

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*



Visokošolski strokovni študij
gradbeništva, Konstrukcijska smer

Kandidat:

Jure Ferjančič

**STATIČNI IZRAČUN POSLOVNO
SKLADIŠČNEGA OBJEKTA PO
STANDARDIH EVROKOD**

Diplomska naloga št.: 381

Mentor:
doc. dr. Sebastjan Bratina

Ljubljana, 2010

IZJAVA O AVTORSTVU

Podpisani FERJANČIČ JURE izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom:
»STATIČNI IZRAČUN POSLOVNO SKLADIŠČNEGA OBJEKTA PO STANDARDIH
EVROKOD «.

Izjavljam, da se odpovedujem vsem materialnim pravicam iz dela za potrebe elektronske
separatoteke FGG.

Ljubljana, 11.6. 2010

IZJAVA O PREGLEDU NALOGE

Nalogo so si ogledali učitelji konstrukcijske smeri:

BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACISKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK: 006(4):624.012.45(043.2)

Avtor: Jure Ferjančič

Mentor: doc.dr. Sebastjan Bratina, univ.dipl.inž.gradb.

Naslov: Statični izračun poslovno skladiščnega objekta po standardih
Evrokod

Obseg in oprema: 120 str., 24 pregl., 78 sl.

Ključne besede: projektiranje, evropski standardi Evrokod, armiran beton

Izvleček

V diplomski nalogi predstavljamo statični izračun poslovno skladiščnega objekta skladno s standardi Evrokod. Objekt je sestavljen iz dveh delov, iz poslovnega in skladiščnega, ki sta med seboj ločena z dilatacijo. Poslovni del objekta ima poleg pritličja še dve etaži. Nosilne stene so opečne, medetažne plošče pa so iz armiranega betona. Skladiščni del objekta je enoetažen. Nosilno konstrukcijo tvorijo armiranobetonski elementi (stebri, grede) in armiranobetonske stene, strešno konstrukcijo pa sestavljajo montažne armiranobetonske II plošče. Pri analizi konstrukcije smo upoštevali stalne vplive, vplive koristne obtežbe, vplive obtežbe snega in vetra ter potresne vplive. Podrobneje smo predstavili projektiranje značilnih elementov nosilne konstrukcije obravnavanega objekta. Analizo smo izdelali s pomočjo komercialnega računalniškega programoma TOWER. Rezultate analize prikazujemo tekstualno, v preglednicah ter z armaturnimi načrti.

BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION**UDC:** 006(4):624.012.45(043.2)**Author:** Jure Ferjančič**Supervisor:** Assist.Prof. Sebastjan Bratina**Title:** Static calculation of commercial storage facility to the standard Eurocode**Notes:** 120 p., 24 tab., 78 fig.**Keywords:** design, European standards Eurocode, reinforced concrete**Abstract**

The thesis presents a static calculation of the storage business in accordance with Slovenian Eurocode standards. The facility consists of two parts, which are separated by dilatation. The business part of the building is made of brick walls, floor plates are made of reinforced concrete. Storage part of the building is made of reinforced concrete elements (columns, beams) and reinforced concrete walls. Roof construction consists of prefabricated Π plates. Among the influences acting on the structure, we have taken into account in the analysis of fixed effects, beneficial effects of loads, snow loads and the effects of wind and seismic effects. In this thesis we present the design of typical support structures of the building. The analysis was fully prepared with the program TOWER. The primary objective of this work is to create a static calculation for business storage facility under current regulations and make the instrument a plan for the present facility.

ZAHVALA

Za pomoč pri nastajanju diplomske naloge se iskreno zahvaljujem mentorju doc.dr. Sebastjanu Bratini, univ.dipl.inž.gradb. Zahvaljujem se tudi ga. Tamari Karadžič, univ.dipl.inž.gradb. in g. Branku Bandlju univ.dipl.inž.gradb. za strokovno pomoč in koristne nasvete.

Zahvala gre tudi očetu in mami za pomoč in podporo v času izdelave diplomske naloge pa tudi v celotnem času študija.

KAZALO VSEBINE

1 UVOD	1
2 OSNOVNI PODATKI O KONSTRUKCIJI	3
2.1 Opis konstrukcije	3
2.2 Računski model konstrukcije	5
2.3 Uporabljeni materiali	7
2.3.1 Beton	7
2.3.2 Jeklo za armiranje	8
3 VPLIVI NA KONSTRUKCIJO	9
3.1 Stalni vplivi	9
3.1.1 Poslovni del	9
3.1.2 Skladišče	10
3.2 Koristna obtežba	11
3.2.1 Poslovni del	12
3.2.2 Skladišče	12
3.3 Obtežba snega	13
3.4 Vpliv vetra	14
3.4.1 Tlak pri največji hitrosti vetra q_p	15
3.4.2 Koeficienti tlaka c_{pe} in obtežba vetra za veter v smeri X	17
3.4.3 Koeficient tlaka c_{pe} in obtežba vetra za veter v smeri Y	20
3.5 Vpliv potresa	22
3.5.1 Potresni spekter	23
3.5.2 Tip konstrukcije in faktor obnašanja q	24
3.5.3 Analiza potresnih vplivov na skladiščni del objekta z modalno analizo s spektrom odziva	27
4 NAČELA PROJEKTIRANJA NA MEJNA STANJA	31
4.1 Projektne vrednosti	31
4.1.1 Projektne vrednosti vplivov	31
4.1.2 Projektne vrednosti lastnosti materialov	31
4.2 Mejna stanja nosilnosti	32
4.2.1 Kombinacije vplivov za stalna projektna stanja (osnovne kombinacije)	32

4.2.2	Kombinacije vplivov za potresna projektna stanja za skladiščni del objekta	36
4.3	Mejna stanja uporabnosti	38
4.3.1	Kombinacije vplivov za mejno stanje uporabnosti	38
4.4	Določitev krovnega sloja betona	39
5	PROJEKTIRANJE STREŠNE KONSTRUKCIJE SKLADIŠČA	41
5.1	Zasnova	41
5.2	Projektiranje na mejna stanja nosilnosti	42
5.2.1	Obremenitev	42
5.2.2	Dimenzioniranje rebra plošče na upogibno obremenitev	42
5.2.3	Dimenzioniranje plošče v območju ležišča na upogibno obremenitev	46
5.2.4	Dimenzioniranje plošče v območju ležišča na strižno obremenitev	48
5.2.5	Dimenzioniranje ležišča plošče z uporabo modelov z razporami in vezmi	49
5.2.6	Togost v ravnini strešne plošče – diafragma	53
5.3	Projektiranje na mejna stanja uporabnosti	53
5.3.1	Geometrijski podatki	54
5.3.2	Trenutni navpični pomik - w_{inst}	55
5.3.3	Pomik plošče z upoštevanjem lezenja betona – w_{cr}	57
5.3.4	Pomik plošče zaradi krčenja betona - w_{cs}	60
5.3.5	Trajni pomik plošče z upoštevanjem lezenja in krčenja betona – w_{fin}	62
6	PROJEKTIRANJE AB OKVIRJA V OSI B NA MEJNA STANJA NOSILNOSTI	63
6.1	Zasnova	63
6.2	Projektiranje AB grede 65/75	63
6.2.1	Zasnova in obremenitev	63
6.2.2	Dimenzioniranje AB grede na upogib ter konstruiranje armature za zagotovitev lokalne duktilnosti	66
6.2.3	Dimenzioniranje grede na prečno silo	68
6.2.4	Dimenzioniranje grede na strižno obremenitev	70
6.2.5	Dimenzioniranje grede na torzijsko obremenitev	72
6.2.6	Izbrana armatura grede	75
6.3	Projektiranje AB stebra na mejno stanje nosilnosti	76
6.3.1	Zasnova in obremenitev	76
6.3.2	Dimenzioniranje AB stebra na osno-upogibno obremenitev in prečno silo	78
6.3.3	Dimenzioniranje stebra na strižno obremenitev	81

6.3.4	Kontrola vodoravnih pomikov	83
7	PROJEKTIRANJE AB STENE V OSI A NA MEJNA STANJA NOSILNOSTI	85
7.1.1	Geometrijske zahteve za duktilne stene	85
7.1.2	Obremenitve stene v osi A	87
7.1.3	Posebna določila za račun projektних obremenitev v steni	88
7.1.4	Kritično območje nad vpetjem stene	88
7.1.5	Dimenzioniranje stene v kritičnem območju na upogib	89
7.1.6	Dimenzioniranje stene kritičnem območju na prečno silo	92
8	PROJEKTIRANJE AB STROPNE KONSTRUKCIJE POSLOVNEGA DELA OBJEKTA	95
8.1	Strešna plošča - projektiranje na mejna stanja nosilnosti	95
8.1.1	Zasnova	95
8.1.2	Kombinacije vplivov za stalna projektna stanja (osnovne kombinacije)	95
8.1.3	Obremenitve v plošči	96
8.1.4	Obremenitve v nosilcu	97
8.1.5	Dimenzioniranje strešne plošče	98
8.1.6	Dimenzioniranje nosilca na upogibno in strižno obremenitev	99
8.1.7	Preboj strešne plošče	100
8.2	Stropna plošča nad 1. nadstropjem - projektiranje na mejna stanja nosilnosti	104
8.2.1	Zasnova	104
8.2.2	Kombinacije vplivov za stalna projektna stanja (osnovne kombinacije)	105
8.2.3	Obremenitve v plošči	105
8.2.4	Obremenitve v nosilcu	107
8.2.5	Dimenzioniranje plošče nad 1. nadstropjem	107
8.2.6	Dimenzioniranje nosilca na upogibno in strižno obremenitev	109
8.3	Stropna plošča nad pritličjem - projektiranje na mejna stanja nosilnosti	110
8.3.1	Zasnova	110
8.3.2	Kombinacije vplivov za stalna projektna stanja (osnovne kombinacije)	110
8.3.3	Obremenitve v plošči	110
8.3.4	Obremenitve v nosilcu 40/15 cm	112
8.3.5	Obremenitve v nosilcu 30/70 cm	113
8.3.6	Dimenzioniranje plošče nad pritličjem	114
8.3.7	Dimenzioniranje nosilca 40/15 na upogibno in strižno obremenitev	115

8.3.8	Dimenzioniranje nosilca 30/70 na upogibno in strižno obremenitev	116
9	ZAKLJUČKI	118
VIRI		119
PRILOGE		120

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Stalna obtežba strehe poslovnega dela	9
Preglednica 2: Stalna obtežba medetažnih plošč poslovnega dela	10
Preglednica 3: Stalna obtežba strehe skladišča	10
Preglednica 4: Stalna obtežba talne plošče skladišča	11
Preglednica 5: Stalna obtežba lahke fasade skladišča	11
Preglednica 6: Koristna obtežba strehe poslovnega dela	12
Preglednica 7: Koristna obtežba medetažnih plošč poslovnega dela	12
Preglednica 8: Koristna obtežba strehe skladišča	12
Preglednica 9: Koristna obtežba talne plošče skladišča	12
Preglednica 10: Obtežba snega strehi poslovno skladiščnega objekta	14
Preglednica 11: Obtežba vetra na navpične stene za veter v smer X	18
Preglednica 12: Obtežba vetra na ravno streho za veter v smeri X	19
Preglednica 13: Obtežba vetra na navpične stene za veter v smeri Y	21
Preglednica 14: Obtežba vetra na ravno streho za veter v smeri Y	22
Preglednica 15: Mase v težiščih posameznih etaž.	29
Preglednica 16: Nihajni časi konstrukcije	29
Preglednica 17: Vplivi za stalna projektna stanja	33
Preglednica 18: Kombinacije vplivov za stalna projektna stanja za skladiščni del objekta	34

Preglednica 19: Kombinacije vplivov za stalna projektna stanja za strešno ploščo poslovnega dela objekta	34
Preglednica 20: Kombinacije vplivov za stalna projektna stanja za ploščo nad 1.nadstropjem v poslovnem delu objekta	35
Preglednica 21: Kombinacije vplivov za stalna projektna stanja za ploščo nad pritličjem za poslovni del objekta	36
Preglednica 22: Upoštevani vplivi v potresnih projektnih stanjih za skladiščni del objekta	36
Preglednica 23: Kombinacije vplivov za potresna projektna stanja za skladiščni del objekta	37
Preglednica 24: Navidezno stalna kombinacija vplivov za mejno stanje uporabnosti za skladiščni del objekta	39

KAZALO SLIK

Slika 1: Poslovno skladiščni objekt	3
Slika 2: Tloris pritličja objekta	4
Slika 3: Prečni prerez objekta	5
Slika 4: Računski model nosilne konstrukcije skladiščnega dela objekta	6
Slika 5: Računski model strešne konstrukcije poslovnega dela objekta	6
Slika 6: Snežne cone v Sloveniji	13
Slika 7: Veter v smeri X	16
Slika 8: Veter v smeri Y	16
Slika 9: Območja A, B in C na navpični steni, ki je vzporedna s smerjo vetra, za veter v smeri X	18
Slika 10: Območja F, G, H in I na ravni strehi za veter v smeri X	19
Slika 11: Območji A in B na navpični steni vzporedni s smerjo vetra za veter v smeri Y	20
Slika 12: Območja F, G, H in I na ravni strehi za veter v smeri Y	21
Slika 13: Postavitev vertikalnih vezi v obodnih zidovih poslovnega dela objekta	23
Slika 14: Elastični spekter pospeškov	25
Slika 15: Projektni spekter pospeškov za obravnavan objekt	27
Slika 16: Prostorski model konstrukcije v programu TOWER	28
Slika 17: Vzдолžni prerez π plošče (dimenzije so v cm)	41
Slika 18: Prečni prerez π plošče (dimenzije so v cm)	41

Slika 19: Geometriški parametri sodelujoče širine tlačne plošče	43
Slika 20: Interakcijski diagram mejne nosilnosti prečnega prereza π plošče	45
Slika 21: Ležišče π plošče	46
Slika 22: Interakcijski diagram mejne nosilnosti prečnega prereza pravokotne oblike	47
Slika 23: Prvi model z razporami in vezmi	50
Slika 24: Drugi model z razporami in vezmi	51
Slika 25: Lega nevtralne osi prereza, izračunana z Reševalcem v MS EXCEL-u	56
Slika 26: Lega nevtralne osi prereza, izračunana z Reševalcem v MS EXCEL-u	59
Slika 27: AB okvir v osi B	63
Slika 28: Prečni prerez grede okvirja	64
Slika 29: Ovojnica upogibnih momentov v gredi (kNm)	65
Slika 30: Ovojnica prečnih sil v gredi (kN)	65
Slika 31: Ovojnica osnih sil v gredi (kN)	66
Slika 32: Potrebna količina vzdolžne armature v gredi (v cm^2)	66
Slika 33: Prečni prerez stebra	76
Slika 34: Ovojnica osnih sil v stebri (kN)	76
Slika 35: Ovojnica prečnih sil v stebri (kN)	77
Slika 36: Ovojnica upogibnih momentov v stebri (kNm)	77
Slika 37: Izbrana vzdolžna armatura v stebrih	79
Slika 38: Interakcijski diagram mejne nosilnosti prečnega prereza stebra	80

Slika 39: Stena v osi A	85
Slika 40: Geometrijski parametri stene	86
Slika 41: Določitev dimenzij robnega elementa	86
Slika 39: Vzdolžna armatura stene v kritičnem območju nad vpetjem stene	90
Slika 43: Interakcijski diagram mejne nosilnosti prečnega prereza stene v kritičnem območju	91
Slika 44: Računski model strešne plošče	95
Slika 45: Ovojnica upogibnih momentov M_x	96
Slika 46: Ovojnica upogibnih momentov M_y	96
Slika 47: Ovojnica upogibnih momentov M_{xy}	97
Slika 48: Ovojnica prečnih sil v nosilcu	97
Slika 49: Ovojnica upogibnih momentov v nosilcu	98
Slika 50: Spodnja armatura v strešni plošči	98
Slika 51: Zgornja armatura v strešni plošči	99
Slika 52: Zgornja in spodnja vzdolžna armatura v nosilcu	100
Slika 53: Stremenska armatura v nosilcu	100
Slika 49: Preboj strešne plošče	101
Slika 55: Stropna plošča nad 1. Nadstropjem	104
Slika 56: Ovojnica upogibnih momentov M_x	105
Slika 57: Ovojnica upogibnih momentov M_y	106
Slika 58: Ovojnica upogibnih momentov M_{xy}	106

Slika 59: Ovojnica prečnih sil v nosilcu	107
Slika 60: Ovojnica upogibnih momentov v nosilcu	107
Slika 61: Spodnja armatura v plošči nad 1. nadstropjem	108
Slika 62: Zgornja armatura v plošči nad 1. Nadstropjem	108
Slika 63: Zgornja in spodnja armatura v nosilcu	109
Slika 64: Stremenska armatura v nosilcu	109
Slika 65: Stropna plošča nad pritličjem	110
Slika 66: Ovojnica upogibnih momentov M_x	111
Slika 67: Ovojnica upogibnih momentov M_y	111
Slika 68: Ovojnica upogibnih momentov M_{xy}	112
Slika 69: Ovojnica prečnih sil v nosilcu 40/15 cm	112
Slika 70: Ovojnica upogibnih momentov v nosilcu 40/15 cm	113
Slika 71: Ovojnica prečnih sil v nosilcu 30/70 cm	113
Slika 72: Ovojnica upogibnih momentov v nosilcu 30/70 cm	114
Slika 73: Spodnja armatura v plošči nad pritličjem	114
Slika 74: Zgornja armatura v plošči nad pritličjem	115
Slika 75: Zgornja in spodnja armatura v nosilcu	116
Slika 76: Stremenska armatura v nosilcu	116
Slika 77: Zgornja in spodnja armatura v nosilcu	117
Slika 78: Stremenska armatura v nosilcu	117

1 UVOD

V diplomski nalogi se ukvarjamo s projektiranjem poslovno skladiščnega objekta po načelih in pravilih standarda Evrokod. Konstrukcijo moramo projektirati tako, da bo dovolj odporna, uporabna in trajna. Pri projektiranju objekta preverjamo, če je preseženo katero izmed mejnih stanj. Projektiranje na mejna stanja temelji na uporabi računskega modela konstrukcije, obtežbe za ustrezna mejna stanja ter izbiri primerne materiala. V računskem modelu moramo uporabiti ustrezne projektne vrednosti in sicer za:

- geometrijo konstrukcije,
- lastnosti uporabljenih materialov in
- vplive.

