA

- Objekt se nahaja v coni A2, na nadmorski višini 380 m,

- ravna streha,

- obtežba snega: $s = 1,32 \text{ kN/m}^2$.

2.3.3 Potres

- Projektni pospešek tal, kjer se objekt nahaja: $a_g = 0,225g$,

- faktor obnašanja v vzdolžni smeri: $q = 6,5$,

- faktor obnašanja v vzdolžni smeri: $q = 2,5$,

- masa objekta: $G = 1185 \text{ t}$,

- potresna obtežba poračunana po metodi s horizontalnimi silami.

2.4 Statična globalna analiza

Račun notranjih statičnih količin je izveden z računalniškim programom SCIA Engineer, po teoriji drugega reda. Upoštevane so začetne geometrijske nepopolnosti konstrukcije. V omenjenem računalniškem programu je bil narejen 3-D model obravnavane konstrukcije, nato pa so bile nanj nanešene, v predhodnem razdelku opisane, obtežbe. Obtežba snega in vetra je, poleg »peš« računa, poračunana tudi z orodjem, ki ga ponuja omenjeni računalniški program. Določene so bile tudi obtežne kombinacije. Na podlagi merodajnih obtežnih kombinacij so bile dobljene notranje sile in pomiki konstrukcije, na osnovi katerih je sledilo dimenzioniranje konstrukcijskih elementov.

2.5 Dimenzioniranje in kontrola pomikov

Dimenzioniranje in kontrola pomikov sta bila izvedena v skladu s standardoma SIST EN 1993 in SIST EN 1998. Narejena je kontrola nosilnosti in stabilnosti elementov. Preverjeni so medetažni pomiki in upogibki nosilcev. Konstrukcija je dimenzionirana tako, da je v primeru potresa zagotovljeno duktilno obnašanje tistih konstrukcijskih elementov, ki s tem ne ogrožajo globalne stabilnosti objekta.

2.6 Uporabljeni standardi

SIST EN 1990: Osnove projektiranja.

SIST EN 1991: Vplivi na konstrukcije:

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

SIST EN 1993: Projektiranje jeklenih konstrukcij:

- SIST EN 1993-1-1: Splošna pravila in pravila za stavbe,
- SIST EN 1993-1-8: Projektiranje spojev.

SIST EN 1994: Projektiranje sovprežnih konstrukcij:

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

SIST EN 1997: Geotehnično projektiranje:

- SIST EN 1997-1: Splošna pravila.

SIST EN 1998: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij:

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

2.7 Izdelava in montaža

Izdelava in montaža vseh jeklenih konstrukcij mora biti izvedena v skladu s projektno dokumentacijo ter v skladu s standardom SIST EN 1990-1. Pri sami montaži je zelo pomemben vrstni red montaže, saj tako lahko zagotovimo stabilnost konstrukcije v času gradnje. Tako se najprej postavijo okvirji, ki vsebujejo vertikalna zavetrovanja. Posebno pozornost je treba posvetiti tudi upoštevanju geometrijskih toleranc, ter zahtevam glede izdelave in kontrole kvalitete zvarov. Nad montažo objekta morata ves čas bdeti merska kontrola in strokovni nadzor, ki ga izvaja strokovnjak za jeklene konstrukcije. Sicer pa ima montažna gradnja v primerjavi z monolitno gradnjo številne prednosti kot so krajši čas izvedbe, več dela se opravi v tovarni, pod nadzorovanimi pogoji...

2.8 Protikorozijska zaščita

Elemente jeklene konstrukcije je potrebno zaščititi v skladu s Pravilnikom o tehničnih ukrepih in pogojih za zaščito jeklenih konstrukcij pred korozijo. Vsi jekleni elementi, ki so bodisi posredno bodisi neposredno izpostavljeni atmosferskim vplivom, morajo biti protikorozijsko zaščiteni z vročim cinkanjem. Barvani morajo biti po izboru odgovornega arhitekta. Barva je sicer določena v PZI. Jekleni elementi, ki niso izpostavljeni atmosferskim vplivom, morajo biti protikorozijsko zaščiteni z dvema nanosoma temeljnje barve in dvema nanosoma pokrivne barve. Vsak nanos mora biti debeline 30 nm. Barva mora biti izbrana s strani odgovornega arhitekta. Protikorozijsko zaščito mora odobriti strokovni nadzor in mora imeti z investitorjem dogovorjen garancijski rok.

3 VPLIVI NA KONSTRUKCIJO

Vplivi na konstrukcijo so določeni na podlagi SIST EN 1991 in SIST EN 1998, treba jih je, glede na časovno spremenljivost, razvrstiti na:

-STALNE VPLIVE (oznaka G)

Stalni vplivi so vplivi, za katere je verjetno, da delujejo ves čas v nekem referenčnem obdobju. Sprememba njihove velikosti s časom je zanemarljiva ali monotona, dokler ne dosežejo določene mejne vrednosti. Pod stalne vplive spadajo: lastna teža nosilne konstrukcije in oprema, ki se nahaja v objektu skozi njegovo celotno življenjsko dobo (npr. elektroinštalacije, tlaki, spuščeni stropovi...) (2).

-SPREMENLJIVE VPLIVE (oznaka Q)

So vplivi, katerih sprememba velikosti s časom ni niti nezanemarljiva, niti monotona. Sem spadajo: koristna obtežba stropov stavb, nosilcev in streh, vpliv vetra, obtežba snega.

Koristna obtežba se v splošnem obravnava kot spremenljiv pomični vpliv, vendar jo upoštevamo kot navidezni statični vpliv. Pri površinah, ki so izpostavljene različnim vrstam obtežbe, je treba upoštevati kritičen obtežni primer (2).

Obtežba snega se upošteva kot spremenljiva, nepomična obtežba, ki deluje v smeri gravitacije. Na porazdelitev snega na strehi vplivajo lastnosti strehe in drugi dejavniki, kot so: oblika strehe, toplotne lastnosti strehe, hrapavost strešne površine, količina toplote, generirane pod streho, sosednje stavbe, teren v okolici stavbe in krajevne podnebne razmere (4).

Veter na konstrukcijo lahko deluje ugodno ali neugodno, pri veliki večini primerov pa deluje neugodno. Predstavljen je s poenostavljeno skupino tlakov ali sil, katerih učinki so enakovredni skrajnim učinkom turbulentnega vetra. Vplivi vetra se spreminjajo s časom in delujejo neposredno kot tlak na zunanje površine objekta. Zaradi prepustnosti ovoja deluje posredno tudi na notranje površine, pri odprtih konstrukcijah pa na njih deluje neposredno. Tlak deluje na površino ploskve kot rezultirajoča sila pravkotno na posamezni del ovoja. V primeru, če je objekt zelo dolg, ne smemo zanemariti tudi trenjske sile, ki deluje tangencialno na ovoj (6).

-NEZGODNE VPLIVE (oznaka A)

So navadno kratkotrajni, toda močni vplivi. Verjetnost, da se bodo pojavili med projektno življenjsko dobo objekta, je majhna. Med nezgodne vplive štejemo: potres; trčenje vozil v konstrukcijo; eksplozije... V okviru moje diplomske naloge sem od nezgodnih vplivov upošteval le potresni vpliv. Potresni vpliv je posledica gibanja tal in lahko deluje v vseh treh smereh. V okviru diplomske naloge sem upošteval samo gibanje v obeh horizontalnih smereh. Cilji projektiranja potresnoodpornih objektov so naslednji:

- zaščita človeških življenj v primeru potresa,
- omejitev škode v primeru potresa,
- zagotovitev, da v primeru potresa ostanejo konstrukcije, pomembne za civilno zaščito, uporabne,
- namen potresnoodporne gradnje ni preprečiti škode, pač pa jo omejiti (16).

3.1 Lastna + stalna obtežba

SESTAVA MEDETAŽNE KONSTRUKCIJE

finalna obdelava.....	0,2 kN/m ²
estrih.....	1,25 kN/m ²
toplotna izolacija.....	0,1 kN/m ²
sovprežni strop.....	2,91 kN/m ²
profili.....	0,6 kN/m ²
strojne in elektoinštalacije.....	0,2 kN/m ²
spuščen strop.....	0,3 kN/m ²
G.....	5,56 kN/m²

FASADA

Lastna teža fasade in fasadne podkonstrukcije v 1. etaži:

$$g_{\text{fasada}} = 0,5 \text{ kN/m}^2$$

$$G_{\text{fasada},1} = A_{\text{fasada},1} \cdot g_{\text{fasada}} = (4 \text{ m}/2 + 3,4 \text{ m}/2) \cdot (2 \cdot 24 \text{ m} + 2 \cdot 18 \text{ m}) \cdot 0,5 \text{ kN/m}^2 = 155,4 \text{ kN}$$

Lastna teža fasade in fasadne podkonstrukcije v 2., 3. in 4. etaži:

$$G_{\text{fasada},2,3,4} = A_{\text{fasada},2,3,4} \cdot g_{\text{fasada}} = (3,4 \text{ m}/2 + 3,4 \text{ m}/2) \cdot (2 \cdot 24 \text{ m} + 2 \cdot 18 \text{ m}) \cdot 0,5 \text{ kN/m}^2 = 142,8 \text{ kN}$$

Lastna teža fasade in fasadne podkonstrukcije v 5. etaži:

$$G_{\text{fasada},5} = A_{\text{fasada},5} \cdot g_{\text{fasada}} = (3,4 \text{ m}/2) \cdot (2 \cdot 24 \text{ m} + 2 \cdot 18 \text{ m}) \cdot 0,5 \text{ kN/m}^2 = 71,4 \text{ kN}$$

SESTAVA STREHE

Trimo strešni paneli.....	0,25 kN/m ²
profili.....	0,6 kN/m ²
strojne in elektroinstalacije.....	0,2 kN/m ²
spuščen strop.....	0,3 kN/m ²
G.....	1,35 kN/m²

3.2 Spremenljiva obtežba

3.2.1 Koristna obtežba

Objekt je namenjen trgovski in poslovni dejavnosti. V pritličju so površine namenjene trgovini na drobno (kategorija D1), v nadstropjih pa se nahajajo poslovni prostori (kategorija B). Streha je dostopna le za vzdrževanje in popravila in je kategorije H. Koristna obtežba mora biti razporejena najbolj neugodno. V mojem primeru sem predpostavil tri možne razporeditve koristne obtežbe: po celotni površini, v vsakem drugem polju vzdolžno, v vsakem drugem polju prečno. Vse te tri možnosti razporeditve sem upošteval v obtežnih kombinacijah (2).

pritličje.....	4,0 kN/m ²
etaže.....	3,0 kN/m ²
streha.....	0,4 kN/m ²

3.2.2 Obtežba snega

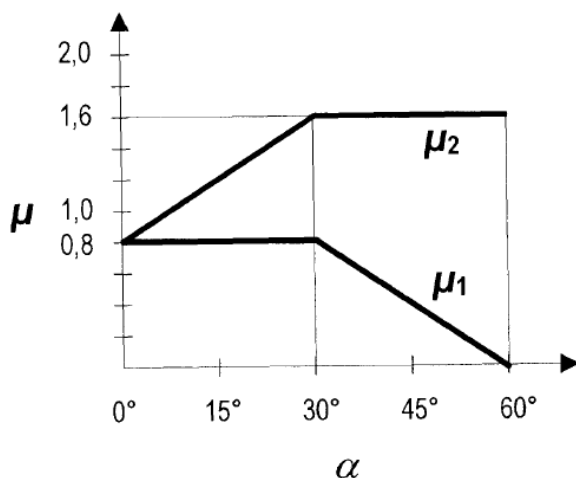
Objekt ima ravno streho (naklon 3°) in se nahaja v Kamniku, na nadmorski višini 380 m, na običajnem terenu, cona A2. Streha objekta je dobro toplotno izolirana.

Obtežba snega za trajno/začasno projektno stanje se izračuna po formuli:

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

, pri čemer so:

μ_i	oblikovni koeficient obtežbe snega
C_e	koeficient izpostavljenosti
C_t	toplotni koeficient
s_k	karakteristična obtežba snega na tleh [kN/m ²]



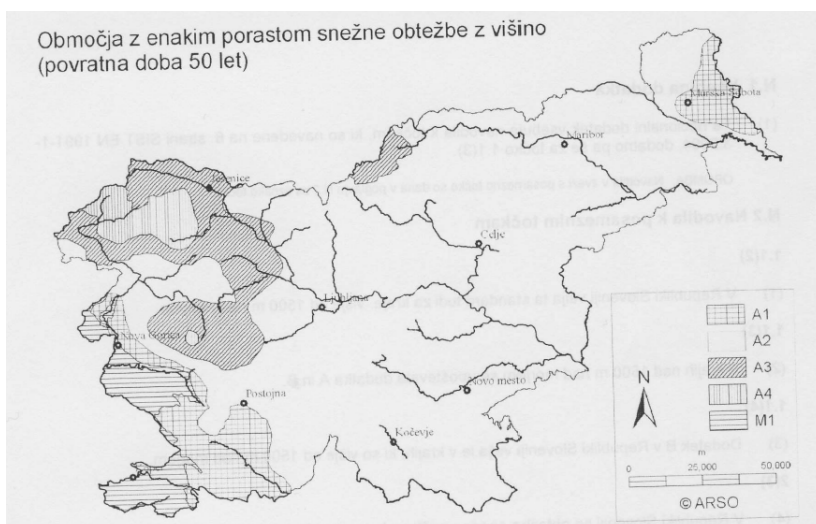
Slika 2: Oblikovna koeficienta obtežbe snega v odvisnosti od naklona strehe (α)

Koeficient izpostavljenosti:

Uporablja se za določitev obtežbe snega na strehi, pri njegovi zbirni vrednosti se upošteva prihodnje stanje okoli objekta. Obravnavan objekt se nahaja na običajnem terenu (površine, kjer veter ne prenaša snega na objektih, ker so zaščiteni zaradi terena, drugih objektov, ali dreves).

Toplotni koeficient:

V primerih, ko je streha objekta slabo izolirana, se vpliv snega lahko zmanjša s faktorjem toplotnega koeficienta C_t . Za obravnavani objekt se predpostavi streha z majhno toplotno prevodnostjo (4).



Slika 3: Razdelitev Slovenije na snežne cone (5)

Cona A2: $s_k =$ — , A.....nadmorska višina objekta [m] (5)

$$s_k = \text{ — } = 1,65 \text{ kN/m}^2$$

Račun obtežbe snega :

$$\alpha = 3^\circ$$

$$\mu_1 = 0,8$$

$$C_e = 1$$

$$C_t = 1$$

$$s_k = 1,65 \text{ kN/m}^2$$

$$s = 0,8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,65 \text{ kN/m}^2 = 1,32 \text{ kN/m}^2$$

3.2.3 Obtežba vetra

Objekt ima ravno streho (naklon 3°) in se nahaja v Kamniku, na nadmorski višini 380 m, v vetrni coni 1, kategorija terena II. Višina objekta znaša 17,6 m. Veter računamo v prečni in vzdolžni smeri objekta.

Osnovna hitrost vetra:

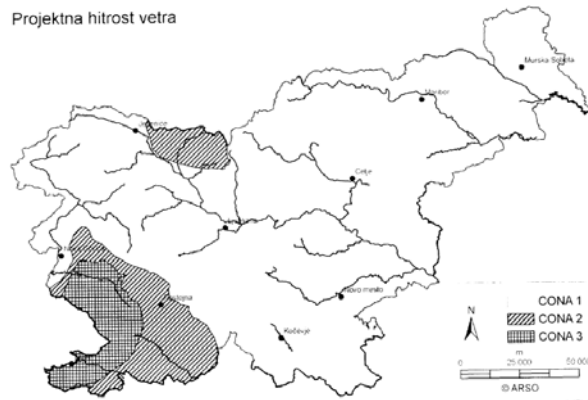
$$v_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot v_{b,0} \text{ , } \text{ kjer so: } C_{dir} \text{.....smerni faktor}$$

$$C_{season} \text{.....faktor letnega časa}$$

$$v_{b,0} \text{.....temeljna vrednost osnovne hitrosti vetra [m/s}^2\text{]}$$

Za C_{dir} in C_{season} prevzamem priporočeno vrednost, ki znaša 1.

Temeljna vrednost osnovne hitrosti vetra:



Slika 4: Razdelitev Slovenije na vetrne cone (7)

Objekt se nahaja v coni 1, pod 800 m, torej je $v_{b,0}$ enaka 20 m/s.

Račun osnovne hitrosti vetra:

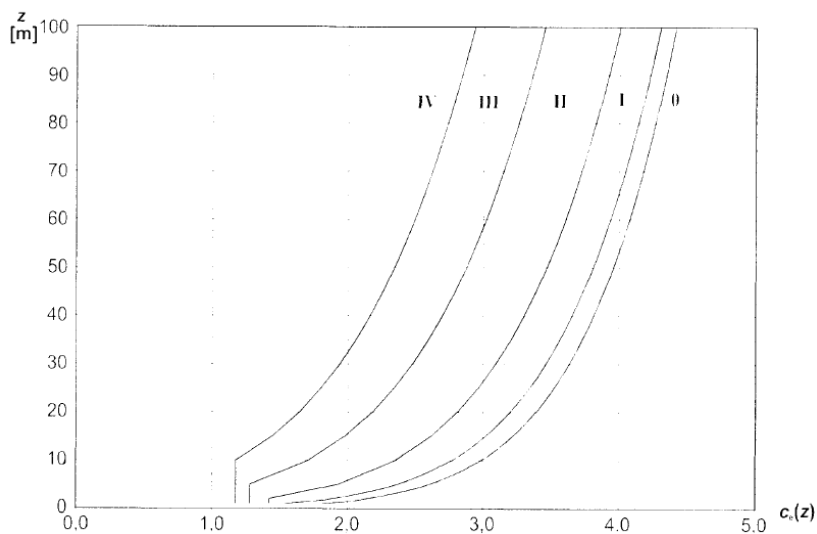
$$v_b = 1 \cdot 1 \cdot 20 \text{ m/s} = 20 \text{ m/s}$$

Tlak pri največji hitrosti ob sunkih vetra:

$q_p(z) = c_e(z) \cdot q_b$, kjer sta: $c_e(z)$faktor izpostavljenost

q_bosnovni tlak vetra [kN/m²]

Določitev $c_e(z)$:



Slika 5: Faktor izpostavljenosti glede na kategorijo terena in višino objekta (6)

$$z = 17,6\text{m}$$

kategorija terena: II

$$c_e(z) = 2,71$$

Račun q_b :

$$q_b = \rho \cdot v_b^2 ; \quad \rho = 1,25 \text{ kg/m}^3 , \quad \rho \dots\dots\dots \text{gostota zraka}$$

$$q_b = 0,25 \text{ kN/m}^2$$

Račun $q_p(z)$:

$$q_p(z) = 2,71 \cdot 0,25 \text{ kN/m}^2 = 0,68 \text{ kN/m}^2$$

Tlak vetra na zunanje ploskve:

$$w_e = q_p(z_e) \cdot C_{pe} ; \quad \text{kjer so:} \quad q_p(z_e) \dots\dots\dots \text{največji tlak pri sunkih vetra}$$

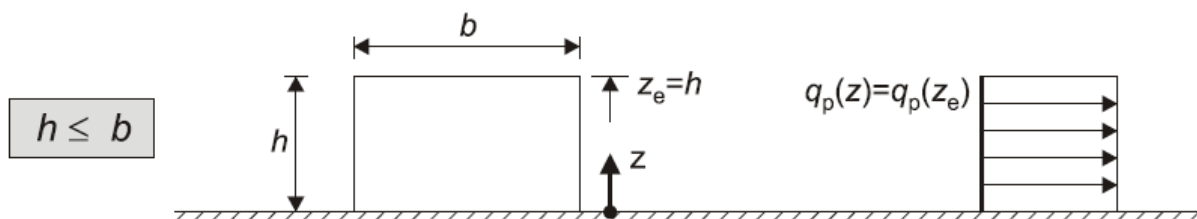
$C_{pe} \dots\dots\dots$ koeficient zunanjega tlaka

$z_e \dots\dots\dots$ referenčna višina za zunanji tlak [m]

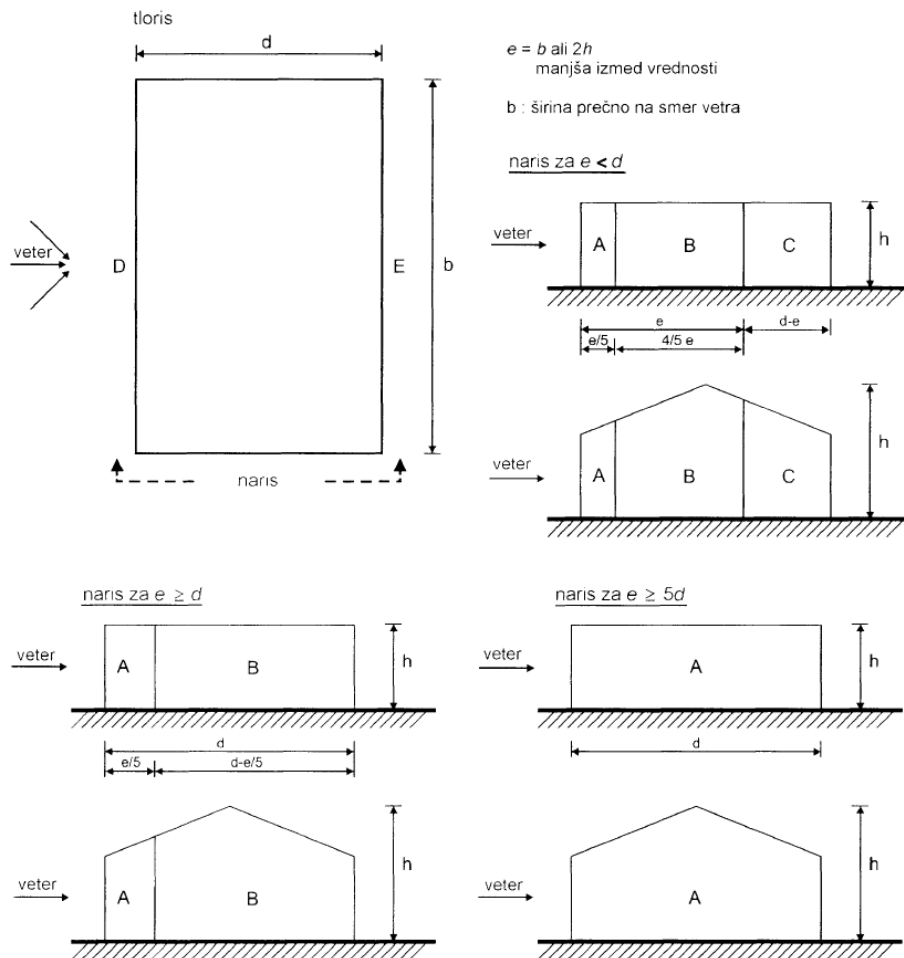
Koeficient zunanjega tlaka za stene:

Koeficienti zunanjega tlaka c_{pe} so odvisni od velikosti obtežne površine A. V Evrokodu so koeficienti zunanjega tlaka dani za obtežbe, ki delujejo na površino 1 m^2 in 10 m^2 . Referenčne višine za privetrne stene stavb s pravokotnim tlorisom so odvisne od razmerja h/b in so vedno največje višine različnih delov sten (6).

V mojem primeru: (velja za primer, ko piha veter vzdolžno, kot tudi prečno na objekt, kar pomeni, da so zunanji tlaki po celotni višini objekta konstantni).



Slika 6: Referenčne višine z_e v odvisnosti od razmerja h in b ter od profila tlakov vetra (6)



Slika 7: Razdelitev sten na področja (6)

Preglednica 1: Priporočene vrednosti koeficientov zunanje tlaka za navpične stene stavb pravokotnega tlorisa (6)

Zone	A		B		C		D		E	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	

Koeficienti zunanje tlaka za stene pri vetru, ki piha v vzdolžni smeri objekta:

$h = 17,6$ m

$b = 18,0$ m

$$d = 24,0 \text{ m}$$

; Razporeditev zunanjih tlakov po višini objekta je konstantna.

$$e = \min \quad = 18,0 \text{ m}$$

$$e < d$$

$$- = 0,73$$

Tlak vetra na zunanje ploskve: $w_e = q_p \cdot c_{pe}$.

Z linearno interpolacijo sem dobil naslednje vrednosti koeficientov zunanjega tlaka:

Preglednica 2: Dobljene vrednosti koeficientov zunanjega tlaka, osnovnega tlaka vetra in obtežbe vetra na posamezno področje sten objekta za veter, ki piha vzdolžno na objekt

Področje	c_{pe}	q_p [kN/m ²]	w_e [kN/m ²]
A	-1,2	0,68	-0,82
B	-0,8	0,68	-0,54
C	-0,5	0,68	-0,34
D	0,76	0,68	0,52
E	-0,43	0,68	-0,29

Koeficienti zunanjega tlaka za stene pri vetru, ki piha v prečni smeri objekta:

$$h = 17,6 \text{ m}$$

$$b = 24,0 \text{ m}$$

$$d = 18,0 \text{ m}$$

; Razporeditev zunanjih tlakov po višini objekta je konstantna.

$$e = \min \quad = 24,0 \text{ m}$$

$- = 0,98$

Tlak vetra na zunanje ploskve: $w_e = q_p \cdot c_{pe}$.

Z linearno interpolacijo sem dobil naslednje vrednosti koeficientov zunanjega tlaka za stene:

Preglednica 3: Dobljene vrednosti koeficientov zunanjega tlaka, osnovnega tlaka vetra in obtežbe vetra na posamezno področje sten objekta za veter, ki piha prečno na objekt

Področje	c_{pe}	q_p [kN/m ²]	w_e [kN/m ²]
A	-1,2	0,68	-0,82
B	-0,8	0,68	-0,54
D	0,8	0,68	0,54
E	-0,5	0,68	-0,34

Končna obtežba vetra na zunanje stene objekta:

1. $c_{pi} = 0,2$
2. $c_{pi} = -0,3$

Lahko opazimo, da je merodajen drugi primer, torej koeficient notranjega tlaka je -0,3.

$$c = c_{pe} - 0,3$$

Preglednica 4: Dobljene končne vrednosti 2. kombinacije za posamezno področje sten objekta za veter, ki piha vzdolžno na objekt

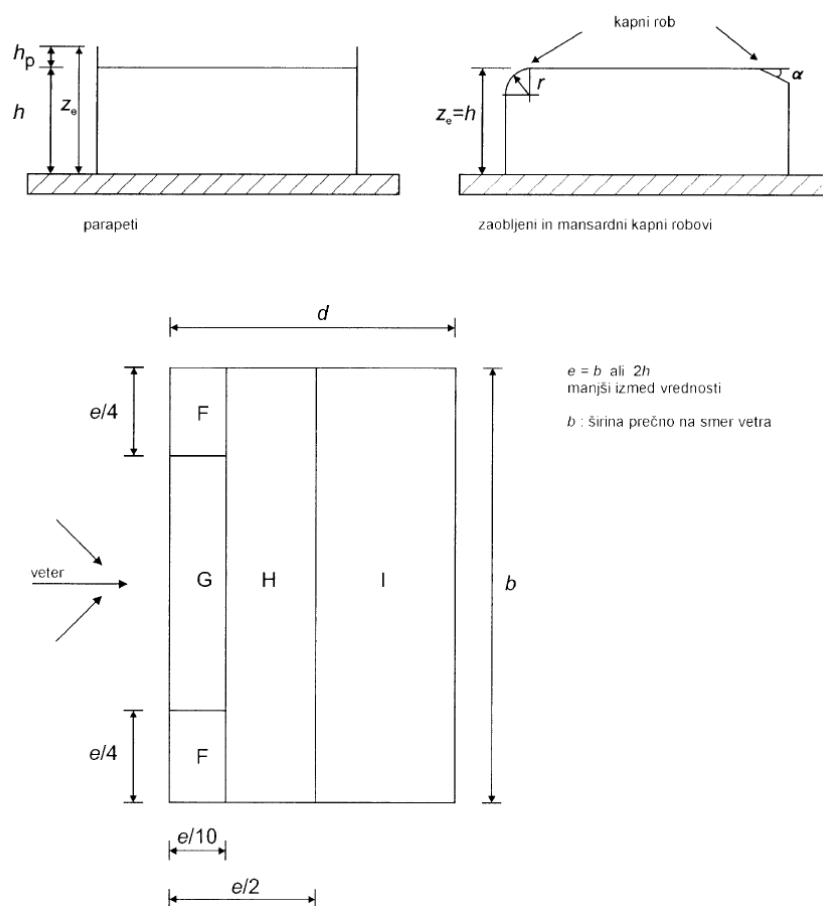
Področje	c	q_p [kN/m ²]	w [kN/m ²]
A	-1,5	0,68	-1,02
B	-1,1	0,68	-0,75
C	-0,8	0,68	-0,54
D	0,46	0,68	0,31
E	-0,73	0,68	-0,50

Preglednica 5: Dobljene končne vrednosti 2. kombinacije za posamezno področje sten objekta za veter, ki piha prečno na objekt

Področje	c_{pe}	q_p [kN/m ²]	w [kN/m ²]
A	-1,5	0,68	-1,02
B	-1,1	0,68	-0,75
D	0,5	0,68	0,34
E	0,2	0,68	0,14

Koeficient zunanje tlaka za ravne strehe:

Kot ravne strehe se upoštevajo strehe, katerih nagib znaša do 5°. V mojem primeru gre za objekt s streho v naklonu 3°.



Slika 8: Razdelitev ravne strehe na področja (6)

Koeficient zunanlega tlaka za ravne strehe pri vetru, ki piha vzdolžno glede na objekt:

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

$$h = 17,6 \text{ m}$$

$$b = 18,0 \text{ m}$$

$$d = 24,0 \text{ m}$$

$$e = \min \quad = 18,0 \text{ m}$$

$$\text{---} = 0,03$$

Tlak vetra na zunanje ploskve: $w_e = q_p \cdot c_{pe}$

Z linearno interpolacijo sem dobil naslednje vrednosti koeficientov zunanlega tlaka za streho:

Preglednica 6: Dobljene vrednosti koeficientov zunanlega tlaka, osnovnega tlaka vetra in obtežbe vetra na posamezno področje strehe za veter, ki piha vzdolž objekta

Področje	c_{pe}	q_p [kN/m ²]	w_e [kN/m ²]
F	-1,6	0,68	-1,09
G	-1,1	0,68	-0,75
H	-0,7	0,68	-0,48
I	0,2	0,68	0,14
	-0,2		-0,14

Koeficient zunanlega tlaka za ravne strehe pri vetru, ki piha prečno glede na objekt:

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

$$h = 17,6 \text{ m}$$

$$b = 24,0 \text{ m}$$

$$d = 18,0 \text{ m}$$

$$e = \min \quad = 24,0 \text{ m}$$

— = 0,03

Tlak vetra na zunanje ploskve: $w_e = q_p \cdot c_{pe}$

Z linearno interpolacijo sem dobil naslednje vrednosti koeficientov zunanjega tlaka za streho:

Preglednica 7: Dobljene vrednosti koeficientov zunanjega tlaka, osnovnega tlaka vetra in obtežbe vetra na posamezno področje strehe s parapeti za veter, ki piha prečno na objekt

Področje	c_{pe}	q_p [kN/m ²]	w_e [kN/m ²]
F	-1,6	0,68	-1,09
G	-1,1	0,68	-0,75
H	-0,7	0,68	-0,48
I	0,2	0,68	0,14
	-0,2		-0,14

Končna obtežba vetra na streho objekta:

1. $c_{pi} = 0,2$
2. $c_{pi} = -0,3$

Lahko opazimo, da je merodajen drugi primer, torej koeficient notranjega tlaka je -0,3.

$$c = c_{pe} - 0,3$$

Preglednica 8: Dobljene končne vrednosti 2. kombinacije za posamezno področje strehe objekta za veter, ki piha vzdolžno ali prečno na objekt

Področje	c	q_p [kN/m ²]	w [kN/m ²]
F	-1,9	0,68	-1,29
G	-1,4	0,68	-0,95
H	-1,0	0,68	-0,68
I	-0,1	0,68	-0,068
	-0,5		-0,34

Učinek trenja vetra:

Ker je v mojem primeru celotna površina vseh ploskev, vzporednih z vetrom, enaka ali manjša od štirikratne površine zunanjih ploskev, pravokotnih na veter, se lahko učinek trenja vetra zanemari (6).

3.3 Potresna obtežba

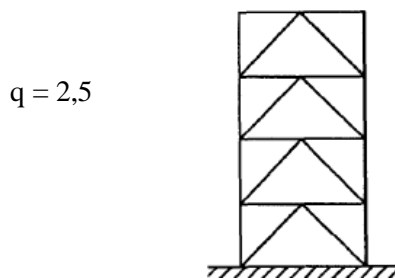
Potresno sile se najprej poračuna ločeno, za vzdolžno in prečno smer objekta. Na koncu pa se za potresno obtežbo upošteva kombinacija vplivov v obeh smereh. Potresna obtežba je poračunana po metodi s horizontalnimi silami. Za horizontalno nosilno konstrukcijo se predpostavi, da se v potresu obnaša kot toga šipa.

Objekt se nahaja v Kamniku, kjer znaša projektni pospešek tal a_g 0,225g, tip tal je B. Predpostavi se visoka sposobnost sipanja energije (DCH). Faktor obnašanja v vzdolžni smeri znaša 2,5, v prečni smeri pa 6,5. Poleg zgoraj naštetih parametrov pa na velikost potresne obtežbe vpliva tudi masa objekta.

3.3.1 Določitev faktorja obnašanja

Vzdolžna smer :

V vzdolžni smeri horizontalno obtežbo prenašajo okvirji s centričnimi V povezji. Energija se sipa v nateznih in tlačnih diagonalah.



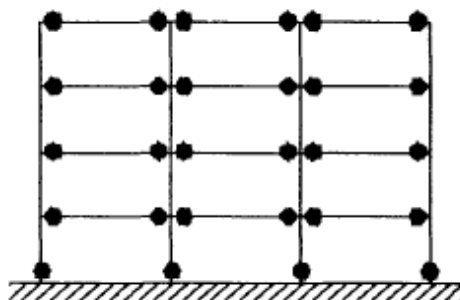
Slika 9: Okvir s centričnimi V povezji

Faktor obnašanja ob predpostavljeni visoki sposobnosti sipanja energije za okvir s centričnim povezjem znaša 2,5 (16).

Prečna smer :

V prečni smeri horizontalno obtežbo prenašajo momentni okvirji. Energija se sipa v prečkah in na dnu stebrov.

$$\alpha_u / \alpha_1 = 1,3$$
$$q = 5 \cdot (\alpha_u / \alpha_1) = 6,5$$



Slika 10: Momentni okvir

Faktor obnašanja ob predpostavljeni visoki sposobnosti sipanja energije za momentni okvir znaša 6,5 (16).

3.3.2 Račun mase objekta

Pri določanju projektnega potresnega vpliva je treba upoštevati mase, povezane z vsemi težnostnimi silami, ki so vključene v naslednji kombinaciji vplivov:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,j} \quad , \quad \text{kjer so:} \quad G_{k,j} \dots \dots \dots \text{stalni vpliv}$$
$$Q_{k,j} \dots \dots \dots \text{spremenljivi vpliv}$$
$$\psi_{E,i} \dots \dots \dots \text{koeficient za kombinacijo za spremenljiv vpliv}$$

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

Vrednosti φ so odvisne od vrste spremenljivega vpliva, od lokacij posameznih etaž in pa od povezave zasedenosti etaž. Za obravnavan objekt znašajo (16) :

- $\varphi_1 = 0,5$
- $\varphi_2 = 0,5$
- $\varphi_3 = 0,5$
- $\varphi_4 = 0,5$
- $\varphi_5 = 1,0$

Faktor $\psi_{2,i}$ za prve štiri etaže znaša 0,3, za zadnjo pa je enak 0 (ker gre za streho v Kamniku, na nadmorski višini pod 1000 m).

Mase zaradi stalne obtežbe objekta (zraven treba prišteti tudi lastno težo fasade) in spremenljive obtežbe po etažah:

$$G_{\text{fasada},1} = 155,4 \text{ kN}$$

$$G_{\text{fasada},2,3,4} = 142,8 \text{ kN}$$

$$G_{\text{fasada},5} = 71,4 \text{ kN}$$

MASA 1.ETAŽE:

$$G_{k,1} = G_1 + G_{\text{fasada},1} + (\varphi_1 \cdot \psi_{2,1} \cdot Q_{k,1}) = 5,56 \text{ kN/m}^2 \cdot (24 \text{ m} \cdot 18 \text{ m}) + 155,4 \text{ kN} + (0,5 \cdot 0,3) \cdot 3 \text{ kN/m}^2 \cdot 18 \text{ m} \cdot 24 \text{ m} = 2752 \text{ kN}$$

MASA 2., 3. in 4. ETAŽE:

$$G_{k,2,3,4} = G_{2,3,4} + G_{\text{fasada},2,3,4} + (\varphi_{2,3,4} \cdot \psi_{2;2,3,4} \cdot Q_{k,2,3,4}) = 5,56 \text{ kN/m}^2 \cdot (24 \text{ m} \cdot 18 \text{ m}) + 142,8 \text{ kN} + (0,5 \cdot 0,3) \cdot 3 \text{ kN/m}^2 \cdot 18 \text{ m} \cdot 24 \text{ m} = 2739 \text{ kN}$$

MASA 5 .ETAŽE:

$$G_{k,5} = G_5 + G_{\text{fasada},5} + (\varphi_1 \cdot \psi_{2,5} \cdot Q_{k,5}) = 1,35 \text{ kN/m}^2 \cdot (24 \text{ m} \cdot 18 \text{ m}) + 71,4 \text{ kN} + (1,0 \cdot 0,0) \cdot 0,4 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,18 \text{ m} \cdot 24 \text{ m} = 655 \text{ kN}$$

MASA OBJEKTA SKUPAJ :

$$G_{\text{skupaj}} = \sum G_i = 2752 \text{ kN} + 3 \cdot 2739 \text{ kN} + 655 \text{ kN}$$

$$G_{\text{skupaj}} = 11624 \text{ kN}$$

$$m = G_{\text{skupaj}} / g = 11624 \text{ kN} / 9,81 \text{ m/s}^2$$

$$m = 1185 \text{ t}$$

3.3.3 Račun potresne obtežbe v vzdolžni smeri

$$m = 1185 \text{ t}$$

$$q = 2,5$$

$$a_g = 0,225g$$

tip tal: B

$$S = 1,2$$

$$T_b(s) = 0,15 \text{ s}$$

$$T_c(s) = 0,5 \text{ s}$$

$$T_d(s) = 2,0 \text{ s}$$

Izračun približnega nihajnega časa v vzdolžni smeri objekta:

$$T_{vzd} = C_{t,vzd} \cdot h^{3/4}$$

$$C_{t,vzd} = 0,05 \text{ (vzdolžna smer)}$$

$$h = 17,6 \text{ m}$$

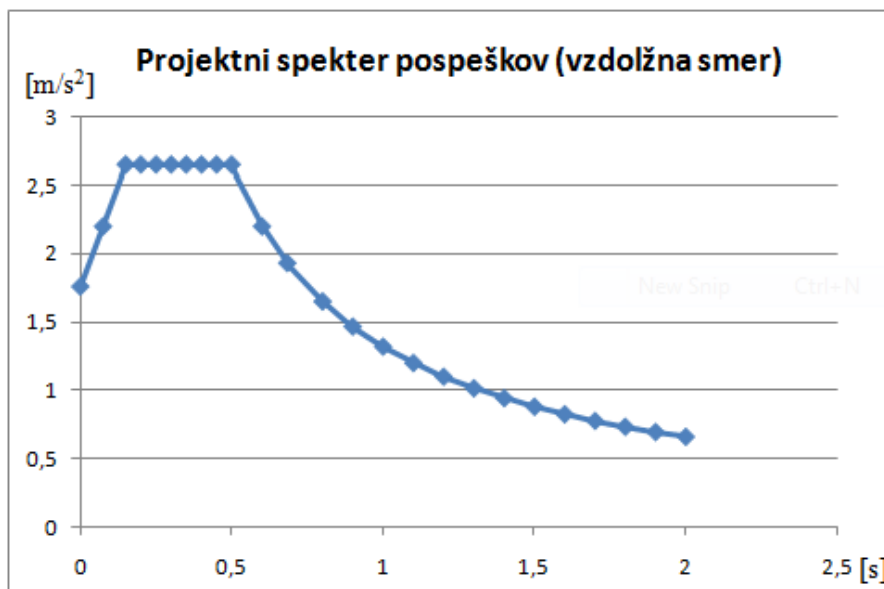
$$T_{vzd} = 0,05 \cdot (17,6 \text{ m})^{3/4} = 0,43 \text{ s}$$

Projektni spekter za elastično analizo:

$$T_b(s) \quad T_{vzd} \quad T_c(s)$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \text{---} = 0,225 \cdot 9,81 \text{ m/s}^2 \cdot 1,2 \cdot \text{---}$$

$$S_d(T) = 2,65 \text{ m/s}^2$$



Slika 11: Projektni spekter pospeškov v vzdolžni smeri objekta

Potresna sila v vzdolžni smeri:

$$F_b = S_d(T) \cdot m \cdot \lambda$$

$\lambda = 0,85$ (če je $T < 2T_c$ in ima stavba več kot dve etaži)

$\lambda = 1$ (v vseh ostalih primerih)

Pri obravnavanem objektu za račun potresne sile v vzdolžni smeri za λ upoštevam 0,85 (ker poleg dejstva, da ima objekt več kot dve etaži, velja tudi $T < 2T_c$).

$$F_b = 2,65 \text{ m/s}^2 \cdot 1185 \text{ t} \cdot 0,85$$

$$F_b = 2669 \text{ kN}$$

Razdelitev sile po etažah:

$$F_i = F_b \cdot \frac{h_i}{\sum h_i}$$

Potresna obtežba v 1. etaži: $F_1 = 264 \text{ kN}$.

Potresna obtežba v 2. etaži: $F_2 = 486 \text{ kN}$.

Potresna obtežba v 3. etaži: $F_3 = 710 \text{ kN}$.

Potresna obtežba v 4. etaži: $F_4 = 933 \text{ kN}$.

Potresna obtežba v 5. etaži: $F_5 = 276 \text{ kN}$.

Kontrola: .

Vpliv naključne torzije za vzdolžno smer:

Poleg upoštevanja dejanske ekscentričnosti je treba zaradi negotovosti, povezanih s položajem mas in s prostorskim spreminjanjem potresnega gibanja, premakniti masno središče v vsaki etaži za razdaljo naključne ekscentričnosti. Naključna ekscentričnost mase je v obravnavanem primeru v vseh etažah enaka (16).

$e_{ai} =$, kjer sta: e_{ai}naključna ekscentričnost mase v posamezni etaži

L_itlorisna dimenzija etaže, pravokotna na smer potresnega vpliva

$$L_i = 18 \text{ m}$$

$$e_{ai} = \quad = 0,9 \text{ m}$$

3.3.4 Račun potresne obtežbe v prečni smeri

podatki:

$$m = 1185 \text{ t}$$

$$q = 6,5$$

$$a_g = 0,225g$$

tip tal: B

$$S = 1,2$$

$$T_b(s) = 0,15 \text{ s}$$

$$T_c(s) = 0,5 \text{ s}$$

$$T_d(s) = 2,0 \text{ s}$$

Izračun približnega nihajnega časa v prečni smeri objekta :

$$T_{\text{prec}} = C_{t,\text{prec}} \cdot h^{3/4}$$

$$C_{t,\text{prec}} = 0,085 \text{ (za jeklene objekte – prečna smer)}$$

$$h = 17,6 \text{ m}$$

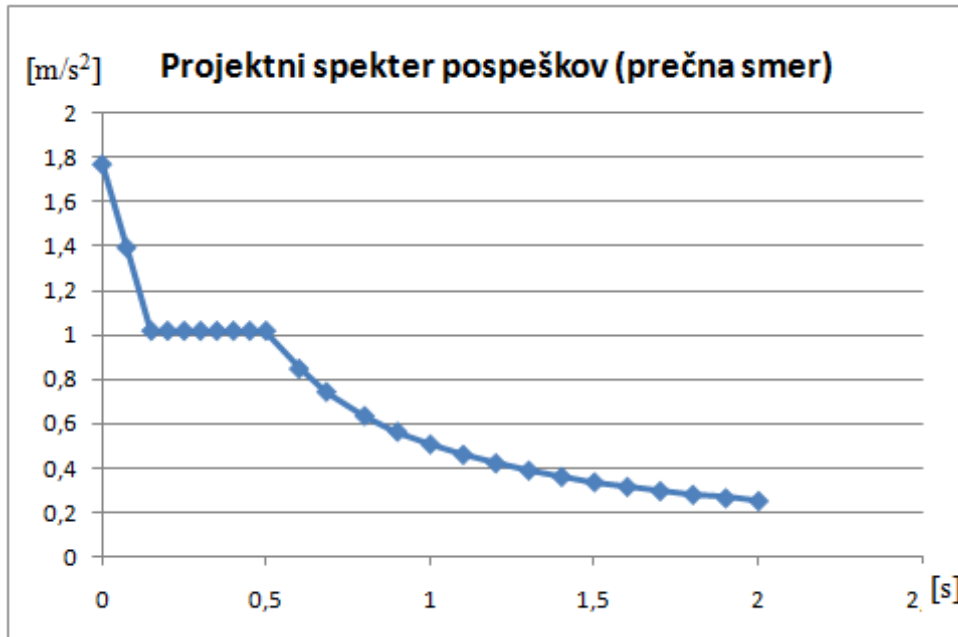
$$T_{\text{prec}} = 0,085 \cdot (17,6 \text{ m})^{3/4} = 0,73 \text{ s}$$

Projektjni spekter za elastično analizo:

$$T_c(s) \quad T_{\text{prec}} \quad T_d(s)$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \text{---} \cdot \text{---} = 0,225 \cdot 9,81 \text{ m/s}^2 \cdot 1,2 \cdot \text{---} \cdot \text{---}$$

$$S_d(T) = 0,698 \text{ m/s}^2$$



Slika 12: Projektni spekter pospeškov v prečni smeri objekta

Potresna sila v prečni smeri:

$$F_b = S_d(T) \cdot m \cdot \lambda$$

$\lambda = 0,85$ (če je $T < 2T_c$ in ima stavba več kot dve etaži)

$\lambda = 1$ (v vseh ostalih primerih)

Pri obravnavanju objekta za račun potresne sile v prečni smeri za λ upoštevam 0,85 (ker poleg dejstva, da ima objekt več kot dve etaži, velja tudi $T < 2T_c$)

$$F_b = 0,698 \text{ m/s}^2 \cdot 1185 \text{ t} \cdot 0,85$$

$$F_b = 703 \text{ kN}$$

Razdelitev sile po etažah:

$$F_i = F_b \cdot \frac{h_i}{\sum h_j}$$

Potrena obtežba v 1. etaži: $F_1 = 69 \text{ kN}$.

Potrena obtežba v 2. etaži: $F_2 = 128 \text{ kN}$.

Potrena obtežba v 3. etaži: $F_3 = 187$ kN.

Potrena obtežba v 4. etaži: $F_4 = 246$ kN.

Potrena obtežba v 5. etaži: $F_5 = 73$ kN.

Kontrola: .

Vpliv naključne torzije za prečno smer:

Poleg upoštevanja dejanske ekscentričnosti je treba zaradi negotovosti, povezanih s položajem mas in s prostorskim spreminjanjem potresnega gibanja, premakniti masno središče v vsaki etaži za razdaljo naključne ekscentričnosti. Naključna ekscentričnost mase je v obravnavanem primeru v vseh etažah enaka (16).

$e_{ai} =$, kjer sta: e_{ai}naključna ekscentričnost mase v posamezni etaži

L_itlorisna dimenzija etaže, pravokotna na smer potresnega vpliva

$L_i = 24$ m

$e_{ai} =$ = 1,2 m

3.3.5 Kombiniranje potresa v vzdolžni in prečni smeri

1. $A_{vzd} + 0,3 \cdot A_{prec}$
2. $A_{vzd} - 0,3 \cdot A_{prec}$
3. $-A_{vzd} + 0,3 \cdot A_{prec}$
4. $-A_{vzd} - 0,3 \cdot A_{prec}$
5. $A_{prec} + 0,3 \cdot A_{vzd}$
6. $A_{prec} - 0,3 \cdot A_{vzd}$
7. $-A_{prec} + 0,3 \cdot A_{vzd}$
8. $-A_{prec} - 0,3 \cdot A_{vzd}$

4 OBTEŽNE KOMBINACIJE

4.1 Obtežne kombinacije za mejno stanje nosilnosti

Mejna stanja nosilnosti se nanašajo na porušitev prereza po materialu in na stabilitetno porušitev prereza. Kadar preverjamo mejno stanje statičnega ravnotežja konstrukcije, moramo dokazati:

, kjer sta: $E_{d,stab}$projektna vrednost učinkov vplivov, ki povečujejo stabilnost

$E_{d,dst}$projektna vrednost učinkov vplivov, ki zmanjšujejo stabilnost

Kadar pa preverjamo mejno stanje porušitve ali prevelikih deformacij prereza, elementa ali povezave, pa je treba preveriti:

, kjer sta: E_dprojektna vrednost učinkov vplivov, kot so notranje sile

R_dprojektna vrednost pripadajoče odpornosti

Kombinacije vplivov za mejno stanje nosilnosti lahko razdelimo v dve skupini:

- kombinacije vplivov za stalna in začasna projektna stanja,
- kombinacije vplivov za potresna projektna stanja (1).

4.1.1 Kombinacije vplivov za stalna in začasna projektna stanja

$$\sum \gamma_{g,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Preglednica 9: Faktorji Ψ za obravnavan primer (1)

VPLIV	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Koristna obtežba za pisarne	0,7	0,5	0,3
Sneg, Kamnik, pod 1000 m	0,5	0,2	0
Veter	0,6	0,2	0

V obravnavanem objektu so bile za kontrolo mejnega stanja nosilnosti upoštevane naslednje nelinearne kombinacije vplivov za stalna in začasna projektna stanja:

1. kombinacija: $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q_{povsod} + 1,5 \cdot (0,5 \cdot S + 0,6 \cdot W_{vzd})$
2. kombinacija: $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q_{povsod} + 1,5 \cdot (0,5 \cdot S + 0,6 \cdot W_{prec})$

3. kombinacija: $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q_{vzd} + 1,5 \cdot (0,5 \cdot S + 0,6 \cdot W_{vzd})$
4. kombinacija: $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q_{vzd} + 1,5 \cdot (0,5 \cdot S + 0,6 \cdot W_{prec})$
5. kombinacija: $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q_{prec} + 1,5 \cdot (0,5 \cdot S + 0,6 \cdot W_{vzd})$
6. kombinacija: $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q_{prec} + 1,5 \cdot (0,5 \cdot S + 0,6 \cdot W_{prec})$
7. kombinacija: $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot S + 1,5 \cdot (0,7 \cdot Q_{povsod} + 0,6 \cdot W_{vzd})$
8. kombinacija: $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot S + 1,5 \cdot (0,7 \cdot Q_{povsod} + 0,6 \cdot W_{prec})$
9. kombinacija: $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot S + 1,5 \cdot (0,7 \cdot Q_{vzd} + 0,6 \cdot W_{vzd})$
10. kombinacija: $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot S + 1,5 \cdot (0,7 \cdot Q_{vzd} + 0,6 \cdot W_{prec})$
11. kombinacija: $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot S + 1,5 \cdot (0,7 \cdot Q_{prec} + 0,6 \cdot W_{vzd})$
12. kombinacija: $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot S + 1,5 \cdot (0,7 \cdot Q_{prec} + 0,6 \cdot W_{prec})$
13. kombinacija: $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot W_{vzd} + 1,5 \cdot (0,7 \cdot Q_{povsod} + 0,5 \cdot S)$
14. kombinacija: $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot W_{vzd} + 1,5 \cdot (0,7 \cdot Q_{prec} + 0,5 \cdot S)$
15. kombinacija: $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot W_{vzd} + 1,5 \cdot (0,7 \cdot Q_{vzd} + 0,5 \cdot S)$
16. kombinacija: $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot W_{prec} + 1,5 \cdot (0,7 \cdot Q_{povsod} + 0,5 \cdot S)$
17. kombinacija: $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot W_{prec} + 1,5 \cdot (0,7 \cdot Q_{prec} + 0,5 \cdot S)$
18. kombinacija: $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot W_{prec} + 1,5 \cdot (0,7 \cdot Q_{vzd} + 0,5 \cdot S)$
19. kombinacija: $G + 1,5 \cdot W_{prec}$
20. kombinacija: $G + 1,5 \cdot W_{vzd}$

4.1.2 Kombinacije vplivov za nezgodna projektna stanja

$$\sum G_{k,j} + A_{e,d} + \sum \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

V obravnavanem objektu so bile za kontrolo mejnega stanja nosilnosti upoštevane naslednje potresne kombinacije:

1. kombinacija: $G + 0,3 \cdot Q_{povsod} + A_{vzd} + 0,3 A_{prec}$

2. kombinacija: $G + 0,3 \cdot Q_{povsod} + A_{vzd} - 0,3 A_{prec}$
3. kombinacija: $G + 0,3 \cdot Q_{povsod} - A_{vzd} + 0,3 A_{prec}$
4. kombinacija: $G + 0,3 \cdot Q_{povsod} - A_{vzd} - 0,3 A_{prec}$
5. kombinacija: $G + 0,3 \cdot Q_{povsod} + A_{prec} + 0,3 A_{vzd}$
6. kombinacija: $G + 0,3 \cdot Q_{povsod} + A_{prec} - 0,3 A_{vzd}$
7. kombinacija: $G + 0,3 \cdot Q_{povsod} - A_{prec} + 0,3 A_{vzd}$
8. kombinacija: $G + 0,3 \cdot Q_{povsod} - A_{prec} - 0,3 A_{vzd}$

4.2 Obtežne kombinacije za mejno stanje uporabnosti

Mejna stanja uporabnosti se nanašajo na pomike konstrukcije. Za kontrolo mejnega stanja uporabnosti je potrebno preveriti:

, kjer sta: E_dprojektna vrednost učinkov vplivov, navedena v kriteriju uporabnosti in določena na podlagi ustrezne komb.

C_dmejna projektna vrednost ustreznega kriterija uporabnosti

V kriterijih uporabnosti se upoštevajo premiki, ki so določeni v standardu ali pa so dogovorjeni z naročnikom ali nacionalno oblastjo (1).

Kombinacije vplivov za mejno stanje uporabnosti:

$$\sum G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

V obravnavanem objektu so bile za kontrolo mejnega stanja uporabnosti upoštevane naslednje nelinearne kombinacije:

1. kombinacija: $G + Q_{povsod} + 0,6 \cdot W_{vzd} + 0,5 \cdot S$
2. kombinacija: $G + Q_{povsod} + 0,6 \cdot W_{prec} + 0,5 \cdot S$
3. kombinacija: $G + W_{vzd} + 0,7 \cdot Q_{prec} + 0,5 \cdot S$
4. kombinacija: $G + W_{vzd} + 0,7 \cdot Q_{vzd} + 0,5 \cdot S$
5. kombinacija: $G + W_{prec} + 0,7 \cdot Q_{prec} + 0,5 \cdot S$

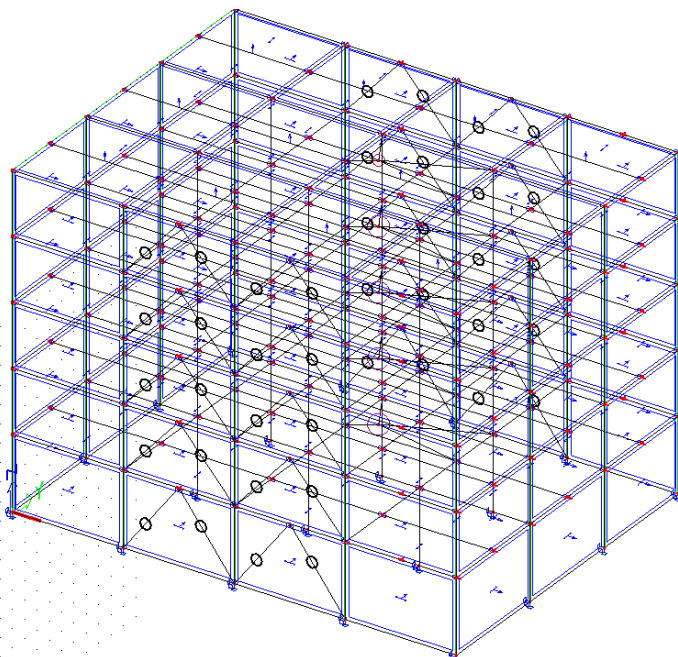
6. kombinacija: $G + W_{\text{prec}} + 0,7 \cdot Q_{\text{vzd}} + 0,5 \cdot S$

7. kombinacija: $G + S + 0,7 \cdot Q_{\text{povsod}} + 0,6 \cdot W_{\text{prec}}$

8. kombinacija: $G + S + 0,7 \cdot Q_{\text{povsod}} + 0,6 \cdot W_{\text{vzd}}$

5 GLOBALNA ANALIZA KONSTRUKCIJE

Račun notranjih sil in pomikov je izveden z računalniškim programom SCIA Engineer. V omenjenem programu je bil narejen 3-D model konstrukcije. Statična analiza konstrukcije je bila izvedena po teoriji II. reda, z upoštevanjem geometrijske nepopolnosti konstrukcije. Pri potresni analizi pa je račun izveden po teoriji I. reda, s povečanjem potresne obtežbe zaradi vpliva teorije II. reda.

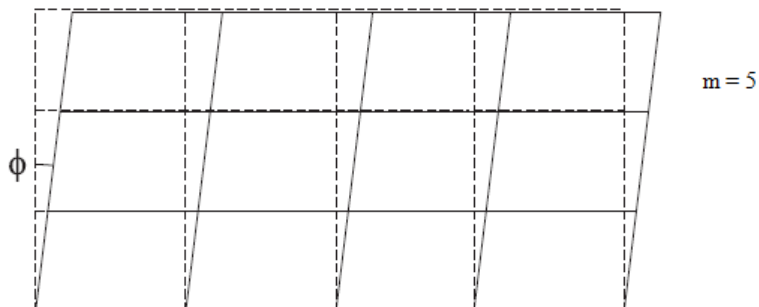


Slika 13: Računski 3-D model konstrukcije, izdelan v programu SCIA Engineer

5.1 Geometrijska začetna nepopolnost pri globalni analizi okvirov

Globalne nepopolnosti okvirov moramo upoštevati v obtežnih kombinacijah, analiziranih po teoriji drugega reda (8).