Računski model konstrukcije moramo izbrati tako, da bo omogočal napoved obnašanja konstrukcije s spremenljivo natančnostjo in bo primeren za obravnavana mejna stanja. Pri tem pa mora računski model temeljiti na uveljavljeni inženirski praksi in teoriji. V diplomski nalogi računski model obravnavanega objekta izdelamo v komercialnem računalniškem programu TOWER. Za skladiščni del objekta uporabimo prostorski računski model, pri poslovnem delu objekta, kjer obravnavamo le medetažne stropne konstrukcije, pa ravninskega. Geometrijske podatke o konstrukciji povzamemo iz arhitekturnih podlog. Armiranobetonsko nosilno konstrukcijo modeliramo s končnimi elementi. Za modeliranje stebrov, gred in nosilcev uporabimo linijske elemente, za modeliranje stropov in sten pa ploskovne elemente.

Vplive na obravnavano konstrukcijo razvrstimo glede na časovno spremenljivost, in sicer na:

- stalne vplive, kamor uvrstimo lastno težo ter ostale stalne obtežbe,
- spremenljive vplive, kamor uvrstimo koristno obtežbo stropov, vplive vetra in obtežbo snega ter
- potresne vplive.

Pri projektiranju se podrobneje posvetimo le nekaterim elementom nosilne konstrukcije objekta. Obravnavamo stropne konstrukcije poslovnega dela objekta in strešno konstrukcijo ter vertikalne nosilne elemente skladiščnega dela objekta. Rezultate dimenzioniranja prikazujemo tekstualno, s preglednicami ter na priloženih armaturnih načrtih.

Diplomska naloga ima poleg uvoda še osem poglavij. V drugem poglavju podrobneje predstavimo obravnavano konstrukcijo, v tretjem poglavju opišemo vplive na konstrukcijo, v četrtem poglavju pa predstavimo osnovna načela projektiranja na mejna stanja skladno z Evrokodi. Od petega do osmega poglavja predstavljamo projektiranje izbranih elementov nosilne konstrukcije poslovno skladiščnega objekta in sicer:

- projektiranje strešne konstrukcije, okvirja ter stene pri skladiščnem delu objekta in,
- projektiranje strešne ter medetažnih konstrukcij pri poslovnem delu objekta.

V zadnjem poglavju diplomske naloge podajamo zaključke.

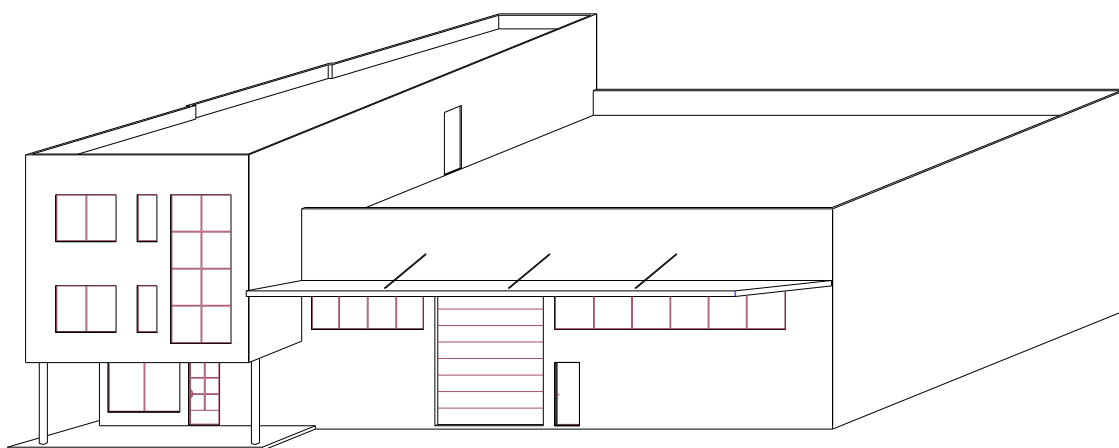
Diplomski nalogi je priložen armaturni načrt strešne plošče poslovnega dela objekta ter armaturni načrti okvirja v skladiščnem delu objekta.

2 OSNOVNI PODATKI O KONSTRUKCIJI

2.1 Opis konstrukcije

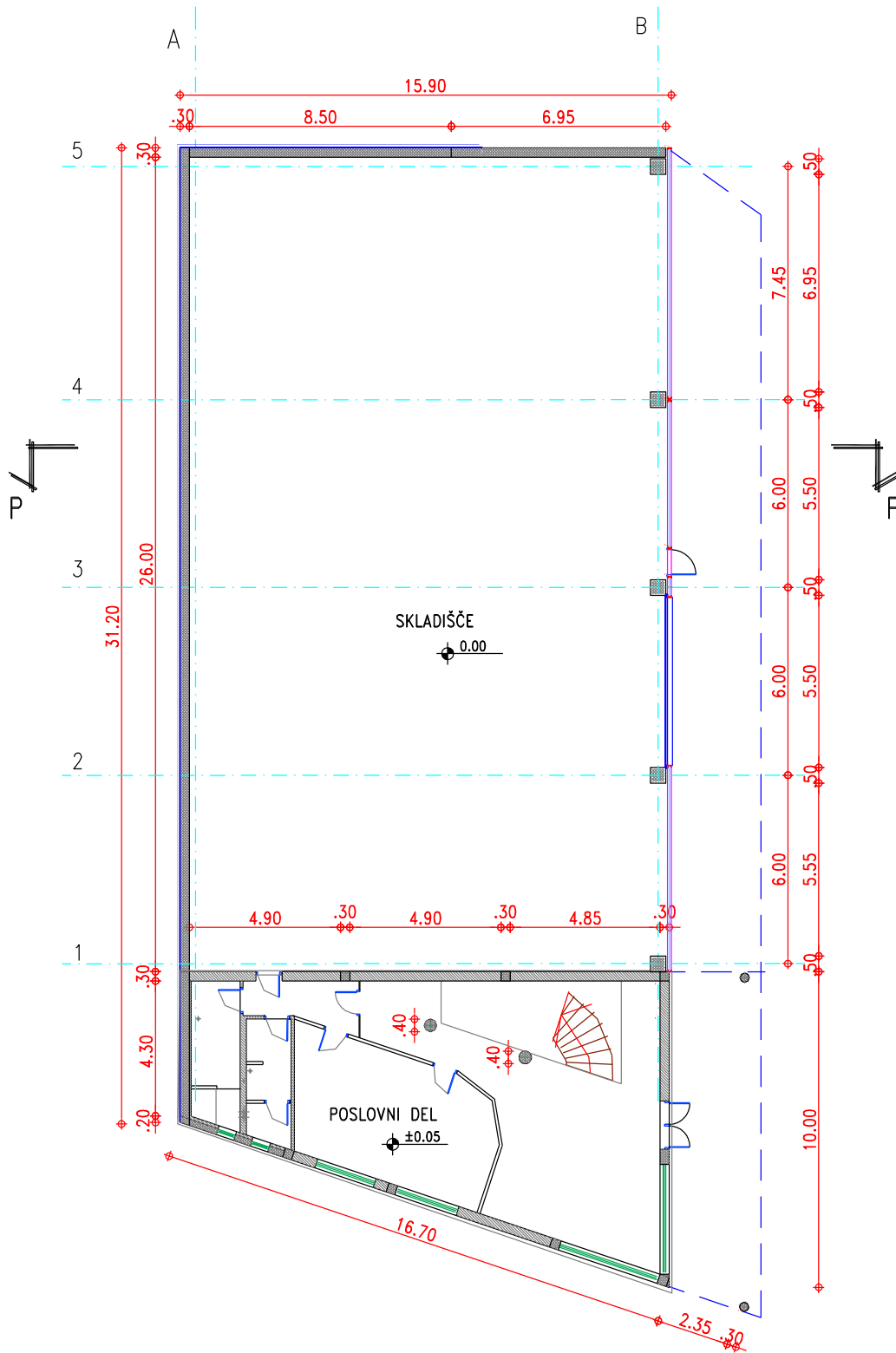
Obravnavan poslovno skladiščni objekt se nahaja v Šempetru pri Gorici. Skladiščni del objekta je enoetažen, osnih dimenzij 15,90 m × 26,30 m in višine 6,0 m, trietažni poslovni del objekta pa je trapezne oblike, dimenzij 4,80 m (10,0 m) × 18,80 m. Etažna višina je 3,10 m. Objekta sta medsebojno ločena z dilatacijo. Zaradi tega lahko vsak objekt obravnavamo ločeno.

Stene poslovnega dela objekta so zidane iz modularne opeke debeline 30 cm. Medetažne stropne plošče ter strešna plošča so iz armiranega betona. Temelji so pasovni. Nosilno konstrukcijo skladiščnega dela objekta sestavljajo armiranobetonski stebri in nosilci ter armiranobetonska stena. Strešna plošča nad skladiščem je izdelana s pomočjo montažnih armiranobetonskih II plošč z višino 65 cm. Temelji so kombinacija pasovnih in točkovnih. Na sliki 1 prikazujemo obravnavan poslovno skladiščni objekt. Levi del objekta je namenjen poslovni dejavnosti, desni del pa je skladišče.



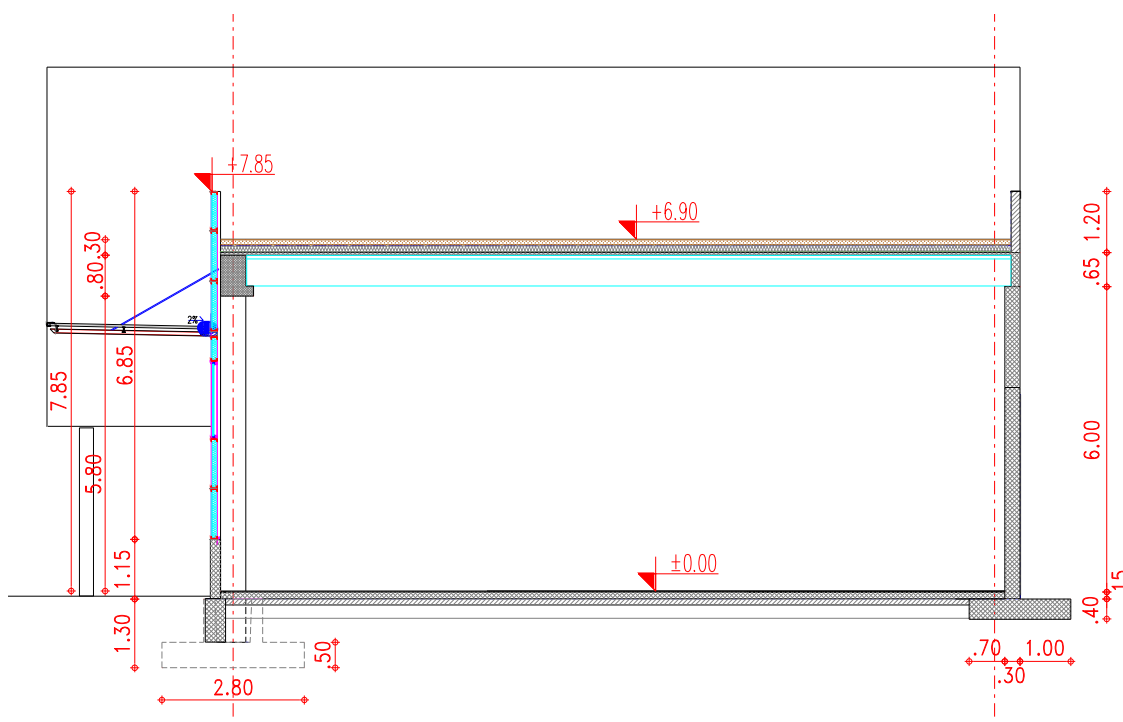
Slika 1: Poslovno skladiščni objekt

Na sliki 2 prikazujemo tloris pritličja obravnavanega objekta.



Slika 2: Tloris pritličja objekta

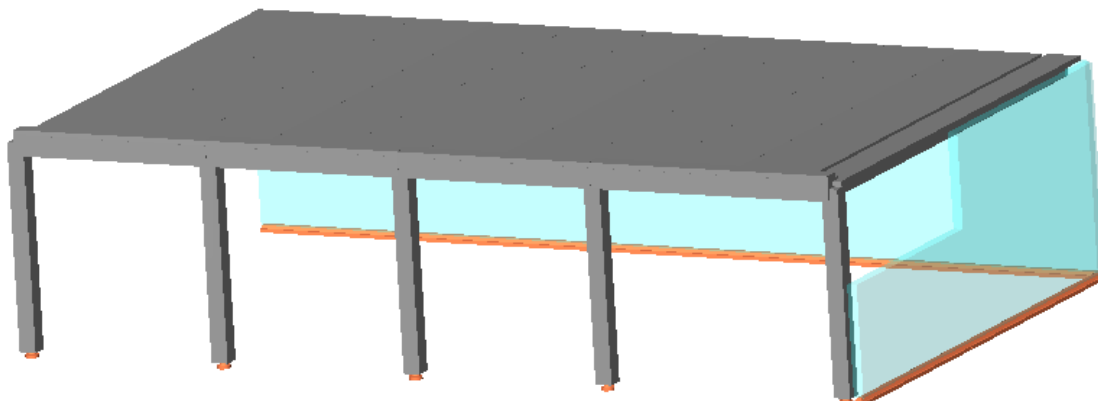
Na sliki 3 prikazujemo prečni prerez P-P obravnavanega objekta.



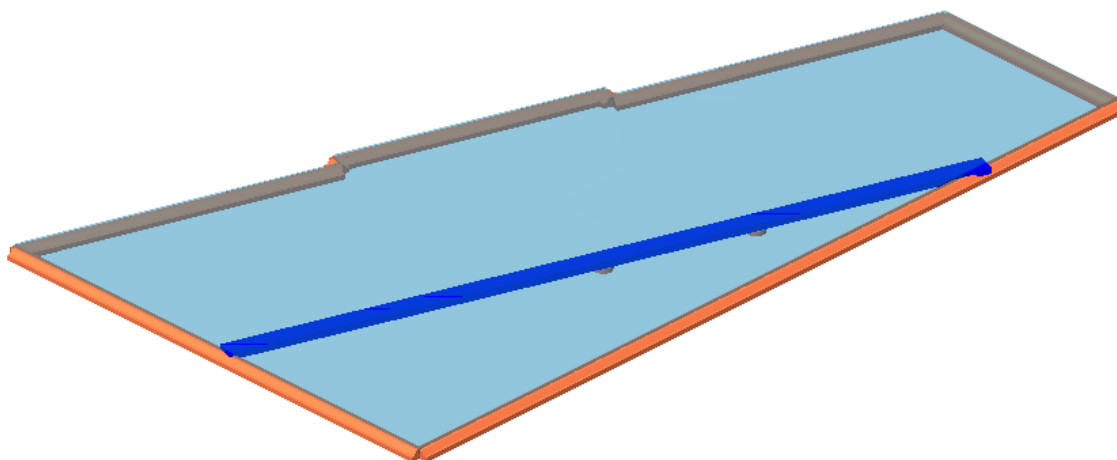
Slika 3: Prečni prerez objekta

2.2 Računski model konstrukcije

Na sliki 4 prikazujemo prostorski računski model nosilne konstrukcije skladiščnega dela objekta, na sliki 5 pa ravninski računski model medetažne stropne konstrukcije poslovnega dela objekta. Modela smo izdelali v komercialnem računalniškem programu TOWER.



Slika 4: Računski model nosilne konstrukcije skladiščnega dela objekta



Slika 5: Računski model strešne konstrukcije poslovnega dela objekta

2.3 Uporabljeni materiali

2.3.1 Beton

Nosilna konstrukcija objekta je izdelana iz betona trdnostnega razreda C25/30 z izjemo stebrov, ki so iz betona trdnostnega razreda C30/37 ter montažnih π plošč iz betona C40/50. V nadaljevanju podajamo trdnostne in mehanske lastnosti uporabljenih betonov, ki jih upoštevamo v analizi in so skladne standardom SIST EN 1992-1-1:2005:

a) Beton trdnostnega razreda C25/30

karakteristična tlačna trdnost: $f_{ck} = 2,5 \text{ kN/cm}^2$,

povprečna natezna trdnost: $f_{ctm} = 0,26 \text{ kN/cm}^2$,

modul elastičnosti: $E_{cm} = 3100 \text{ kN/cm}^2$,

Poissonov količnik: $\nu = 0,2$,

Prostorninska teža (z upoštevanjem armature): $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$.

b) Beton trdnostnega razreda C30/37

karakteristična tlačna trdnost: $f_{ck} = 3,0 \text{ kN/cm}^2$,

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

modul elastičnosti: $E_{cm} = 3300 \text{ kN/cm}^2$,

Poissonov količnik: $\nu = 0,2$,

Prostorninska teža (z upoštevanjem armature): $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$.

c) Beton trdnostnega razreda C40/50

karakteristična tlačna trdnost: $f_{ck} = 4,0 \text{ kN/cm}^2$,

povprečna natezna trdnost: $f_{ctm} = 0,35 \text{ kN/cm}^2$,

modul elastičnosti: $E_{cm} = 3500 \text{ kN/cm}^2$,

Poissonov količnik: $\nu = 0,2$,

Prostorninska teža (z upoštevanjem armature): $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$.

2.3.2 Jeklo za armiranje

Za armaturo plošč, gred in stebrov uporabimo rebraste armaturne palice, za armaturo sten pa mrežno armaturo. V nadaljevanju podajamo trdnostne in mehanske lastnosti jekla za armiranje, ki jih upoštevamo v analizi in so skladne standardom SIST EN 1992-1-1:2005:

jeklo trdnostnega razreda S500 B:

karakteristična meja elastičnosti: $f_{yk} = 50 \text{ kN/cm}^2$,

natezna trdnost: $f_t = f_{yk} = 50 \text{ kN/cm}^2$,

modul elastičnosti: $E_s = 20000 \text{ kN/cm}^2$,

Prostorninska teža: $\rho_s = 78,50 \text{ kN/m}^3$.

V računski analizi zanemarimo utrjevanje jekla, to pomeni, da je natezna trdnost jekla enaka karakteristični meji elastičnosti, pri tem pa računsko mejne deformacije niso omejene.