5.1.1 Vzdolžna smer



Slika 14: Upoštevanje nadomestne globalne nepopolnosti za vzdolžni okvir

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

$$\phi_0 = 1/200 = 0,005$$

$$\alpha_h = 2/ \dots, \text{ vendar: } 0,67$$

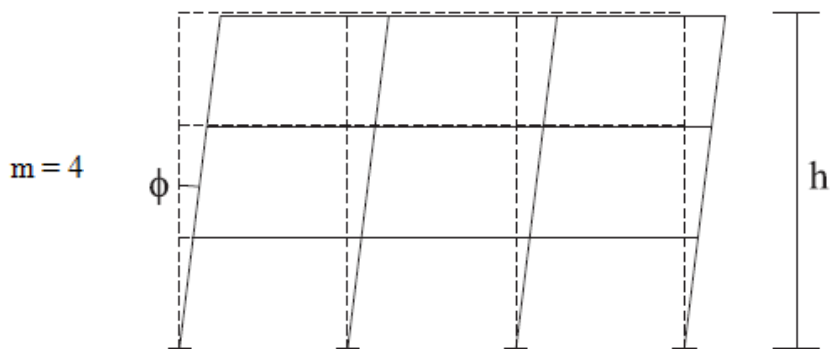
$$\alpha_h = 2/ \dots = 0,476, \text{ vendar } \alpha_h \quad \alpha_h = 0,67$$

$$\alpha_m = \dots = \dots = 0,77$$

$$\phi = 0,005 \cdot 0,67 \cdot 0,77 = 0,00258$$

$$d_x = 2,58 \text{ mm/m}$$

5.1.2 Prečna smer



Slika 15: Upoštevanje nadomestne globalne nepopolnosti za prečni okvir

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

$$\phi_0 = 1/200 = 0,005$$

$$\alpha_h = 2/ \dots, \text{ vendar: } 0,67$$

$$\alpha_h = 2/ \dots = 0,476, \text{ vendar } \alpha_h \quad \alpha_h = 0,67$$

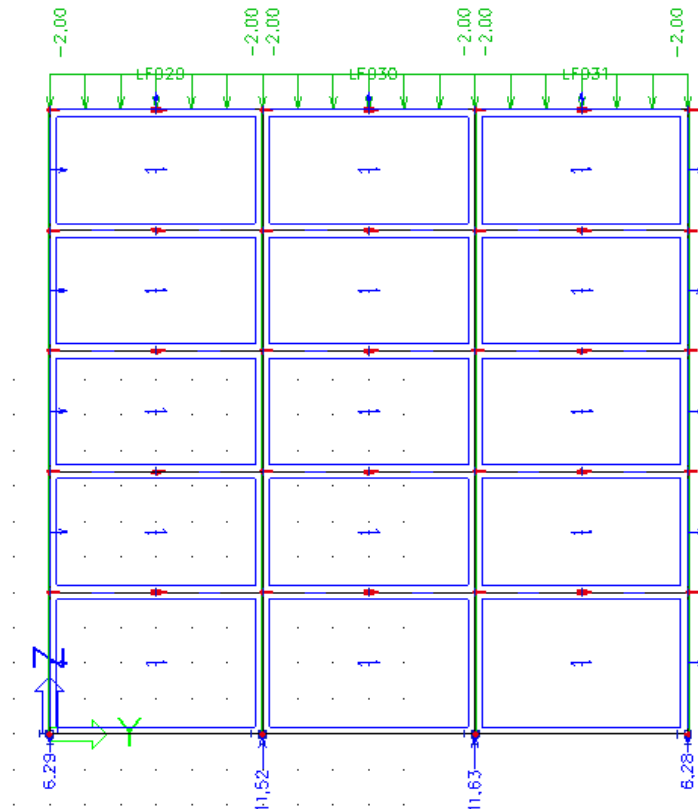
$$\alpha_m = \dots = \dots = 0,79$$

$$\phi = 0,005 \cdot 0,67 \cdot 0,79 = 0,00265$$

$$d_y = 2,65 \text{ mm/m}$$

5.2 Kontrola računskega modela konstrukcije

Da bi preveril pravilnost statičnega izračuna v programu SCIA Engineer, sem izvedel še ročno kontrolo reakcij za en okvir uporabljenega računskega modela. V programu sem na izbran okvir nanasel linijsko obtežbo v iznosu 2 kN/m. Dobil sem naslednje rezultate reakcij:



Slika 16: Obravnavan okvir, obtežba [kN/m] in pripadajoče vertikalne reakcije [kN]

5.2.1 Kontrola reakcij

$$\sum Z = 0 \text{ kN:}$$

$$6,29 \text{ kN} + 11,52 \text{ kN} + 11,63 \text{ kN} + 6,28 \text{ kN} - 3 \cdot 6 \text{ m} \cdot 2 \text{ kN/m} \approx 0 \text{ kN}$$

Kontrola se izide!

$$\sum M^{0,0,0} = 0 \text{ kNm}$$

$$11,52 \text{ kN} \cdot 6 \text{ m} + 11,63 \text{ kN} \cdot 2 \cdot 6 \text{ m} + 6,28 \text{ kN} \cdot 3 \cdot 6 \text{ m} - 2 \text{ kN/m} \cdot 3 \cdot 6 \text{ m} \cdot 6 \text{ m} \cdot 1,5 \approx 0 \text{ kNm}$$

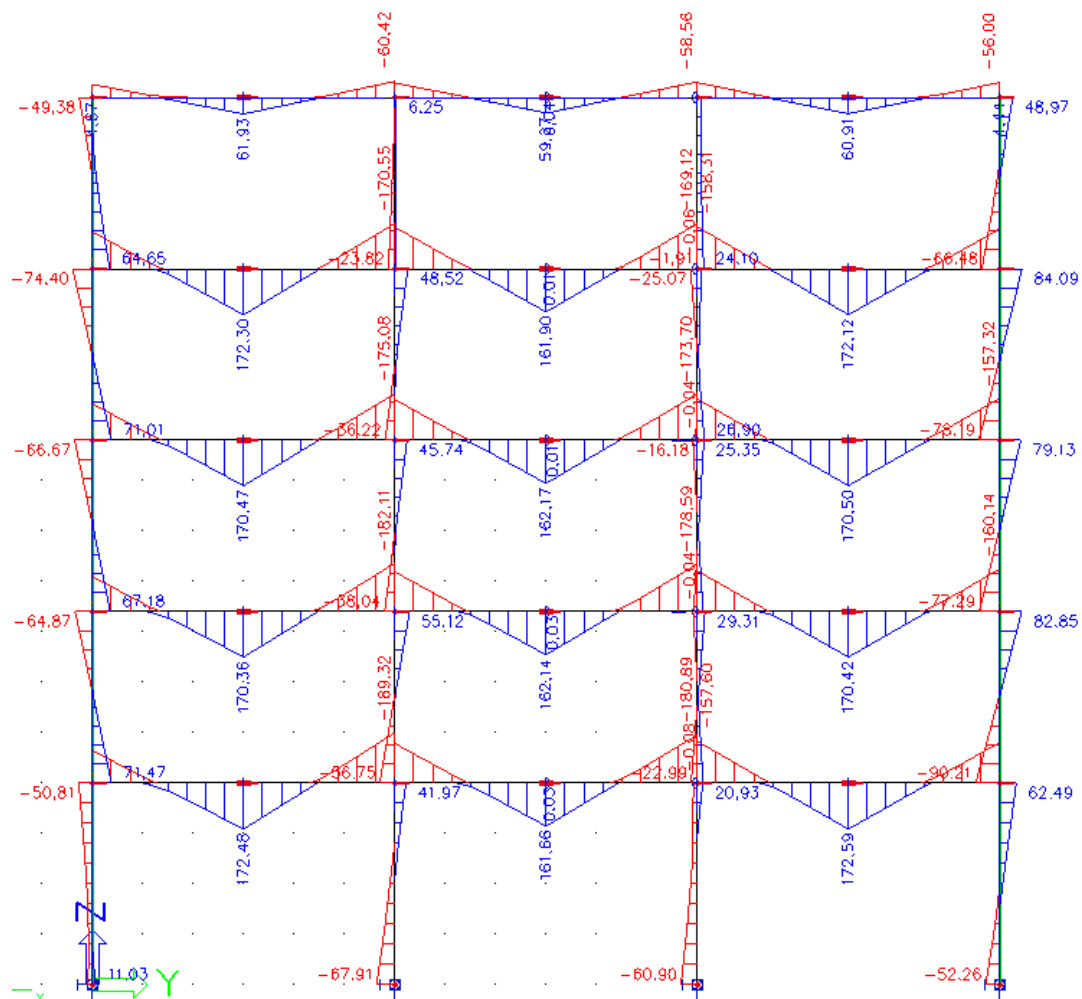
Kontrola se izide!

5.3 Notranje sile in pomiki

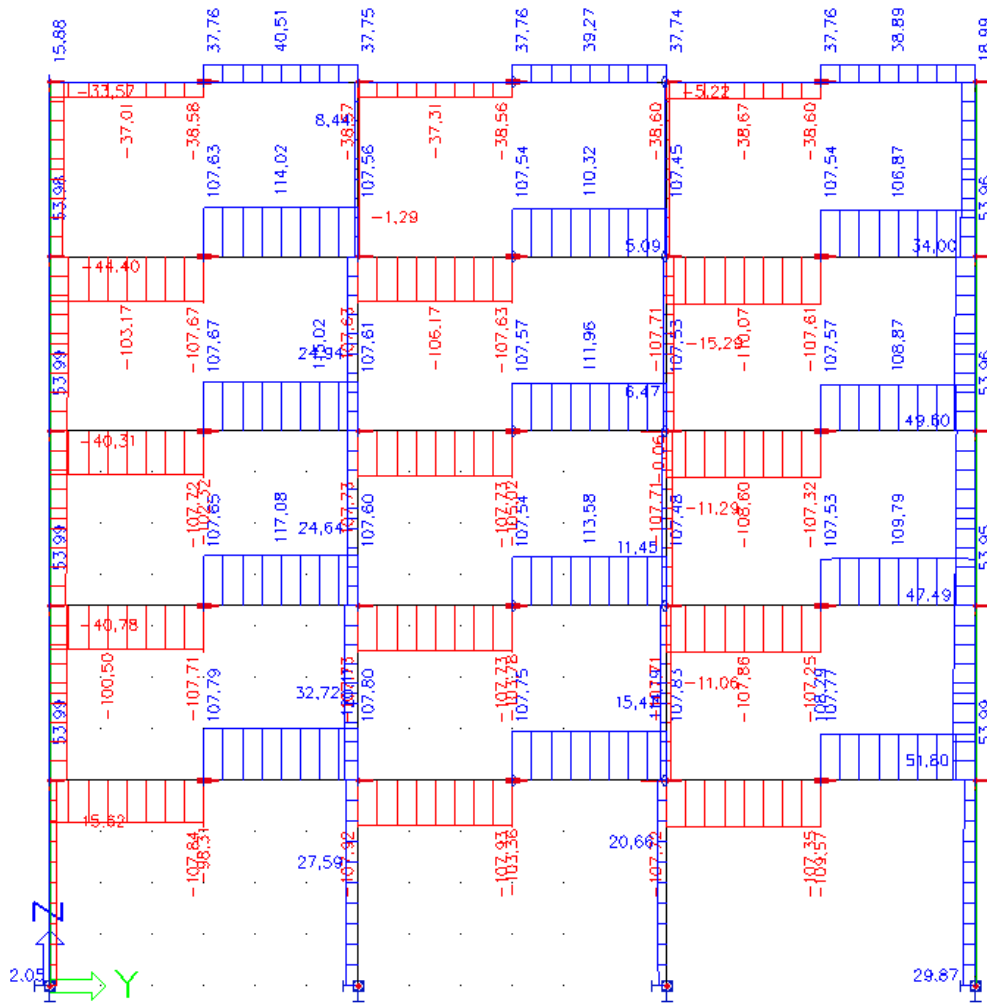
5.3.1 Momentni okvir v prečni smeri

V prečni smeri je nosilna konstrukcija sestavljena iz petih momentnih okvirov. V nadaljevanju so prikazane notranje statične sile in pomiki za najbolj obremenjen prečni okvir.

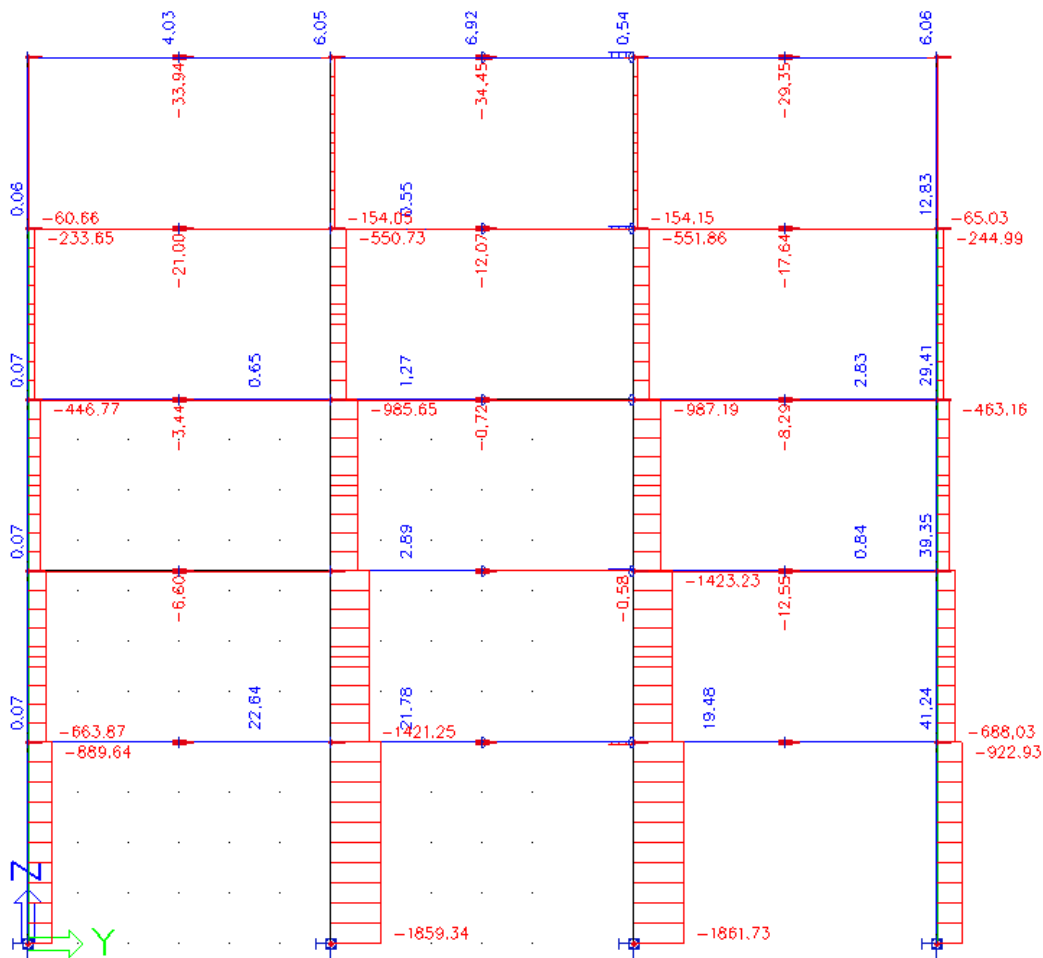
5.3.1.1 Mejno stanje nosilnosti



Slika 17: Ovojnica momentov za MSN v prečnem okvirju [kNm]



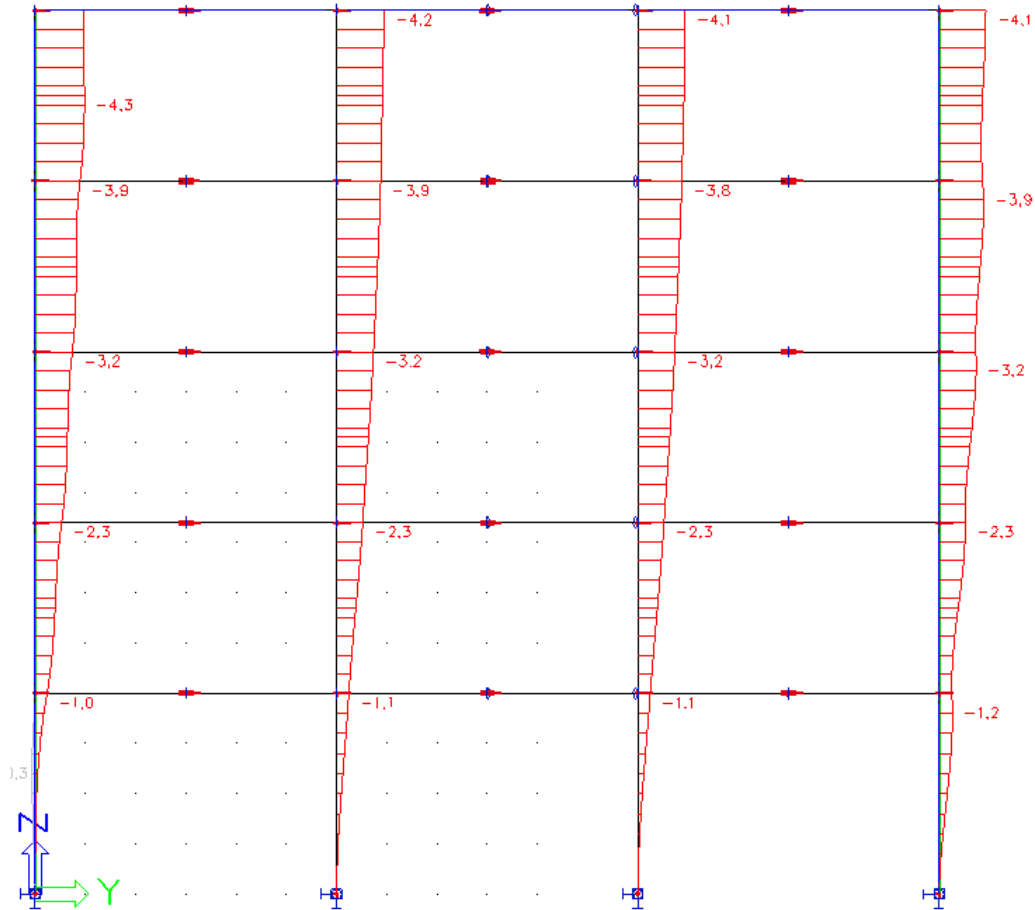
Slika 18: Ovojnica prečnih sil za MSN v prečnem okvirju [kN]



Slika 19: Ovojnica osnih sil za MSN v prečnem okvirju [kN]

5.3.1.2 Mejno stanje uporabnosti

Kontrola horizontalnih pomikov MSU:



Slika 20: Horizontalni pomiki prečnega okvirja za MSU [mm]

Kontrola horizontalnih pomikov posameznih etaž:

u_i —

$$u_1 = 1,2 \text{ mm} \quad 13,3 \text{ mm}$$

$$u_2 = 2,3 \text{ mm} - 1,2 \text{ mm} = 1,1 \text{ mm} \quad 11,3 \text{ mm}$$

$$u_3 = 3,2 \text{ mm} - 2,3 \text{ mm} = 0,9 \text{ mm} \quad 11,3 \text{ mm}$$

$$u_4 = 3,9 \text{ mm} - 3,2 \text{ mm} = 0,7 \text{ mm} \quad 11,3 \text{ mm}$$

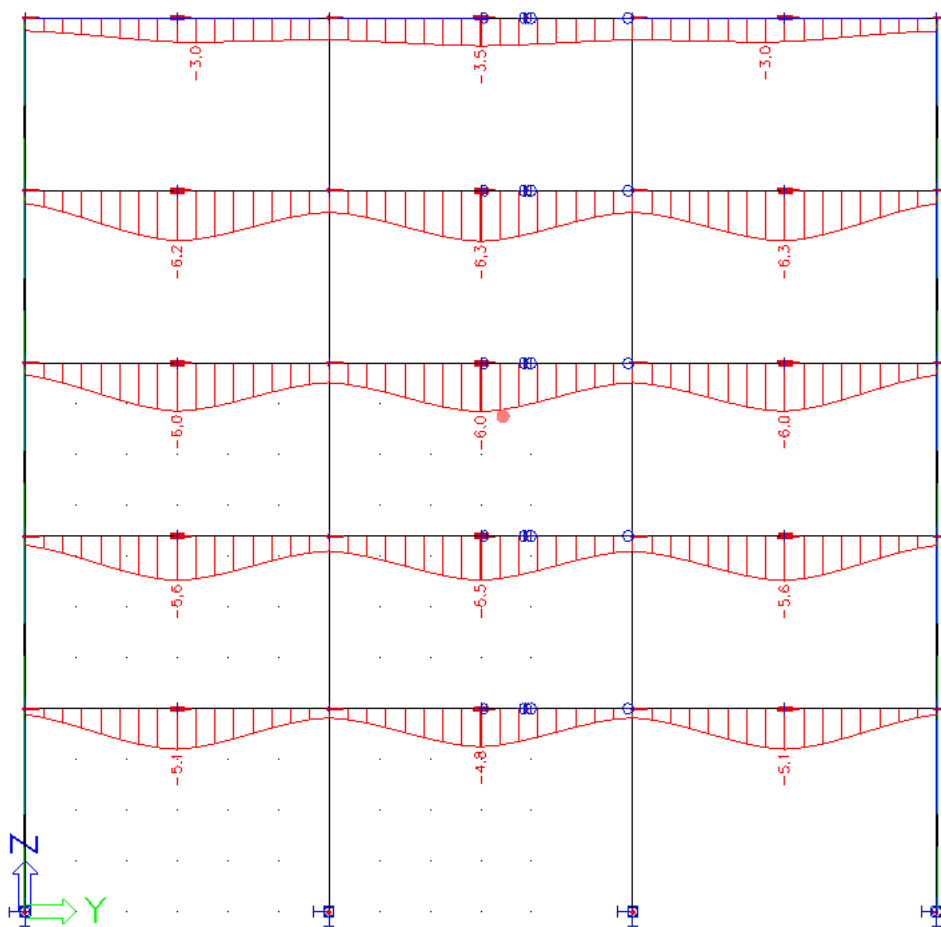
$$u_5 = 4,3 \text{ mm} - 3,9 \text{ mm} = 0,4 \text{ mm} \quad 11,3 \text{ mm}$$

Kontrola horizontalnih pomikov celotne konstrukcije:

$$u \quad \text{—}$$

$$u = 4,3 \text{ mm} \quad 35,2 \text{ mm}$$

Kontrola vertikalnih pomikov MSU:



Slika 21: Vertikalni pomiki prečnega okvirja za MSU [mm]

$$u_{\max} \quad \text{—}$$

$$u_{\max} = 6,5 \text{ mm} \quad 24 \text{ mm}$$

5.3.1.3 Vpliv teorije drugega reda v prečni smeri

Potresne obtežne kombinacije za prečno smer:

$$1,0 \cdot G + 0,3 \cdot Q \quad 1,0 \cdot A_{\text{prec}} \quad 0,3 \cdot A_{\text{vzd}}$$

Gravitacijski del potresne kombinacije: $1,0 \cdot G + 0,3 \cdot Q$

Seizmični del potresne kombinacije za prečno smer: $1,0 \cdot A_{\text{prec}} \quad 0,3 \cdot A_{\text{vzd}}$

Pri projektiranju se predpostavi, da je konstrukcija sposobna sipati energijo. Faktor obnašanja opisuje sposobnost konstrukcije, da sipa energijo in za prečno smer znaša 6,5. Ker želimo, da se bo objekt v potresu dobro obnašal, moramo projektirati po posebnih pravilih za protipotresno gradnjo jeklenih konstrukcij. Sipanje energije v prečnem okvirju zagotavlja glavni nosilec s svojim plastičnim obnašanjem. Stebri in spoji pa morajo med potresom ostati v elastičnem območju. To zagotovimo tako, da varovana območja (v tem primeru stebri in spoji) dimenzioniramo na večje obremenitve, kot območja, v katerih je predvideno sipanje energije. Območja sipanja energije v konstrukciji je potrebno predvideti tako, da plastifikacija ali lokalno izbočenje ne vplivata na globalno stabilnost konstrukcije (16).

Račun vpliva teorije drugega reda za prečno smer:

Obravnavamo najbolj obremenjen okvir. V vseh etažah mora biti izpolnjen pogoj:

$\vartheta_i = \frac{\dots}{\dots}$, kjer so:vsota osnih sil v stebrih v posamezni etaži

.....vsota prečnih sil v stebrih v posamezni etaži

.....relativni plastični pomiki etaž zaradi seizmičnega dela

h_ivišina posamezne etaže,

sicer moramo pri potresni obtežbi upoštevati tudi vpliv teorije drugega reda. To pa storimo tako, da s faktorjem k_9 pomnožimo seizmični del potresnega projektne stanja, pri čemer se k_9 izračuna po formuli:

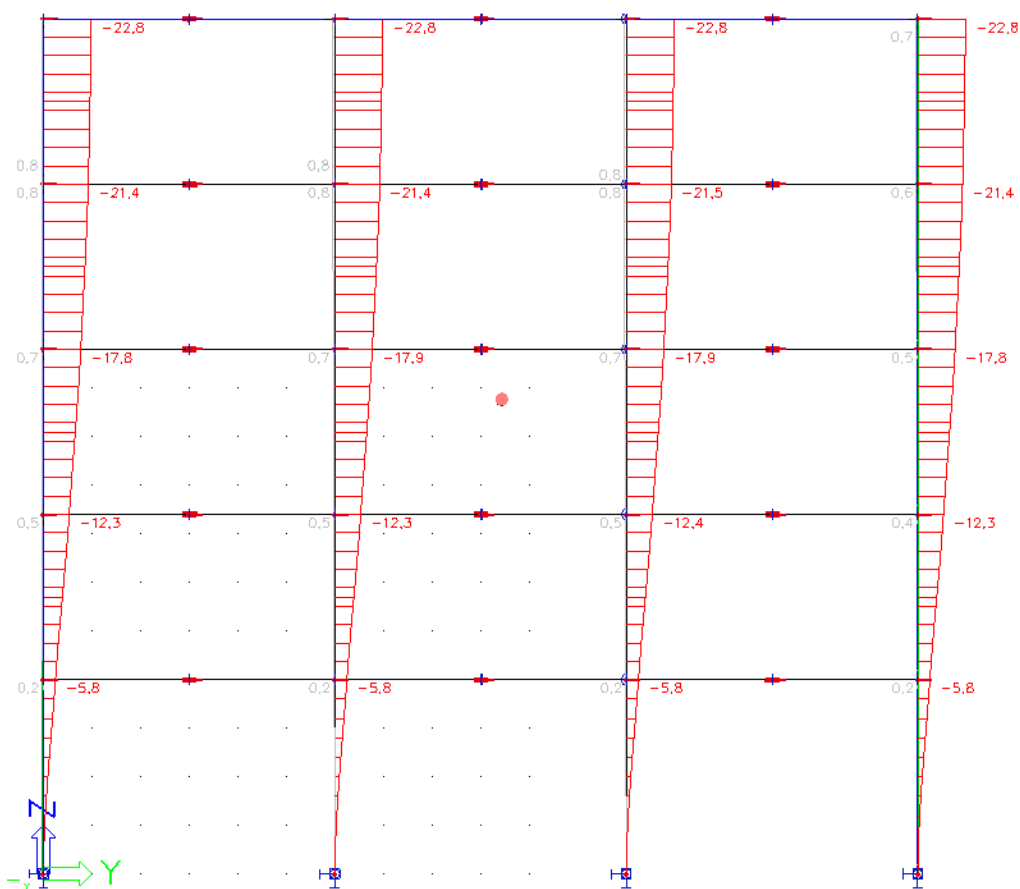
$k_9 = \frac{\dots}{\dots}$, kjer je:max ;
0,2

Preglednica 10: Osne sile [kN] v stebrih zaradi gravitacijskega dela potresne kombinacije

[kN]	1.steber	2.steber	3.steber	4.steber
5.nadstr.	-20	-48	-48	-22
4.nadstr.	-120	-282	-282	-123
3.nadstr.	-233	-516	-516	-236
2.nadstr.	-346	-750	-750	-349
1.nadstr.	-458	-986	-986	-463

Preglednica 11: Prečne sile [kN] v stebrih zaradi seizmičnega dela potresne kombinacije

[kN]	1.steber	2.steber	3.steber	4.steber
5.nadstr.	2	3	7	2
4.nadstr.	16	24	24	12
3.nadstr.	18	37	38	18
2.nadstr.	23	47	47	23
1.nadstr.	26	55	56	26



Slika 22: Horizontalni elastični pomiki etaž [mm] zaradi seizmičnega dela potresne kombinacije

Dobljene pomike moramo pomnožiti še s faktorjem obnašanja, da dobimo plastične pomike.

1. ETAŽA

$$h_1 = 4,0 \text{ m}$$

$$P_{1,\text{tot}} = 2892 \text{ kN}$$

$$V_{1,\text{tot}} = 163 \text{ kN}$$

$$de_1 = 5,8 \text{ mm}$$

$$dr_1 = de_1 \cdot q = 5,8 \text{ mm} \cdot 6,5 = 37,7 \text{ mm}$$

$$\vartheta_1 = \frac{dr_1}{h_1} = 0,167$$

2. ETAŽA

$$h_2 = 3,4 \text{ m}$$

$$P_{2,\text{tot}} = 2195 \text{ kN}$$

$$V_{2,\text{tot}} = 140 \text{ kN}$$

$$de_2 = 6,5 \text{ mm}$$

$$dr_2 = de_2 \cdot q = 6,5 \text{ mm} \cdot 6,5 = 42,25 \text{ mm}$$

$$\vartheta_2 = \frac{dr_2}{h_2} = 0,195$$

3. ETAŽA

$$h_3 = 3,4 \text{ m}$$

$$P_{3,\text{tot}} = 1501 \text{ kN}$$

$$V_{3,\text{tot}} = 111 \text{ kN}$$

$$de_3 = 5,6 \text{ mm}$$

$$dr_3 = de_3 \cdot q = 5,6 \text{ mm} \cdot 6,5 = 36,4 \text{ mm}$$

$$\vartheta_3 = \frac{dr_3}{h_3} = 0,145$$

4. ETAŽA

$$h_4 = 3,4 \text{ m}$$

$$P_{4,tot} = 807 \text{ kN}$$

$$V_{4,tot} = 76 \text{ kN}$$

$$de_4 = 3,6 \text{ mm}$$

$$dr_4 = de_4 \cdot q = 3,6 \text{ mm} \cdot 6,5 = 23,4 \text{ mm}$$

$$\vartheta_4 = \frac{dr_4}{h_4} = 0,073$$

5. ETAŽA

$$h_5 = 3,4 \text{ m}$$

$$P_{5,tot} = 138 \text{ kN}$$

$$V_{5,tot} = 14 \text{ kN}$$

$$de_5 = 1,4 \text{ mm}$$

$$dr_5 = de_5 \cdot q = 1,4 \text{ mm} \cdot 6,5 = 9,1 \text{ mm}$$

$$\vartheta_5 = \frac{dr_5}{h_5} = 0,026$$

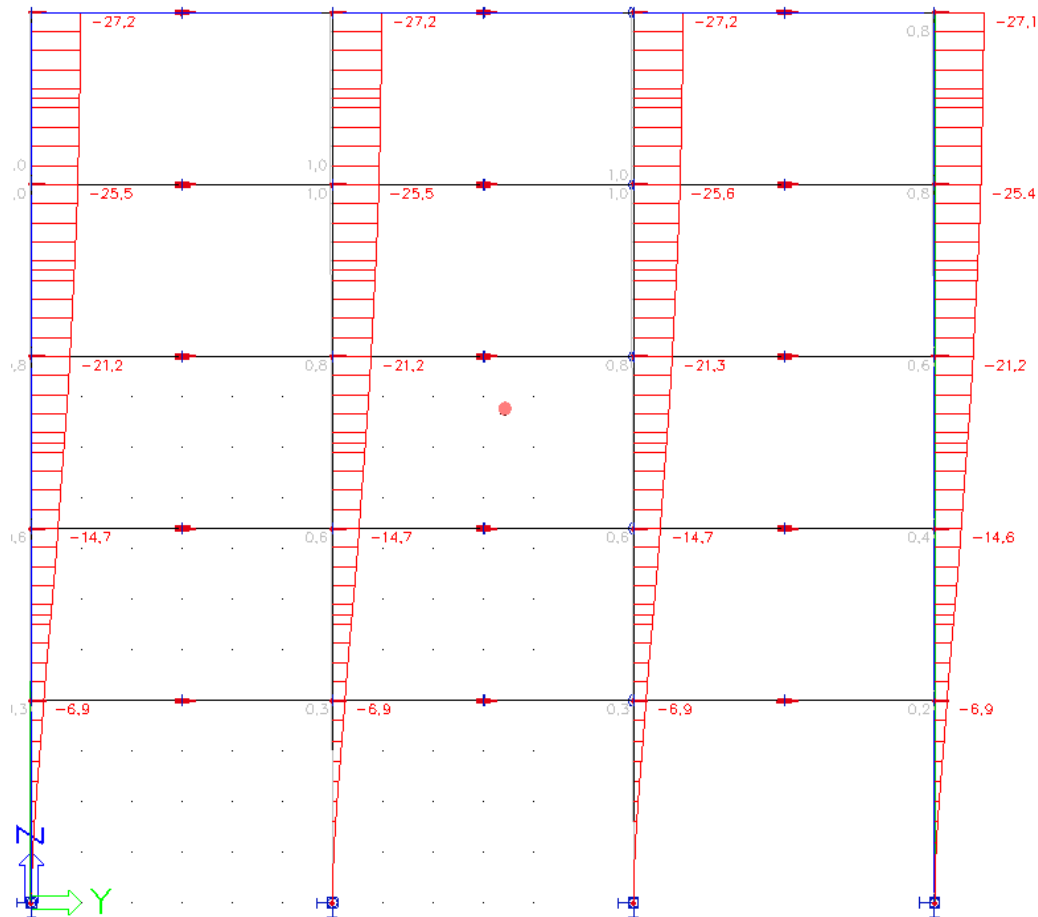
$$\vartheta_{\max} = \max(\vartheta_1, \vartheta_2, \vartheta_3, \vartheta_4, \vartheta_5) = 0,195$$

Povečanje vpliva seizmičnega dela potresne kombinacije zaradi vpliva teorije drugega reda v prečni smeri:

$$k_{\vartheta} = \frac{\vartheta_{\max}}{\vartheta_1} = \frac{0,195}{0,145} = 1,345$$

$$k_g = \text{————} = 1,24$$

Kontrola relativnih pomikov etaž zaradi povečane potresne sile (prečna smer):



Slika 23: Elastični horizont. pomiki [mm] zaradi povečanega seizmičnega dela potresne kombinacije

$d_r \cdot v = 0,001 \cdot h$, kjer je: vredukcijski faktor, ki upošteva manjšo povratno dobo potresa

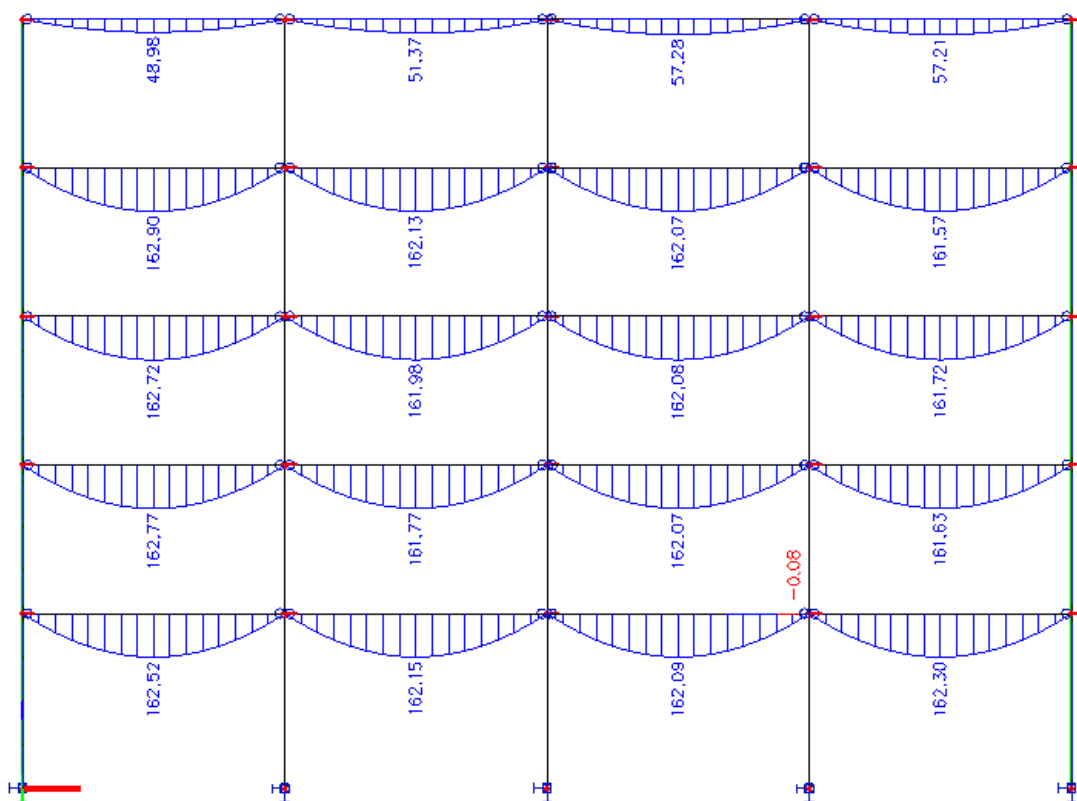
Ker obravnavani objekt spada v II. kategorijo pomembnosti, je redukcijski faktor enak 0,5.