3 VPLIVI NA KONSTRUKCIJO

Vplive na nosilno konstrukcijo obravnavanega poslovno skladiščnega objekta razdelimo v tri sklope: na stalne, spremenljive ter potresne vplive. Kot spremenljive vplive upoštevamo koristno obtežbo stropov, vpliv vetra in obtežbo snega.

3.1 Stalni vplivi

Med stalne vplive uvrstimo lastno težo objekta. Obtežbo različnih nekonstrukcijskih delov konstrukcije, ki predstavljajo balast, prav tako upoštevamo kot stalni vpliv. Pri projektiranju se celotna lastna teža konstrukcijskih in nekonstrukcijskih delov upošteva kot en sam vpliv. V nadaljevanju podrobneje predstavimo stalne vplive posameznih delov konstrukcije.

3.1.1 Poslovni del

Strešna konstrukcija:

Preglednica 1: Stalna obtežba strehe poslovnega dela

material	prost.teža [kN/m ³]	dimenzije [m]		vpliv [kN/m ²]
		<i>b</i>	<i>h</i>	
zelena streha	22	1	0,10	$22 \cdot 0,10 = 2,20$
toplotna izolacija	1,0	1	0,20	$1,0 \cdot 0,20 = 0,20$
AB plošča	25	1	0,15	$25 \cdot 0,15 = 3,75$
spuščen strop + instalacija	/	/	/	= 0,50
			Σ	$g_1 = 6,65 \text{ kN/m}^2$

Medetažna stropna konstrukcija:

Preglednica 2: Stalna obtežba medetažnih plošč poslovnega dela

material	prost.teža [kN/m ³]	dimenzije [m]		vpliv [kN/m ²]
		<i>b</i>	<i>h</i>	
keramika	28	1	0,02	$28 \cdot 0,02 = 0,56$
cem. estrih	24	1	0,05	$24 \cdot 0,05 = 1,20$
AB plošča	25	1	0,15	$25 \cdot 0,15 = 3,75$
predelne stene	/	/	/	= 0,80
spuščen strop + instalacija	/	/	/	= 0,50
			Σ	$g = 6,81 \text{ kN/m}^2$

3.1.2 Skladišče**Strešna konstrukcija:**

Preglednica 3: Stalna obtežba strehe skladišča

material	prost.teža [kN/m ³]	dimenzije [m]		vpliv [kN/m ²]
		<i>b</i>	<i>h</i>	
zaščitni sloj + izolacija	2,7	1	0,15	$2,7 \cdot 0,15 = 0,40$
tlačna plošča	25	1	0,04	$25 \cdot 0,04 = 1,0$
montažna Π plošča	25	1	0,65	= 3,40
			Σ	$g = 4,80 \text{ kN/m}^2$

Talna plošča:

Preglednica 4: Stalna obtežba talne plošče skladišča

material	prost.teža [kN/m ³]	dimenzije [m]		vpliv [kN/m ²]
		<i>b</i>	<i>h</i>	
cem. estrih	24	1	0,05	$24 \cdot 0,05 = 1,20$
AB plošča	25	1	0,15	$25 \cdot 0,15 = 3,75$
podložni beton	24	1	0,07	$24 \cdot 0,07 = 1,70$
			Σ	$g = 6,65 \text{ kN/m}^2$

Lahka fasada:

Preglednica 5: Stalna obtežba lahke fasade skladišča

material	prost.teža [kN/m ³]	dimenzije [m]		vpliv [kN/m ²]
		<i>b</i>	<i>h</i>	
lahka fasada	/	1	/	= 2,0
			Σ	$g_1 = 2,0 \text{ kN/m}^2$

3.2 Koristna obtežba

Koristna obtežba stavbe izvira iz namena uporabe in jo upoštevamo kot enakomerno porazdeljeno ploskovno obtežbo. Pri tem je potrebno površine v stavbi razvrstiti v kategorije v skladu s standardom SIST EN 1991-1-1: 2004.

3.2.1 Poslovni del

Strešna konstrukcija:

Preglednica 6: Koristna obtežba strehe poslovnega dela

kategorija	vpliv [kN/m²]
H	0,4

Medetažna stropna konstrukcija:

Preglednica 7: Koristna obtežba medetažnih plošč poslovnega dela

kategorija	vpliv [kN/m²]
B	2,5

3.2.2 Skladišče

Strešna konstrukcija:

Preglednica 8: Koristna obtežba strehe skladišča

kategorija	vpliv [kN/m²]
H	0,4

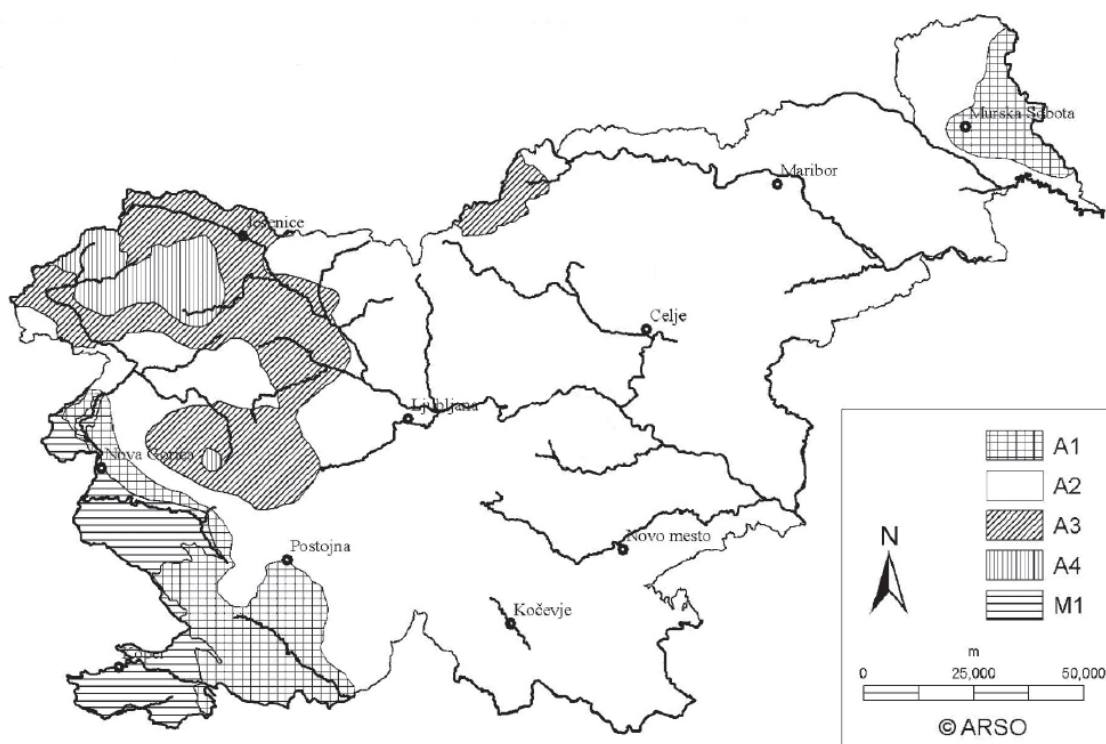
Talna plošča:

Preglednica 9: Koristna obtežba talne plošče skladišča

kategorija	vpliv [kN/m²]
E1	7,5

3.3 Obtežba snega

Obtežbo snega za celoten objekt določimo skladno s standardom SIST EN 1991-1-3: 2004. Karakteristično vrednost obtežbe snega s_k na tleh na nadmorski višini A določimo s pomočjo karte snežnih con, ki je podana v Nacionalnem dodatku k SIST EN 1991-1-3: 2004 (slika 6). Karakteristična obtežba snega je odvisna od cone (Slovenija je razdeljena na 5 con) ter od nadmorske višine. Obravnavan objekt se nahaja v Šempetru pri Novi Gorici z nadmorsko višino $A = 66$ m in leži v snežni coni M1.



Slika 6: Snežne cone v Sloveniji

Karakteristična vrednost obtežbe snega je:

$$s_k = 0,289 \cdot \left[1 + \left(\frac{A^2}{452} \right) \right] = 0,289 \cdot \left[1 + \left(\frac{66^2}{728} \right) \right] = 0,30 \text{ kN/m}^2 \quad (3.1)$$

Obtežba snega na strehi je odvisna od oblike strehe in njenih termičnih karakteristik, hrapavosti površine strehe, bližine sosednjih objektov, od okoliškega terena ter od lokalnih klimatskih pogojev.

Obtežba snega na strehi izračunamo s pomočjo enačbe:

$$s = \mu_i \cdot c_e \cdot c_t \cdot s_k \quad (3.2)$$

V enačbi (3.2) je μ_i oblikovni koeficient, ki je odvisen od naklona in oblike strehe, c_e je koeficient izpostavljenosti in je odvisen od topografije, c_t pa je termični koeficient s katerim reduciramo obtežbo snega pri slabo izoliranih strehah.

Za ravne strehe in enokapne strehe, z naklonom strešine manjše od 30°, ima oblikovni koeficient vrednost 0,8. V preglednici 10 prikazujemo račun obtežbe snega za streho.

Preglednica 10: Obtežba snega strehi poslovno skladiščnega objekta

μ_i	c_e	c_t	s_k	s [kN/m ²]
0,8	1	1	0,30	0,24

3.4 Vpliv vetra

Vpliv vetra na obravnavan poslovno skladiščni objekt določimo skladno s standardom SIST EN 1991-1-4: 2005. Vplivi vetra se s časom spreminjajo. Delujejo kot tlak ali srk neposredno na zunanje površine zaprtih konstrukcij ter zaradi prepustnosti zunanjih površin posredno tudi na notranje površine. Tlaki ali srki delujejo kot rezultirajoče sile pravokotno na površino konstrukcije.

3.4.1 Tlak pri največji hitrosti vetra q_p

Glede na lokacijo objekta (Šempeter pri Novi Gorici, 66 m.n.v.) s pomočjo karte hitrosti vetra, ki je podana v nacionalnem dodatku k standardu SIST EN 1991-1-4: 2005, odčitamo temeljno vrednost osnovne hitrosti vetra $v_{b,0}$. Večji del Slovenije spada v cono 1, v kateri je $v_{b,0}$ za nadmorske višine pod 800 m 20 m/s.

Za vrednost smernega faktorja C_{dir} in faktorja letnega časa C_{season} upoštevamo priporočeno vrednost 1, za gostoto zraka pa vrednost $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$. Tlak pri največji hitrosti vetra q_p izračunamo z enačbo:

$$q_p = C_{e(z_e)} \cdot q_b = C_{e(z_e)} \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 = C_{e(z_e)} \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot C_{dir} \cdot C_{season} \cdot v_{b,0}^2 \quad (3.3)$$

Standard SIST EN 1991-1-4: 2005 loči pet reprezentativnih kategorij terena. Bližnjo okolico obravnavanega objekta uvrstimo v kategorijo terena III. V to kategorijo spadajo površine z običajno pokritostjo z vegetacijo ali stavbami (kot so majhni kraji, predmestni teren). Iz diagrama 4.2 v standardu SIST EN 1991-1-4:2005 za izbrano kategorijo terena in referenčno višino objekta $z = h = 9,30 \text{ m}$ odčitamo faktor izpostavljenosti $C_{e(z_e)}$:

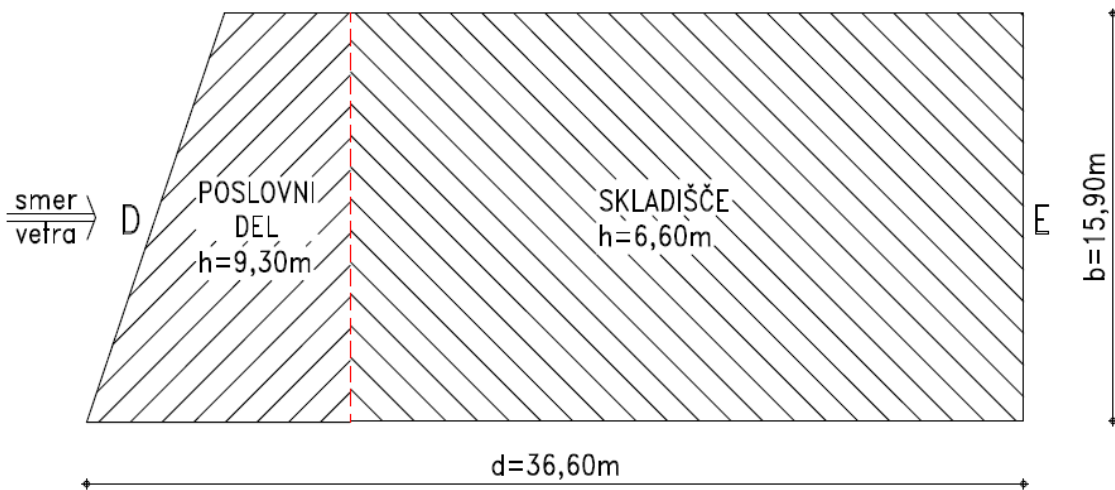
$$C_{e(z_e)} \approx 1,6 \quad (3.4)$$

V nadaljevanju s pomočjo enačbe (3.3) izračunamo tlak vetra pri največji hitrosti:

$$q_p = 1,6 \cdot \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot (1 \cdot 1 \cdot 20)^2 = 400 \text{ N/m}^2 = 0,40 \text{ kN/m}^2$$

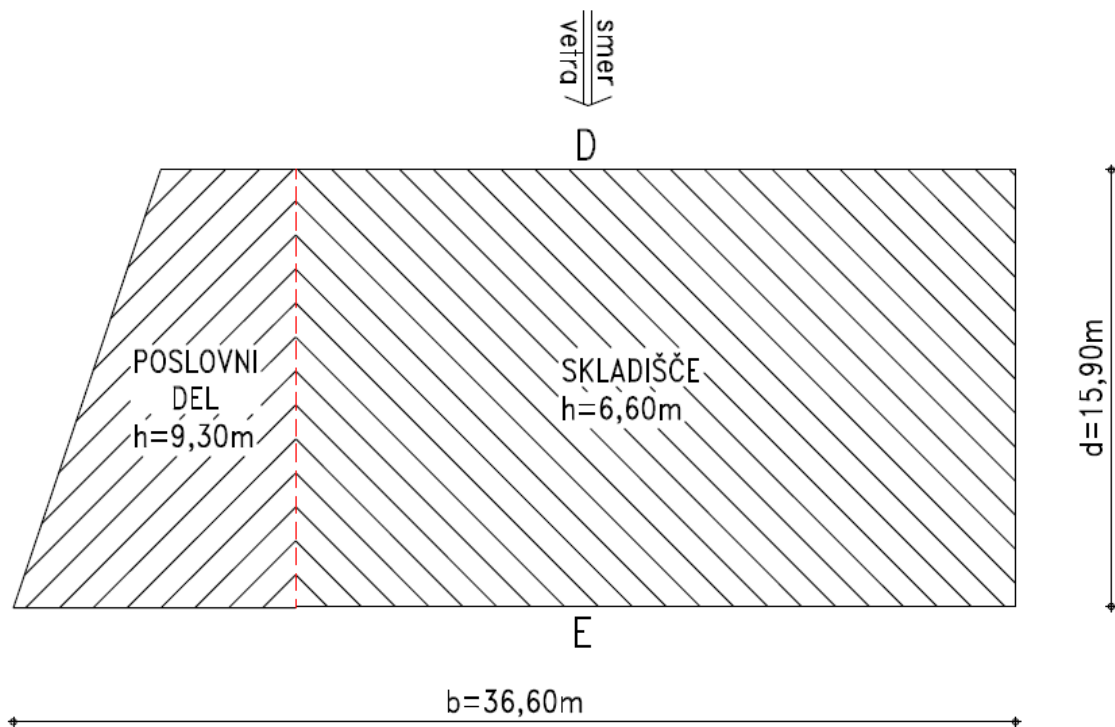
Ker je višina obravnavanega objekta h manjša od njegove širine pravokotno na smer vetra b , se tlak q_p po višini ne spreminja. To velja tako za delovanje vetra v smeri X kot tudi v smeri Y (glej sliki 7 in 8).

Veter v smeri X:



Slika 7: Veter v smeri X

Veter v smeri Y:



Slika 8: Veter v smeri Y

3.4.2 Koeficienti tlaka c_{pe} in obtežba vetra za veter v smeri X

V nadaljevanju prikazujemo razporeditev obtežbe vetra na navpičnih stenah in strehi objekta za primer delovanja vetra v smeri X (slika 7).

- **Sile vetra na navpične stene objekta**

Obtežbo vetra izračunamo z naslednjo enačbo:

$$w_e = q_p \cdot c_{pe} \quad (3.5)$$

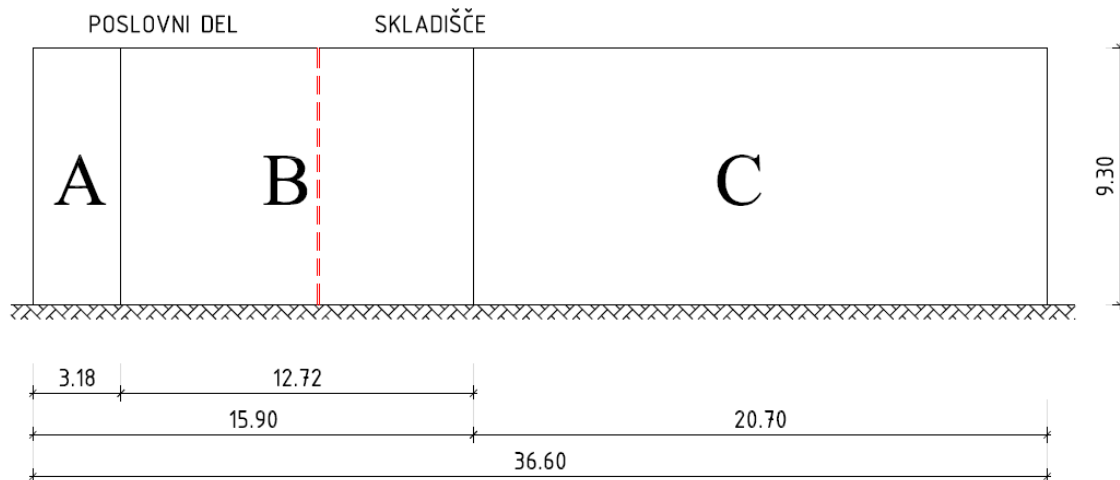
Koeficienti tlaka c_{pe} so odvisni od lege površin objekta. Navpične stene objekta so razdeljene v območja od A do E. Območja prikazujemo na slikah 7 in 9, pripadajoče vrednosti koeficientov tlaka c_{pe} pa podajamo v preglednici 11.