1. Etaža: $6,9 \text{ mm} \cdot 6,5 \cdot 0,5 = 22,4 \text{ mm} \quad 0,01 \cdot 4000 \text{ mm}$
2. Etaža: $(14,7 \text{ mm} - 6,9 \text{ mm}) \cdot 6,5 \cdot 0,5 = 25,4 \text{ mm} \quad 0,01 \cdot 3400 \text{ mm}$
3. Etaža: $(21,2 \text{ mm} - 14,7 \text{ mm}) \cdot 6,5 \cdot 0,5 = 21,5 \text{ mm} \quad 0,01 \cdot 3400 \text{ mm}$
4. Etaža: $(25,5 \text{ mm} - 21,2 \text{ mm}) \cdot 6,5 \cdot 0,5 = 14,0 \text{ mm} \quad 0,01 \cdot 3400 \text{ mm}$
5. Etaža: $(27,1 \text{ mm} - 25,5 \text{ mm}) \cdot 6,5 \cdot 0,5 = 5,2 \text{ mm} \quad 0,01 \cdot 3400 \text{ mm}$

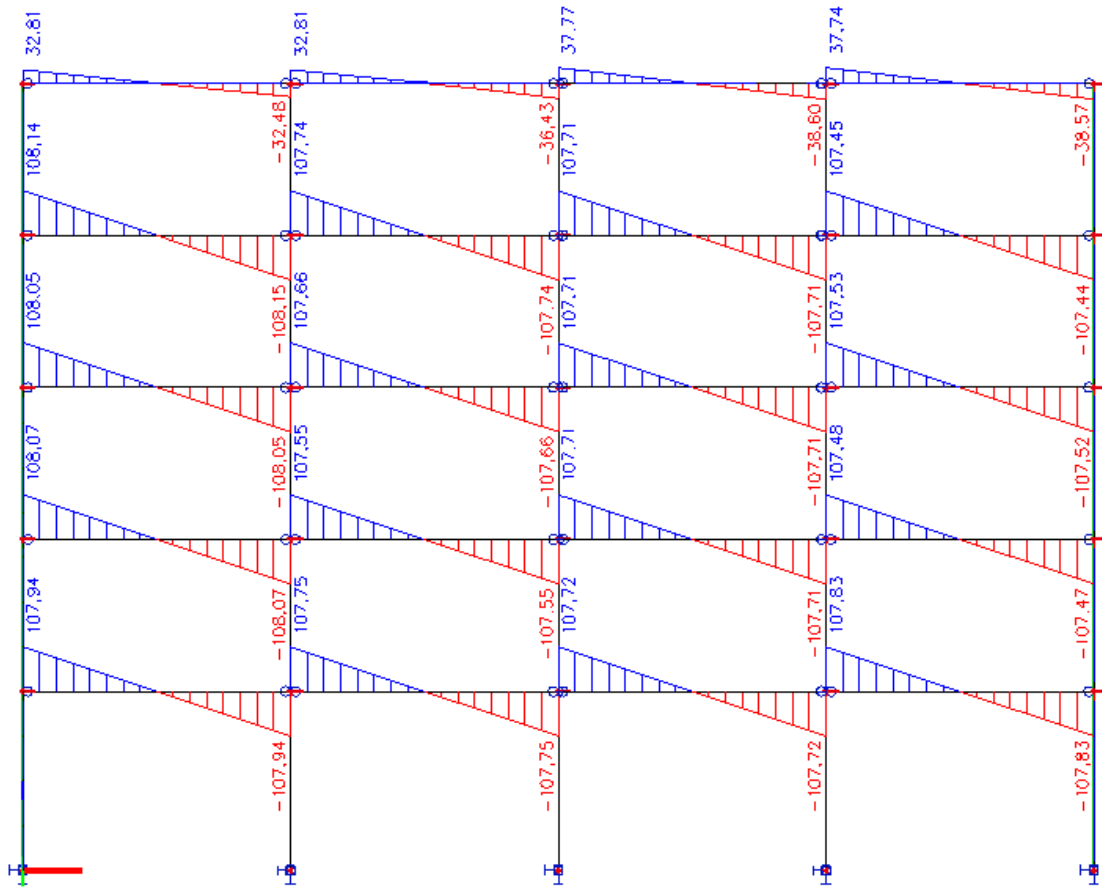
5.3.2 Okvir v vzdolžni smeri

Konstrukcijo v vzdolžni smeri sestavljajo 4 okvirji na medsebojni oddaljenosti 6 m. Zunanja dva sta okvirja s centričnimi V povezji. Za prikaz notranjih sil MSN je izbran najbolj obremenjen okvir. Ta okvir je notranji okvir in je brez centričnih V povezji. Za kontrolo pomikov v MSU pa je izbran okvir, v katerem dobimo največje horizontalne pomike. To je zunanji okvir s centričnimi V povezji.

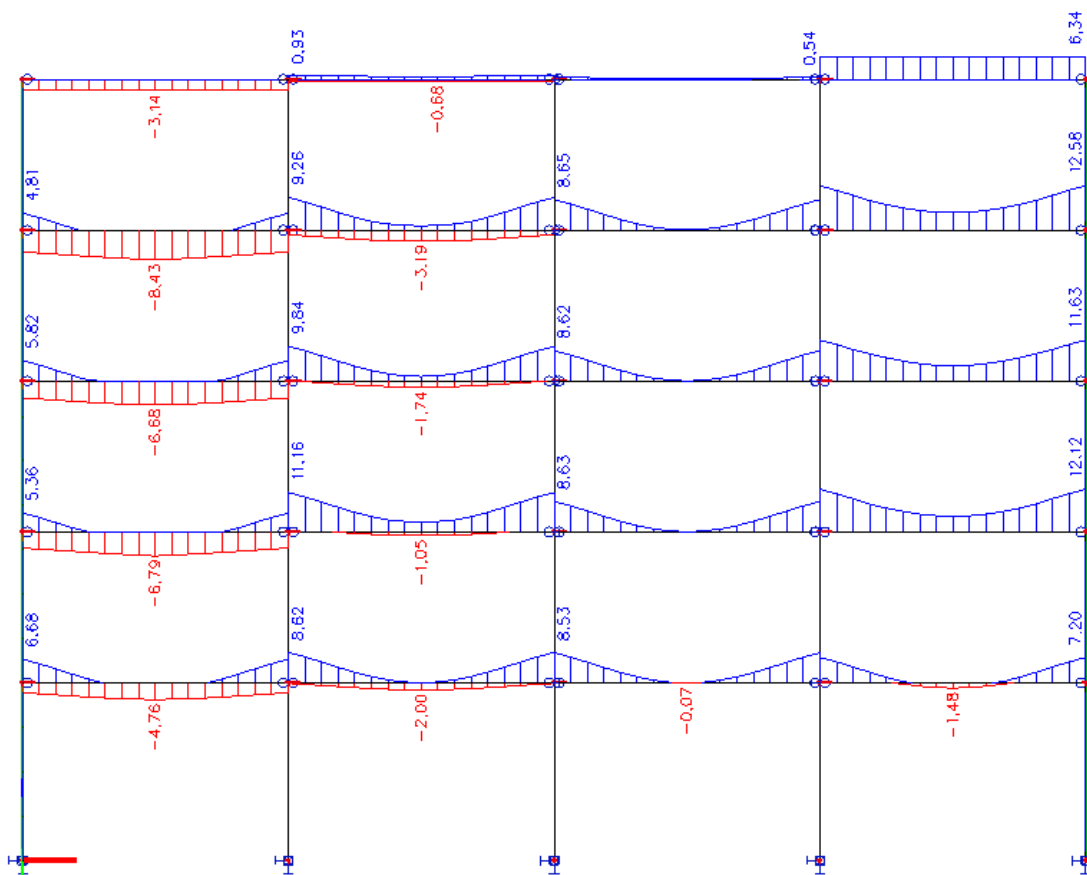
5.3.2.1 Mejno stanje nosilnosti



Slika 24: Ovojnica momentov za MSN v vzdolžnem okvirju [kNm]



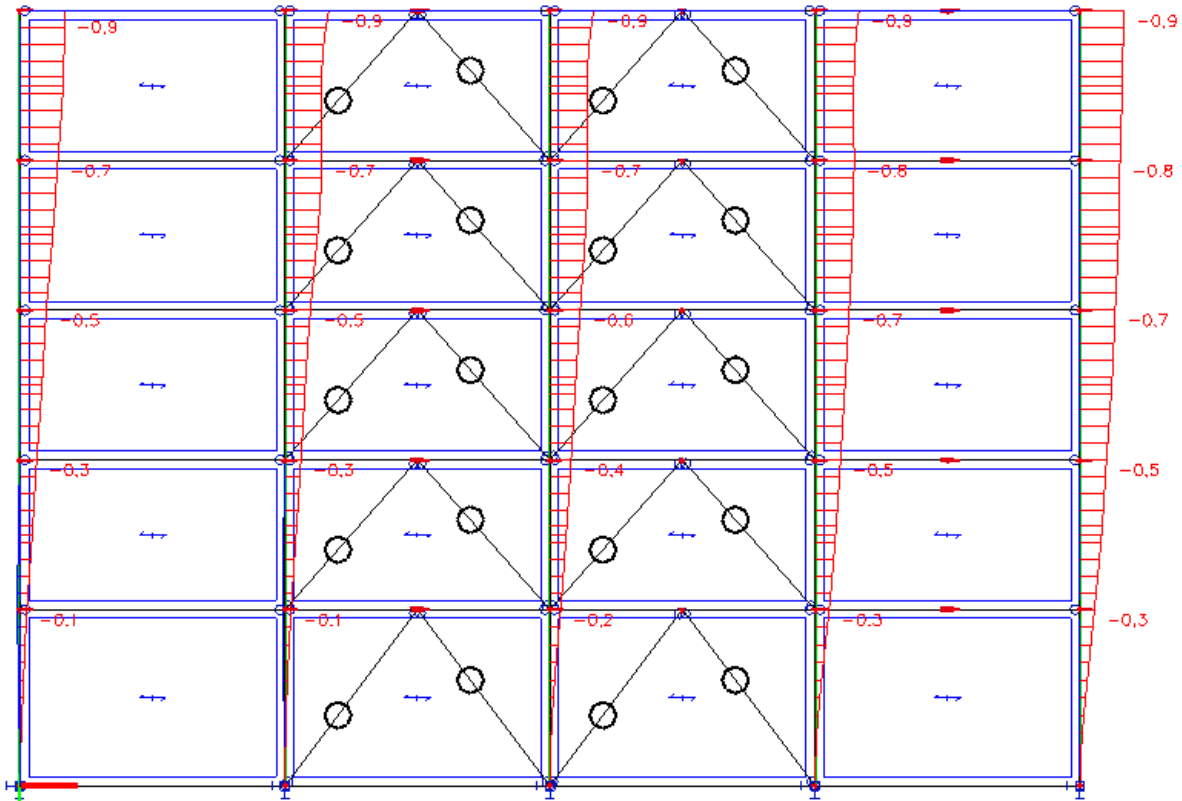
Slika 25: Ovojnica prečnih sil za MSN v vzdolžnem okvirju [kN]



Slika 26: Ovojnica osnih sil za MSN v vzdolžnem okvirju [kN]

5.3.2.2 Mejno stanje uporabnosti

Kontrola horizontalnih pomikov za MSU:



Slika 27: Horizontalni pomiki [mm] vzdolžnega okvirja za MSU

Kontrola horizontalnih pomikov posameznih etaž:

u_i —

$$u_1 = 0,3 \text{ mm} \quad 13,3 \text{ mm}$$

$$u_2 = 0,5 \text{ mm} - 0,3 \text{ mm} = 0,2 \text{ mm} \quad 11,3 \text{ mm}$$

$$u_3 = 0,7 \text{ mm} - 0,5 \text{ mm} = 0,2 \text{ mm} \quad 11,3 \text{ mm}$$

$$u_4 = 0,8 \text{ mm} - 0,7 \text{ mm} = 0,1 \text{ mm} \quad 11,3 \text{ mm}$$

$$u_5 = 0,9 \text{ mm} - 0,8 \text{ mm} = 0,1 \text{ mm} \quad 11,3 \text{ mm}$$

Kontrola horizontalnih pomikov celotne konstrukcije:

$$u = \frac{F \cdot h}{k}$$

$$u = 0,9 \text{ mm} \quad 35,2 \text{ mm}$$

5.3.2.3 Vpliv teorije drugega reda v vzdolžni smeri

Potresne obtežne kombinacije za vzdolžno smer:

$$1,0 \cdot G + 0,3 \cdot Q \quad 1,0 \cdot A_{vzd} \quad 0,3 \cdot A_{prec}$$

Gravitacijski del potresne kombinacije: $1,0 \cdot G + 0,3 \cdot Q$

Seizmični del potresne kombinacije za vzdolžno smer: $1,0 \cdot A_{vzd} \quad 0,3 \cdot A_{prec}$

Pri projektiranju se predpostavi, da je konstrukcija sposobna sipati energijo. Faktor obnašanja opisuje sposobnost konstrukcije, da sipa energijo in za vzdolžno smer znaša 2,5. Ker želimo, da se bo konstrukcija v primeru potresa dobro obnašala, moramo projektirati po posebnih pravilih za protipotresno gradnjo jeklenih konstrukcij. Sipanje energije v vzdolžni smeri zagotavljajo centrična V povezja s svojim plastičnim obnašanjem. Stebri in spoji pa morajo med potresom ostati v elastičnem območju. To zagotovimo tako, da varovana območja (v tem primeru stebri in spoji) dimenzioniramo na večje obremenitve, kot območja, v katerih je predvideno sipanje energije. Območja sipanja energije v konstrukciji je potrebno predvideti tako, da plastifikacija ali lokalno izbočenje ne vplivata na globalno stabilnost konstrukcije (16).

Račun vpliva teorije drugega reda za vzdolžno smer:

Obravnavamo najbolj obremenjen okvir. V vseh etažah mora biti izpolnjen pogoj:

$$\vartheta_i = \frac{\sum_{j=1}^n F_{ij} \cdot h_i}{\sum_{j=1}^n F_{ij} \cdot h_i + \sum_{j=1}^n F_{pj} \cdot h_i} \leq 0,05$$

, kjer so:vsota osnih sil v stebrih v posamezni etaži
.....vsota prečnih sil v stebrih v posamezni etaži
.....relativni plastični pomiki etaž zaradi seizmičnega dela
 h_i :.....višina posamezne etaže,

sicer moramo pri potresni obtežbi upoštevati tudi vpliv teorije drugega reda. To pa storimo tako, da s faktorjem k_9 pomnožimo seizmični del potresnega projektne stanja, pri čemer se k_9 izračuna po formuli:

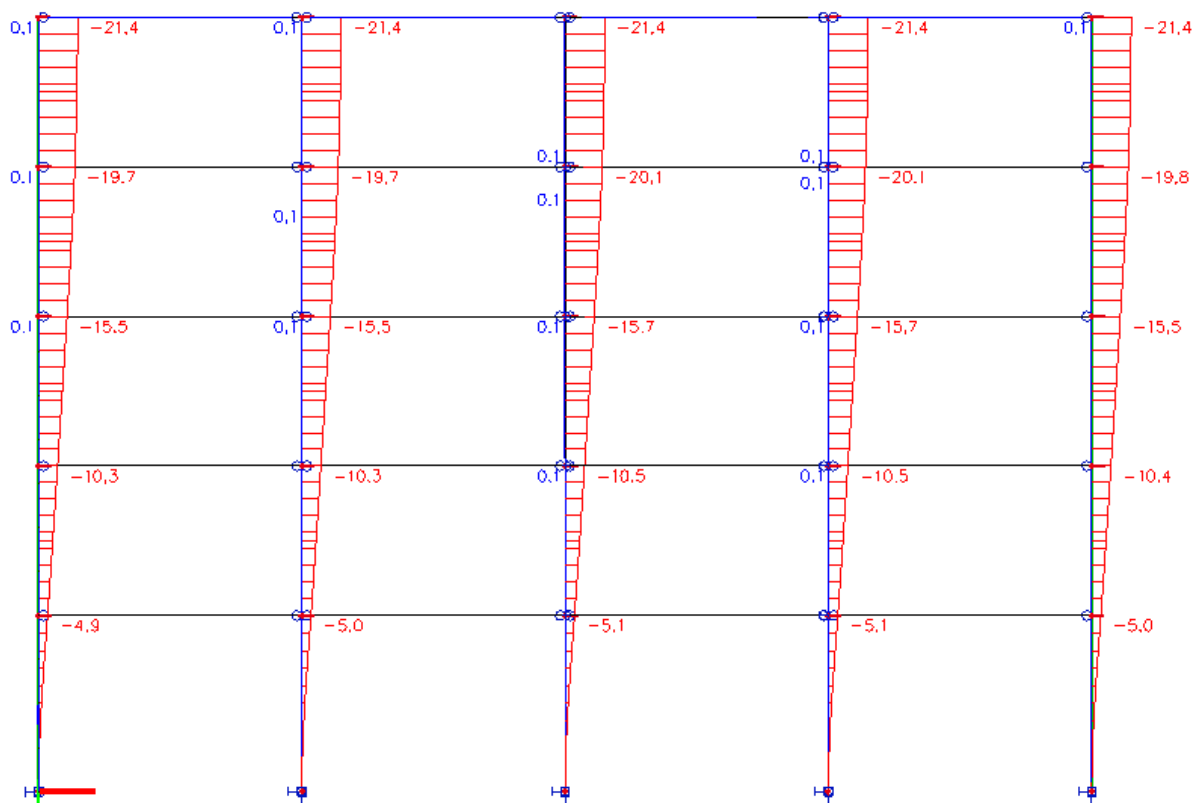
$$k_9 = \frac{1}{0,2} \quad , \quad \text{kjer je: } \dots\dots\dots \text{max} \quad ;$$

Preglednica 12: Osne sile [kN] v stebrih v najbolj obremenjenem vzdolžnem okvirju zaradi gravitacijskega dela potresne kombinacije

[kN]	1.steber	2.steber	3.steber	4.steber	5.steber
5.nadstr.	-18	-47	-48	-48	-23
4.nadstr.	-134	-281	-282	-282	-140
3.nadstr.	-250	-515	-516	-516	-256
2.nadstr.	-367	-749	-750	-750	-373
1.nadstr.	-485	-985	-986	-986	-490

Preglednica 13: Prečne sile [kN] v stebrih v najbolj obremenjenem vzdolžnem okvirju zaradi seizmičnega dela potresne kombinacije

[kN]	1.steber	2.steber	3.steber	4.steber	5.steber
5.nadstr.	2	2	2	3	2
4.nadstr.	5	8	7	7	6
3.nadstr.	8	11	11	11	9
2.nadstr.	11	13	14	14	11
1.nadstr.	9	16	16	17	10



Slika 28: Elastični horizontalni pomiki etaž [mm] zaradi seizmičnega dela potresne kombinacije

Dobljene pomike moramo pomnožiti še s faktorjem obnašanja, da dobimo plastične pomike.

1. ETAŽA

$$h_1 = 4,0 \text{ m}$$

$$P_{1,\text{tot}} = 3932 \text{ kN}$$

$$V_{1,\text{tot}} = 68 \text{ kN}$$

$$de_1 = 5,1 \text{ mm}$$

$$dr_1 = de_1 \cdot q = 5,1 \text{ mm} \cdot 2,5 = 12,8 \text{ mm}$$

$$\vartheta_1 = \frac{dr_1}{h_1} = \frac{12,8}{74} = 0,185$$

2. ETAŽA

$$h_2 = 3,4 \text{ m}$$

$$P_{2,tot} = 2989 \text{ kN}$$

$$V_{2,tot} = 63 \text{ kN}$$

$$de_2 = 5,4 \text{ mm}$$

$$dr_2 = de_2 \cdot q = 5,4 \text{ mm} \cdot 2,5 = 13,5 \text{ mm}$$

$$\vartheta_2 = \frac{dr_2}{h_2} = 0,188$$

3. ETAŽA

$$h_3 = 3,4 \text{ m}$$

$$P_{3,tot} = 2053 \text{ kN}$$

$$V_{3,tot} = 50 \text{ kN}$$

$$de_3 = 5,2 \text{ mm}$$

$$dr_3 = de_3 \cdot q = 5,2 \text{ mm} \cdot 2,5 = 13,0 \text{ mm}$$

$$\vartheta_3 = \frac{dr_3}{h_3} = 0,157$$

4. ETAŽA

$$h_4 = 3,4 \text{ m}$$

$$P_{4,tot} = 1119 \text{ kN}$$

$$V_{4,tot} = 33 \text{ kN}$$

$$de_4 = 4,4 \text{ mm}$$

$$dr_4 = de_4 \cdot q = 4,4 \text{ mm} \cdot 2,5 = 11,0 \text{ mm}$$

$$\vartheta_4 = \frac{dr_4}{h_4} = 0,110$$

5. ETAŽA

$$h_5 = 3,4 \text{ m}$$

$$P_{5,tot} = 184 \text{ kN}$$

$$V_{5,tot} = 11 \text{ kN}$$

$$de_5 = 1,3 \text{ mm}$$

$$dr_5 = de_5 \cdot q = 1,3 \text{ mm} \cdot 2,5 = 3,3 \text{ mm}$$

$$\vartheta_5 = \frac{dr_5}{h} = 0,015$$

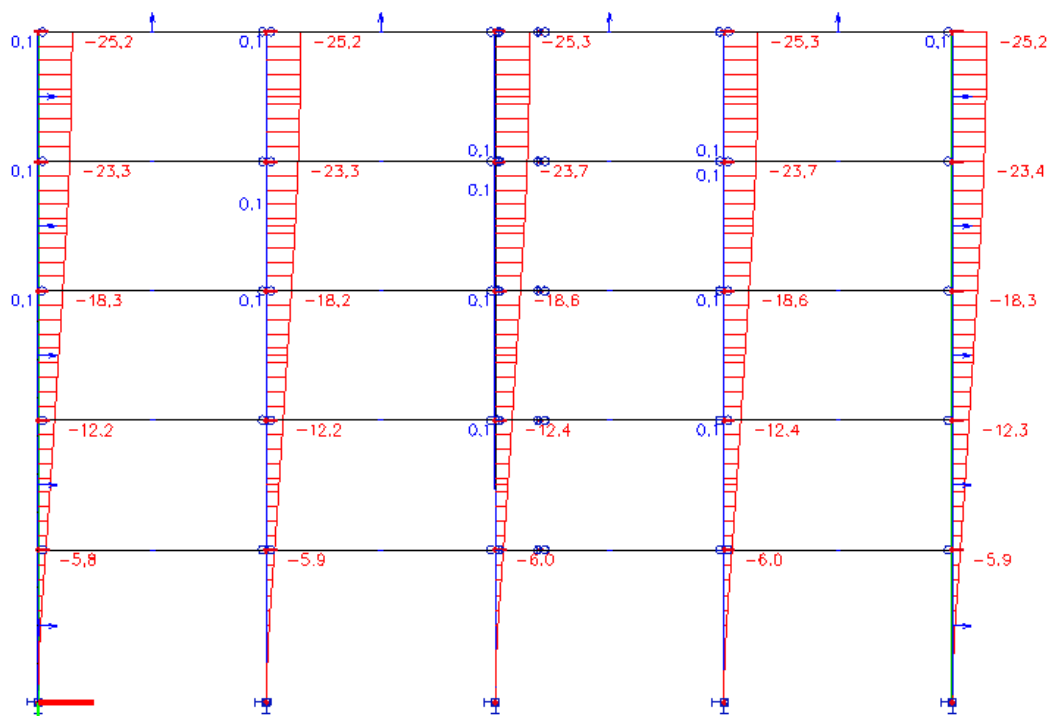
$$\vartheta_{max} = \max(\vartheta_1, \vartheta_2, \vartheta_3, \vartheta_4, \vartheta_5) = 0,188$$

Povečanje vpliva seizmičnega dela potresne kombinacije zaradi vpliva teorije drugega reda v vzdolžni smeri:

$$k_{\vartheta} = \frac{\vartheta_{max}}{\vartheta_5} = 12,53$$

$$k_{\vartheta} = 1,23$$

Kontrola relativnih pomikov etaž zaradi povečane potresne sile (vzdolžna smer):



Slika 29: Elastični hotizont. pomiki [mm] zaradi povečanega seizmičnega dela potresne kombinacije

$d_r \cdot v = 0,001 \cdot h$, kjer je: vredukcijski faktor, ki upošteva manjšo povratno dobo potresa

Ker obravnavani objekt spada v II. kategorijo pomembnosti, je redukcijski faktor enak 0,5.

1. Etaža: $6,0 \text{ mm} \cdot 2,5 \cdot 0,5 = 7,5 \text{ mm}$ $0,01 \cdot 4000 \text{ mm}$
2. Etaža: $(12,4 \text{ mm} - 6,0 \text{ mm}) \cdot 2,5 \cdot 0,5 = 8,0 \text{ mm}$ $0,01 \cdot 3400 \text{ mm}$
3. Etaža: $(18,6 \text{ mm} - 12,4 \text{ mm}) \cdot 2,5 \cdot 0,5 = 6,2 \text{ mm}$ $0,01 \cdot 3400 \text{ mm}$
4. Etaža: $(23,7 \text{ mm} - 18,6 \text{ mm}) \cdot 2,5 \cdot 0,5 = 6,4 \text{ mm}$ $0,01 \cdot 3400 \text{ mm}$
5. Etaža: $(25,3 \text{ mm} - 23,7 \text{ mm}) \cdot 2,5 \cdot 0,5 = 2,0 \text{ mm}$ $0,01 \cdot 3400 \text{ mm}$

6 PROJEKTIRANJE PO PRAVILIH NAČRTOVANE NOSILNOSTI

Pri načinu projektiranja s sipanjem energije moramo zagotoviti ustrezno duktilnost (tako lokalno kot tudi globalno) elementov, v katerih se sipa energija. Ostali elementi pa morajo v potresu ostati v elastičnem območju. Da zagotovimo tako obnašanje konstrukcije, moramo elemente, v katerih ne pričakujemo sipanja energije, dimenzionirati na povečane obremenitve.

Za elemente, v katerih se prepostavi sipanje energije (glavni nosilci, povezja), se izbere jeklo S 235, za varovana območja (stebri, spoji) pa se izbere jeklo S 355.

6.1 Dimenzioniranje okvirja v prečni smeri

6.1.1 Lokalna duktilnost

Za glavne nosilce se izbere material S 235 ($f_y = 23,5 \text{ kN/cm}^2$), za stebre pa S 355 ($f_y = 35,5 \text{ kN/cm}^2$).