Pri tem je širina objekta, pravokotna na veter $b = 15,90$ m, širina objekta, vzporedna z vetrom pa $d = 36,60$ m. Odmaknjenost od roba (slika 9) določimo z izrazom:

$$e = \min \left\{ \begin{array}{l} b = 15,90 \text{ m} \\ 2 \cdot h = 18,60 \text{ m} \end{array} \right\} = 15,90 \text{ m}$$

Na sliki 9 s črtkano črto označujemo mejo med poslovnim in skladiščnim delom objekta.

Prerez:



Slika 9: Območja A, B in C na navpični steni, ki je vzporedna s smerjo vetra, za veter v smeri X

Preglednica 11: Obtežba vetra na navpične stene za veter v smer X

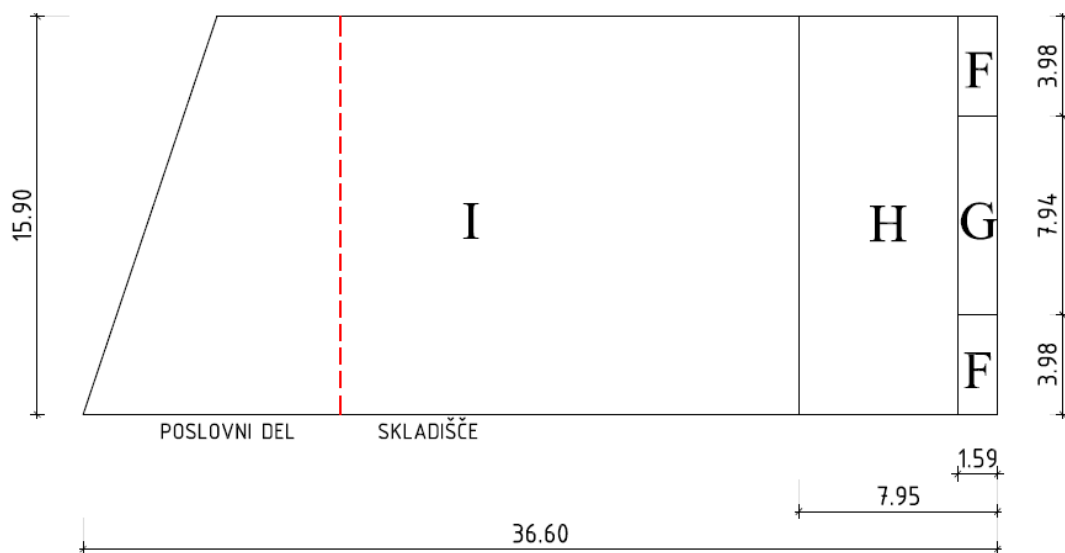
cona	c_{pe}	q_p [kN/m ²]	$c_{pe} \cdot q_p$ [kN/m ²]
A	-1,2 (srk)	0,4	-0,48
B	-0,8 (srk)	0,4	-0,32
C	-0,5 (srk)	0,4	-0,20
D	0,7 (pritisk)	0,4	0,28
E	-0,3 (srk)	0,4	-0,12

- **Sile vetra na ravno streho**

Ravno streho objekta razdelimo v štiri območja (F, G, H in I) z različno obtežbo vetra tako kot prikazujemo na sliki 10. S črtkano črto prikazujemo mejo med poslovnim in

skladiščnim delom objekta. Vrednosti koeficientov tlaka c_{pe} in obtežbe vetra za posamezna območja podajamo v preglednici 12. Dimenzije b , h in e so enake kot pri računu sil vetra na navpične stene.

Tloris strehe:



Slika 10: Območja F, G, H in I na ravni strehi za veter v smeri X

Preglednica 12: Obtežba vetra na ravno streho za veter v smeri X

cona	c_{pe}	q_p [kN/m ²]	$c_{pe} \cdot q_p$ [kN/m ²]
F	-1,8 (srk)	0,4	-0,72
G	-1,2 (srk)	0,4	-0,48
H	-0,7 (srk)	0,4	-0,28
I	-0,2 (srk)	0,4	-0,08
	0,2 (pritisk)	0,4	0,08

3.4.3 Koeficient tlaka c_{pe} in obtežba vetra za veter v smeri Y

V nadaljevanju prikažemo še račun obtežbe vetra na navpičnih stenah in strehi objekta za primer delovanja vetra v smeri Y (glej sliko 8).

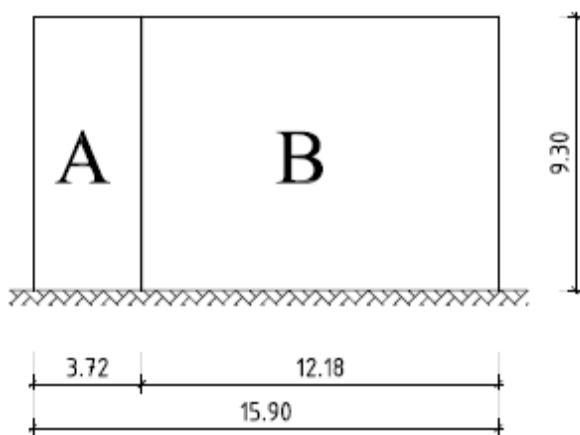
- Sile vetra na navpične stene objekta

Območja A, B, D in E prikazujemo na slikah 11 oziroma 8, vrednosti koeficientov tlaka c_{pe} pa podajamo v preglednici 13.

Pri tem je širina objekta, pravokotna na veter $b = 36,60$ m, širina objekta, vzporedna z vetrom pa $d = 15,90$ m. Odmaknjenost od roba (slika 11) določimo z izrazom:

$$e = \min \left\{ \begin{array}{l} b = 36,60 \text{ m} \\ 2 \cdot h = 18,60 \text{ m} \end{array} \right\} = 18,60 \text{ m}.$$

Prerez:



Slika 11: Območji A in B na navpični steni vzporedni s smerjo vetra za veter v smeri Y

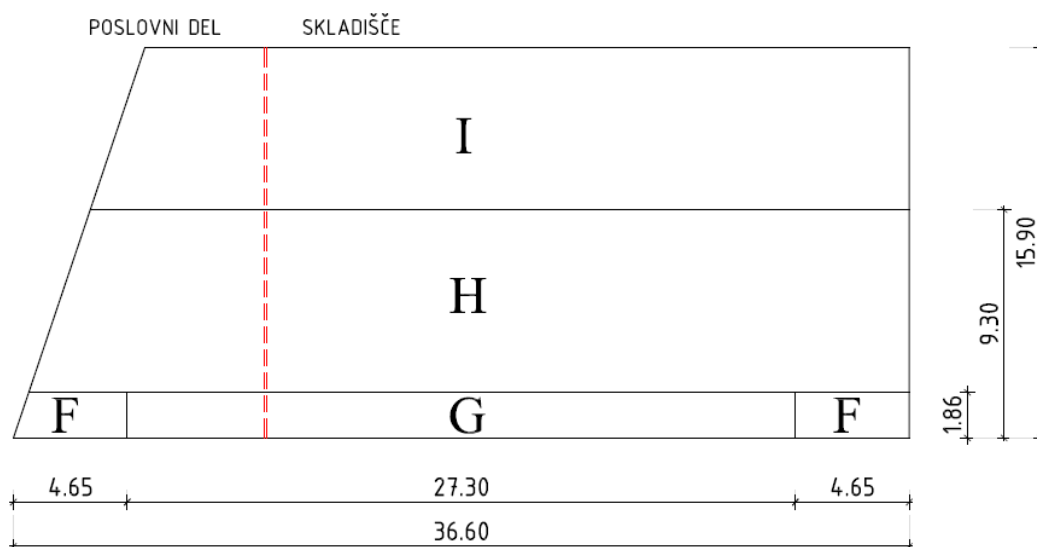
Preglednica 13: Obtežba vetra na navpične stene za veter v smeri Y

cona	c_{pe}	q_p [kN/m ²]	$c_{pe} \cdot q_p$ [kN/m ²]
A	-1,2 (srk)	0,4	-0,48
B	-0,8 (srk)	0,4	-0,432
D	0,75 (pritisk)	0,4	0,30
E	-0,45 (srk)	0,4	-0,18

• **Sile vetra na ravno streho**

Razporeditev območij F, G, H in I na ravni strehi prikazujemo na sliki 12. Vrednosti koeficientov tlaka c_{pe} in obtežbe vetra pa podajamo v preglednici 14. Dimenzije b , h in e so enake kot pri računu sil vetra na navpične stene.

Tloris strehe:



Slika 12: Območja F, G, H in I na ravni strehi za veter v smeri Y

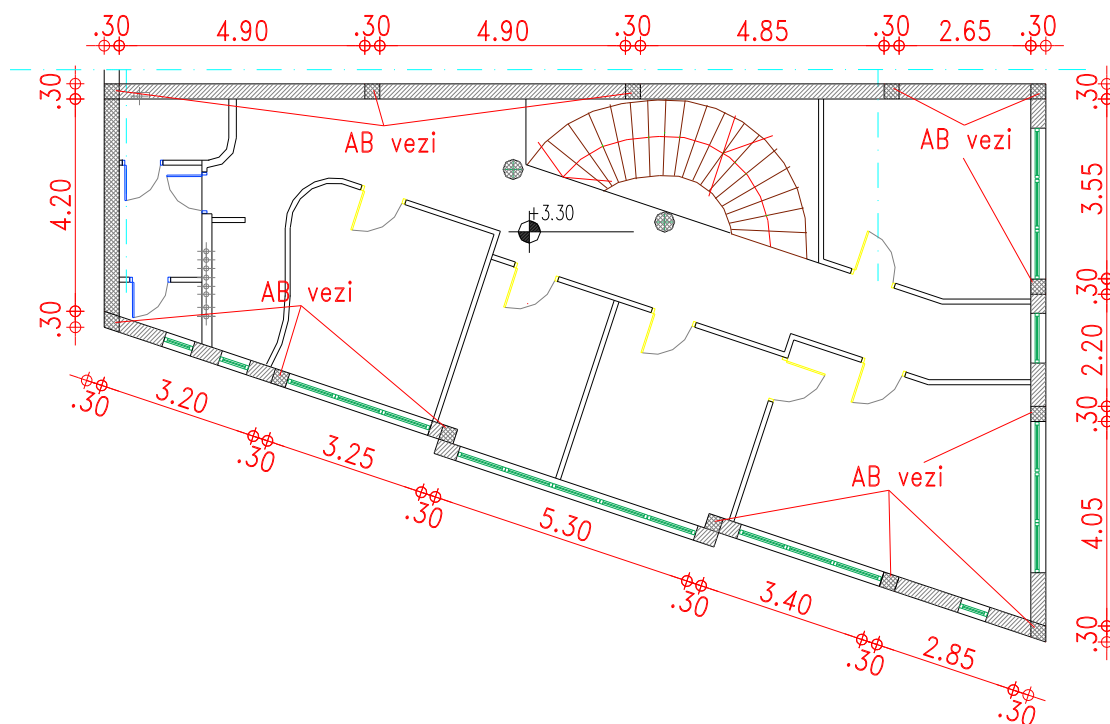
Preglednica 14: Obtežba vetra na ravno streho za veter v smeri Y

cona	c_{pe}	q_p [kN/m ²]	$c_{pe} \cdot q_p$ [kN/m ²]
F	-1,8 (srk)	0,4	-0,72
G	-1,2 (srk)	0,4	-0,48
H	-0,7 (srk)	0,4	-0,28
I	-0,2 (srk)	0,4	-0,08
	0,2 (pritisk)	0,4	0,08

3.5 Vpliv potresa

Obravnavamo le potresni vpliv na skladiščni del objekta, ki je z dilatacijo ločen od poslovnega dela.

Potresno odpornost poslovnega dela objekta zagotavljajo vertikalne in horizontalne AB vezi, ki so razporejene in projektirane skladno z zahtevamo iz standarda SIST EN 1998-1:2005. Vertikalne vezi so izvedene v obodnih zidovih. Razporeditev prikazujemo na sliki 13. Horizontalne vezi so izvedene v ravnini zidu v višini stropa. Prečni prerez vertikalnih in horizontalnih vezi je dimenzij 30/30 cm. Vzdolžna armatura v vezeh je 8 ϕ 14, stremenska pa ϕ 8/7,5/15 cm.



Slika 13: Postavitev vertikalnih vezi v obodnih zidovih poslovnega dela objekta

V nadaljevanju podrobneje prikažemo izračun potresnega vpliva za skladiščni del objekta. Uporabimo modalno analizo s spektri odziva.

3.5.1 Potresni spekter

Vpliv potresa na objekt je posledica premikov tal pri potresu. V okviru standarda SIST EN 1998-1:2005 je potresno gibanje na določenem mestu na površini predstavljeno v obliki elastičnega spektra pospeškov (glej sliko 14). V diplomski nalogi upoštevamo le vodoravni potresni vpliv, ki ga opisujeta dve pravokotni komponenti (X in Y), za katere predpostavimo, da sta neodvisni in predstavljeni z istim elastičnim spektrom.

Sposobnost konstrukcijskega sistema, da prenaša potresne vplive v nelinearnem območju, v splošnem dovoljuje, da pri projektiranju uporabljamo sile, ki so manjše od tistih, ki ustrezajo linearno elastičnemu odzivu. Zato elastično analizo opravimo z

zmanjšanim spektrom odziva, t.i. projektnim spektrom (slika 15). Zmanjšanje izvedemo s pomočjo faktorja obnašanja q .

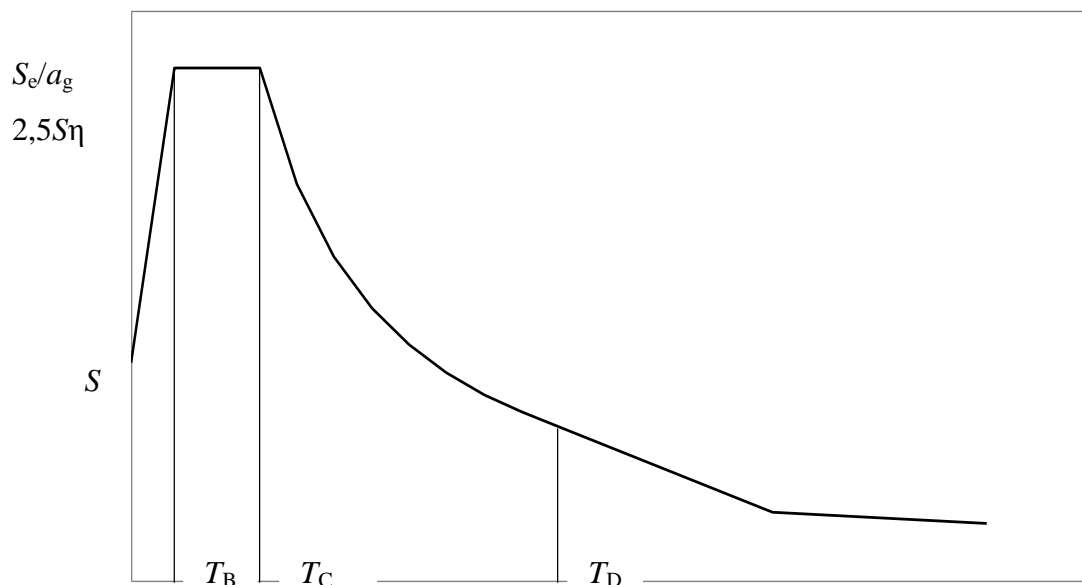
3.5.2 Tip konstrukcije in faktor obnašanja q

Konstrukcijski sistem skladiščnega dela objekta uvrstimo med torzijsko podajne sisteme. Torzijsko podajni sistemi so mešani ali stenasti sistemi, ki nimajo minimalne torzijske togosti. Stavbo uvrstimo v II. kategorijo pomembnosti. V to kategorijo spadajo običajne stavbe.

Stavbo moramo projektirati tako, da ima sposobnost sipanja energije in globalnega duktilnega obnašanja. Glede na sposobnost sipanja energije uvrstimo stavbo v srednji razred duktilnosti (DCM). To pomeni, da moramo stavbo projektirati, dimenzionirati in konstruirati po posebnih določilih za potresnoodporno projektiranje.

Objekt se nahaja v Šempetru pri Novi Gorici. Ocenimo, da so tla, na katerih stoji stavba, tipa B. Profil takšnih tal predstavljajo gost pesek, prod ali zelo toga glina, debeline vsaj nekaj metrov, pri katerih mehanske značilnosti z globino postopoma naraščajo.

Iz karte projektnih pospeškov odčitamo vrednost projektnega pospeška tal, ki je za Novo Gorico $a_g = 0,175 \cdot g$.



Slika 14: Elastični spekter pospeškov

Faktor obnašanja q izračunamo s pomočjo izraza:

$$q = q_o \cdot k_w \geq 1,5 \quad (3.6)$$

kjer je q_o osnovna vrednost faktorja obnašanja in je za torzijsko podajen sistem in stopnjo duktilnost DCM enak 2,0, k_w pa je faktor, ki upošteva prevladujoč način rušenja pri konstrukcijskih sistemih s stenami. Izračuna se z izrazom:

$$k_w = \left(1 + \alpha_o \right)^{-1/3} \leq 1, \text{ vendar ne manj kot } 0,5. \quad (3.7)$$

Pri tem je α_o prevladujoče razmerje med višino in dolžino sten v obravnavanem stenastem konstrukcijskem sistemu. Določimo ga z naslednjo enačbo:

$$\alpha_o = \frac{\sum_i h_{wi}}{\sum_i l_{wi}},$$

kjer je h_{wi} višina i – te stene, l_{wi} pa dolžina i – te stene.

Faktor obnašanja q izračunamo za vsako smer posebej.

Smer X:

$$\sum_i h_{wi} = 6,15 \text{ m}$$

$$\sum_i l_{wi} = 26,30 \text{ m}$$

Ko zgornji vrednosti vstavimo v izraz (3.7) dobimo:

$$k_w = \left(1 + \frac{6,15}{26,30}\right) / 3 = 0,411 \leq 1,0 \Rightarrow k_w = 0,5$$

V nadaljevanju z enačbo (3.6) izračunamo faktor obnašanja za smer X:

$$q_x = 2,0 \cdot 0,5 = 1 \geq 1,5 \Rightarrow q_x = 1,5$$

Smer Y:

$$\sum_i h_{wi} = 6,15 \text{ m}$$

$$\sum_i l_{wi} = 15,90 \text{ m}$$

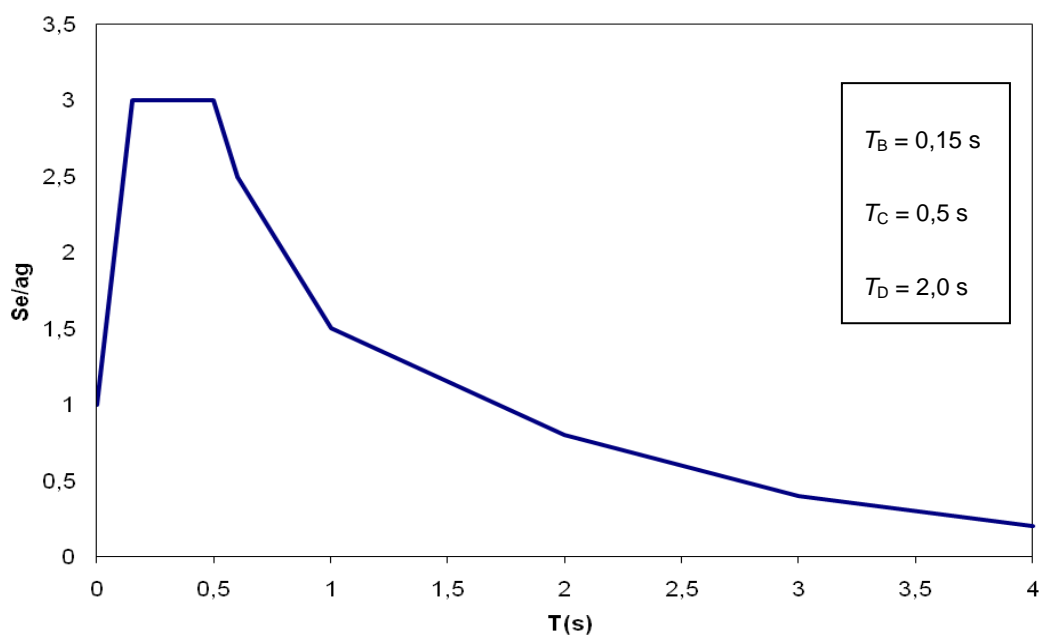
Faktor k_w je:

$$k_w = \left(1 + \frac{6,15}{15,90}\right) / 3 = 0,462 \leq 1,0 \Rightarrow k_w = 0,5$$

S pomočjo enačbe (3.6) izračunamo še faktor obnašanja za smer Y:

$$q_y = 2,0 \cdot 0,5 = 1,0 \geq 1,5 \Rightarrow q_y = 1,5$$

Na sliki 14 prikazujemo projektni spekter pospeškov za obravnavan objekt ($a_g = 0,175 \cdot g$, tla tipa B, $q = 1,5$), ki velja tako za smer X kot Y.



Slika 15: Projektirani spekter pospeškov za obravnavan objekt

3.5.3 Analiza potresnih vplivov na skladiščni del objekta z modalno analizo s spektrom odziva

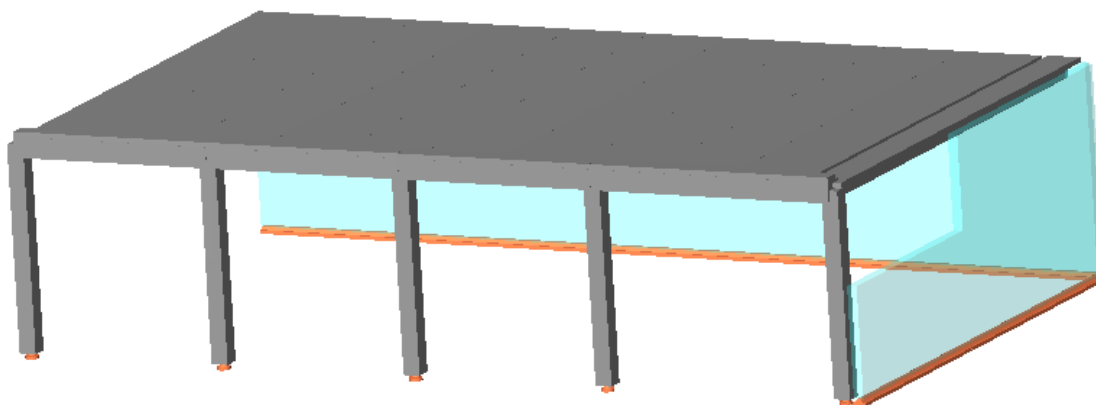
Pri potresni analizi moramo upoštevati vse mase, ki so povezane s težnostnimi silami. Mase, ki izhajajo iz lastnega oziroma stalnega vpliva, upoštevamo s faktorjem 1, mase zaradi spremenljivega vpliva pa upoštevamo z zmanjšanim faktorjem $\varphi \cdot \psi_{2,i}$. Formalno to zapišemo:

$$W = \sum_j G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \varphi \cdot \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}. \quad (3.8)$$

Koeficient φ je odvisen od vrste spremenljivega vpliva. Ker je obravnavana stavba namenjena skladiščni dejavnosti in so njene površine uvrščene v kategorijo E, je $\varphi = 1$. $\psi_{2,i}$ ($i \geq 1$) je faktor za navidezno stalno vrednost spremenljivega vpliva in je prav tako odvisen od kategorije površine. Za površine kategorije E je $\psi_{2,i} = 0,8$ ($i \geq 1$).

Modalno analizo nosilne konstrukcije skladišča s spektrom odziva opravimo s komercialnim računalniškim programom TOWER. Predpostavimo, da je obnašanje konstrukcije linearno elastično. Uporabimo prostorski model. Za strešno ploščo – le ta je motažna predpostavimo, da deluje kot vodoravna diafragma, ki prenaša vztrajnostne sile na navpične konstrukcijske elemente. Predpostavimo, da imajo stropovi neskončno togost v svoji ravnini. Mase koncentriramo v težišču vsake etaže. Pri določanju elastične upogibne in strižne togosti nosilnih elementov upoštevamo vpliv razpokanosti prečnih prerezov, in sicer tako, da v računu vzamemo polovično vrednost upogibne in strižne togosti nerazpokanega elementa.

Prostorski računski model konstrukcije skladiščnega dela objekta prikazujemo na sliki 16.



Slika 16: Prostorski model konstrukcije v programu TOWER

V preglednici 15 podajamo mase po višini skladiščnega dela objekta.

Preglednica 15: Mase v težiščih posameznih etaž.

Etaža oziroma stropna konstrukcija	Z [m]	težišče mase		Masa [t]
		X [m]	Y [m]	
Streha	6,50	12,84	7,08	207,28
Skupno:	6,50	12,84	7,08	207,28

V preglednici 16 pa podajamo izračunane nihajne čase nosilne konstrukcije skladiščnega dela objekta ter pripadajoče smeri.

Preglednica 16: Nihajni časi konstrukcije

No	T [s]	f [Hz]	smeri
1	0,3883	2,5755	Z
2	0,2473	4,0437	Z
3	0,1591	6,2871	Z

Vpliv naključne torzije zaradi negotovosti, povezanih s položajem mas in s prostorskim spreminjanjem potresnega gibanja, določimo kot ovojnico rezultatov, pri kateri obtežbo predstavljajo torzijski momenti M_{ai} okrog navpične osi v i -ti etaži:

$$M_{ai} = e_{ai} \cdot F_i \quad (3.9)$$

Pri tem je e_{ai} naključna ekscentričnost mase v etaži i za vse ustrezne smeri in F_i vodoravna sila v etaži i .

$$e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i \quad (3.10)$$

V nadaljevanju prikazujemo izračun vpliva naključne torzije na enoetažni skladiščni del objekta ($i = 1$) za smer X in Y.

$$\text{Smer X: } e_x = \pm 0,05 \cdot L_x = \pm 0,05 \cdot 15,0$$

$$e_x = \pm 0,75 \text{ m}$$

$$M_x = e_x \cdot F_x = \pm 0,75 \cdot 224,46$$

$$M_x = \pm 168,35 \text{ kNm}$$

$$\text{Smer Y: } e_y = \pm 0,05 \cdot L_y = \pm 0,05 \cdot 26,30$$

$$e_y = \pm 1,315 \text{ m}$$

$$M_y = e_y \cdot F_y = \pm 1,315 \cdot 383,60$$

$$M_y = \pm 503,12 \text{ kNm}$$

4 NAČELA PROJEKTIRANJA NA MEJNA STANJA

Med projektiranjem konstrukcije moramo preveriti, ali so mejna stanja presežena v katerem koli od ustreznih projektnih stanj. Pri tem pa v računskem modelu upoštevamo projektne vrednosti vplivov ter projektne vrednosti lastnosti uporabljenih materialov.

4.1 Projektne vrednosti

4.1.1 Projektne vrednosti vplivov

Projektna vrednost vpliva F_d je določena s splošnim izrazom:

$$F_d = \gamma_f \cdot \psi \cdot F_k, \quad (4.1)$$

kjer je F_k karakteristična vrednost vpliva, γ_f je delni faktor, ki upošteva možnost neugodnih odklonov vpliva od reprezentativnih vrednosti, ψ pa je faktor, ki je enak 1, ψ_0 , ψ_1 ali ψ_2 .

4.1.2 Projektne vrednosti lastnosti materialov

Projektno vrednost X_d lastnosti materialov izrazimo v splošni obliki:

$$X_d = \eta \cdot X_k / \gamma_m, \quad (4.2)$$

kjer je X_k karakteristična vrednost lastnosti materiala, η je srednja vrednost faktorja pretvorbe, γ_m pa je delni faktor lastnosti materiala.

4.2 Mejna stanja nosilnosti

Pri mejnem stanju nosilnosti moramo preveriti varnost napram poružitvi ali prevelikih deformacij prereza oziroma konstrukcije ali njenega dela. Formalno to zapišemo z zahtevo:

$$E_d \leq R_d, \quad (4.3)$$

kjer je E_d projektna vrednost učinkov vplivov (notranje sile in momenti), R_d pa je projektna vrednost pripadajoče odpornosti.

Projektno vrednost učinkov vplivov E_d določimo s kombiniranjem vrednosti vplivov. V nadaljevanju prikazujemo kombinacijo vplivov za stalna projektna stanja (osnovne kombinacije) ter kombinacije vplivov za potresna projektna stanja. Posamezne vplive smo podrobneje predstavili v 3.poglavju.

4.2.1 Kombinacije vplivov za stalna projektna stanja (osnovne kombinacije)

V skladu s standardom SIST EN 1990: 2004 se osnovne kombinacije vplivov izrazijo kot:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}. \quad (4.4)$$

Pri tem je $G_{k,j}$ j -ti stalni vpliv, $Q_{k,1}$ je prevladujoč spremenljivi vpliv, $Q_{k,i}$ ($i \geq 1$) pa so drugi spremenljivi vplivi. Faktor $\gamma_{G,j}$ je delni faktor za j -ti stalni vpliv ($\gamma_{G,j} = 1,35$ oz. $1,0$), $\gamma_{Q,1}$ je delni faktor za prevladujoč spremenljivi vpliv ($\gamma_{Q,1} = 1,5$ oz. 0), $\gamma_{Q,i}$ je delni faktor za i -ti spremenljivi vpliv ($i \geq 1$), $\psi_{0,i}$ pa je faktor za kombinacijsko vrednost i -tega vpliva. Indeks $()_k$ označuje karakteristične vrednosti vplivov.

V preglednici 17 prikazujemo upoštevane vplive za stalna projektna stanja. V zadnjem stolpcu podajamo vrednosti faktorjev ψ_0 , ki pripadajo posameznemu spremenljivemu vplivu.

Preglednica 17: Vplivi za stalna projektna stanja

oz. vpliva	vrsta vpliva	opis	ψ_0
I	stalni (G_k)	lastna teža + stalna obtežba	/
II	stalni (G_k)	lastna teža kovinskega nadstreška	/
III	spremenljivi (Q_k)	koristna obtežba kategorija B	0,7
IV	Spremenljivi (Q_k)	koristna obtežba kategorija H	0
V	spremenljivi (Q_k)	obtežba snega	0,5
VI	spremenljivi (Q_k)	vpliv vetra v X smeri	0,6
VII	spremenljivi (Q_k)	vpliv vetra v Y smeri	0,6
VIII	spremenljivi (Q_k)	vpliv zemeljskega pritiska	/

4.2.1.1 Kombinacije vplivov za skladiščni del objekta

V nadaljevanju v preglednici 18 prikazujemo kombinacije vplivov I do VIII za stalna projektna stanja za skladiščni del objekta, ki jih tvori programom TOWER.

Preglednica 18: Kombinacije vplivov za stalna projektna stanja za skladiščni del objekta

kombinacije vplivov	I	II	IV	V	VI	VII	VIII
Ks1	1,35	1,35	1,5				
Ks2	1,35	1,35		1,5			
Ks3	1,35	1,35			1,5		
Ks4	1,35	1,35				1,5	
Ks5	1,35	1,35	1,5	1,5·0,5	1,5·0,6		
Ks6	1,35	1,35	1,5	1,5·0,5		1,5·0,6	
Ks7	1,35	1,35	1,5				1,5

4.2.1.2 Kombinacije vplivov za za poslovni del objekta

a.) Kombinacije za strešno ploščo

V preglednici 19 prikazujemo kombinacije vplivov I do VII za stalna projektna stanja za strešno ploščo poslovnega dela objekta, ki jih tvori program TOWER.

Preglednica 19: Kombinacije vplivov za stalna projektna stanja za strešno ploščo poslovnega dela objekta

kombinacije vplivov	I	IV	V	VI	VII
Kp1	1,35	1,5			
Kp2	1,35	1,5	1,5·0,5	1,5·0,5	

...se nadaljuje

...nadaljevanje

kombinacije vplivov	I	IV	V	VI	VII
Kp3	1,35	1,5	1,5·0,5		1,5·0,5
Kp4	1,35		1,5		
Kp5	1,35			1,5	
Kp6	1,35				1,5

b.) Kombinacije za ploščo nad 1. nadstropjem

V preglednici 20 prikazujemo kombinacije vplivov za stalna projektna stanja za ploščo nad 1.nadstropjem za poslovni del objekta.

Preglednica 20: Kombinacije vplivov za stalna projektna stanja za ploščo nad 1.nadstropjem v poslovnem delu objekta

kombinacije vplivov	I	III
Kp7	1,35	1,5
Kp8	1,35	1,5·0,7

c.) Kombinacije za ploščo nad pritličjem

V preglednici 21 prikazujemo še kombinacije vplivov za stalna projektna stanja za ploščo nad pritličjem.

Preglednica 21: Kombinacije vplivov za stalna projektna stanja za ploščo nad pritličjem
za poslovni del objekta

kombinacije vplivov	I	III
Kp9	1,35	1,5
Kp10	1,35	1,5·0,7

4.2.2 Kombinacije vplivov za potresna projektna stanja za skladiščni del objekta

V nadaljevanju podajamo še kombinacije vplivov za potresna projektna stanja. V skladu s standardom SIST EN 1990: 2004 se kombinacija izrazi kot:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4.5)$$

Pri tem A_{Ed} predstavlja projektno vrednost vpliva potresa, $\psi_{2,i}$ pa je faktor za navidezno stalno vrednost i -tega spremenljivega vpliva ($i \geq 1$). Pomen preostalih oznak je enak kot v enačbi (4.4).

V preglednici 22 prikazujemo upoštewane vplive za potresna projektna stanja ter pripadajoče vrednosti faktorja ψ_2 .

Preglednica 22: Upoštevani vplivi v potresnih projektnih stanjih za skladiščni del objekta

oz. vpliva	vrsta vpliva	opis	ψ_2
I	stalni (G_k)	lastna teža + stalna obtežba	/
II	stalni (G_k)	lastna teža kovinskega nadstreška	/
III	spremenljivi (Q_k)	koristna obtežba	0

...se nadaljuje

...nadaljevanje

oz. vpliva	vrsta vpliva	opis	ψ_2
IV	spremenljivi (Q_k)	obtežba snega	0
V	spremenljivi (Q_k)	vpliv vetra v X smeri	0
VI	spremenljivi (Q_k)	vpliv vetra v Y smeri	0
VII	potresni (A_{Ed})	vpliv potresa v smeri X	/
VIII	potresni (A_{Ed})	vpliv potresa v smeri Y	/

V nadaljevanju v preglednici 23 prikazujemo še kombinacije vplivov od I do VIII za potresna projektna stanja. V splošnem moramo upoštevati, da vodoravni komponenti potresnega vpliva delujeta istočasno. Vodoravni komponenti zato kombiniramo na naslednji način:

$$a) A_{Edx} + 0,3 \cdot A_{Edy} \quad \text{oz. iroma} \quad (4.6)$$

$$b) 0,3 \cdot A_{Edx} + A_{Edy}, \quad (4.7)$$

kjer je A_{Edx} oz. iroma A_{Edy} učinek potresnega vpliva zaradi delovanja potresnega vpliva v X oz. iroma Y smeri konstrukcije.

Preglednica 23: Kombinacije vplivov za potresna projektna stanja za skladiščni del objekta

kombinacije vplivov	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII
Ks8	1,0	1,0					1,0	0,3
Ks9	1,0	1,0					0,3	1,0

V mejnih stanjih nosilnosti je vrednost delnega faktorja γ_m za beton $\gamma_c = 1,5$, za jeklo za armiranje pa $\gamma_s = 1,15$.

4.3 Mejna stanja uporabnosti

V mejnih stanjih uporabnosti moramo preveriti pogoj:

$$E_d \leq C_d \quad (4.8)$$

kjer je E_d projektna vrednost učinkov vplivov, C_d pa je projektna vrednost ustreznega kriterija uporabnosti.