Kontrola kompaktnosti glavnega nosilca:

Ker se v glavnih nosilcih predvidi sipanje energije v primeru potresa, morajo biti njihovi prečni prerezi v I. razredu kompaktnosti.

Preglednica 14: Geometrijske karakteristike glavnega nosilca IPE 400

S	235
$W_{pl,y}$	1307 cm ³
h	40 cm
b	18 cm
t_f	1,35 cm
t_w	0,86 cm
r	2,1 cm
A	84,5 cm ²
A_v	42,7 cm ²
c	37,3 cm
d	33,1 cm

Kontrola kompaktnosti stojine:

$$\frac{b}{t_f} \leq \frac{72 \cdot \varepsilon}{\sqrt{f_y}} \quad ; \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\frac{c}{t_w} \leq 72 \cdot 1$$

$$24,5 \leq 72$$

Strig v stojini:

$$\frac{72}{43,4} = 1,66$$

Stojina je v I. razredu kompaktnosti.

Kontrola kompaktnosti pasnice:

$$\frac{t}{b} = 9 \cdot \varepsilon ; \varepsilon = \frac{f_y}{E} = \frac{235}{210000} = 1,12 \cdot 10^{-3}$$

$$\frac{t}{b} = \frac{10}{30} = 0,33 < 9 \cdot 1,12 \cdot 10^{-3} = 0,0101$$

4,6 9 Pasnica je v I. razredu kompaktnosti.

Glavni nosilec je v I. razredu kompaktnosti.

6.1.2 Globalna duktilnost

Pogoj duktilnosti za večetažne okvirne konstrukcije (zagotoviti je potrebno načelo šibki glavni nosilec – močan steber):

$$1,3 \leq \frac{W_{pl,y}}{W_{pl,x}} \leq 1,5$$

, kjer sta:plastična upogibna nosilnost stebra

$$= W_{y,c} \cdot f_y / \gamma_{m0} \quad \dots\dots\dots \text{plastična upogibna nosilnost glavnega nosilca}$$

$$= W_{y,b} \cdot f_y / \gamma_{m0}$$

Preglednica 15: Geometrijske karakteristike krajnih stebrov HEA 340

S	355	
$W_{pl,y}$	1850	cm ³
h	33	cm
b	30	cm
d	24,3	cm

t_f	1,65	cm
t_w	0,95	cm
r	2,7	cm
A	133	cm ²
A_v	44,5	cm ²

$$= 1850 \text{ cm}^3 \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2/1,0 = 65675 \text{ kNcm} = 657,5 \text{ kNm}$$

$$= 1307 \text{ cm}^3 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2/1,0 = 30714,5 \text{ kNcm} = 307,1 \text{ kNm}$$

$$657,5 \text{ kNm} \quad 1,3 \cdot 307,1 \text{ kNm}$$

$$657,5 \text{ kNm} \quad 399,2 \text{ kNm}$$

6.1.3 Dimenzioniranje glavnega nosilca

Glavni nosilci so dolgi 6 m. Izbere se profile IPE 400 in kvaliteta jekla S 235. Dimenzioniramo jih po posebnih pravilih za protipotresno projektiranje za jeklene konstrukcije. Ker se v njih predvidi sipanje energije v primeru potresa, morajo biti glavni nosilci v I. razredu kompaktnosti, kar je preverjeno že na predhodnih straneh. Projektne obremenitve glavnih nosilcev predstavljajo notranje sile, dobljene iz gravitacijskega in seizmičnega dela potresne kombinacije.

Obremenitve:

$$M_{ed} = M_{ed,G} + M_{ed,E}$$

$$N_{ed} = N_{ed,G} + N_{ed,E}$$

$$V_{ed} = V_{ed,G} + V_{ed,E}$$

Preglednica 16: Momenti [kNm] v glavnih nosilcih za gravitacijski in seizmični del potresne kombinacije ter skupaj

etaže	$M_{ed,G}$ [kNm]	$M_{ed,E}$ [kNm]	M_{ed} [kNm]
1	-92,1	-81,8	-173,9
2	-87,4	-78,3	-165,7
3	-87,4	-58,6	-146,0
4	-87,9	-31,2	-119,1
5	-18,2	-8	-26,2

Preglednica 17: Osne sile [kN] v glavnih nosilcih za gravitacijski in seizmični del potresne kombinacije ter skupaj

etaže	$N_{ed,G}$ [kN]	$N_{ed,E}$ [kN]	N_{ed} [kN]
1	7,5	18,3	25,8
2	0,2	42,4	42,6
3	-0,2	62,5	62,3
4	0,1	76,3	76,4
5	0,6	28,1	28,7

Preglednica 18: Prečne sile [kN] v glavnih nosilcih za gravitacijski in seizmični del potresne kombinacije ter skupaj

etaže	$V_{ed,G}$ [kN]	$V_{ed,E}$ [kN]	V_{ed} [kN]
1	58,1	27,7	85,8
2	58,1	26,5	84,6
3	58,1	19,9	78,0
4	58,1	10,5	68,6
5	12,2	4,9	17,1

Preglednica 19: Geometrijske karakteristike glavnih nosilcev IPE 400

S	235
$W_{pl,y}$	1307 cm ³
h	40 cm
b	18 cm
t_f	1,35 cm
t_w	0,86 cm
r	2,1 cm
A	84,5 cm ²
A_v	42,7 cm ²
c	37,3 cm
d	33,1 cm

Kontrola upogibne nosilnosti glavnega nosilca:

Pogoj nosilnosti: — 1.

$$= -173,9 \text{ kNm}$$

$$= W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{m0} = 1307 \text{ cm}^3 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0 = 30714,5 \text{ kNcm} = 307,1 \text{ kNm}$$

————— 1 ; izkoriščenost prečke je 57 %.

Kontrola osne sile v glavnem nosilcu:

Pogoj nosilnosti: ——— 0,15.

$$= 76,4 \text{ kN}$$

$$= A \cdot f_y / \gamma_{m0} = 84,5 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0 = 1985,8 \text{ kN}$$

————— 0,15

0,04 0,15

Kontrola prečne sile v glavnem nosilcu:

Pogoj nosilnosti: ——— 0,5.

$$= 58,1 \text{ kN}$$

$$= \text{—————} = \text{—————} = 102,3 \text{ kN}$$

$$V_{ed} = \quad + \quad = 58,1 \text{ kN} + 102,3 \text{ kN} = 160,5 \text{ kN}$$

$$= A_v \cdot \text{—————} = 42,7 \text{ cm}^2 \cdot \text{—————} = 579,3 \text{ kN}$$

————— 0,5

0,28 0,5

Analiza glavnega nosilca, izpisana iz programa SCIA ENGINEER:

Računalniški izpis analize glavnega nosilca je v prilogi 1.

6.1.4 Dimenzioniranje stebrov

Stebri potekajo po celotni višini konstrukcije kontinuirano in so dolgi 17,6 m. Izdelani so iz jekla kvalitete S 355. Za krajne stebre se izberejo vročevaljani profili HEA 340, za notranje pa HEA 450. V vsaki etaži so na stebre momentno priključeni glavni nosilci. Ker se v obravnavanem objektu stebri smatrajo za varovana območja (v njih ni predvideno sipanje energije), jih moramo dimenzionirati na povečano obtežbo:

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

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

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

Kjer je: γ_{ov}faktor dodatne nosilnosti

Ωnajmanjša vrednost — za vse gl. nosilce z območji sipanja

Ker je v našem primeru v elementih brez sipanja (stebri) uporabljeno jeklo višje kvalitete (S 355), kot v elementih, ki sipajo energijo (prečke, povezja), se za faktor γ_{ov} lahko prevzame vrednost 1 (8).

$\Omega = \text{—}$; kjer jeplastična upogibna nosilnost gl. nosilcev po etažah

.....upogibna obremenitev gl. nosilcev po etažah

$$\Omega_1 = \text{—} = \text{—} = 1,76$$

$$\Omega_2 = \text{—} = \text{—} = 1,85$$

$$\Omega_3 = \text{—} = \text{—} = 2,10$$

$$\Omega_4 = \text{—} = \text{—} = 2,59$$

$$\Omega_5 = \text{—} = \text{—} = 11,7$$

$$\Omega = \min \quad = 1,76$$

6.1.4.1 Krajni stebri HEA 340

Obremenitve so iz vrednotene za najbolj obremenjeni krajni steber HEA 340.

Preglednica 20: Momenti [kNm], osne sile [kN] in prečne sile [kN] v krajnih stebrih ob vpetju za gravitacijski in seizmični del potresne kombinacije

$M_{ed,G}$	-12,9 kNm
$M_{ed,E}$	-87,4 kNm
$N_{ed,G}$	-462,6 kN
$N_{ed,E}$	-1006,6 kN
$V_{ed,G}$	10,6 kN
$V_{ed,E}$	30,9 kN

$$M_{ed} = -12,9 \text{ kNm} + 1,1 \cdot 1 \cdot 1,76 \cdot (-87,4 \text{ kNm}) = -182,1 \text{ kNm}$$

$$N_{ed} = -462,6 \text{ kN} + 1,1 \cdot 1 \cdot 1,76 \cdot (-1006,6 \text{ kN}) = -2411,4 \text{ kN}$$

$$V_{ed} = 10,6 \text{ kN} + 1,1 \cdot 1 \cdot 1,76 \cdot 30,9 \text{ kN} = 70,4 \text{ kN}$$

Preglednica 21: Momenti [kNm], osne sile [kN] in prečne sile [kN] v krajnih stebrih pod prvo etažo za gravitacijski in seizmični del potresne kombinacije

$M_{ed,G}$	26,1 kNm
$M_{ed,E}$	29,6 kNm
$N_{ed,G}$	-462,6 kN
$N_{ed,E}$	-1006,6 kN
$V_{ed,G}$	10,6 kN
$V_{ed,E}$	30,9 kN

$$M_{ed} = 26,1 \text{ kNm} + 1,1 \cdot 1 \cdot 1,76 \cdot 29,6 \text{ kNm} = 83,4 \text{ kNm}$$

$$N_{ed} = -462,6 \text{ kN} + 1,1 \cdot 1 \cdot 1,76 \cdot (-1006,6 \text{ kN}) = -2411,4 \text{ kN}$$

$$V_{ed} = 10,6 \text{ kN} + 1,1 \cdot 1 \cdot 1,76 \cdot 30,9 \text{ kN} = 70,4 \text{ kN}$$

Ker so obremenitve v prerezu stebra ob vpetju večje, kot v prerezu tik pod prvo etažo, dimenzioniram na obremenitve ob vpetju:

$$M_{ed} = -182,1 \text{ kNm}$$

$$N_{ed} = -2411,4 \text{ kN}$$

$$V_{ed} = 70,4 \text{ kN}$$

Kontrola nosilnosti osno in upogibno obremenjenega krajnega stebra:

Krajni stebri: HEA 340; jeklo S 355; $W_{pl,y} = 1850 \text{ cm}^3$; $A = 133 \text{ cm}^2$; $A_v = 44,5 \text{ cm}^2$

$$= W_{pl,y} \cdot \frac{M_{ed}}{l} = 1850 \text{ cm}^3 \cdot \frac{127,1 \text{ kNm}}{1,5 \text{ m}} = 153,1 \text{ kNm} < 656,8 \text{ kNm}$$

$$N_{pl,rd} = A \cdot \frac{N_{ed}}{l} = 133 \text{ cm}^2 \cdot \frac{4721,5 \text{ kN}}{1,5 \text{ m}} = 4171,5 \text{ kN}$$

$$\frac{153,1}{656,8} + \frac{4171,5}{4721,5} = 1$$

$$\frac{153,1}{656,8} + \frac{4171,5}{4721,5} = 1$$

$$0,79 < 1$$

Kontrola strižne nosilnosti krajnega stebra:

$$\frac{70,4}{912,1} = 0,08 < 0,5$$

$$= A_v \cdot \frac{V_{ed}}{l} = 44,5 \text{ cm}^2 \cdot \frac{70,4 \text{ kN}}{1,5 \text{ m}} = 207,5 \text{ kN} < 912,1 \text{ kN}$$

$$\frac{207,5}{912,1} = 0,23 < 0,5$$

$$0,08 < 0,5$$

Panel stojine krajnega stebra:

V območju spoja gl. nosilec – steber mora biti zagotovljen naslednji pogoj:

$$\frac{V_{ed}}{V_{pl,rd}} = 1,0, \text{ kjer sta: } \dots\dots\dots \text{projektna strižna sila v panelu stojine stebra}$$

$$\dots\dots\dots \text{strižna odpornost panela stojine}$$

Vpliva osnih sil in upogibnih momentov na plastično strižno nosilnost panela ni potrebno upoštevati.

—————, kjer sta:plastična upogibna nosilnost gl. nosilcev

z.....vertikalna razdalja med težiščama pasnic gl. nosilcev

$$= 307,1 \text{ kNm}$$

$$z = h - t_f = 40 \text{ cm} - 1,35 \text{ cm} = 38,65 \text{ cm}$$

$$————— = 794,6 \text{ kN}$$

$$= = 912,1 \text{ kN}$$

————— 1,0 prečna ojačitev ni potrebna!

Analiza krajnega stebra, izpisana iz programa SCIA ENGINEER:

Računalniški izpis analize krajnega stebra je v prilogi 2.

6.1.4.2 Notranji stebri HEA 450

Obremenitve so iz vrednotene za najbolj obremenjen notranji stebel HEA 450.

Preglednica 22: Momenti [kNm], osne sile [kN] in prečne sile [kN] v notranjih stebrih ob vpetju za gravitacijski in seizmični del potresne kombinacije

$M_{ed,G}$	-1,4 kNm
$M_{ed,E}$	-192,2 kNm
$N_{ed,G}$	-986,1 kN
$N_{ed,E}$	-24,4 kN
$V_{ed,G}$	-1 kN
$V_{ed,E}$	66,7 kN

$$M_{ed} = -1,4 \text{ kNm} + 1,1 \cdot 1 \cdot 1,76 \cdot (-192,2 \text{ kNm}) = -373,5 \text{ kNm}$$

$$N_{ed} = -986,1 \text{ kN} + 1,1 \cdot 1 \cdot 1,76 \cdot (-24,4 \text{ kN}) = -1033,3 \text{ kN}$$

$$V_{ed} = -1 \text{ kN} + 1,1 \cdot 1 \cdot 1,76 \cdot 66,7 \text{ kN} = 128,1 \text{ kN}$$

Preglednica 23: Momenti [kNm], osne sile [kN] in prečne sile [kN] v notranjih stebrih pod prvo etažo za gravitacijski in seizmični del potresne kombinacije

$M_{ed,G}$	-2,7 kNm
$M_{ed,E}$	73,6 kNm
$N_{ed,G}$	-986,1 kN
$N_{ed,E}$	-24,4 kN
$V_{ed,G}$	-1 kN
$V_{ed,E}$	66,7 kN

$$M_{ed} = -2,7 \text{ kNm} + 1,1 \cdot 1 \cdot 1,76 \cdot 73,6 \text{ kNm} = 139,8 \text{ kNm}$$

$$N_{ed} = -986,1 \text{ kN} + 1,1 \cdot 1 \cdot 1,76 \cdot (-24,4 \text{ kN}) = -1033,3 \text{ kN}$$

$$V_{ed} = -1 \text{ kN} + 1,1 \cdot 1 \cdot 1,76 \cdot 66,7 \text{ kN} = 128,1 \text{ kN}$$

Ker so obremenitve v prerezu notranjega stebra ob vpetju večje, kot v prerezu tik pod prvo etažo, dimenzioniram na obremenitve ob vpetju:

$$M_{ed} = -373,5 \text{ kNm}$$

$$N_{ed} = -1033,3 \text{ kN}$$

$$V_{ed} = 128,1 \text{ kN}$$

Kontrola nosilnosti osno in upogibno obremenjenega notranjega stebra :

Notranji stebri: HEA 450; jeklo S355; $W_{pl,y} = 3216 \text{ cm}^3$; $A = 178 \text{ cm}^2$; $A_v = 65,8 \text{ cm}^2$

$$= W_{pl,y} \cdot \frac{M_{ed}}{W_{pl,y}} = 3216 \text{ cm}^3 \cdot \frac{-373,5 \text{ kNm}}{3216 \text{ cm}^3} = 114168 \text{ kNcm} = 1141,7 \text{ kNm}$$

$$N_{pl,rd} = A \cdot \frac{N_{ed}}{A} = 178 \text{ cm}^2 \cdot \frac{-1033,3 \text{ kN}}{178 \text{ cm}^2} = 6319,0 \text{ kN}$$

$$\frac{1141,7 \text{ kNm}}{1141,7 \text{ kNm}} + \frac{6319,0 \text{ kN}}{6319,0 \text{ kN}} = 1$$

$$\frac{1141,7 \text{ kNm}}{1141,7 \text{ kNm}} + \frac{6319,0 \text{ kN}}{6319,0 \text{ kN}} = 1$$

$$0,49 < 1$$

Kontrola strižne nosilnosti notranjega stebra:

$$\text{—————} \quad 0,5$$

$$= A_v \cdot \text{—————} = 65,8 \text{ cm}^2 \cdot \text{—————} = 1348,6 \text{ kN}$$

$$\text{—————} \quad 0,5$$

$$0,10 \quad 0,5$$

Panel stojine stebra:

V območju spoja gl.nosilec – steber mora biti zagotovljen naslednji pogoj:

$$\text{—————} \quad 1,0, \text{ kjer sta: } \dots\dots\dots \text{projektna strižna sila v panelu stojine stebra}$$

$$\dots\dots\dots \text{strižna odpornost panela stojine}$$

Vpliva osnih sil in upogibnih momentov na plastično strižno nosilnost panela ni potrebno upoštevati.

$$\text{—————}, \text{ kjer sta: } \dots\dots\dots \text{plastična upogibna nosilnost gl. nosilca}$$

$$\text{—————} \quad z \dots\dots\dots \text{vertikalna razdalja med težiščama pasnic gl. nosilca}$$
$$= 307,1 \text{ kNm}$$

$$z = h - t_f = 40 \text{ cm} - 1,35 \text{ cm} = 38,65 \text{ cm}$$

$$\text{—————} = 794,6 \text{ kN}$$

$$= \text{—————} = 1348,6 \text{ kN}$$

$$\text{—————} \quad 1,0 \quad \text{prečna ojačitev ni potrebna!}$$

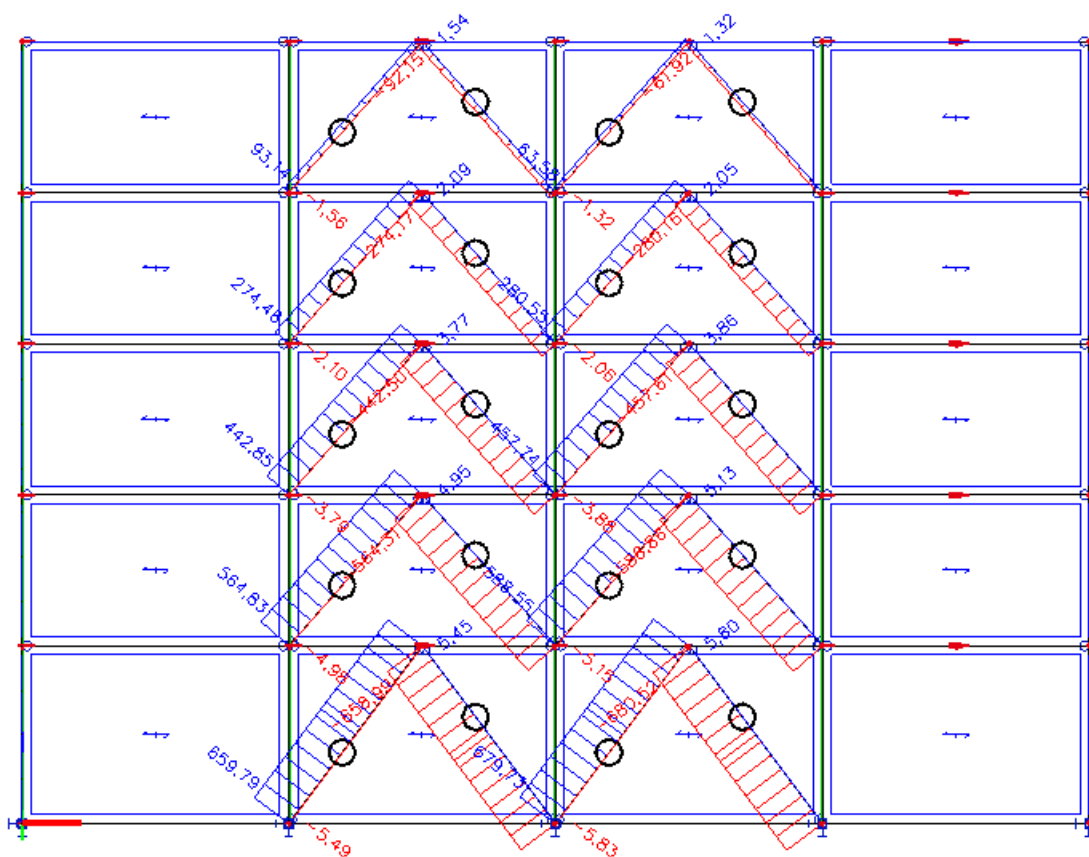
Analiza notranjega stebra, izpisana iz programa SCIA ENGINEER

Računalniški izpis analize notranjega stebra je v prilogi 3.

6.2 Dimenzioniranje okvirja v vzdolžni smeri

V vzdolžni smeri konstrukcijo sestavljajo štirje okvirji na medsebojni razdalji 6 m. Območja sipanja energije predstavljajo centrična V povezja, ki so iz jekla kvalitete S 235. Predpostavi se, da povezja prevzamejo samo seizmični del potresne obtežbe, gravitacijski del pa prevzamejo stebri in nosilci. Tovrstne okvirje je potrebno projektirati tako, da plastifikacija diagonal nastopi pred poružitvijo spojev in pred plastifikacijo ali nestabilnostjo nosilcev in stebrov. V okvirih s centričnimi V povezji je, za razliko od ostalih centričnih povezji, treba upoštevati tako natezne, kot tudi tlačene diagonale. Da se zagotovi enakomerno sipanje energije v diagonalah, se sme največja vrednost faktorja dodatne nosilnosti Ω od najmanjše razlikovati za največ 25 %. Da zadostimo temu pogoju, je bilo potrebno izbrati različne profile povezji za posamezne etaže (16).

6.2.1 Dimenzioniranje centričnih V povezji



Slika 30: Osne sile [kN] v povezjih zaradi seizmičnega dela potresne obtežne kombinacije

V vseh etažah povezja dimenzioniramo na tlačno silo, ker je le ta merodajna.

6.2.1.1 Povezja v pritličju

Izberem profile RHS 200/120/10, S235.

$$N_{ed,0} = -681 \text{ kN (tlačna sila)}$$

$$L_u = 500 \text{ cm}$$

$$A = 58,9 \text{ cm}^2$$

$$I = 1337 \text{ cm}^4$$

Kontrola nosilnosti:

$$\text{—————} \quad 0$$

$$N_{pl,rd,0} = \chi \cdot A \cdot \text{—————}$$

$$\chi(\lambda_{lt}) = ?$$

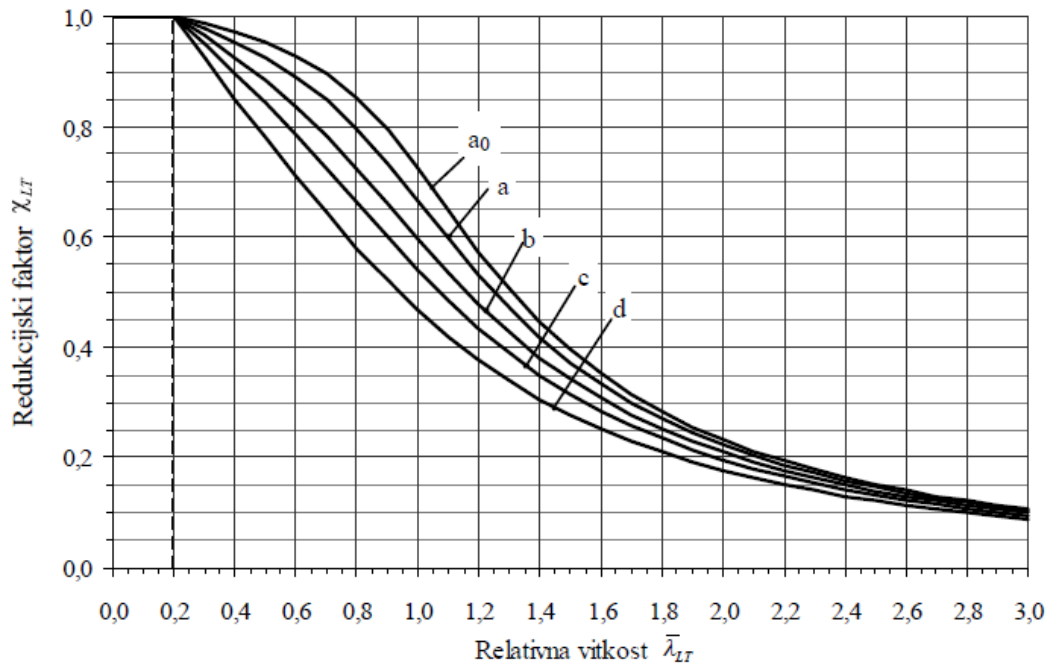
$$\lambda_{lt} = \text{—————}$$

$$i = \frac{\text{—————}}{\text{—————}} = 4,76 \text{ cm}$$

$$= 93,9 \cdot \varepsilon = 93,9 ; \varepsilon = \frac{\text{—————}}{\text{—————}} = \frac{\text{—————}}{\text{—————}} = 1$$

$$\lambda_{lt} = \frac{\text{—————}}{\text{—————}} = 1,1$$

Izbira uklonske krivulje: ker gre za votle vroče izdelane prereze, kvalitete jekla S 235, izberem uklonsko krivuljo a. Iz spodnje slike odčitam redukcijski faktor $\chi(\lambda_{lt})$:



Slika 31: Diagrami ukonskih krivulj (8)

$$\chi(\lambda_{lt}) = 0,60$$

$$N_{pl,rd,0} = 0,60 \cdot 58,9 \text{ cm}^2 \cdot \text{—————} = 830,5 \text{ kN}$$

$$= \text{—————} = 1,22$$

6.2.1.2 Povezja v prvem nadstropju

Iberem profile RHS 200/120/8, S 235.

$$N_{ed,1} = -589 \text{ kN (tlačna sila)}$$

$$L_u = 453 \text{ cm}$$

$$A = 48 \text{ cm}^2$$

$$I = 1128 \text{ cm}^4$$

Kontrola nosilnosti :

$$\text{—————}^2$$

$$N_{pl,rd,1} = \chi \cdot A \cdot \text{—————}$$

$$\chi(\lambda_{lt}) = ?$$

$$\lambda_{lt} = \text{—————}$$

$$i = \frac{\text{—————}}{\text{—————}} = 4,84 \text{ cm}$$

$$= 93,9 \cdot \varepsilon = 93,9 ; \varepsilon = \frac{\text{—————}}{\text{—————}} = \frac{\text{—————}}{\text{—————}} = 1$$

$$\lambda_{lt} = \text{—————} = 1,0$$

$$\chi(\lambda_{lt}) = 0,66$$

$$N_{pl,rd,1} = 0,66 \cdot 48 \text{ cm}^2 \cdot \text{—————} = 744,5 \text{ kN}$$

$$= \text{—————} = 1,26$$

6.2.1.3 Povezja v drugem nadstropju

Izberem profile RHS 200/120/6,3, S 235.

$$N_{ed,2} = -458 \text{ kN (tlačna sila)}$$

$$L_u = 453 \text{ cm}$$

$$A = 38,3 \text{ cm}^2$$

$$I = 929 \text{ cm}^4$$

Kontrola nosilnosti:

$$\text{—————} \quad 2$$

$$N_{pl,rd,2} = \chi \cdot A \cdot \text{—————}$$

$$\chi(\lambda_{lt}) = ?$$

$$\lambda_{lt} = \text{—————}$$

$$i = \frac{\text{—————}}{\text{—————}} = 4,93 \text{ cm}$$

$$= 93,9 \cdot \varepsilon = 93,9 ; \varepsilon = \frac{\text{—————}}{\text{—————}} = 1$$

$$\lambda_{lt} = \text{—————} = 0,98$$

$$\chi(\lambda_{lt}) = 0,65$$

$$N_{pl,rd,2} = 0,65 \cdot 38,3 \text{ cm}^2 \cdot \text{—————} = 585,0 \text{ kN}$$

$$= \text{—————} = 1,28$$

6.2.1.4 Povezja v tretjem nadstropju

Izberem profile RHS 200/100/5.

$$N_{ed,3} = -281 \text{ kN (tlačna sila)}$$

$$L_u = 453 \text{ cm}$$

$$A = 28,7 \text{ cm}^2$$

$$I = 505 \text{ cm}^4$$

Kontrola nosilnosti:

$$\text{—————} \quad 3$$

$$N_{pl,rd,3} = \chi \cdot A \cdot \text{—————}$$

$$\chi(\lambda_{lt}) = ?$$

$$\lambda_{lt} = \text{—————}$$

$$i = \frac{\text{—————}}{\text{—————}} = 4,19 \text{ cm}$$

$$= 93,9 \cdot \varepsilon = 93,9 ; \varepsilon = \frac{\text{—————}}{\text{—————}} = 1$$

$$\lambda_{lt} = \text{—————} = 1,15$$

$$\chi(\lambda_{lt}) = 0,55$$

$$N_{pl,rd,3} = 0,55 \cdot 28,7 \text{ cm}^2 \cdot \text{—————} = 370,9 \text{ kN}$$

$$= \text{—————} = 1,32$$

6.2.1.5 Povezja v četrtem nadstropju

Izberem profile RHS 120/60/8.

$$N_{ed,4} = -92 \text{ kN (tlačna sila)}$$

$$L_u = 453 \text{ cm}$$

$$A = 25,6 \text{ cm}^2$$

$$I = 135 \text{ cm}^4$$

Kontrola nosilnosti:

$$\text{—————} \quad 4$$

$$N_{pl,rd,4} = \chi \cdot A \cdot \text{—————}$$

$$\chi(\lambda_{lt}) = ?$$

$$\lambda_{lt} = \text{—————}$$

$$i = \frac{\text{—————}}{\text{—————}} = 2,29\text{cm}$$

$$= 93,9 \cdot \varepsilon = 93,9 ; \varepsilon = \frac{\text{—————}}{\text{—————}} = 1$$

$$\lambda_{lt} = \text{—————} = 2,1$$

$$\chi(\lambda_{lt}) = 0,20$$

$$N_{pl,rd,4} = 0,20 \cdot 25,6 \text{ cm}^2 \cdot \text{—————} = 120,3 \text{ kN}$$

$$= \text{—————} = 1,31$$

6.2.1.6 Kontrola enakomernega sipanja energije v povezjih po etažah

$$\text{—————} \quad 1,25$$

$$\text{—————} \quad 1,25$$

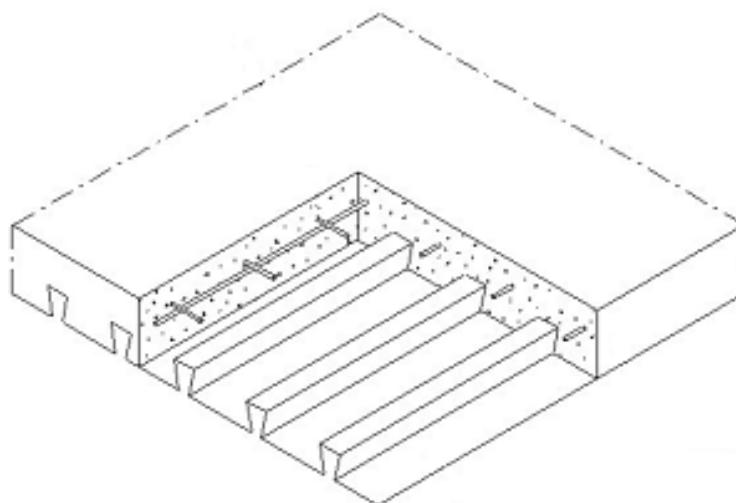
$$1,05 \quad 1,25$$

Analiza povezji, izpisana iz programa SCIA ENGINEER:

Računalniški izpis analize povezja v pritličju je v prilogi 4.

6.3 Medetažna konstrukcija

Za medetažno konstrukcijo se izbere konstrukcija v sovprežni izvedbi. Sovprežni strop v osnovi sestavljata hladno oblikovana pločevina in beton, ki običajno vsebuje tudi armaturo. Armatura se dodaja iz več razlogov. Armaturna mreža zagotavlja boljši raznos obtežbe v prečni smeri, zmanjšuje razpoke zaradi krčenja betona ter povečuje požarno odpornost stropa in se vedno dodaja. Lahko pa se doda tudi palice rebraste armature. Z njimi povečamo upogibno nosilnost in vzdolžni strig. Po strditvi betona profilirana pločevina in beton delujeta kot sovprežna stropna plošča. Sovprežni stropovi se največkrat pojavljajo v jeklenih okvirnih konstrukcijah (12).



Slika 32: Shematski prikaz sovprežne plošče s profilirano pločevino

6.3.1 Prednosti sovprežnih stropov

- Pločevina služi kot opaž in pri manjših razponih ne potrebuje dodatnega podpiranja,
- pločevina služi kot natezna armatura,
- enostavna gradnja,
- večja nosilnost in togost v primerjavi z betonsko ploščo enakih dimenzij,
- dober izgled spodnje površine stropa,
- dobre lastnosti rebričastega stropa.

6.3.2 Dimenzioniranje medetažne konstrukcije

6.3.2.1 Dimenzioniranje sovprežne plošče

Računski model sovprežne plošče je niz prostoležečih nosilcev. Rebra potekajo v krajši smeri razpona, prečno na objekt.

Izberem sovprežno ploščo KS1/1 $\phi 19 + Q257 + TP$, debeline 14 cm, za profilirano pločevino pa Trimo HI-Bond 55, $t = 0,8 \text{ mm}$, $f_{yk} = 250 \text{ Mpa}$.

Geometrijski podatki sovprežne plošče:

razpon (med dvema sovprežnima nosilcema)..... $L = 3\text{m}$

višina betona nad pločevino..... $h_c = 8,5\text{ cm}$

višina profilirane pločevine..... $h_p = 5,5\text{ cm}$

skupna višina sovprežne plošče..... $h = h_c + h_p = 14\text{ cm}$

razdalja med težiščem pločevine in zg. robom betona..... $d_p = 14 - 5,5/2 = 11,25\text{ cm}$

Uporabljen material:

beton..... $C\ 25/30; f_{ck} = 2,5\text{ kN/cm}^2$

profilirana pločevina..... Trimo HI-Bond 55, $t = 0,8\text{ mm}$, $f_{yk} = 250\text{ Mpa}$

mozniki..... čepi tipa Nelson
 $\phi 19$

armatura..... $S\ 500; f_{yk} = 50\text{ kN/cm}^2$

PLOČEVINA V ČASU GRADNJE

Preglednica 24: Dovoljeni razponi pločevine glede na debelino plošče za MSU

$h\text{ (cm)}$	$L_{DOV}\text{ (cm)}$
12	278
14	261
16	248
18	237

Preglednica 25: Dovoljeni razponi pločevine glede na debelino plošče in širino podpore b za MSN

$h\text{ (cm)}$	upogibna nosilnost	Vnos koncentriranih sil nad vmesnimi podporami s širino b				
		$b = 10\text{ mm}$	$b = 50\text{ mm}$	$b = 100\text{ mm}$	$b = 200\text{ mm}$	$b = 300\text{ mm}$
12	261	212	239	250	259	261
14	243	193	219	230	239	242
16	228	177	203	213	223	227
18	216	164	189	200	209	213

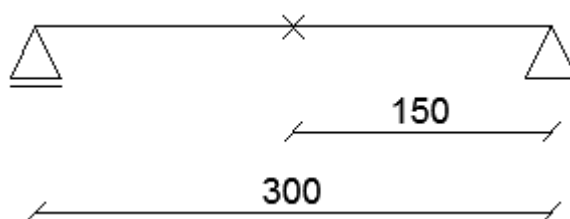
V obravnavanem primeru je širina podpore enaka 120 mm (IPE 240; $b = 120\text{ mm}$).

Iz Preglednice 24 in Preglednice 25 je razvidno, da je v obravnavanem primeru potrebno vmesno podpiranje v času gradnje, saj je dejanski razpon 3 m, največji dovoljeni razpon za MSN 232 cm, za MSU pa 261 cm. Odločim se za vmesno podpiranje na sredini razpona v času gradnje. Novi razpon je tako 1,5 m.

$$L_{\text{dej}} = 3 \text{ m} ; L_{\text{max,MSN}} = 2,32 \text{ m} ; L_{\text{max,MSU}} = 2,61 \text{ m}$$

$L_{\text{dej}} > L_{\text{max,MSN}}$ Potrebno vmesno podpiranje v času gradnje!

$$L_{\text{novi}} = 1,5 \text{ m}$$



Slika 33: Računski model sovprežne plošče z začasnim podpiranjem na sredini

KONČNO STANJE

Obtežba:

lastna teža pločevine in AB.....	2,91 kN/m ²
finalna obdelava.....	0,2 kN/m ²
estrih.....	1,25 kN/m ²
toplotna izolacija.....	0,1 kN/m ²
profili.....	0,6 kN/m ²
strojne in elektoinštalacije.....	0,2 kN/m ²
spuščen strop.....	0,3 kN/m ²
g_s (brez sovprežne konstrukcije).....	2,65 kN/m²
koristna obtežba q.....	3,0 kN/m²

Mejno stanje nosilnosti:

Izbrana metoda: B4

Obremenitev:

$$q_{ed} = 1,35 \cdot g_s + 1,5 \cdot q = 1,35 \cdot 2,65 \text{ kN/m}^2 + 1,5 \cdot 3 \text{ kN/m}^2 = 8,07 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{ed} = 8,07 \text{ kN/m}^2$$

Preglednica 26: Dopustni razponi HI bond sovprežnih stropov za MSN

h(cm)	g _j (kN/m ²)	metoda	p _{Sd MSN} (kN/m ²)							
			3	4	5	6	8	10	12	14
12	2,41	B1	395	368	345	326	296	274	256	24
		B2	464	431	405	383	347	321	299	28
		B3	471	438	411	388	353	325	304	28
		B4	522	485	455	430	391	360	336	31
		B5	588	547	513	485	440	406	379	35
		B6	626	582	545	515	468	431	402	37
14	2,91	B1	401	376	354	336	308	285	267	25
		B2	482	451	425	404	369	342	320	30
		B3	497	465	438	416	380	353	330	31
		B4	557	521	492	467	426	395	370	34
		B5	613	573	541	513	469	434	407	38
		B6	659	617	581	552	504	467	437	41
16	3,41	B1	406	382	362	345	318	296	278	26
		B2	496	467	443	422	388	361	339	32
		B3	517	487	461	439	404	376	353	33
		B4	585	550	521	496	456	424	399	37
		B5	633	595	564	537	493	459	431	40
		B6	686	645	611	582	534	497	467	44
18	3,91	B1	411	388	370	354	327	306	288	27
		B2	509	481	458	437	404	378	356	33
		B3	534	505	480	459	424	396	373	35
		B4	607	574	546	522	482	450	424	40
		B5	649	614	584	558	515	481	453	42
		B6	708	669	636	608	561	524	493	46

L = 3 m

h = 14 cm

beton C 25/30

metoda projektiranja: B4

$$q_{ed} = 8,07 \text{ kN/m}^2$$

Iz Preglednice 26 lahko odčitamo dopustni razpon stropa glede na kvaliteto betona, obtežbo, metodo projektiranja in debelino stropa. Maksimalni razpon L_{max} za MSN v končnem času za obravnavan strop je 426 cm.

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

$L_{max} > L_{dej}$ Dimenzije so ustrezne!

Mejno stanje uporabnosti:

Izbrana metoda: B4

Obremenitev:

$$q_{ed} = g_s + q = 2,65 \text{ kN/m}^2 + 3 \text{ kN/m}^2 = 5,65 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{ed} = 5,65 \text{ kN/m}^2$$

Preglednica 27: Dopustni razponi HI bond sovprežnih stropov za MSU

h (cm)	g_s (kN/m ²)	vrsta betona	$P_{Sd} \text{ MSU (kN/m}^2)$							
			2	3	4	5	6	7	8	
12	2,41	C 20/25	504	470	445	424	406	391	378	
		C 25/30	507	474	448	427	409	394	381	
		C 30/37	511	477	451	430	412	397	384	
		C 35/45	514	481	454	433	415	400	386	
14	2,91	C 20/25	562	528	502	480	461	445	431	
		C 25/30	566	532	505	483	464	448	434	
		C 30/37	570	536	509	486	467	451	437	
		C 35/45	574	540	512	490	471	454	440	
16	3,41	C 20/25	618	584	556	533	514	497	482	
		C 25/30	622	588	560	537	517	500	485	
		C 30/37	627	592	564	541	521	504	489	
		C 35/45	631	596	568	545	525	507	492	
18	3,91	C 20/25	671	637	609	585	565	547	531	
		C 25/30	676	642	613	590	569	551	535	
		C 30/37	681	646	618	594	573	555	539	
		C 35/45	686	651	622	598	577	559	543	

$$L = 3 \text{ m}$$

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

beton C 25/30

metoda projektiranja: B4

$$q_{ed} = 5,65 \text{ kN/m}^2$$

Iz Preglednice 27 lahko odčitamo dopustni razpon stropa glede na kvaliteto betona, obtežbo in debelino stropa.

Z linearno interpolacijo dobim, da je maksimalni razpon L_{max} za MSU v končnem času za obravnavan strop 470 cm.

$L_{max} > L$ Dimenzije so ustrezne!

Potrebna negativna armatura nad podporami:

Ker kontinuiran sistem sovprežne plošče obravnavamo kot niz prostoležečih plošč, je potrebna negativna armatura nad podporami, da preprečimo razpokanje betona.

$$A_{neg.arm.}^{potr.} = 0,004 \cdot 100 \text{ cm} \cdot (14 \text{ cm} - 5,5 \text{ cm}) = 3,4 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Potrebna armatura za raznos obtežbe:

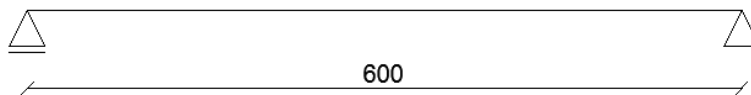
Potrebna je v primeru koncentriranih obtežb, linijske obtežbe ali porazdeljene obtežbe, ki deluje samo na enem delu plošče. Postavi se jo na pločevino. Načeloma obravnavana sovorežna konstrukcija ne potrebuje te armature, vendar se jo na podlagi dobre prakse vseeno vgradi.

$$A_{raznos}^{potr.} = 0,002 \cdot 100 \text{ cm} \cdot (14 \text{ cm} - 5,5 \text{ cm}) = 1,7 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Izberem mrežo Q 257.

6.3.2.2 Dimenzioniranje sovprežnega nosilca

Računski model sovprežnega nosilca je prostoležeči nosilec dolžine 6 m.



Slika 34: Računski model sovprežnega nosilca

Izberem profil IPE 240.

Podatki:

- IPE 240,
- $L = 6 \text{ m}$,
- jeklo S 235 ($f_y = 23,5 \text{ kN/cm}^2$; $f_u = 36 \text{ kN/cm}^2$),
- beton C 25/30 ($f_{ck} = 2,5 \text{ kN/cm}^2$; $f_{ctm} = 0,26 \text{ kN/cm}^2$; $f_{ctk,0,05} = 0,18 \text{ kN/cm}^2$;
 $E_{cm} = 3100 \text{ kN/cm}^2$),
- čepi: $f_u = 45 \text{ kN/cm}^2$.

FAZA GRADNJE

Obtežbe v času gradnje:

lastna teža jeklenega nosilca..... $g_{\text{IPE240}} = 0,307 \text{ kN/m}$

lastna teža bet. plošče.....svež beton: $\gamma = 26 \text{ kN/m}^3$; $g_c = 0,113 \text{ m} \cdot 26 \text{ kN/m}^3 \cdot 1,5 \text{ m} = 4,39 \text{ kN/m}$

lastna teža opaža.....ocena: $0,4 \text{ kN/m}^2$; $g_{op} = 0,4 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,5 \text{ m} = 0,6 \text{ kN/m}$

obtežba med betoniranjem (EN 1991-1-6)..... $q_m = 0,75 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,5 \text{ m} = 1,13 \text{ kN/m}$

V času gradnje je sovprežna plošča dodatno podprta na sredini, tako da je vplivna površina sovprežnih nosilcev (notranjih) 1,5 m. Vso obtežbo prevzame jekleni sovprežni nosilec.

Obremenitve:

$$q_{ed} = 1,35 \cdot g_{\text{IPE240}} + 1,5 \cdot (g_c + g_{op} + g_m)$$

$$q_{ed} = 1,35 \cdot 0,307 \text{ kN/m} + 1,5 (4,39 \text{ kN/m} + 0,6 \text{ kN/m} + 1,13 \text{ kN/m}) = 9,59 \text{ kN/m}$$

$$q_{ed} = 9,59 \text{ kN/m}$$

Maksimalen moment v polju:

$$M_{ed} = \frac{q_{ed} \cdot L^2}{8} = \frac{9,59 \cdot 6^2}{8} = 43,2 \text{ kNm}$$

Maksimalna prečna sila ob podpori:

$$V_{ed} = \frac{q_{ed} \cdot L}{2} = \frac{9,59 \cdot 6}{2} = 28,8 \text{ kN}$$

Geometrijske karakteristike profila IPE 240 :

$$h = 24,0 \text{ cm}$$

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

$$t_f = 0,98 \text{ cm}$$

$$t_w = 0,62 \text{ cm}$$

$$r = 1,5 \text{ cm}$$

$$A = 39,1 \text{ cm}^2$$

$$g = 0,307 \text{ kN/m}$$

$$d = 19,0 \text{ cm}$$

$$c = 22,0 \text{ cm}$$

$$W_{el} = 324 \text{ cm}^3$$

Kontrola kompaktnosti prereza:

$$\varepsilon = \frac{\sigma_{yk}}{f_{yk}} = 1$$

$$\text{Pasnica: } c/t_f = 4,19 \text{ cm}/0,98 \text{ cm} = 4,27 \leq 10\varepsilon \quad \text{Pasnica ni vitka!}$$

$$\text{Stojina: } d/t_w = 19,0 \text{ cm}/0,62 \text{ cm} = 30,6 \leq 72\varepsilon \quad \text{Stojina ni vitka!}$$

$$\text{Strig: } d/t_w = 19,0 \text{ cm}/0,62 \text{ cm} = 30,6 \leq 69\varepsilon \quad \text{ni nevarnosti izbočenja zaradi striga!}$$

Sekundarni nosilec je v 1. razredu kompaktnosti.

Kontrola upogibne nosilnosti prereza:

$$= W_{el} \cdot \frac{M_{yk}}{W_{pl,y}} = \frac{76,1 \text{ kNm}}{43,2 \text{ kNm}}$$

Kontrola strižne nosilnosti prereza:

$$= \frac{222,5 \text{ kN}}{8} = 27,8125 \text{ kN} \approx 28,8 \text{ kN}$$

$$A_v = 1,2 \cdot c \cdot t_w = 1,2 \cdot 22,04 \text{ cm} \cdot 0,62 \text{ cm} = 16,4 \text{ cm}^2$$

Kontrola bočne zvrnitve po metodi tlačene pasnice:

$$i_{f,z} = \frac{I_f}{A_f} = \frac{141,1 \text{ cm}^4}{45,0 \text{ cm}^2} = 3,14 \text{ cm} \approx 3,17 \text{ cm}$$

$$I_f = \frac{b \cdot t_f^3}{12} + \frac{h_w \cdot t_w^3}{12} = \frac{12 \text{ cm} \cdot 0,98^3 \text{ cm}^3}{12} + \frac{22,04 \text{ cm} \cdot 0,62^3 \text{ cm}^3}{12} = 141,1 \text{ cm}^4$$

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

$$\lambda_1 = \frac{i_{f,z}}{r_{y1}} = \frac{3,17 \text{ cm}}{3,37 \text{ cm}} = 0,94 \approx 0,939$$

$$\lambda_f = \lambda_1 \cdot k_c = 0,939 \cdot 1,0 = 0,939 \approx 1,0 \cdot k_c$$

Predpostavimo potek momentov $\Psi = 1,0$; $k_c = 1,0$; izberemo uklonsko krivuljo b.

$$\lambda_f = 1,0 \cdot 1,0 = 1,0 \quad \Rightarrow \quad \eta = 0,7$$

$$M_{ed} = 42,7 \text{ kNm}$$

$$M_{b,rd} = k_{f,1} \cdot \eta \cdot M_{ed} = 1,1 \cdot 0,7 \cdot 42,7 \text{ kNm} = 33,1 \text{ kNm} \approx 58,6 \text{ kNm}$$

$$M_{b,rd} > M_{ed}$$

Kontrola pomikov:

Obtežba MSU:

$$q_{ed,MSU} = g_a + g_c + g_{op} + g_m$$

$$q_{ed,MSU} = 0,307 \text{ kN/m} + 4,39 \text{ kN/m} + 0,6 \text{ kN/m} + 1,13 \text{ kN/m} = 6,43 \text{ kN/m}$$

$$q_{ed,MSU} = 6,43 \text{ kN/m}$$

$$u = \frac{1}{250} \cdot 600 \text{ cm} = 2,4 \text{ cm}$$

$$u_{lim} = L/250 = 600 \text{ cm} / 250 = 2,4 \text{ cm}$$

KONČNO STANJE

O končnem stanju govorimo, ko se beton strdi in stropna konstrukcija lahko začne delovati sovprežno, kar pomeni, da obremenitve prevzameta tako plošča, kot tudi nosilec.

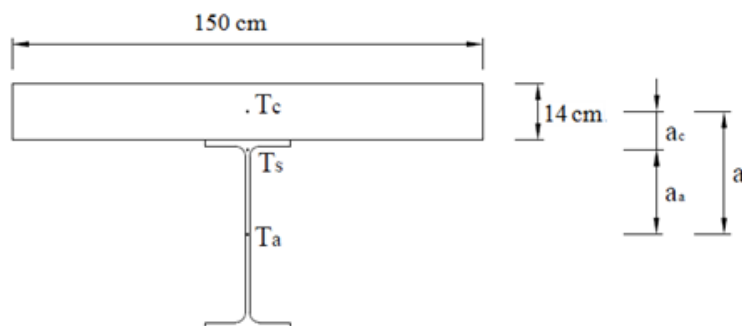
Račun sodelujoče širine:

$$L_e = 1,0 \cdot L = 1,0 \cdot 600 \text{ cm} = 600 \text{ cm}$$

$$b_{e1} = \frac{L_e}{2} = \frac{600 \text{ cm}}{2} = 300 \text{ cm}$$

Sodelujoča širina:

$$b_{eff} = 2 \cdot b_{e1} = 2 \cdot 300 \text{ cm} = 600 \text{ cm}$$



Slika 35: Sodelujoča širina in ostale dimenzije sovprežnega stropa

$$a = \frac{1}{250} \cdot 600 \text{ cm} = 2,4 \text{ cm}$$

$$A_{IPE240} = 39,1 \text{ cm}^2$$

$$I_{IPE 240} = 3890 \text{ cm}^4$$

$$A_c = b_{eff} \cdot h_c = 150 \text{ cm} \cdot 14 \text{ cm} = 2100 \text{ cm}^2$$

$$I_c = \text{---} = \text{---} = 34300 \text{ cm}^4$$

Razmerje elastičnih modulov:

$$T = 0$$

$$n_0 = \text{---} = \text{---} = 6,77$$

$$T =$$

$$n_{\infty} = 2 \cdot N_0 = 2 \cdot 6,77 = 13,55 \quad (\text{poenostavitev, če stavba ni namenjena predvsem skladiščenju})$$

$$A_{\text{sov}} = A_{\text{IPE240}} + \text{---} = 39,1 \text{ cm}^2 + \text{---} = 194,1 \text{ cm}^2$$

$$a_{\text{IPE240}} = a \cdot \text{---} = 19 \text{ cm} \cdot \text{---} = 15,2 \text{ cm}$$

$$a_c = a \cdot \text{---} = 19 \text{ cm} \cdot \text{---} = 3,8 \text{ cm}$$

$$I_{\text{sov}} = I_{\text{IPE240}} + A_{\text{IPE240}} \cdot a_{\text{IPE240}}^2 + \text{---} = 3890 \text{ cm}^4 + 39,1 \text{ cm}^2 \cdot (15,2 \text{ cm})^2 + \text{---} = 17692,9 \text{ cm}^4$$

Obtežbe v času uporabe:

Po končani gradnji, ko se beton strdi in strop začne funkcionirati sovprežno, se vmesne podpore, ki so v času gradnje podpirale strop, odstranijo. Nova vplivna površina sovprežnih nosilcev je 3 m.

sovprežni jekleni nosilec IPE 240..... $g_{\text{IPE240}} = 0,307 \text{ kN/m}$

sovprežna plošča..... $g_{\text{pl}} = 2,91 \text{ kN/m}^2 \cdot 3 \text{ m} = 8,73 \text{ kN/m}$

tlaki..... $g_{\text{tl}} = 1,45 \text{ kN/m}^2 \cdot 3 \text{ m} = 4,35 \text{ kN/m}$

zvočna izolacija..... $g_{\text{ti}} = 0,1 \text{ kN/m}^2 \cdot 3 \text{ m} = 0,3 \text{ kN/m}$

strojne in elektroinštalacije..... $g_i = 0,2 \text{ kN/m}^2 \cdot 3 \text{ m} = 0,6 \text{ kN/m}$

spuščen strop..... $g_{sp} = 0,3 \text{ kN/m}^2 \cdot 3 \text{ m} = 0,9 \text{ kN/m}$

lastna in stalna teža skupaj..... $g = 15,19 \text{ kN/m}$

koristna obtežba..... 3 kN/m^2 ; $q = 3,0 \text{ kN/m}^2 \cdot 3 \text{ m} = 9 \text{ kN/m}$

Račun obremenitev MSN na nerazpokanem prerezu:

$$q_{ed} = 1,35 \cdot g + 1,5 q$$

$$q_{ed} = 1,35 \cdot 15,19 \text{ kN/m} + 1,5 \cdot 9 \text{ kN/m} = 34,0 \text{ kN/m}$$

Maksimalen moment v polju:

$$M_{ed} = \frac{q_{ed} \cdot l^2}{8} = \frac{34,0 \text{ kN/m} \cdot 4 \text{ m}^2}{8} = 153,0 \text{ kNm}$$

Maksimalna prečna sila ob podpori:

$$V_{ed} = \frac{q_{ed} \cdot l}{2} = \frac{34,0 \text{ kN/m} \cdot 4 \text{ m}}{2} = 102,0 \text{ kN}$$

Kontrola upogibne nosilnosti prereza:

$$N_{pl, IPE240} = \frac{M_{ed}}{W_{pl,y}} = \frac{153,0 \text{ kNm}}{0,153 \text{ m}^3} = 918,9 \text{ kN}$$

$$N_{c,f} = N_{pl, IPE240}$$

$$x_{pl} = \frac{N_{pl, IPE240}}{A_{pl}} = \frac{918,9 \text{ kN}}{220 \text{ cm}^2} = 4,32 \text{ cm}$$

$$r = \frac{h_c}{2} + h_c - x_{pl} = 12 \text{ cm} + 14 \text{ cm} - 2,16 \text{ cm} = 23,8 \text{ cm}$$

$$M_{pl,rd} = N_{pl, IPE240} \cdot r = 918,9 \text{ kN} \cdot 23,8 \text{ cm} = 21869 \text{ kNcm} = 219 \text{ kNm}$$

$$M_{pl,rd} > M_{ed}$$

Kontrola strižne nosilnosti prereza:

$$= 102 \text{ kN}$$

$$= \frac{222,5 \text{ kN}}{2} = \frac{102,0 \text{ kN}}{2} = 222,5 \text{ kN} \quad 102,0 \text{ kN}$$

$$A_v = 1,2 \cdot c \cdot t_w = 1,2 \cdot 22,04 \text{ cm} \cdot 0,62 \text{ cm} = 16,4 \text{ cm}^2$$

Kontrola pomikov:

Obtežba MSU:

$$q_{ed} = g + q = 15,19 \text{ kN/m} + 9,0 \text{ kN/m} = 24,19 \text{ kN/m}$$

pomik:

$$u \quad u_{lim}$$

$$u = \frac{q_{ed} \cdot L^4}{8 \cdot E \cdot I} = \frac{24,19 \text{ kN/m} \cdot 600^4}{8 \cdot 210000 \text{ kN/cm}^2 \cdot 100000 \text{ cm}^4} = 1,1 \text{ cm}$$

$$u_{lim} = L/250 = 600 \text{ cm} / 250 = 2,4 \text{ cm}$$

Kontrola čepov:

Upošteva se polna sovprežnost.

Strižna sila:

$$F_{cf} = \min\{A_{IPE240} \cdot f_y / \gamma_{m0} ; A_c \cdot 0,85 \cdot f_{ck} / \gamma_c\}$$

$$A_{IPE240} \cdot f_y / \gamma_{m0} = 39,1 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0 = 918,9 \text{ kN}$$

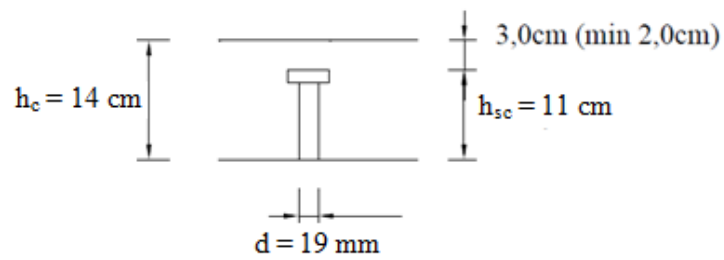
$$A_c \cdot 0,85 \cdot f_{ck} / \gamma_c = 2100 \text{ cm}^2 \cdot 0,85 \cdot 2,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,5 = 2975 \text{ kN}$$

$$F_{cf} = \min\{ 918,9 \text{ kN} ; 2975 \text{ kN} \}$$

$$F_{cf} = 918,9 \text{ kN}$$

Strižna nosilnost čepov:

Čepi z glavo:



Slika 36: Dimenzije čepov

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

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

$$h_{sc} = 11 \text{ cm}$$

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

Strig:

$$P_{rd1} = \frac{f_u \cdot h_{sc}}{1} = \frac{45 \cdot 11}{1} = 81,6 \text{ kN/čep}$$

Bočni pritisk na beton:

$$= 1 \text{ (ker je } h_{sc}/d > 4 \text{)}$$

$$P_{rd2} = \frac{f_u \cdot h_{sc}}{1} = \frac{45 \cdot 11}{1} = 73,7 \text{ kN/čep}$$

$$P_{rd} = \min\{P_{rd1}; P_{rd2}\}$$

$$P_{rd} = 73,7 \text{ kN/čep}$$

Število in razporeditev čepov:

$$n = \frac{P_{rd}}{P_{rd1}} = \frac{73,7}{81,6} = 13 \text{ čepov}$$

$$e = \frac{P_{rd}}{f_u \cdot d} = \frac{73,7}{45 \cdot 19} = 46 \text{ cm} > 5 \cdot d \text{ (minimalni razmak)}$$

6.4 Račun nosilnosti spojev

Spoji so v jeklenih konstrukcijah zelo pomembni konstrukcijski elementi. Zaradi velikega števila detajlov, vijakov, zvarov... zahtevajo spoji velike količine vložnega dela, zato predstavljajo najdražji del nosilne konstrukcije. Pri spojih je ključna pravilna in čim bolj racionalna zasnova.

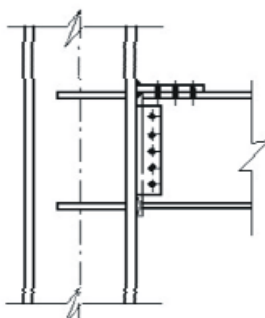
6.4.1 Vrste spojev

Glede na mehanske lastnosti spoje delimo po:

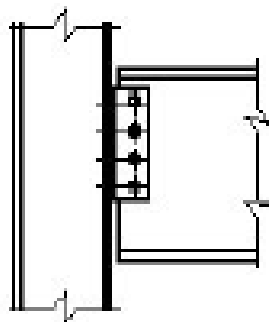
- togosti,
- nosilnosti,
- duktilnosti.

Glede na togost ločimo toge, delno toge in pa členkaste spoje. Glede na nosilnost se spoji delijo na polno nosilne, delno nosilne in členkaste spoje. Zadnja delitev spojev po mehanskih lastnostih je delitev po duktilnosti, ločimo duktilne in neduktilne spoje (11).