4.3.1 Kombinacije vplivov za mejno stanje uporabnosti

V skladu s standardom SIST EN 1990: 2004 se kombinacije vplivov določene z naslednjimi izrazi:

(a) karakteristična kombinacija:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4.9)$$

(b) pogosta kombinacija:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4.10)$$

(c) navidezno stalna kombinacija:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4.11)$$

$\psi_{2,i}$ je faktor za navidezno stalno vrednost spremenljivega vpliva. Pomen preostalih oznak je enak kot v enačbi (4.4) oziroma (4.5).

4.3.1.1 Kombinacije vplivov za skladiščni del objekta

V preglednici 24 prikazujemo kombinacije vplivov I do VIII (glej preglednico 17) za navidezno stalno kombinacijo vplivov.

Preglednica 24: Navidezno stalna kombinacija vplivov za mejno stanje uporabnosti za skladiščni del objekta

kombinacije vplivov	I	II	IV	V	VI	VII	VIII
Ks10	1,0	1,0					

4.4 Določitev krovnega sloja betona

Nazivni krovni sloj betona je določen kot najmanjši krovni sloj c_{nom} , povečan za dovoljeno projektno odstopanje (priporočena vrednost je 10 mm). Formalno to zapišemo:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = c_{min} + 10 \text{ mm}$$

Za najmanjši krovni sloj c_{min} moramo upoštevati večjo izmed vrednosti, in sicer:

$$c_{min} = \max \left\{ c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ mm} \right\}.$$

Pri tem je $c_{min,b}$ najmanjša debelina krovnega sloja glede na zahteve sprijemnosti in je za posamično razvrstitev palic kar enaka premeru palice, $c_{min,dur}$ je najmanjša debelina krovnega sloja glede na pogoje okolja. Obravnavano konstrukcijo uvrstimo v razred izpostavljenosti XC1 – suho okolje (betoni v stavbah z nizko vlažnostjo zraka). Priporočen razred konstrukcije za projektno življensko dobo 50 let pa je S4. S pomočjo preglednice 4.4N v SIST EN 1992-1-1: 2005 odčitamo $c_{min,dur} = 15 \text{ mm}$. $\Delta c_{dur,\gamma}$ v enačbi (4.7) je dodatni varnostni sloj (priporočena vrednost je 0 mm), $\Delta c_{dur,st}$ predstavlja

zmanjšanje najmanjše debeline krovne plasti pri uporabi nerjavečega jekla (priporočena vrednost brez podrobnih pojasnil je 0 mm), $\Delta c_{\text{dur,add}}$ pa predstavlja zmanjšanje debeline krovne plasti pri uporabi dodatne zaščite. Priporočena vrednost je $\Delta c_{\text{dur,add}} = 0$ mm.

Ob predpostavki, da je premer največje armaturne palice $\emptyset 20$, znaša nazivni krovni sloj betona glej zgornji enačbi:

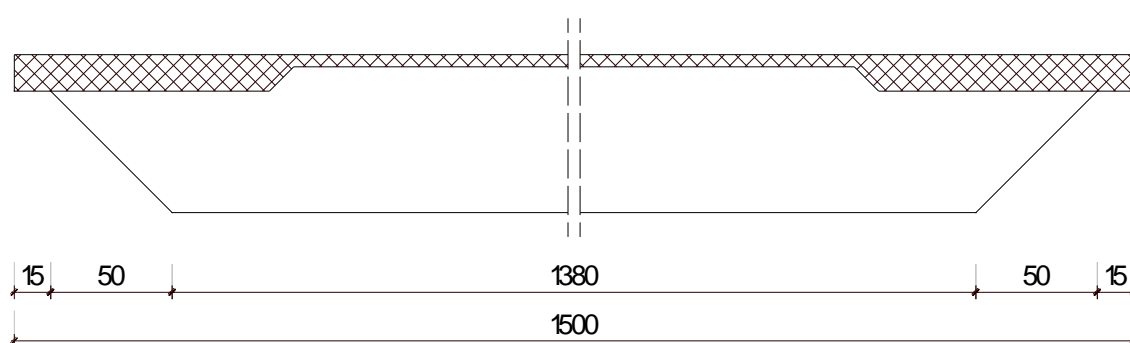
$$c_{\text{min}} = \max \{ 20; 15 + 0 - 0 - 0; 10 \} \rightarrow c_{\text{min}} = 20 \text{ mm}$$

$$c_{\text{nom}} = c_{\text{min}} + \Delta c_{\text{dev}} = 20 + 10 = 30 \text{ mm}$$

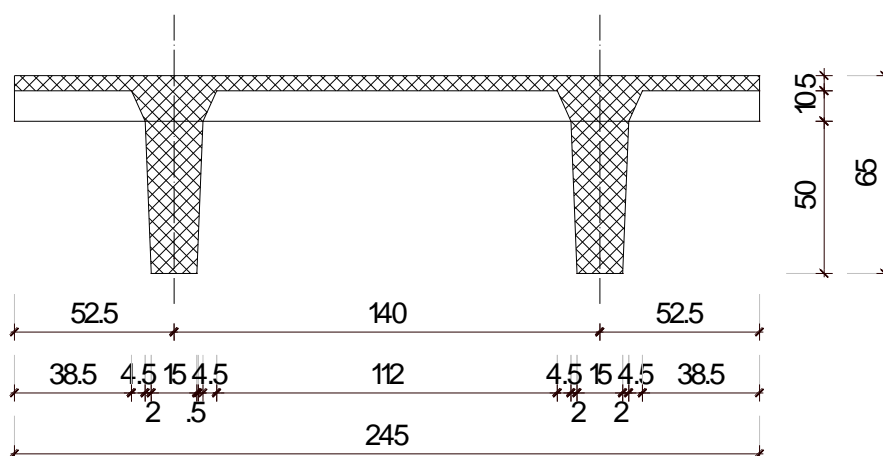
5 PROJEKTIRANJE STREŠNE KONSTRUKCIJE SKLADIŠČA

5.1 Zasnova

Strešno konstrukcijo skladišča sestavljajo AB masivne π plošče, nosilne le v eni smeri. Višina plošče je 65 cm. Na sliki 17 prikazujemo vzdolžni prerez plošče, na sliki 18 pa prečni prerez.



Slika 17: Vzdolžni prerez π plošče (dimenzije so v cm)



Slika 18: Prečni prerez π plošče (dimenzije so v cm)

5.2 Projektiranje na mejna stanja nosilnosti

5.2.1 Obremenitev

Obremenitve plošče smo izračunali s programom TOWER. Upoštevali smo kombinacije vplivov skladno s poglavjem 4.2.1.1. Največji upogibni moment je v prečnem prerezu na sredini razpona plošče in je $M_{d,max} = 219,02$ kNm/m, največja prečna sila pa v prečnem prerezu ob podpori in je $V_{d,max} = 58,02$ kN/m.

5.2.2 Dimenzioniranje rebra plošče na upogibno obremenitev

Obravnavamo nosilec s prečnim prerezom T oblike. Pri dimenzioniranju vzdolžne armature nosilcev T oblike moramo skladno s standardom SIST EN 1992-1-1:2005 izračunati sodelujočo širino pasnice, za katero se po širini privzame konstantna napetost. Sodelujočo širino pasnice b_{eff} izračunamo z izrazom:

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \quad (5.1)$$

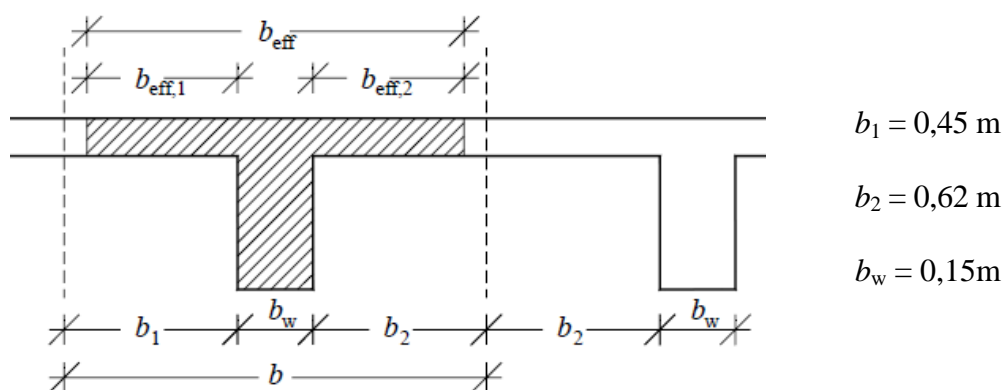
$$\text{kjer je: } b_{eff,i} = 0,2b_i + 0,1l_0 \leq 0,2l_0, \quad (5.2)$$

pri tem pa moramo dodatno izpolniti pogoj:

$$b_{eff,i} \leq b_i. \quad (5.3)$$

Pomen oznak v enačbah (5.1) - (5.3) prikazujemo na sliki 19. Sodelujoča širina pasnice temelji na medsebojni razdalji ničelnih momentnih točk l_0 . Za obravnavano ploščo je razdalja l_0 kar enaka razponu plošče L :

$$l_0 = L = 15 \text{ m}$$



Slika 19: Geometriški parametri sodelujoče širine tlačne plošče

V nadaljevanju podajamo izračun sodelujočih širin $b_{\text{eff},i}$, ki nastopajo v enačbi (5.2):

$$b_{\text{eff},i} = 0,2b_i + 0,1l_0 \leq 0,2l_0 \rightarrow b_{\text{eff},1} = 0,2b_1 + 0,1l_0 \leq 0,2l_0$$

$$b_{\text{eff},1} = 0,2 \cdot 0,45 + 0,1 \cdot 15 \leq 0,2 \cdot 15$$

$$b_{\text{eff},1} = 1,59 \text{ m} \leq 3,0 \text{ m}$$

$$b_{\text{eff},i} = 0,2b_i + 0,1l_0 \leq 0,2l_0 \rightarrow b_{\text{eff},2} = 0,2b_2 + 0,1l_0 \leq 0,2l_0$$

$$b_{\text{eff},2} = 0,2 \cdot 0,62 + 0,1 \cdot 15 \leq 0,2 \cdot 15$$

$$b_{\text{eff},2} = 1,62 \text{ m} \leq 3,0 \text{ m}$$

Preverimo še pogoj (5.3):

$$b_{\text{eff},1} \leq b_1 : 1,59 \text{ m} \leq 0,45 \text{ m} \rightarrow b_{\text{eff},1} = 0,45 \text{ m}$$

$$b_{\text{eff},2} \leq b_2 : 1,62 \text{ m} \leq 0,62 \text{ m} \rightarrow b_{\text{eff},2} = 0,62 \text{ m}$$

Rezultate vstavimo v enačbo (5.1) in dobimo sodelujočo širino pasnice π plošče:

$$b_{\text{eff}} = \sum b_{\text{eff},i} + b_w = 0,45 \text{ m} + 0,62 \text{ m} + 0,15 \text{ m} = 1,22 \text{ m}.$$

Potrebno količino vzdolžne armature v rebri π plošče določimo s pomočjo interakcijskega diagrama mejne nosilnosti prečnega prereza T-oblike z naslednjimi geometrijskimi parametri:

$$\delta = \frac{a}{h} = \frac{6}{65} \rightarrow \delta = 0,09$$

$$k = 0,2$$

$$\frac{b_0}{b_{\text{eff}}} = \frac{15}{122} = 0,123$$

$$\frac{h_0}{h} = \frac{5}{65} = 0,077$$

Normirani obremenitvi prečnega prereza sta:

$$n_d = 0$$

$$m_d = \frac{M_{d,\text{max}}}{f_{\text{cd}} \cdot A_{\text{cb}} \cdot h \cdot \frac{1}{b_{\text{eff}}}} = \frac{219,02}{2,67 \cdot 1697,5 \cdot 65 \cdot \frac{1}{122}} = 0,091$$

Pri tem je $A_{\text{cb}} = 1697,50 \text{ cm}^2$ ploščina prečnega prereza.

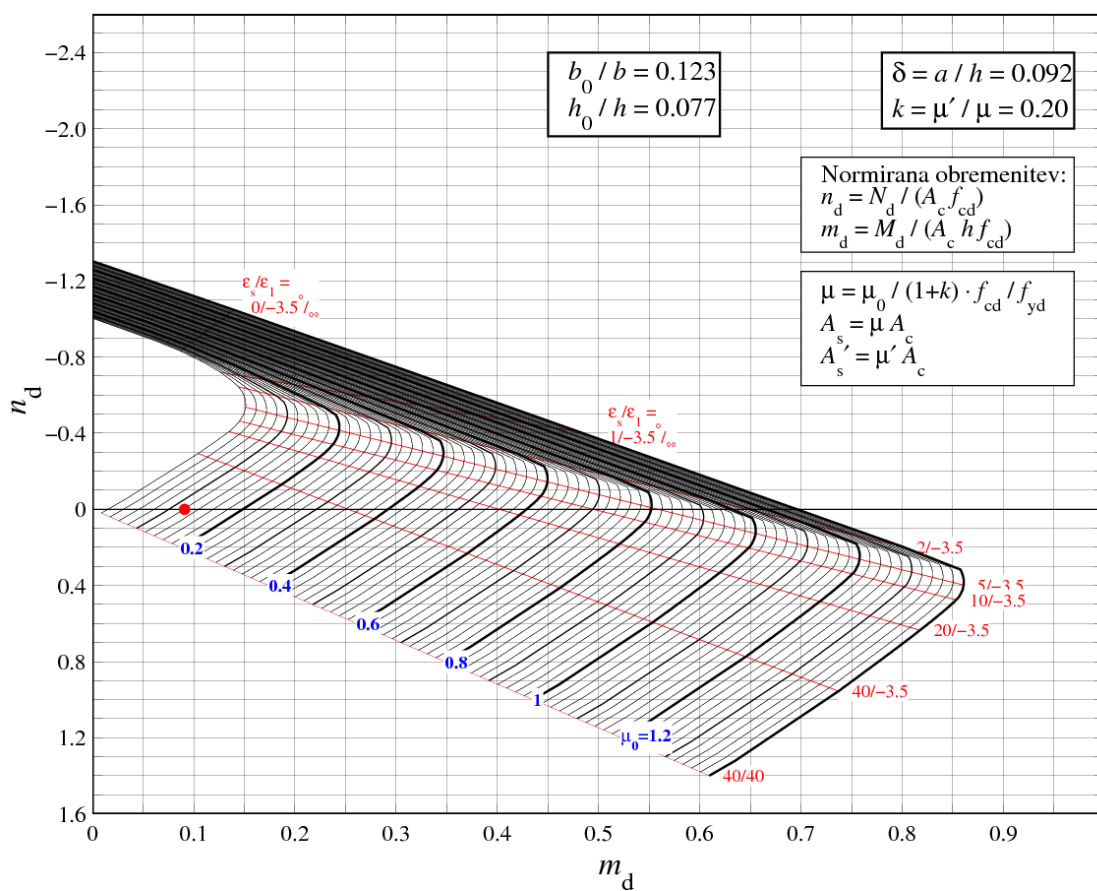
Iz interakcijskega diagrama odčitamo normirano stopnjo potrebne vzdolžne armature μ_0 , kar prikazujemo na sliki 20. Odčitek je:

$$\mu_0 = 0,12$$

Potrebno količino natezne armature A_s in tlačne armature A_s' pa izračunamo z naslednjima izrazoma:

$$A_s = \frac{\mu_0}{1+k} \cdot \frac{\alpha f_{\text{cd}}}{f_{\text{yd}}} \cdot A_{\text{cb}} = \frac{0,12}{1+0,2} \cdot \frac{2,67}{43,48} \cdot 1697,5 = 10,42 \text{ cm}^2/\text{rebro}$$

$$A_s' = A_s \cdot k = 10,42 \cdot 0,2 = 2,08 \text{ cm}^2/\text{rebro}$$



Slika 20: Interakcijski diagram mejne nosilnosti prečnega prereza π plošče

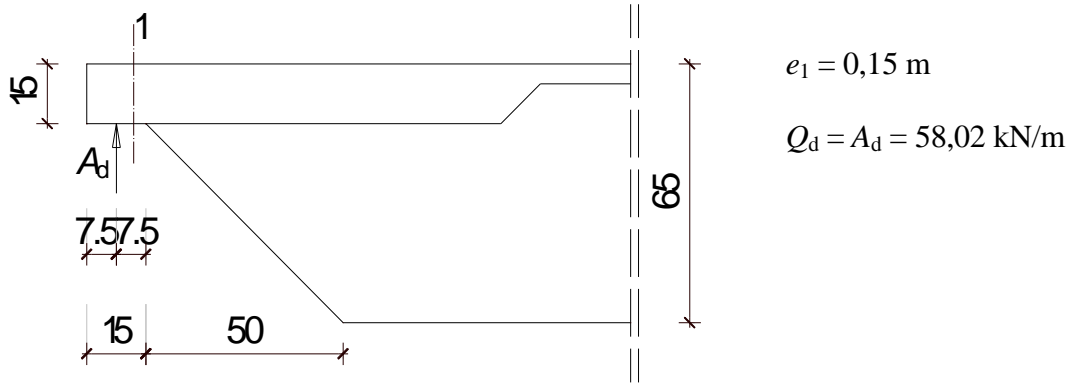
Izberemo naslednjo vzdolžno armaturo:

spodnja armatura: $4\Phi 22$ ($A_{s,dej} = 15,21 \text{ cm}^2/\text{rebri}$)

zgornja armatura: $2\Phi 14$ ($A'_{s,dej} = 3,08 \text{ cm}^2/\text{rebri}$)

5.2.3 Dimenzioniranje plošče v območju ležišča na upogibno obremenitev

Na sliki 21 prikazujemo geometrijske podatke plošče v območju ležišča



Slika 21: Ležišče π plošče

Dimenzioniramo prečni prerez 1-1 na upogibno obremenitev M_d :

$$M_d = Q_d \cdot \frac{e_1}{2} = 58,02 \cdot \frac{0,15}{2} = 4,35 \text{ kNm/m}$$