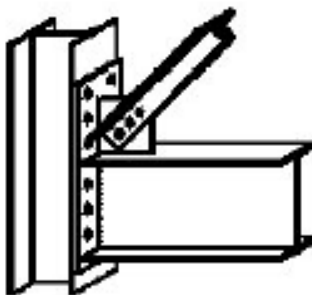
Vrste spojev glede na togost, uporabljeni v obravnavanem objektu (slike so simbolične in ne predstavljajo dejanskih spojev v objektu):



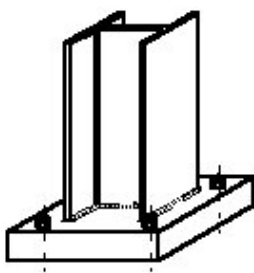
Slika 37: Momentni spoj gl. nosilca in stebra



Slika 38: Členkasti spoj sek. nosilca in stebra



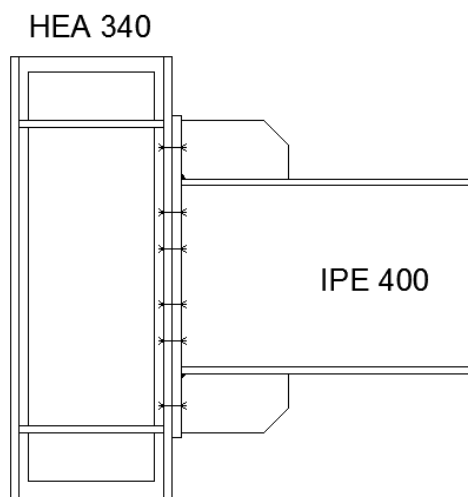
Slika 39: Členkasti spoj povezja in gl. nosilca oz. stebra



Slika 40: Momentni priključek stebra na temelj

6.4.2 Momentni spoj glavnega nosilca in zunanjega stebra

Spoj glavnega nosilca in stebra je varovan, polnonosilni momentni spoj, zato ga dimenzioniramo glede na povečano nosilnost glavnega nosilca.



Slika 41: Zasnova momentnega spoja glavnega nosilca in stebra

6.4.2.1 Uporabljeni materiali

12 vijakov M24, kvaliteta 10.9, vuta, čelna pločevina, stična ojačitev panela stojine stebra, dodatna pločevina: S 355.

6.4.2.2 Obremenitve na spoj

$$M_{pl,rd}^{IPE400} = W_{pl,y} \cdot \sigma_{pl,y} = 1307 \text{ cm}^3 \cdot 235 \text{ N/mm}^2 = 30714 \text{ kNcm} = 307,1 \text{ kNm}$$

$$M_{ed} = 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot M_{pl,rd}^{IPE400} = 1,1 \cdot 1,0 \cdot 307,1 \text{ kNm} = 337,8 \text{ kNm}$$

$$V_{ed} = V_{ed,g} + V_{ed,e} = V_{ed,g} + 112,6 \text{ kN} = 58,1 \text{ kN} + 112,6 \text{ kN} = 170,7 \text{ kN}$$

6.4.2.3 Dimenzioniranje spoja

$$d_0 = d + 2 \text{ mm} = 24 \text{ mm} + 2 \text{ mm} = 26 \text{ mm}$$

VIJAKI

Razporeditev vijakov:

$$e_1 \approx 2 \cdot d_0 = 2 \cdot 26 \text{ mm} = 52 \text{ mm} \quad \text{izberem } 55 \text{ mm}$$

$$p_1 \approx 3 \cdot d_0 = 3 \cdot 26 \text{ mm} = 72 \text{ mm} \quad \text{izberem } 75 \text{ mm}$$

$$e_2 \approx b/4 = 180 \text{ mm}/4 = 45 \text{ mm}$$

$$p_2 \approx 2 \cdot e_2 = 2 \cdot 45 \text{ mm} = 90 \text{ mm}$$

Račun natezne sile v najbolj obremenjenem vijaku:

$$F_{\max} = \frac{M_{ed}}{r_1}$$

$$r_1 = 55 \text{ mm}$$

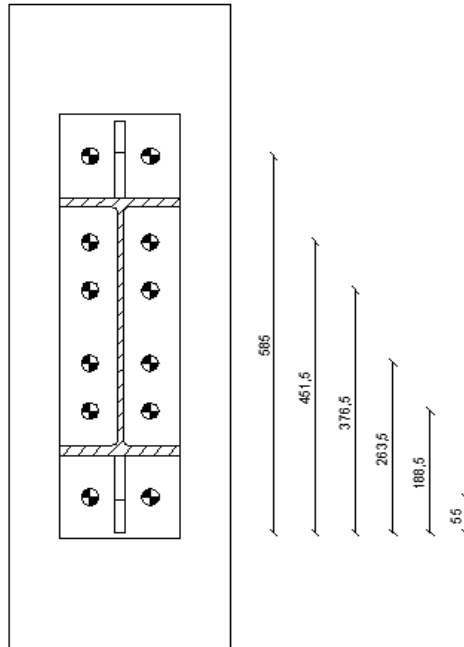
$$r_2 = 188,5 \text{ mm}$$

$$r_3 = 263,5 \text{ mm}$$

$$r_4 = 376,5 \text{ mm}$$

$$r_5 = 451,5 \text{ mm}$$

$$r_6 = 585,5 \text{ mm}$$



Slika 42: Grafični prikaz ročic vijakov

$$r_i^2 = (55 \text{ mm})^2 + (188,5 \text{ mm})^2 + (263,5 \text{ mm})^2 + (376,5 \text{ mm})^2 + (451,5 \text{ mm})^2 + (585 \text{ mm})^2$$

$$r_i^2 = 7958,2 \text{ cm}^2$$

$$F_{\max} = \text{—————} = 248,3 \text{ kN} \quad \text{natezna sila, ki pade na dva vijaka}$$

$$F_{t,ed} = F_{\max}/2 = 248,3 \text{ kN} / 2 = 124,2 \text{ kN} \quad \text{natez. sila, ki pade na najbolj obremenjen vijak}$$

Kontrola natezne nosilnosti vijaka:

$$F_{t,ed} \quad F_{t,rd}$$

$$F_{t,rd} = \text{—————} = \text{—————} = 325,4 \text{ kN} \quad 124,2 \text{ kN}$$

Kontrola strižne nosilnosti vijaka:

$$F_{v,ed} \quad F_{v,rd}$$

$$F_{v,ed} = \frac{180,8 \text{ kN}}{13,0 \text{ m}} = 14,2 \text{ kN/vijak}$$

$$F_{v,rd} = \frac{180,8 \text{ kN}}{1,0} = 180,8 \text{ kN} \quad 14,2 \text{ kN}$$

Interakcija strig – nateg:

$$\frac{14,2}{180,8} + \frac{180,8}{180,8} = 1,0$$

$$\frac{14,2}{180,8} + \frac{180,8}{180,8} = 1,0$$

$$0,35 \quad 1,0$$

ZVAR MED VEZNO PLOČEVINO IN GLAVNIM NOSILCEM

Izberem:

$$a_1 = 0,7 \cdot \min \quad a = 0,7 \cdot 13,5 \text{ mm} = 9,5 \text{ mm} \quad \text{izberem } a_1 = 9 \text{ mm}$$

$$a_2 = 0,7 \cdot \min \quad a = 0,7 \cdot 8,6 \text{ mm} = 6,0 \text{ mm} \quad \text{izberem } a_2 = 6 \text{ mm}$$

kjer sta: a_1zvar med pasnico glavnega nosilca in čelno pločevino

a_2zvar med stojino glavnega nosilca in čelno pločevino

$$I_{zv} = 2 \cdot b \cdot a_1 \cdot \frac{b^2}{3} + 4 \cdot b_1 \cdot a_1 \cdot \frac{b^2}{3} + 2 \cdot \frac{b^3}{12}$$

$$b_1 = b - a_1 - r = 180 \text{ mm} - 9 \text{ mm} - 21 \text{ mm} = 55,7 \text{ mm}$$

$$h_1 = h - 2 \cdot t_f - 2 \cdot a_2 - 2 \cdot r = 400 \text{ mm} - 2 \cdot 13,5 \text{ mm} - 2 \cdot 6 \text{ mm} - 2 \cdot 21 \text{ mm} = 319,0 \text{ mm}$$

$$I_{zv} = 2 \cdot 180 \text{ mm} \cdot 9 \text{ mm} \cdot \frac{180^2}{3} + 4 \cdot 55,7 \text{ mm} \cdot 9 \text{ mm} \cdot \frac{180^2}{3} + 2 \cdot \frac{180^3}{12}$$

$$I_{zv} = 21698,5 \text{ cm}^4$$

$$W_{zv} = \frac{I_{zv}}{h_1} = \frac{21698,5 \text{ cm}^4}{31,9 \text{ cm}} = 1234,9 \text{ cm}^3$$

$$v_{||} = \frac{\dots}{\dots} = \frac{\dots}{\dots} = 4,5 \text{ kN/cm}^2$$

$$n = \frac{\dots}{\dots} = \frac{\dots}{\dots} = 27,4 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{\dots}{\dots} = 27,8 \text{ kN/cm}^2$$

$$F_{v,wd} = \frac{\dots}{\dots} = \frac{\dots}{\dots} = 28,3 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{\dots}{\dots} f_{v,wd}$$

ČELNA PLOČEVINA

Kontrola preboja pločevine:

Čelna pločevina: $t_{\check{c}p} = 20 \text{ mm}$, S 355.

$$\beta_{p,rd} \quad F_{t,rd}$$

$$\beta_{p,rd} = \frac{\dots}{\dots}$$

$$t_{\check{c}p} = 2,0 \text{ cm}$$

$$d_m = 3,728 \text{ cm}$$

$$f_u = 49 \text{ kN/cm}^2$$

$$\beta_{p,rd} = \frac{\dots}{\dots} = 550,9 \text{ kN} \quad 325,4 \text{ kN}$$

Kontrola preboja pločevine se izide, tako da nam ni treba povečati pločevine ali posegati po drugih ukrepkih.

Kontrola bočnih pritiskov:

$$F_{b,rd} \quad F_{v,ed}$$

$$F_{b,rd} = \frac{M_{b,Rd}}{z_{pl,y}}$$

$$k_1 = \min \left(\frac{M_{b,Rd}}{W_{pl,y}} \cdot \frac{1}{z_{pl,y}}, \frac{M_{b,Rd}}{W_{pl,y}} \cdot \frac{1}{z_{pl,y}} \right)$$

$$k_1 = 2,3$$

$$\alpha_b = \min \left(\frac{M_{b,Rd}}{M_{b,Rd}}, \frac{M_{b,Rd}}{M_{b,Rd}} \right)$$

$$\alpha_b = 0,58$$

$$f_u = 49 \text{ kN/cm}^2$$

$$d = 2,0 \text{ cm}$$

$$t = \min \left(\frac{M_{b,Rd}}{W_{pl,y}}, \frac{M_{b,Rd}}{W_{pl,y}} \right) = 1,35 \text{ cm}$$

$$F_{b,rd} = \frac{M_{b,Rd}}{z_{pl,y}} = 141,2 \text{ kN} \quad 14,2 \text{ kN}$$

PREČNA OJAČITEV V STEBRU

$$F_n = \frac{M_{b,Rd}}{z_{pl,y}}$$

$$h_{t, IPE400} = 38,65 \text{ cm}$$

$$F_n = \frac{M_{b,Rd}}{z_{pl,y}} = 874,0 \text{ kN}$$

$$F_n \leq b \cdot t_{po} \cdot f_y$$

$$t_{po} \approx t_{t, IPE400} \approx 1,5 \text{ cm}$$

$$b_{HEA340} = 30,0 \text{ cm}$$

$$f_y = 35,5 \text{ kN/cm}^2$$

$$F_n = 30,0 \text{ cm} \cdot 1,5 \text{ cm} \cdot \text{—————}$$

$$F_n = 1597,5 \text{ kN} \quad \text{Izbrane prečne ojačitve so ustrezne!}$$

Kontrola strižne nosilnosti stojine stebra:

$$F_n = 1,2 \cdot h_w \cdot t_w \cdot \text{—————} =$$

$$h_{w, \text{HEA}340} = 29,7 \text{ cm}$$

$$t_{w, \text{HEA}340} = 0,95 \text{ cm}$$

$$874,0 \text{ kN} = 1,2 \cdot 29,7 \text{ cm} \cdot 0,95 \text{ cm} \cdot \text{—————} = 694,0 \text{ kN} \quad \text{Potrebna dodatna pločevina!}$$

DODATNA PLOČEVINA

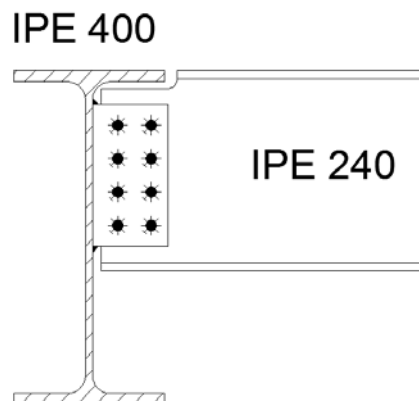
$$t_d \approx t_{w, \text{HEA} 340}$$

$$t_d = 1,0 \text{ cm}$$

$$F_n = 1,2 \cdot h_w \cdot (t_w + t_d) \cdot \text{—————} =$$

$$874,0 \text{ kN} = 1,2 \cdot 29,7 \text{ cm} \cdot (0,95 \text{ cm} + 1,0 \text{ cm}) \cdot \text{—————} = 1424,4 \text{ kN}$$

6.4.3 Členkasti spoj sovprežnega in glavnega nosilca



Slika 43: Zasnova členkastega spoja sovprežnega in glavnega nosilca

6.4.3.1 Uporabljeni materiali

8 vijakov: M12, kvaliteta 8.8, vezna pločevina S 355.

6.4.3.2 Obremenitve na spoj

$$q_{ed} = 1,35 \cdot g + 1,5 q$$

$$q_{ed} = 1,35 \cdot 15,19 \text{ kN/m} + 1,5 \cdot 9 \text{ kN/m} = 34,0 \text{ kN/m}$$

$$V_{ed} = \frac{q_{ed} \cdot l}{2} = \frac{34,0 \text{ kN/m} \cdot 6 \text{ m}}{2} = 102,0 \text{ kN}$$

6.4.3.3 Dimenzioniranje spoja

$$d_0 = d + 1 \text{ mm} = 12 \text{ mm} + 1 \text{ mm} = 13 \text{ mm}$$

Razporeditev vijakov:

$$e_1 \approx 2 \cdot d_0 = 2 \cdot 13 \text{ mm}, \text{ izberem } 25 \text{ mm}$$

$$e_2 \approx 1,5 \cdot d_0 = 1,5 \cdot 13 \text{ mm}, \text{ izberem } 20 \text{ mm}$$

$$p_1 \approx p_2 \approx 3 \cdot d_0 = 3 \cdot 13 \text{ mm}, \text{ izberem } 40 \text{ mm}$$

VEZNA PLOČEVINA

$$t_v = 8 \text{ mm}$$

$$b_v = 2 \cdot e_2 + p_2 + \Delta = 2 \cdot 20 \text{ mm} + 40 \text{ mm} + 10 \text{ mm} = 90 \text{ mm}$$

$$h_v = 3 \cdot p_1 + 2 \cdot e_1 = 3 \cdot 40 \text{ mm} + 2 \cdot 25 \text{ mm} = 170 \text{ mm}$$

$$h_v < h_w^{\text{IPE240}} - 2 \cdot 2 t_w$$

170 mm < 195,6 mm lahko izberem 8 vijakov v dveh vrstah!

$$\Delta = 10 \text{ mm}$$

$$e = e_2 + \Delta = 20 \text{ mm} + 10 \text{ mm} = 30 \text{ mm}$$

Kontrola upogibne nosilnosti vezne pločevine:

$$M_{ed} = V_{ed} \cdot 2 \cdot e = 102,0 \text{ kN} \cdot 2 \cdot 30 \text{ mm} = 6120 \text{ kNmm} = 6,1 \text{ kNm}$$

$$f_y = 35,5 \text{ kN/cm}^2$$

$$W_{el,y} = \frac{M_{ed}}{f_y} = \frac{6120 \text{ kNmm}}{35,5 \text{ kN/cm}^2} = 38533,3 \text{ mm}^3 = 38,5 \text{ cm}^3$$

$$M_{el,rd} = W_{el,y} \cdot f_y = 38,5 \text{ cm}^3 \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2 = 13,7 \text{ kNm}$$

$M_{ed} < M_{el,rd}$ Izbrana vezna pločevina je ustrezna!

Kontrola striga:

$$V_{ed} = 102,0 \text{ kN}$$

$$f_y = 35,5 \text{ kN/cm}^2$$

$$A_v = h_v \cdot t_v = 170 \text{ mm} \cdot 8 \text{ mm} = 1360 \text{ mm}^2 = 13,6 \text{ cm}^2$$

$$V_{el,rd} = A_v \cdot f_y = 13,6 \text{ cm}^2 \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2 = 278,7 \text{ kN}$$

$V_{ed} < V_{el,rd}$ Izbrana vezna pločevina je ustrezna!

ZVARI

$$a \approx 0,5 \quad t_v = 0,5 \cdot 8 \text{ mm} = 4 \text{ mm}$$

$$l_{zv} = h_v = 170 \text{ mm}$$

$$f_u = 36 \text{ kN/cm}^2$$

$$\beta_w = 0,8$$

$$F_{v,wd} = \frac{V_{ed}}{\beta_w} = \frac{102,0 \text{ kN}}{0,8} = 20,8 \text{ kN/cm}^2$$

$$W_{zv} = \frac{F_{v,wd} \cdot l_{zv}}{f_u} = 2 \cdot \frac{20,8 \text{ kN/cm}^2 \cdot 170 \text{ mm}}{36 \text{ kN/cm}^2} = 38533,3 \text{ mm}^3 = 38,5 \text{ cm}^3$$

$$n = \frac{102,0 \text{ kN}}{6,5 \text{ cm}^2} = 15,8 \text{ kN/cm}^2$$

$$v_{\parallel} = \frac{102,0 \text{ kN}}{12,5 \text{ mm}^2} = 0,075 \text{ kN/mm}^2 = 7,5 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{102,0 \text{ kN}}{12,5 \text{ mm}^2} < F_{v,w}$$

$$\frac{102,0 \text{ kN}}{6,5 \text{ cm}^2} = 17,5 \text{ kN/cm}^2 < 20,8 \text{ kN/cm}^2 \quad \text{zvar je ustrezen!}$$

VIJAKI

8 vijakov M12, kvailtete 8.8.

$$F_{ub} = 80 \text{ kN/cm}^2$$

$$A_s = 0,843 \text{ cm}^2$$

$$V_{ed} = 102,0 \text{ kN}$$

$$M_{ed} = V_{ed} \cdot e = 102,0 \text{ kN} \cdot 30 \text{ mm} = 3060 \text{ kNmm} = 3,1 \text{ kNm}$$

$$r_{\max} = p_1/2 + p_1 = 40 \text{ mm} / 2 + 40 \text{ mm} = 60 \text{ mm}$$

$$r_1 = p_1/2 = 20 \text{ mm}$$

$$\sum r_i^2 = 2 \cdot r_1^2 + 2 \cdot r_{\max}^2 = 2 \cdot (20 \text{ mm})^2 + 2 \cdot (60 \text{ mm})^2 = 8000 \text{ mm}^2 = 80,0 \text{ cm}^2$$

Kontrola stišne obremenitve vijakov:

$$F_{\max} = \frac{102,0 \text{ kN}}{4,34 \text{ cm}^2} = 23,3 \text{ kN}$$

$$F_v = \frac{102,0 \text{ kN}}{8} = 12,8 \text{ kN}$$

$$F_{v,ed} = \frac{102,0 \text{ kN}}{4} = 26,6 \text{ kN}$$

$$F_{v,rd} = \frac{26,6 \text{ kN}}{0,82} = 32,4 \text{ kN/cm}^2$$

$F_{v,ed} < F_{v,rd}$ Kontrola strižne obremenitve se izide!

Kontrola bočnih pritiskov:

$$F_{b,rd} = \frac{F_{v,ed}}{k_1 \cdot \alpha_b}$$

$$k_1 = \min \left(\frac{1}{\lambda}, \frac{1}{\lambda^2} \right)$$

$$k_1 = 2,5$$

$$\alpha_b = \min \left(\frac{1}{\lambda^2}, \frac{1}{\lambda} \right)$$

$$\alpha_b = 0,64$$

$$f_u = 36 \text{ kN/cm}^2$$

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

Kontrola bočnih pritiskov v stojini nosilca:

$$t_w = 0,62 \text{ cm}$$

$$F_{b,rd} = \frac{F_{v,ed}}{k_1 \cdot \alpha_b} = 34,3 \text{ kN} > F_{v,ed} \quad \text{kontrola se izide!}$$

Kontrola bočnih pritiskov v vezni pločevini:

$$t_v = 0,8 \text{ cm}$$

$$F_{b,rd} = \frac{F_{v,ed}}{k_1 \cdot \alpha_b} = 60,2 \text{ kN} > F_{v,ed} \quad \text{kontrola se izide!}$$

Kontrola pretrga pločevine:

$$A_{nt} = e \cdot t_w = 3,0 \text{ cm} \cdot 0,62 \text{ cm} = 1,86 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = (h_v - e) \cdot (t_w + t_{dp}) = (17,0 \text{ cm} - 3,0 \text{ cm}) \cdot 0,62 \text{ cm} = 8,7 \text{ cm}^2$$

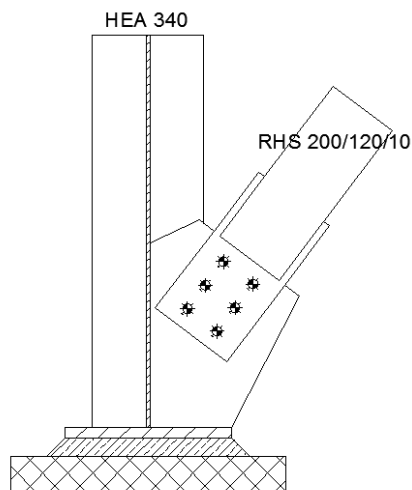
$$V_{\text{eff,rd}} = \text{---} + \text{---}$$

$$V_{\text{eff,rd}} = \text{---} + \text{---} = 121,2 \text{ kN}$$

$$V_{\text{ed}} = 102 \text{ kN}$$

$V_{\text{eff,rd}} > V_{\text{ed}}$ kontrola se izide!

6.4.4 Členkasti spoj povezja in stebra



Slika 44: Zasnova členkastega spoja povezja in stebra

6.4.4.1 Uporabljeni materiali

6 vijakov: M24, kvaliteta 10.9, vezna pločevina S 355

6.4.4.2 Obremenitve na spoj

Spoj je varovan.

$$N_{\text{pl,rd}}^{\text{RHS200/120/10}} = 830,5 \text{ kN}$$

$$N_{\text{ed}} = 1,1 \cdot \gamma_{\text{ov}} \cdot N_{\text{pl,rd}} = 1,1 \cdot 1,0 \cdot 830,5 \text{ kN} = 913,0 \text{ kN}$$

6.4.4.3 Dimenzioniranje spoja

VIJAKI

Izbira števila vijakov M 24, 10.9:

$$N_{ed} = F_{v,rd} \cdot F_{v,ed}$$

$$F_{v,rd} = \frac{F_{t,k}}{\gamma_M} = \frac{0,9 \cdot A_{neto,1} \cdot f_{t,k}}{\gamma_M} \quad m$$

$$m = \frac{N_{ed}}{F_{v,rd}}$$

m 5,4 vijaka izberem 6 vijakov v dveh vrstah!

Razporeditev vijakov:

$$d_0 = d + 2 \text{ mm} = 24 \text{ mm} + 2 \text{ mm} = 26 \text{ mm}$$

$$e_1 \approx 2 \cdot d_0 = 2 \cdot 24 \text{ mm} = 48 \text{ mm} \quad \text{izberem } e_1 = 50 \text{ mm}$$

$$e_2 \approx 2 \cdot d_0 = 2 \cdot 24 \text{ mm} = 48 \text{ mm} \quad \text{izberem } e_2 = 70 \text{ mm}$$

$$p_1 \approx 3 \cdot d_0 = 3 \cdot 24 \text{ mm} = 72 \text{ mm} \quad \text{izberem } p_1 = 80 \text{ mm}$$

$$p_2 = b_{vp1} - 2 \cdot e_2 = 240 \text{ mm} - 2 \cdot 70 \text{ mm} = 100 \text{ mm}$$

VEZNA PLOČEVINA 1

Izberem $b_{vp1} = 240 \text{ mm}$, $l_{vp1} = 460 \text{ mm}$

Neto prerez:

$$N_{ed} = 0,9 \cdot A_{neto,1} \cdot f_{t,k} = 0,9 \cdot b_{vp1} \cdot t_{v,1} \cdot f_{t,k}$$

$$t_{v,1} = \frac{N_{ed}}{0,9 \cdot b_{vp1} \cdot f_{t,k}}$$

$t_{v,1} = 1,38 \text{ cm}$ izberem $t_{v,1} = 1,5 \text{ cm}$

Bruto prerez:

$$N_{ed} \quad A_{bruto,1} \cdot \text{---} ; A_{bruto,1} = b \cdot t_{v,1} = 24,0 \text{ cm} \cdot 1,5 \text{ cm} = 36,0 \text{ cm}^2$$

$$N_{ed} \quad 36,0 \text{ cm}^2 \cdot \text{---}$$

$$N_{ed} \quad 1278 \text{ kN} \quad t_{v,1} \text{ je ustrezen!}$$

KOTNI ZVAR MED DIAGONALO IN VEZNO PLOČEVINO 1

Izberem $a = 5 \text{ mm}$; $l_{zv1} = 200 \text{ mm}$.

$$\sigma_w \quad f_{vwd}$$

$$A_w = 4 \cdot a \cdot l_{zv1} = 4 \cdot 5 \text{ mm} \cdot 200 \text{ mm} = 4000 \text{ mm}^2 = 40 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_w = \text{---}$$

$$\sigma_w = \text{---} = 22,8 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{vwd} = \text{---} = \text{---} = 25,1 \text{ kN/cm}^2$$

KOTNI ZVAR MED STEBROM IN VEZNO PLOČEVINO 2

Debelina vezne pločevine 2: $t_{v,2} = t_{v,1} = 1,5 \text{ cm}$.

Kot, pod katerim deluje natezna sila na zvar: $\phi = 90^\circ - \alpha = 90^\circ - 53,1^\circ = 36,9^\circ$.

Sila, ki deluje vzporedno z zvarom: $F_{\parallel} = N_{ed} \cdot \sin\alpha = 913,0 \text{ kN} \cdot \sin 53,1^\circ = 730,1 \text{ kN}$.

Sila, ki deluje pravokotno na zvar: $F_{\perp} = N_{ed} \cdot \cos\alpha = 913,0 \text{ kN} \cdot \cos 53,1^\circ = 548,2 \text{ kN}$.

Izberem $a = 5 \text{ mm}$; $l_{zv1} = 660 \text{ mm}$.

$$A_w = 2 \cdot a \cdot l_{zv1} = 2 \cdot 5 \text{ mm} \cdot 660 \text{ mm} = 6600 \text{ mm}^2 = 66 \text{ cm}^2$$

$$n = \text{---} = \text{---} = 8,3 \text{ kN/cm}^2$$

$$v_{||} = \frac{11,1}{1} = 11,1 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{vwd} = \frac{11,1}{0,8} = 13,9 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{vwd} = \frac{25,1}{1} = 25,1 \text{ kN/cm}^2$$

Kontrola bočnih pritiskov vezne pločevine 1:

$$F_{b,rd} = \frac{243,4}{6} = 40,6 \text{ kN}$$

$$k_1 = \min \left(\frac{1}{1}, \frac{1}{1} \right) = 1$$

$$k_1 = 2,5$$

$$\alpha_b = \min \left(\frac{1}{1}, \frac{1}{1} \right) = 1$$

$$\alpha_b = 0,69$$

$$f_u = 49 \text{ kN/cm}^2$$

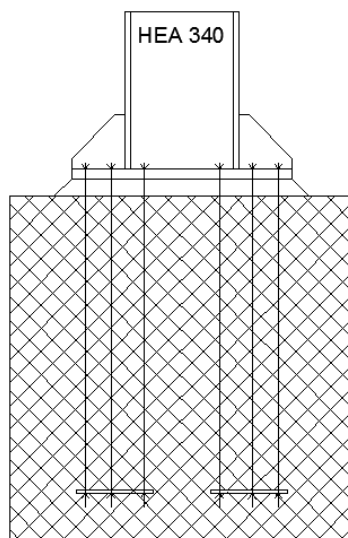
$$d = 2,4 \text{ cm}$$

$$F_{b,rd} = \frac{243,4}{6} = 40,6 \text{ kN} \quad N_{ed}/6$$

$$N_{ed}/6 = 913 \text{ kN}/6 \text{ vijakov} = 152,2 \text{ kN/vijak}$$

$$152,2 \text{ kN} < 243,4 \text{ kN}$$

6.4.5 Priključek zunanjega stebra na pasovni temelj



Slika 45: Zasnova momentnega priključka stebra na temelj

6.4.5.1 Obremenitev

Gre z varovan spoj.

$$M_{pl,rd}^{HEA340} = W_{pl,y}^{HEA340} \cdot \sigma_{yk} = 1680 \text{ cm}^3 \cdot 345 \text{ N/mm}^2 = 596,4 \text{ kNm}$$

$$M_{ed} = 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot M_{pl,rd}^{HEA340} = 1,1 \cdot 1,0 \cdot 596,4 \text{ kNm} = 656,0 \text{ kNm}$$

$$V_{ed} = 328,0 \text{ kN}$$

$$N_{ed} = 315 \text{ kN}$$

$$F_{c,ed} = 2250,0 \text{ kN}$$

$$F_{t,ed} = 1935,0 \text{ kN}$$

$$N_{j,ed} = 2 \cdot F_{c,ed} = 2 \cdot 2250,0 \text{ kN} = 4500 \text{ kN}$$

6.4.5.2 Dimenzioniranje

Začetni približek površine pločvine:

$$A_{c0} = \frac{N_{j,ed}}{f_{jd}} = \frac{4500 \text{ kN}}{3,5} = 1285,7 \text{ cm}^2$$

Trdnost podlitja:

Debelina betonskega podlitja je 5 cm.

$f_{jd} = \beta \cdot f_{cd} \cdot \alpha$, kjer so: f_{jd}projektna trdnost betonske podlage [kN/m²]

f_{cd}projektna trdnost betona [kN/m²]

βkoeficient podlage (predpostavi se vrednost 2/3)

αfaktor raznosa obtežbe (—)

$$f_{jd} = 2,3 \cdot 1,5 = 3,45 \text{ kN/cm}^2$$

Dodatna nosilna širina c:

$$c = \frac{N_{j,ed}}{f_{jd} \cdot A} \cdot 2$$

B.....+($b_{fc} + h_c$)

C.....($b_{fc} \cdot f_{jd}$)/2 - ($N_{j,ed} / 2f_{jd}$)

$$b_{fc} = 30,0 \text{ cm}$$

$$t_{wc} = 0,95 \text{ cm}$$

$$t_{fc} = 1,65 \text{ cm}$$

$$h_c = 33,0 \text{ cm}$$

$$N_{j,ed} = 4500 \text{ kN}$$

$$f_{jd} = 3,45 \text{ kN/m}^2$$

$$A = 2$$

$$B = +(b_{fc} + h_c) = + (30,0 \text{ cm} + 33,0 \text{ cm}) = 63,0 \text{ cm}$$

$$C = (b_{fc} \cdot h_c)/2 - (N_{j,ed} / 2 \cdot f_{jd}) = (30 \text{ cm} \cdot 33 \text{ cm})/2 - (4500 \text{ kN} / 2 \cdot 2,3 \text{ kN/cm}^2)$$

$$C = -483,3 \text{ cm}^2$$

$$\frac{\text{-----}}{\text{-----}} = \frac{\text{-----}}{\text{-----}} = 6,4 \text{ cm}$$

Minimalne tlorisne dimenzije ležiščne pločevine:

$$b_p \quad (b_{fc} + 2 \cdot c) = (30,0 \text{ cm} + 2 \cdot 6,4 \text{ cm}) = 42,8 \text{ cm} \quad \text{izberem } b_p = 450 \text{ mm}$$

$$a_p \quad (h_c + 2 \cdot c) = (33,0 \text{ cm} + 2 \cdot 6,4 \text{ cm}) = 45,8 \text{ cm} \quad \text{izberem } a_p = 640 \text{ mm}$$

Minimalna debelina ležiščne pločevine

$$M_{rd} = \sigma \cdot W = \text{-----} \text{-----}$$

$$M_{ed} = \text{-----} = \text{-----}$$

$$t_p \quad \text{=====}$$

$$t_p \quad \text{=====} = 3,0 \text{ cm}$$

Dimenzioniranje sidrnih vijakov:

Predvidim 12 vijakov kvalitete 8.8.

$$F_{t,a,rd} \quad F_{t,ed}$$

$$F_{t,a,rd}$$

$$F_{t,rd} = n \cdot \text{-----}$$

$$A_s \quad F_{t,ed} \cdot \text{-----} = 1935,0 \text{ kN} \cdot \text{-----} = 2,8 \text{ cm}^2 \quad \text{Izberem vijake M 22!}$$

Potrebna sidrna dolžina:

$$l_b = F_{t,ed} \cdot 2,55 \cdot \frac{1}{\dots} = 1935,0 \text{ kN} \cdot 2,55 \cdot \frac{1}{\dots} = 198,3 \text{ cm}$$

Prevelika sidrna dolžina, zato povečam debelino in število sidrnih vijakov !

Predvidim 20 vijakov M 30 kvalitete 8.8

$$l_b = F_{t,ed} \cdot 2,55 \cdot \frac{1}{\dots} = 1935,0 \text{ kN} \cdot 2,55 \cdot \frac{1}{\dots} = 87,3 \text{ cm}$$

izberem $l_b = 90 \text{ cm}$.

Razporeditev vijakov:

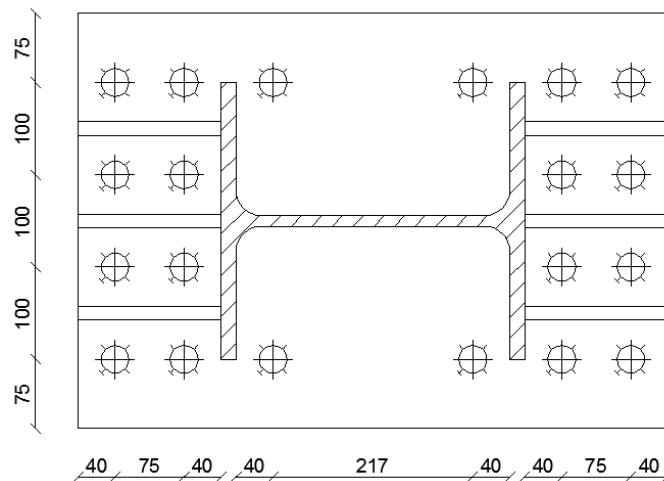
$$d_0 = d + 3 \text{ mm} = 30 \text{ mm} + 3 \text{ mm} = 33 \text{ mm}$$

$$e_1 = 1,2 \cdot d_0 = 1,2 \cdot 33 \text{ mm} = 39,6 \text{ mm} \quad \text{izberem } e_2 = 40 \text{ mm}$$

$$e_2 = 1,5 \cdot d_0 = 1,5 \cdot 33 \text{ mm} = 49,5 \text{ mm} \quad \text{izberem } e_2 = 75 \text{ mm}$$

$$p_1 = 2,2 \cdot d_0 = 2,2 \cdot 33 \text{ mm} = 72,6 \text{ mm} \quad \text{izberem } p_2 = 75 \text{ mm}$$

$$p_2 = 3 \cdot d_0 = 3 \cdot 30 \text{ mm} = 90 \text{ mm} \quad \text{izberem } p_2 = 100 \text{ mm}$$



Slika 46: Razporeditev vijakov v priključku stebera na temelj

6.5 Temelji

Temelji so konstrukcijski elementi, ki omogočajo, da se obremenitev stavbe razporedi na tolikšno površino, kot je potrebna za nosilnosti in stabilnost objekta.

Temeljenje objekta se izvede plitvo, s pasovnimi temelji. Na pasovne temelje nalega talna armiranobetonska plošča, pod katero je nasut dobro utrjen material. Obtežba v pritličju stavbe se tako v celoti prenese preko talne plošče na nasutje pod talno ploščo. Plitvo temeljenje je izvedljivo, če sta izpolnjena spodnja pogoja:

- $q_{dej} < q_{dop}$, kjer sta: q_{dej}dejanska obtežba ; q_{dop}dopustna obtežba
- $u_{i,dej} < u_{i,dop}$, kjer sta: $u_{i,dej}$dejanski pomik ; $u_{i,dop}$dopustni pomik

Sicer objekt temeljimo globoko (14).

Globina plitvega temeljenja je odvisna od lokacije, kjer se objekt nahaja. Ker objekt leži v Kamniku (kontinentalna klima), na nadmorski višini 380 m, je priporočena najmanjša globina temeljenja 100 cm. Tla so gosto peščena. Z geomehanskimi raziskavami so dobili naslednje vrednosti:

$$E = 100000 \text{ kN/m}^2$$

$$\varphi = 25^\circ$$

$$c = 30 \text{ kN/m}^2$$

$$c_u = 75 \text{ kN/m}^2$$

$$\nu = 0,3$$

$$\gamma_{zem} = 20 \text{ kN/m}^3$$

Izbrane dimenzije pasovnega temelja in uporabljen material:

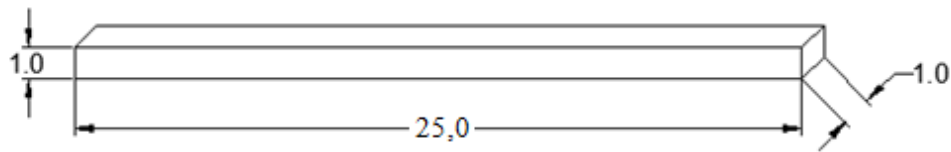
$$B = 1,0 \text{ m}$$

$$h = 1,0 \text{ m}$$

$$L = 25,0 \text{ m}$$

beton C 20/25

$$\gamma_c = 25,0 \text{ kN/m}^3$$

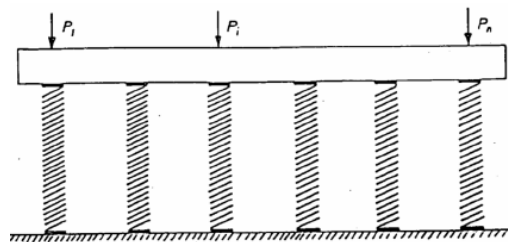


Slika 47: Dimenzije pasovnega temelja [m]

Temelje dimenzioniramo na notranje sile in momente, ki jih povzročata obtežba objekta in kontaktni tlaki temeljnih tal. Kontaktni tlaki so odvisni od stopnje togosti objekta, od stopnje togosti temelja ter od deformabilnosti temeljnih tal (14).

6.5.1 Račun modula reakcije tal

Temeljna tla se obravnava z Winklerjevim modelom polprostora. Ta model temelji na modulu reakcije tal. Če obravnavamo temeljna tla kot Winklerjev polprostor, to pomeni, da opišemo ponašanje temeljnih tal s ponašanjem neskončno velikega števila različno močnih vzmeti, ki podpirajo temeljni nosilec. Če posamezne vzmeti med seboj niso povezane, kar je najbolj običajno, je posedek določene točke površja temeljnih tal odvisen samo od obremenitve v tej točki. Deformira se za toliko, kot se skrči vzmet pod to točko, kar pa ni realno (14).



Slika 48: Model vzmeti

Winklerjev model temelji na modulu reakcije tal, ki ga moramo določiti za vsak pasovni temelj posebj, glede na vrsto temeljnih tal, na velikost obremenitve ter na obliko in velikost bremenske ploskev. Po definiciji je enak količniku med obremenitvijo in posedkom temeljnih tal.

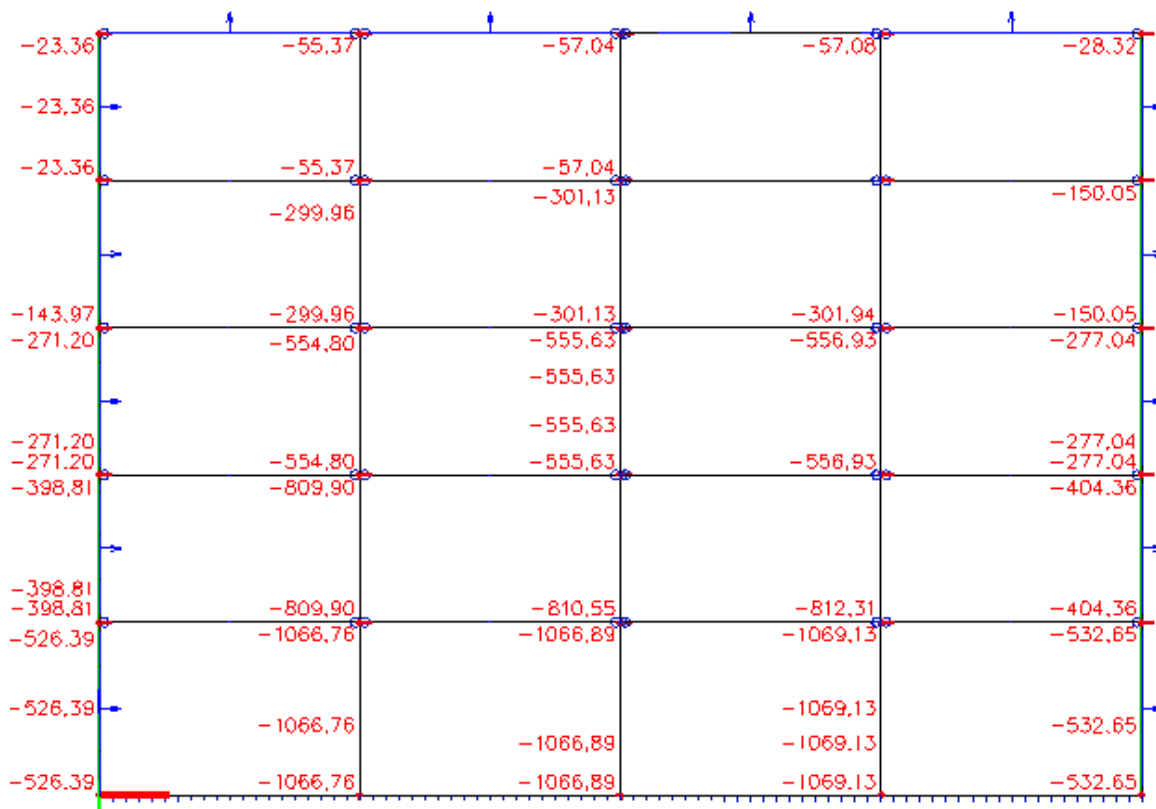
$k = \frac{p}{\rho}$, kjer so: kmodul reakcije tal [kN/m³]

pporazdeljena obtežba na en pasovni temelj [kN/m²]

ρposedek pod pasovnim temeljem [m]

Porazdeljeno obtežbo na en pasovni temelj iz vrednotimo za kombinacije, uporabljene pri globalni analizi konstrukcije za račun MSU. Dobljenim osnim silam najbolj obremenjenega okvirja prištejemo še lastno težo pasovnega temelja in težo zemljine, ki je na temelju. Tako dobljeno skupno obtežbo

delimo s površino horizontalne ploskve pasovnega temelja, da dobimo porazdeljeno obtežbo enega temelja (14).



Slika 49: Vrednosti osnih sil v stebrih najbolj obremenjenega okvirja za MSU [kN]

Vsota osnih sil v najbolj obremenjenem okvirju za MSU:

$$V = 526 \text{ kN} + 1067 \text{ kN} + 1067 \text{ kN} + 1069 \text{ kN} + 533 \text{ kN} = 4262 \text{ kN}.$$

Lastna teža enega pasovnega temelja:

$$G = b \cdot h \cdot L \cdot \gamma_c = 1,0 \text{ m} \cdot 1,0 \text{ m} \cdot 25,0 \text{ m} \cdot 25,0 \text{ kN/m}^3 = 625 \text{ kN}$$

Porazdeljena obtežba enega pasovnega temelja:

$$p = (V + G) / (b \cdot L) = (4262 \text{ kN} + 625 \text{ kN}) / (1,0 \text{ m} \cdot 25,0 \text{ m}) = 195 \text{ kN/m}^2$$

Posedek tal pod temeljem izračunamo po Steinbrennerju za zgoraj izračunano porazdeljeno obtežbo p po naslednji enačbi:

$s = \text{---}$, kjer so: sposedek pod vogalno točko temelja [m]

pporazdeljena obtežba na en temelj [kN/m²]

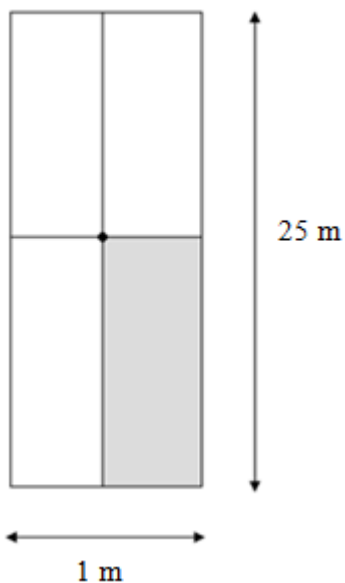
bširina pravokotne ploskve [m]

Eelastični modul zemljine [kN/m²]

fkoeficient odvisnosti od a/b in z/b ter od Poissonovega števila

adolžina pravokotne ploskve [m]

zglobina plasti zemljine za katero računamo posedek [m]



Slika 50: Površina pod pasovnim temeljem

Podatki za račun posedka po Steinbrennerju:

$$p = 195 \text{ kN/m}^2$$

$$b = 0,5 \text{ m (za četrtino ploskve)}$$

$$a = 12,5 \text{ m (za četrtino ploskve)}$$

$$E = 100000 \text{ kN/m}^2$$

$z = 60 \text{ m}$

Pri razmerjih $a/b = 25$ in $z/b = 120$ in Poissonovem količniku 0,3, iz Steinbrennerjevih tabel z interpolacijo dobimo f :

$f = 1,26$

Račun posedka pod vogalno točko temelja:

$$s = \frac{\quad}{4} = 0,005 \text{ m}$$

Račun modula reakcije tal:

$$k = \frac{\quad}{\quad} = 39000 \text{ kN/m}^3$$

6.5.2 Maksimalna kontaktna napetost pod temeljem

Modul reakcije tal vnesemo v program SCIA Engineer kot karakteristiko vzmeti in določimo kontaktne napetosti pod pasovnim temeljem. Dobimo naslednje rezultate:

Preglednica 28: Dobljene vrednosti kontaktnih napetosti pod temelji za MSN

Nonlinear calculation, Extreme : Local
Selection: All
Class: RC1

Case	Linesupport	dx [m]	Rx [kN/m]	Ry [kN/m]	Rz [kN/m]	Mx [kNm/m]	My [kNm/m]	Mz [kNm/m]
Student version	*Student version*	*Student version*	*Student version*	*Student version*	*Student version*	*Student version*	*Student version*	*Student version*
komb5	Slb1	0,000	0,00	0,00	96,41	0,00	0,00	0,00
komb1	Slb1	6,000	0,00	0,00	100,31	0,00	0,00	0,00
komb1	Slb2	0,857	0,00	0,00	100,33	0,00	0,00	0,00
komb1	Slb2	6,000	0,00	0,00	112,39	0,00	0,00	0,00
komb1	Slb3	0,000	0,00	0,00	112,39	0,00	0,00	0,00
komb1	Slb3	6,000	0,00	0,00	114,38	0,00	0,00	0,00
komb1	Slb4	0,000	0,00	0,00	114,38	0,00	0,00	0,00
komb4	Slb4	6,000	0,00	0,00	97,70	0,00	0,00	0,00
komb1	Slb5	0,000	0,00	0,00	146,68	0,00	0,00	0,00
komb1	Slb5	6,000	0,00	0,00	109,39	0,00	0,00	0,00
komb1	Slb6	0,000	0,00	0,00	155,85	0,00	0,00	0,00
komb1	Slb6	5,143	0,00	0,00	146,99	0,00	0,00	0,00
komb1	Slb7	0,857	0,00	0,00	144,24	0,00	0,00	0,00
komb1	Slb7	6,000	0,00	0,00	155,85	0,00	0,00	0,00
komb6	Slb8	0,000	0,00	0,00	108,18	0,00	0,00	0,00
komb1	Slb8	6,000	0,00	0,00	143,63	0,00	0,00	0,00
komb1	Slb9	0,000	0,00	0,00	146,89	0,00	0,00	0,00
komb1	Slb9	6,000	0,00	0,00	109,83	0,00	0,00	0,00
komb1	Slb10	0,000	0,00	0,00	156,35	0,00	0,00	0,00

komb1	Slb10	5,143	0,00	0,00	147,22	0,00	0,00	0,00
komb1	Slb11	0,857	0,00	0,00	144,58	0,00	0,00	0,00
komb1	Slb11	6,000	0,00	0,00	156,35	0,00	0,00	0,00
komb6	Slb12	0,000	0,00	0,00	108,24	0,00	0,00	0,00
komb2	Slb12	6,000	0,00	0,00	143,99	0,00	0,00	0,00
komb2	Slb13	0,000	0,00	0,00	118,66	0,00	0,00	0,00
komb2	Slb13	6,000	0,00	0,00	106,37	0,00	0,00	0,00
komb2	Slb14	0,000	0,00	0,00	117,19	0,00	0,00	0,00
komb2	Slb14	6,000	0,00	0,00	118,66	0,00	0,00	0,00
komb1	Slb15	0,000	0,00	0,00	106,38	0,00	0,00	0,00
komb2	Slb15	6,000	0,00	0,00	117,19	0,00	0,00	0,00
komb6	Slb16	0,000	0,00	0,00	107,27	0,00	0,00	0,00
komb1	Slb16	6,000	0,00	0,00	106,38	0,00	0,00	0,00
komb4	Slb17	0,000	0,00	0,00	97,70	0,00	0,00	0,00
komb1	Slb17	6,000	0,00	0,00	109,39	0,00	0,00	0,00
komb1	Slb18	0,000	0,00	0,00	109,39	0,00	0,00	0,00
komb1	Slb18	6,000	0,00	0,00	109,83	0,00	0,00	0,00
komb1	Slb19	0,000	0,00	0,00	109,83	0,00	0,00	0,00
komb2	Slb19	6,000	0,00	0,00	106,37	0,00	0,00	0,00
komb1	Slb20	0,000	0,00	0,00	114,38	0,00	0,00	0,00
komb1	Slb20	6,000	0,00	0,00	146,68	0,00	0,00	0,00
komb1	Slb21	0,857	0,00	0,00	146,87	0,00	0,00	0,00
komb1	Slb21	6,000	0,00	0,00	146,89	0,00	0,00	0,00
komb1	Slb22	0,000	0,00	0,00	146,89	0,00	0,00	0,00
komb2	Slb22	6,000	0,00	0,00	118,66	0,00	0,00	0,00
komb1	Slb23	0,000	0,00	0,00	112,39	0,00	0,00	0,00
komb1	Slb23	6,000	0,00	0,00	155,85	0,00	0,00	0,00
komb1	Slb24	0,857	0,00	0,00	156,58	0,00	0,00	0,00
komb1	Slb24	5,143	0,00	0,00	156,63	0,00	0,00	0,00
komb1	Slb25	0,000	0,00	0,00	156,35	0,00	0,00	0,00
komb2	Slb25	6,000	0,00	0,00	117,19	0,00	0,00	0,00
komb1	Slb26	0,000	0,00	0,00	100,31	0,00	0,00	0,00
komb1	Slb26	6,000	0,00	0,00	143,63	0,00	0,00	0,00
komb1	Slb27	0,857	0,00	0,00	144,43	0,00	0,00	0,00
komb2	Slb27	5,143	0,00	0,00	144,26	0,00	0,00	0,00
komb2	Slb28	0,000	0,00	0,00	143,99	0,00	0,00	0,00
komb1	Slb28	6,000	0,00	0,00	106,38	0,00	0,00	0,00
komb5	Slb29	0,000	0,00	0,00	96,41	0,00	0,00	0,00
komb6	Slb29	6,000	0,00	0,00	108,18	0,00	0,00	0,00
komb6	Slb30	0,000	0,00	0,00	108,18	0,00	0,00	0,00

Student version *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version*

Kot lahko odčitamo iz Preglednice 28, maksimalna kontaktna napetost znaša:

$$q_{dej} = 157 \text{ kN/m}$$

6.5.3 Uporabljeni delni varnostni faktorji

Izberem projektni pristop 2, ki zahteva uporabo naslednjih varnostnih faktorjev:

DELNI FAKTORJI ZA VPLIVE ALI UČINKE VPLIVOV:

$$\gamma_g = 1,35 \text{ (če je vpliv neugiden, sicer 1,0)}$$

$$\gamma_q = 1,5 \text{ (če je vpliv neugiden, sicer 1,0)}$$

DELNI FAKTORJI ZA PARAMETRE ZEMLJIN:

$$\gamma_\phi = 1,0$$

$$\gamma_c = 1,0$$

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

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

$$\gamma_\gamma = 1,0$$

DELNI FAKTORJI ODPORNOSTI ZA PLITVO TEMELJENJE:

$$\gamma_{r,v} = 1,4$$

6.5.4 Račun nosilnosti

6.5.4.1 Kontrola MSN

DRENIRANI POGOJI

$$q_{dop} > q_{dej}$$

$$q_{dop} / \gamma_{r,v} = c \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + q \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma; \text{ faktorji } b, s, i \text{ so } 1!$$

$$N_q = \quad \quad \quad - = \quad \quad \quad = 10,7$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) = 2 \cdot (10,7 - 1) = 9,1$$

$$N_c = \frac{-}{-} = \frac{-}{-} = 20,8$$

$$q = \gamma \cdot H = 20,0 \text{ kN/m}^3 \cdot 1,0 \text{ m} = 20,0 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{dop} / 1,4 = 30 \text{ kN/m}^2 \cdot 20,8 + 20,0 \text{ kN/m}^2 \cdot 10,7 + 0,5 \cdot 20 \text{ kN/m}^3 \cdot 9,1 = 929 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{dop} = 664 \text{ kN/m}^2$$

664 kN/m > 157 kN/m Kontrola za drenirane pogoje se izide!

NEDRENIRANI POGOJI

$$q_{dop} > q_{dej}$$

$$q_{dop} / \gamma_{r,v} = (\quad \cdot c_u \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + q ; \text{faktorji } b,s,i \text{ so } 1!$$

$$q_{dop} / 1,4 = (\quad \cdot 75 \text{ kN/m}^2 + 20 \text{ kN/m}^2 = 406 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{dop} = 290 \text{ kN/m}^2$$

290 kN/m > 157 kN/m Kontrola za nedrenirane pogoje se izide!

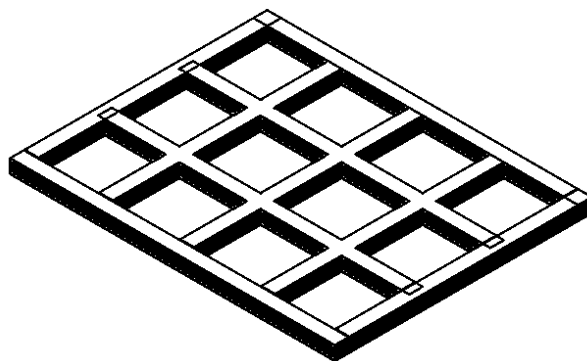
6.5.4.2 Kontrola MSU

Posedek temeljev: $u_{dej} = 5 \text{ mm} = 0,005 \text{ m}$

Dovoljen posedek: $u_{lim} = \frac{\quad}{\quad} = \frac{\quad}{\quad} = 0,026 \text{ m}$

$u_{dej} < u_{lim}$ kontrola MSU se izide! Izbrano temeljenje je ustrezno!

6.5.5 Shematski prikaz temeljev



Slika 51: Shematski prikaz temeljev, izdelan v Autocadu

7 UPORABLJENI MATERIALI IN TEŽA JEKLENE KONSTRUKCIJE

Preglednica 29: Spisek materiala

opis	profil	material	dolžina [m]	število	[kg/m]	masa [kg]
zunanj stebri	HEA 340	S 335	17,6	14,0	105,0	25872,0
notranji stebri	HEA 450	S 335	17,6	6,0	140,0	14784,0
gl. nosilci	IPE 400	S 235	6,0	75,0	66,3	29835,0
sek. nosilci	IPE 240	S 235	6,0	112,0	30,7	20630,4
strešni nosilci	IPE 270o	S 235	6,0	28,0	36,1	6064,8
povezja pritličje	RHS 200/120/10	S 235	5,0	8,0	45,9	1836,0
povezja 1. nadst.	RHS 200/120/8	S 235	4,5	8,0	37,4	1355,4
povezja 2. nadst.	RHS 200/120/6,3	S 235	4,5	8,0	29,8	1080,0
povezja 3. nadst.	RHS 200/100/5	S 235	4,5	8,0	22,4	811,8
povezja 4.nadst.	RHS 200/60/8	S 235	4,5	8,0	20,0	724,8

Preglednica 30: Masa jeklene konstrukcije [kg]

skupaj profili	102994,2
zvari (1,5%)	1544,9
vezne ploč. (15%)	15449,1
<i>teža konstrukcije skupaj</i>	<i>119988,2</i>

Bruto površina objekta je 2160 m², kar pomeni, da teža konstrukcije na m² znaša 55,6 kg.

8 ZAKLJUČEK

Za izdelavo diplomske naloge na temo projektiranja jeklenega objekta sem se odločil, ker je jeklo zaradi svojih tehničnih lastnosti danes vedno bolj iskan in cenjen material. Jeklo kot gradbeni material ima lastnosti, ki omogočajo optimalne rešitve na področju estetike, neoporečen pa je tudi z ekonomskega, okoljevarstvenega, tehničnega in varnostnega vidika. Omogoča uspešne kombinacije z drugimi materiali in je v uporabi že stoletja.

Po napisani diplomski nalogi lahko rečem, da sem se tekom izdelave le te naučil marsikaj novega. Izpostavil bi uporabo standarda Evrokod. Pri tem sem imel kar nekaj težav, saj sem zaradi obsežnosti standarda in dosedanjega neuporabljanja le tega, potreboval kar nekaj časa, da sem prišel do iskanih podatkov. Naučil sem se tudi uporabljati računalniška programa za projektiranje oz. izdelavo načrtov jeklenih konstrukcij. Spoznal sem, da je SCIA Engineer vrhunsko projektantsko orodje, ki pa zahteva mnogo znanja in razumevanja ozadja samega računa. Tudi s programom ProSteel sem se letos srečal prvič, tako da sem na začetku tudi s tem programom imel nekaj težav. Poleg zgoraj naštetega pa sem se tekom izdelave diplomske naloge naučil tudi kritičnega presojanja dobljenih izračunov in vztrajnosti pri projektiranju.

VIRI

- (1) SIST EN 1990: Osnove projektiranja konstrukcij, 2004.
- (2) SIST EN 1991: Vplivi na konstrukcije-1-1: Splošni vplivi – Prostorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb, 2004.
- (3) SIST EN 1991: Vplivi na konstrukcije-1-1: Splošni vplivi – Prostorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb. Nacionalni dodatek 2004/A101.
- (4) SIST EN 1991: Vplivi na konstrukcije-1-3: Splošni vplivi – Obtežbe snega, 2004.
- (5) SIST EN 1991: Vplivi na konstrukcije-1-3: Splošni vplivi – Obtežbe snega. Nacionalni dodatek, januar 2008/A101.
- (6) SIST EN 1991: Vplivi na konstrukcije-1-4: Splošni vplivi – Obtežbe vetra, 2005.
- (7) SIST EN 1991: Vplivi na konstrukcije-1-4: Splošni vplivi – Obtežbe vetra, 2005. Nacionalni dodatek 2007/A101.
- (8) SIST EN 1993: Projektiranje jeklenih konstrukcij-1-1: Splošna pravila in pravila za stavbe, 2005.
- (9) SIST EN 1993: Projektiranje jeklenih konstrukcij-1-1: Splošna pravila in pravila za stavbe. Nacionalni dodatek 2006/A101.
- (10) SIST EN 1993: Projektiranje jeklenih konstrukcij-1-8: Projektiranje spojev, 2005.
- (11) SIST EN 1993: Projektiranje jeklenih konstrukcij-1-8: Projektiranje spojev. Nacionalni dodatek 2006/A101.
- (12) SIST EN 1994: Projektiranje sovprežnih konstrukcij-1-1: Splošna pravila in pravila za stavbe, 2005.
- (13) SIST EN 1994: Projektiranje sovprežnih konstrukcij-1-1: Splošna pravila in pravila za stavbe. Nacionalni dodatek 2006/A101.
- (14) SIST EN 1997: Geotehnično projektiranje-1.del.: Splošna pravila, 2005.
- (15) SIST EN 1997: Geotehnično projektiranje-1.del.: Splošna pravila. Nacionalni dodatek 2006/A101.
- (16) SIST EN 1998: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij-1: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe, 2005.

(17) SIST EN 1998: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij-1: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe. Nacionalni dodatek, 2006/A101.

PRILOGE

PRILOGA 1: Računalniški izpis analize glavnega nosilca IPE 400

PRILOGA 2: Računalniški izpis analize krajnega stebra HEA 340

PRILOGA 3: Računalniški izpis analize notranjega stebra HEA 450

PRILOGA 4: Računalniški izpis analize vertikalnega povezja RHS 200/120/10 v pritličju

PRILOGA 5: Načrti, izdelani v Autocadu in ProSteelu:

- Izometrija objekta (M 1:100)
- Tloris temeljev, etaž in ostrešja objekta (M 1:100)
- Vzdolžni in prečni prerez objekta (M 1:100)
- Detajli značilnih spojev (M 1:5)