Potrebno količino vzdolžne armature v plošči izračunamo s pomočjo interakcijskega diagrama mejne nosilnosti prečnega prereza pravokotne oblike z naslednjimi geometrijskimi parametri:

$$\delta = \frac{a}{h} = \frac{4}{15} = 0,267 \text{ in}$$

$$k = 0$$

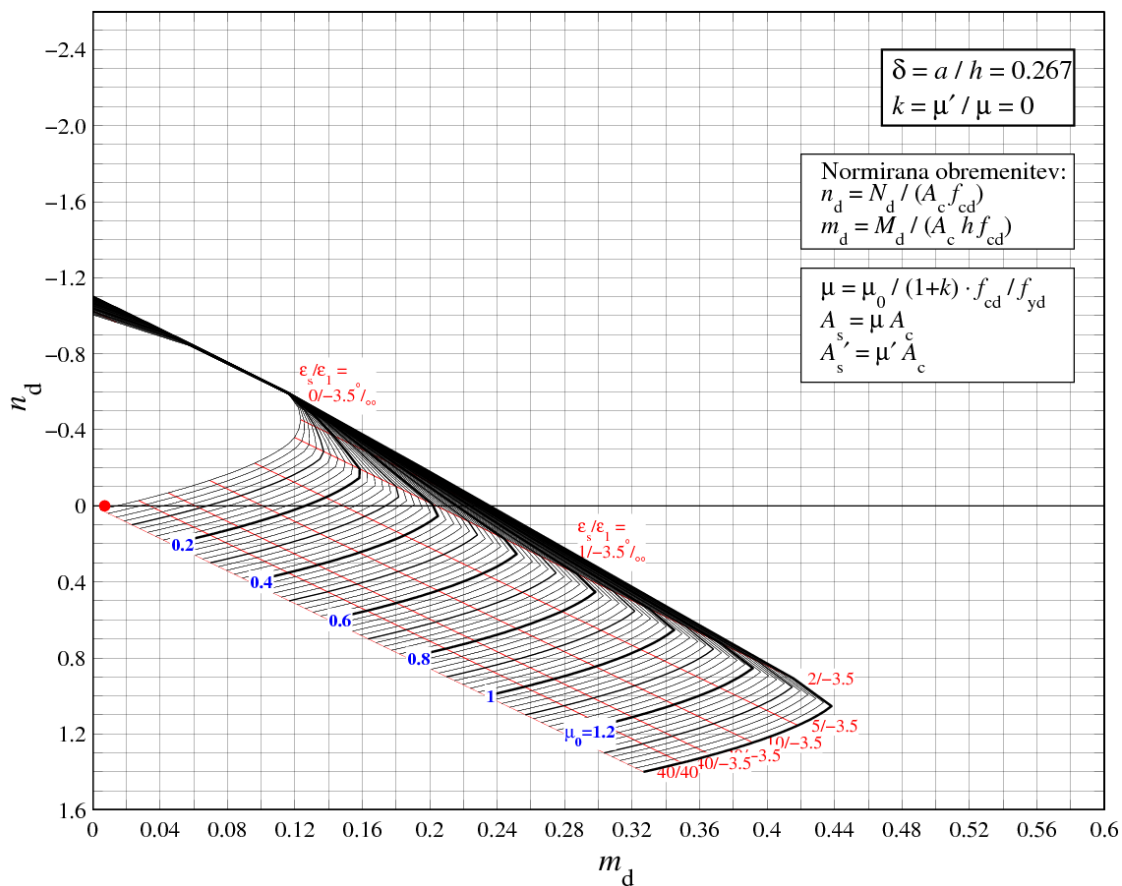
Normirani obremenitvi prečnega prereza sta:

$$n_d = 0 \text{ in}$$

$$m_d = \frac{M_d}{f_{cd} \cdot A_c \cdot h} = \frac{435}{2,67 \cdot 1500 \cdot 15} = 0,0072$$

Iz interakcijskega diagrama odčitamo normirano stopnjo potrebne vzdolžne armature μ_0 , kar prikazujemo na sliki 22. Odčitek je:

$$\mu_0 = 0,02$$



Slika 22: Interakcijski diagram mejne nosilnosti prečnega prereza pravokotne oblike

Potrebno količino natezne armature A_s izračunamo z naslednjima izrazom:

$$A_s = \frac{\mu_0}{1+k} \cdot \frac{\alpha f_{cd}}{f_{yd}} \cdot A_c = \frac{0,02}{1+0} \cdot \frac{2,67}{43,48} \cdot 1500 = 1,84 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Preverimo še pogoj minimalne armature:

$$A_{s,\min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d \geq 0,0013 \cdot b \cdot d = 0,26 \frac{0,35}{43,48} \cdot 100 \cdot 15 \geq 0,0013 \cdot 100 \cdot 15$$

$$A_{s,\min} = 3,13 \text{ cm}^2/\text{m} \geq 1,95 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Na osnovi dobljenih rezultatov izberemo armaturo v plošči:

$$\Phi 10/15 \text{ cm } (A_{s,\text{dej}} = 3,93 \text{ cm}^2/\text{m})$$

5.2.4 Dimenzioniranje plošče v območju ležišča na strižno obremenitev

V kolikor je projektna prečna sila $V_{Ed} = 58,02 \text{ kN/m}$ v obravnavanem prečnem prerezu manjša od projektne strižne odpornosti elementa brez strižne armature $V_{Rd,c}$, strižna armatura računsko ni potrebna. V tem primeru predvidimo vsaj minimalno prečno armaturo. Projektna strižna odpornost $V_{Rd,c}$ skladno s standardom SIST EN 1992-1-1:2005, je:

$$V_{Rd,c} = \left[V_{Rd,c} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho \cdot f_{ck} \right)^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b \cdot d \geq \left[k_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b \cdot d \quad (5.4)$$

pri čemer je vrednost posameznih spremenljivk sledeča:

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

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

$$f_{ck} = 40 \text{ MPa}$$

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

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d \text{ (mm)}}} \leq 2,0 \rightarrow k = 1 + \sqrt{\frac{200}{110}} = 2,35 > 2,0 \rightarrow k = 2,0$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} \leq 0,02 \quad \rightarrow \quad \rho = \frac{3,93}{100 \cdot 11} = 0,0036 \leq 0,02 \quad \rightarrow \quad \rho = 0,0036$$

$$v_{\min} = 0,035 \cdot k^{2/3} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,35$$

Torej:

$$V_{Rd,c} = \left[k \cdot \left(100 \cdot \rho \cdot f_{ck} \right)^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b \cdot d \geq \left(v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b \cdot d$$

$$V_{Rd,c} = \left[1,2 \cdot 2,0 \cdot \left(100 \cdot 0,0036 \cdot 40 \right)^{1/3} + 0 \cdot 1000 \right] \cdot 110 \geq \left(0,35 + 0 \right) \cdot 1000 \cdot 110$$

$$V_{Rd,c} = 64,065 \text{ kN} \geq 38,50 \text{ kN}$$

Ker je $V_{Rd,c} > V_{Ed} \rightarrow 64,065 \text{ kN} > 58,02 \text{ kN}$ zadostuje minimalna strižna armatura.

Določimo jo s pomočjo pogoja:

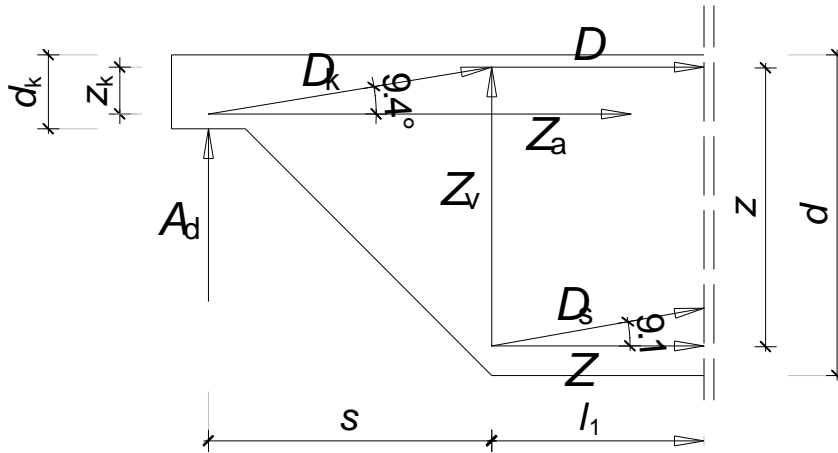
$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w \cdot \sin \alpha} \geq \rho_{w,\min} = \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}} \left[\frac{\text{MPa}}{\text{MPa}} \right]}{f_{yk} \left[\frac{\text{MPa}}{\text{MPa}} \right]} \quad (5.5)$$

Stremena $\Phi 8/20\text{cm}$ ($(A_{sw}/s)_{dej} = 2,51 \text{ cm}^2/\text{m}$) izpolnjujejo pogoj (5.5).

5.2.5 Dimenzioniranje ležišča plošče z uporabo modelov z razporami in vezmi

Skladno s standardom SIST EN 1992-1-1:2006 lahko dimenzioniramo in detajliramo nezvezna območja v mejnem stanju nosilnosti s pomočjo modelov z razporami in vezmi. Ti modeli so sestavljeni iz tlačnih razpor, ki predstavljajo polje tlačnih napetosti, in iz vezi, ki predstavljajo natezno armaturo, ter iz povezovalnih vozlišč. Sile v elementih modela določimo na podlagi ravnotežja z obtežbo v mejnem stanju nosilnosti. Ležišče π plošče modeliramo s pomočjo dveh modelov, ki jih povzamemo po literaturi Vorlesung uber Massivbau.

Model 1:



$$d_k = 15 \text{ cm}$$

$$z_k = 9,5 \text{ cm}$$

$$z = 56,5 \text{ cm}$$

$$s = 57,5 \text{ cm}$$

$$l_1 = 347,3 \text{ cm}$$

$$\alpha = 9,4^\circ$$

$$\beta = 9,1^\circ$$

Slika 23: Prvi model z razporami in vezmi

$$A_d = V_d \cdot b_{\text{eff}} = 58,02 \cdot 1,22 = 70,78 \text{ kN}$$

Sile v elementih 1.modela izračunamo s pomočjo naslednjih enačb:

$$Z_a = A_d \cdot \text{ctg} \alpha = 70,78 \cdot \text{ctg} 9,4^\circ = 427,55 \text{ kN}$$

$$D_k = -\frac{A_d}{\sin \alpha} = -\frac{70,78}{\sin 9,4^\circ} = -433,37 \text{ kN}$$

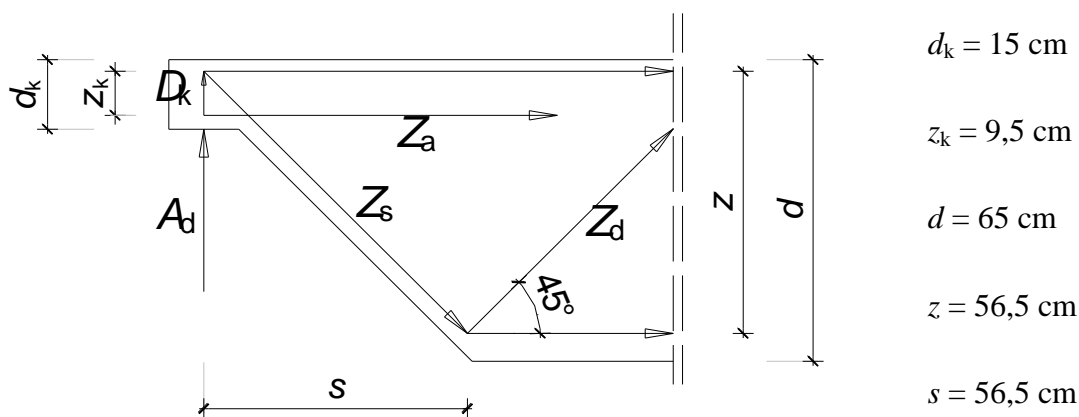
$$Z_v = -D_k \cdot \sin \alpha = 433,37 \cdot \sin 9,4^\circ = 70,78 \text{ kN}$$

$$D = D_k \cdot \cos \alpha = -433,37 \cdot \cos 9,4^\circ = -427,55 \text{ kN}$$

$$Z = -D_s \cdot \cos \beta = 447,53 \cdot \cos 9,1^\circ = 441,89 \text{ kN}$$

$$D_s = -\frac{Z_v}{\sin \beta} = -\frac{70,78}{\sin 9,1^\circ} = -447,53 \text{ kN}$$

Model 2:



Slika 24: Drugi model z razporami in vezmi

$$A_d = V_d \cdot b_{\text{eff}} = 58,02 \cdot 1,22 = 70,78 \text{ kN}$$

Sile v elementih 2.modela izračunamo s pomočjo naslednjih enačb:

$$Z_a = 0,25 \cdot \frac{d}{d_k} \cdot \frac{A_d \cdot s}{z_k} = 0,25 \cdot \frac{65}{15} \cdot \frac{70,78 \cdot 56,5}{9,5} = 456,03 \text{ kN}$$

$$D_k = A_d = 70,78 \text{ kN}$$

$$Z_s = \frac{A_d}{\sin 45^\circ} = \frac{70,78}{\sin 45^\circ} = 100,10 \text{ kN}$$

$$Z_d = -Z_s = -100,10 \text{ kN}$$

Natezne vezi modela dimenzioniramo na sledeč način:

$$\text{armatura spodaj: } Z = 441,89 \text{ kN} \Rightarrow A_s = \frac{Z}{f_{yd}} = \frac{441,89}{43,48} = 10,16 \text{ cm}^2$$

$$\text{armatura na sredini: } Z_a = 456,03 \text{ kN} \Rightarrow A_s = \frac{Z_a}{f_{yd}} = \frac{456,03}{43,48} = 10,49 \text{ cm}^2$$

$$\text{diagonalna armatura: } Z_s = 100,10 \text{ kN} \Rightarrow A_s = \frac{Z_s}{f_{yd}} = \frac{100,10}{43,48} = 2,30 \text{ cm}^2$$

$$\text{vertikalna armatura: } Z_v = 70,78 \text{ kN} \Rightarrow A_s = \frac{Z_v}{f_{yd}} = \frac{70,78}{43,48} = 1,63 \text{ cm}^2$$

V tlačnih razporah modela tlačne napetosti ne smejo prekoračiti projektne trdnosti razpore:

Projektna trdnost betonske razpore v območju s tlačnimi prečnimi napetostmi ali brez prečnih napetosti:

$$\sigma_{Rd,max} = f_{cd}$$

Razpora D :

$$\sigma_{cd,D} = \frac{|D|}{b \cdot \check{s}_D} \leq \sigma_{Rd,max} = f_{cd}$$

$$\check{s}_D \geq \frac{|D|}{b \cdot f_{cd}} = \frac{427,55}{122 \cdot 2,67} = 1,31 \text{ cm}$$

Projektna trdnost betonske razpore v razpokanih območjih:

Razpora Z_d :

$$\sigma_{Rd,max} = 0,6 \cdot \nu \cdot f_{cd}$$

$$\nu = 1 - \frac{f_{ck}}{250} = 1 - \frac{40}{250} = 0,84$$

Razpora Z_d :

$$\sigma_{cd,Z_d} = \frac{|Z_d|}{b \cdot \check{s}_{Z_d}} \leq \sigma_{Rd,max} = 0,6 \cdot \nu \cdot f_{cd}$$

$$\check{s}_{Z_d} \geq \frac{|Z_d|}{b \cdot 0,6 \cdot \nu \cdot f_{cd}} = \frac{100,10}{15 \cdot 0,6 \cdot 0,84 \cdot 2,67} = 4,96 \text{ cm}$$

5.2.6 Togost v ravnini strešne plošče – diafragma

Togost v ravnini strešne plošče zagotovimo z ustrežno debelino krovnega sloja betona nad montažnimi ploščami, s pravilno izdelanimi spoji med montažnimi ploščami in z zadostnim številom moznikov na stiku krovnega sloja betona z montažnimi ploščami.

5.3 Projektiranje na mejna stanja uporabnosti

Pri projektiranju π plošče na mejna stanja uporabnosti kot kriterij upoštevamo navpične pomike na sredini razpetine plošče. Navpične pomike izračunamo skladno s standardom SIST EN 1992-1-1:2005 z uporabo ustrezne kombinacije vplivov.

Ko preverjamo videz in splošno uporabnost konstrukcije moramo skladno s SIST EN 1990:2004 uporabiti navidezno stalno kombinacijo vplivov (glej točko 4.3.1.1). To pomeni, da je projektna obtežba plošče:

$$G_{ns} = g_1 = 4,80 \text{ kN/m}^2 \text{ oziroma}$$

$$G_{ns,1} = G_{ns} \cdot 2,45 = 4,80 \cdot 2,45 = 11,76 \text{ kN/m}.$$

Pri tem računski povos plošče ne sme preseči 1/200 razpetine.

Glede na to, da pričakujemo razpoke, vendar ne po celotni plošči, je obnašanje plošče nekje med obnašanjem nerazpokanega in popolnoma razpokanega elementa. Temu ustrezna ocena obnašanja pretežno upogibno obremenjenih elementov je tako podana z izrazom:

$$w = \zeta \cdot w_{II} + (1 - \zeta) \cdot w_I, \quad (5.6)$$

kjer je w_I pomik plošče v nerazpokanem stanju, w_{II} pomik plošče v popolnoma razpokanem stanju, ζ pa t.i. razdelitveni koeficient, s katerim upoštevamo sodelovanje betona pri prevzemu nateznih napetosti.

V nadaljevanju preverimo trenutne navpične pomike ter trajne pomike plošče zaradi lezenja in krčenja betona.

5.3.1 Geometrijski podatki

Geometrijski podatki π plošče ter podatki o količini in legi vzdolžne armature so:

$$A_c = 3395 \text{ cm}^2 \quad A_s = 15,21 \text{ cm}^2/\text{rebro}$$

$$u = 463 \text{ cm} \quad d = 59 \text{ cm}$$

$$z_T = 21,78 \text{ cm}$$

$$I_b = 1388380 \text{ cm}^4$$

5.3.2 Trenutni navpični pomik - w_{inst}

- Trenutni navpični pomik plošče, izračunan z nerazpokanim prečnim prerezom - $w_{inst,I}$

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{20000}{3500} = 5,71$$

vztrajnostni moment nerazpokanega prečnega prereza I_I

$$I_I = I_b + \alpha_e - 1 \cdot A_s (d - z_T)^2 = 1388380 + 5,71 - 1 \cdot 30,42 \cdot (9 - 21,78)^2 =$$

$$I_I = 1587048 \text{ cm}^4$$

$$w_{inst,I} = \frac{5 \cdot G_{ns,I} \cdot L^4}{384 \cdot E_{cm} \cdot I_I} = \frac{5 \cdot 0,1176 \cdot 1485^4}{384 \cdot 3500 \cdot 1587048} = 1,34 \text{ cm}$$

- Trenutni navpični pomik plošče, izračunan z razpokanim prečnim prerezom - $w_{inst,II}$

Ob predpostavki, da nevtralna os leži v tlačni plošči, t.j. $x \leq 5 \text{ cm}$, izračunamo nevtralno os z enačbo, ki velja za pravokotni prečni prerez in je izpeljana na osnovi ravnotežja statičnih momentov betona in armature okrog nevtralne osi:

$$x = \frac{1}{b} \left(\alpha_e A_s + \sqrt{\alpha_e A_s \sqrt{2bd + \alpha_e A_s}} \right)$$

$$x = \frac{1}{245} \cdot \left(5,71 \cdot 30,42 + \sqrt{5,71 \cdot 30,42 \cdot \sqrt{2 \cdot 245 \cdot 59 + 5,71 \cdot 30,42}} \right) = 8,46 \text{ cm} > 5 \text{ cm}$$

Izkaže se, da nevtralna os ne leži v tlačni plošči. Lego nevtralne osi določimo s pomočjo reševalca v programu MS EXCEL. Prav tako tudi vztrajnostni moment razpokanega prereza okrog nevtralne osi. Izpis iz datoteke DIMprerez.xls prikazujemo na sliki 25.

Število podprerezov:

PODPREREZ	širina zg	širina sp	višina	število lamel
1	245	245	5	10
2	56	38	10	20
3	38	30	50	45

op.: dimenzije v cm

Kvaliteta materialov:
 beton C40/50 $\alpha_{fd} = 4.00$ kN/cm²
 arm. S500 $f_{yd} = 50.00$ kN/cm²

Legarje armature v prerezu:
 $a = 6$ cm
 $a' = 6$ cm

Karakteristike prečnega prereza:
 $A = 3395.0$ cm²
 $h = 65.00$ cm
 $z_{zg,rob} = -21.78$ cm
 $z_{sp,rob} = 43.22$ cm
 $z_{s^t} = -15.78$ cm
 $z_{s^-} = 37.22$ cm

Deformacije prereza (v prom.):
 $Eps_1 = -0.17$ -3.5
 $Eps_{s^{**}} = 0.94$ 15
 ** če je negativno velja za Eps 0
 (rdeče vrednosti so mejne)
 $x = 9.19$ cm
 $Eps_{s^t} = -0.06$ 15
 $Eps_{(3/7h)} = 0.35$ -2
 $Eps_2 = 1.06$ -3.5
 $Eps_0 = 0.24$ prom.
 $Eps_M = 0.0189$ prom./cm

RAČUNSKA OBREMENITEV:
 $N_{sd} = 0$ kN
 $M_{sd} = 324.168$ kNm

POTREBNA ARMATURA:

$As =$	30.42	cm ²
$As^t =$	0.00	cm ²
$As + As^t =$	30.42	cm ²
$\Delta As =$	30.42	cm ²
$\mu =$	0.90	%

Potek deformacij po prerezu

* konstruiranje tabele pri izbranem številu podprerezov

IZRAČUN Skiciraj prečni prerez

dvojna armatura

Minimalna arm.
Simetrična arm.

DEJANSKA ARMATURA:

št. profilov	profil palic ϕ v (mm)	$As_{dej} =$
8	22	30.41 cm ²
0	24	0.00 cm ²

Slika 25: Lega nevtralne osi prereza, izračunana z Reševalcem v MS EXCEL-u

$$x = 9,19 \text{ cm}$$

$$I_{II} = 489922 \text{ cm}^4$$

Pomik je:

$$w_{inst,II} = \frac{5 \cdot G_{ns,1} \cdot L^4}{384 \cdot E_{cm} \cdot I_{II}} = \frac{5 \cdot 0,1176 \cdot 1485^4}{384 \cdot 3500 \cdot 489922} = 4,34 \text{ cm}$$

- Trenutni navpični pomik na sredini razpokane plošče - w_{inst}

upogibni moment, ki povzroči prvo razpoko - M_{cr}

$$M_{cr} = f_{ctm} \frac{I_I}{(h - z_T)} = 0,35 \cdot \frac{1587048}{65 - 21,78} = 12852,08 \text{ kNcm}$$

upogibni moment na sredini razpona plošče zaradi navidezno stalne kombinacije vplivov - M

$$M = \frac{G_{ns,1} \cdot L^2}{8} = \frac{0,1176 \cdot 1485^2}{8} = 32416,81 \text{ kNcm}$$

koeficient ζ (trajna obtežba $\beta = 0,5$):

$$\zeta = 1 - \beta \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \approx 1 - \beta \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M} \right)^2 = 1 - 0,5 \cdot \left(\frac{12852,08}{32416,81} \right)^2 = 0,921$$

$$w_{inst} = \zeta \cdot w_{inst,II} + (1 - \zeta) \cdot w_{inst,I} = 0,921 \cdot 4,34 + (-0,921) \cdot 1,34 = 4,11 \text{ cm} < 7,43 \text{ cm}$$

Trenutni navpični pomik plošče je manjši od 1/200 razpetine plošče, t.j. od 7,43 cm.

5.3.3 Pomik plošče z upoštevanjem lezenja betona - w_{cr}

V primeru obtežb, ki povzročajo lezenje, lahko celotni navpični pomik, vključno z lezenjem, izračunamo z uporabo učinkovitega modula elastičnosti betona.

- Učinkoviti modul elastičnosti $E_{c,eff}$

končni koeficient lezenja $\varphi(\infty, t_0)$ - notranji pogoji; RH = 50% odčitamo iz diagrama v SIST EN 1992-1-1 (slika 3.1: Način določanja koeficienta lezenja $\varphi(\infty, t_0)$ - slika a suho notranje okolje)

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} = \frac{2 \cdot 3395}{463} \cdot 10 = 146,7 \text{ mm} \rightarrow \varphi(\infty, t_0) = \varphi(\infty, 28) = 1,95$$

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi} = \frac{3500}{1 + 1,95} = 1186,44 \text{ kN/cm}^2$$

- Navpični pomik plošče z upoštevanjem lezenja, izračunan z nerazpokanim prečnim prerezom – $w_{cr,I}$

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{c,eff}} = \frac{20000}{1186,44} = 16,86$$

vztrajnostni moment prečnega prereza I_I

$$I_I = I_b + \alpha_e \cdot A_s (d - z_T)^2 = 1388380 + 16,86 \cdot 30,42 \cdot (9 - 21,78)^2 =$$

$$I_I = 2056627 \text{ cm}^4$$

$$w_{cr,I} = \frac{5 \cdot G_{ns,1} \cdot L^4}{384 \cdot E_{c,eff} \cdot I_I} = \frac{5 \cdot 0,1176 \cdot 1485^4}{384 \cdot 1186,44 \cdot 2056627} = 3,05 \text{ cm}$$

- Navpični pomik plošče z upoštevanjem lezenja, izračunan z razpokanim prečnim prerezom – $w_{cr,II}$

Legi nevtralne osi:

$$x = \frac{1}{b} \left(\alpha_e A_s + \sqrt{\alpha_e A_s \sqrt{2bd + \alpha_e A_s}} \right)$$

$$x = \frac{1}{245} \cdot \left(16,86 \cdot 30,42 + \sqrt{16,86 \cdot 30,42 \cdot \sqrt{2 \cdot 245 \cdot 59 + 16,86 \cdot 30,42}} \right) = 13,76 \text{ cm}$$

$$x = 13,76 \text{ cm} > 5,0 \text{ cm}$$

Tudi v tem primeru nevtralna os ne leži v tlačni plošči. Legi nevtralne osi ter vztrajnostni moment prereza izračunamo s pomočjo reševalca v programu MS EXCEL. Izpis iz datoteke DIMprerez.xls prikazujemo na sliki 26.

Število podprezov: 3

PODPREZ	širina zg	širina sp	višina	število lamel
1	245	245	5	10
2	56	38	10	20
3	38	30	50	45

op.: dimenzije v cm

Kvaliteta materialov:
 beton C40/50 $\alpha_{fcd} = 4.00$ kN/cm²
 arm. S500 $f_{yd} = 50.00$ kN/cm²

Legat armature v prerezu:
 $a = 6$ cm
 $a' = 6$ cm

Karakteristike prečnega prereza:
 $A = 3395.0$ cm²
 $h = 65.00$ cm
 $z_{zg.rob} = -21.78$ cm
 $z_{sp.rob} = 43.22$ cm
 $z_{s'} = -15.78$ cm
 $z_s = 37.22$ cm

Deformacije prereza (v prom.):
 $Eps_1 = -0.39$ -3.5
 $Eps_{s'} = 0.96$ 15
 $Eps_{(3/7)h} = 0.25$ -2
 $Eps_2 = 1.10$ -3.5
 $Eps_0 = 0.11$ prom.
 $Eps_M = 0.0229$ prom./cm
 ** če je negativno velja za Eps 0
 (rdeče vrednosti so mejne)
 $x = 17.12$ cm

RAČUNSKA OBREMENTEV:
 $N_{sd} = 0$ kN
 $M_{sd} = 324.168$ kNm

POTREBNA ARMATURA:
 $As = 30.42$ cm²
 $As' = 0.00$ cm²
 $As + As' = 30.42$ cm²
 $\Delta As = 30.42$ cm²
 $\mu = 0.90$ %

Potek deformacij po prerezu

DEJANSKA ARMATURA:
 št. profilov: 8
 profil palic ϕ v (mm): 22
 $As_{dej} = 30.41$ cm²
 $As'_{dej} = 0.00$ cm²

Slika 26: Lega nevtralne osi prereza, izračunana z Reševalcem v MS EXCEL-u

$$x = 17,12 \text{ cm}$$

$$I_{II} = 1193666 \text{ cm}^4$$

Pomik je:

$$w_{cr,II} = \frac{5 \cdot G_{ns,1} \cdot L^4}{384 \cdot E_{c,eff} \cdot I_1} = \frac{5 \cdot 0,1176 \cdot 1485^4}{384 \cdot 1186,44 \cdot 1193666} = 5,26 \text{ cm}$$

- Navpični pomik na sredini razpetine plošče z upoštevanjem lezenja betona - w_{cr}

$$\zeta = 0,921$$

$$w_{cr} = \zeta \cdot w_{cr,II} + (1 - \zeta) \cdot w_{cr,I} = 0,921 \cdot 5,26 + (-0,921) \cdot 3,05 = 5,08 \text{ cm}$$

5.3.4 Pomik plošče zaradi krčenja betona - w_{cs}

- Navpični pomik plošče zaradi krčenja betona, izračunan z nerazpokanim prečnim prerezom - $w_{cs,I}$

$$I_I = 2056627 \text{ cm}^4$$

$$h_0 = 146,7 \text{ mm} \rightarrow k_h = 1,0$$

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{c,eff}} = \frac{20000}{1186,44} = 16,86$$

statični moment prereza armature okrog nevtralne osi nerazpokanega prereza

$$S_I = A_s \cdot (d - z_T) = 30,42 \cdot (9 - 21,78) = 1132,23 \text{ cm}^2$$

deformacija prostega krčenja ε_{cs} - končno deformacijo krčenja zaradi sušenja $\varepsilon_{cd}(\infty)$

odčitamo iz preglednice v SIST EN 1992-1-1

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} = k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} + 2,5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6}$$

$$\varepsilon_{cs} = 1 \cdot 0,42\% + 2,5 \cdot (40 - 10) \cdot 10^{-6} = 0,5\%$$

$$w_{cs,I} = \frac{1}{9,6} \cdot \kappa_{cs,I} \cdot L^2 = \frac{1}{9,6} \cdot \frac{\varepsilon_{cs} \alpha_e S_I}{I_I} \cdot L^2$$

$$w_{cs,I} = \frac{1}{9,6} \cdot \frac{0,0005 \cdot 16,86 \cdot 1132,23}{2056627} \cdot 1485^2 = 1,07 \text{ cm}$$

- Navpični pomik plošče zaradi krčenja betona, izračunan z razpokanim prečnim prerezom – $w_{cs,II}$

$$I_{II} = 1193666 \text{ cm}^4$$

$$x = 17,12 \text{ cm}$$

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{c,eff}} = \frac{20000}{1186,44} = 16,86$$

statični moment prereza armature okrog nevtralne osi razpokanega prereza

$$S_{II} = A_s \cdot (d - x) = 30,42 \cdot (99 - 17,12) = 1274 \text{ cm}^2$$

deformacija prostega krčenja ε_{cs} : $\varepsilon_{cs} = 0,5\text{‰}$

$$w_{cs,II} = \frac{1}{9,6} \cdot K_{cs,II} \cdot L^2 = \frac{1}{9,6} \cdot \frac{\varepsilon_{cs} \alpha_e S_{II}}{I_{II}} \cdot L^2$$

$$w_{cs,II} = \frac{1}{9,6} \cdot \frac{0,0005 \cdot 16,86 \cdot 1274}{1193666} \cdot 1485^2 = 2,07 \text{ cm}$$

- Navpični pomik na sredini razpetine plošče zaradi krčenja betona - w_{cs}

$$\zeta = 0,921$$

$$w_{cs} = \zeta \cdot w_{cs,II} + (1 - \zeta) \cdot w_{cs,I} = 0,921 \cdot 2,07 + (-0,921) \cdot 1,07 = 1,99 \text{ cm}$$

5.3.5 Trajni pomik plošče z upoštevanjem lezenja in krčenja betona – w_{fin}

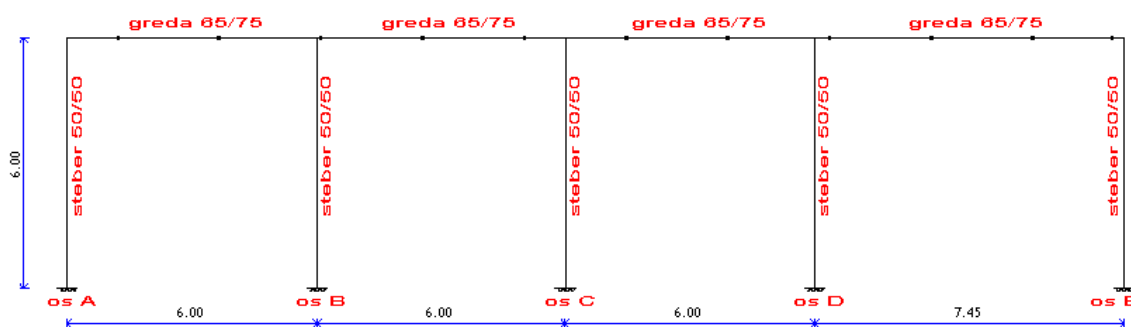
$$w_{fin} = w_{cr} + w_{cs} = 5,08 + 1,99 = 7,07 \text{ cm} < 7,43 \text{ cm}$$

Tudi trajni navpični pomik plošče z upoštevanjem lezenja in krčenja betona ne preseže 1/200 razpetine plošče.

6 PROJEKTIRANJE AB OKVIRJA V OSI B NA MEJNA STANJA NOSILNOSTI

6.1 Zasnova

V okviru diplomske naloge prikažemo postopek projektiranja dela okvirja v osi B v skladu z določili standarda SIST EN 1992-1-1: 2005 in SIST EN 1998-1: 2005. Projektiramo vzdolžno in prečno armaturo grede s pravokotnim prečnim presežom s stranicama 65 oziroma 75 cm in stebra s kvadratnim prečnim presežom s stranico 50 cm. Računski model okvirja prikazujemo na sliki 27.

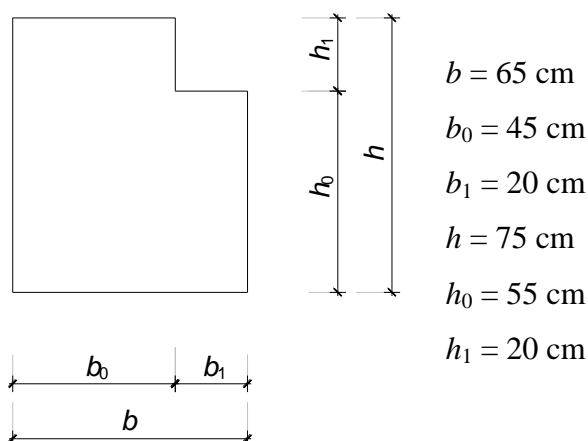


Slika 27: AB okvir v osi B

6.2 Projektiranje AB grede 65/75

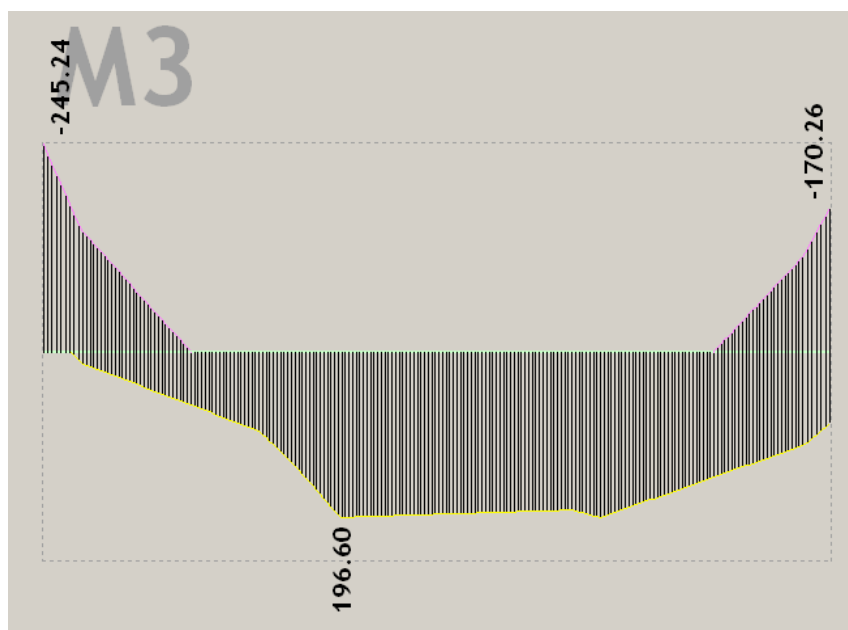
6.2.1 Zasnova in obremenitev

Na sliki 28 prikazujemo prečni prež grede okvirja. Razpetina gred je 6,0 oziroma 7,45 metrov.

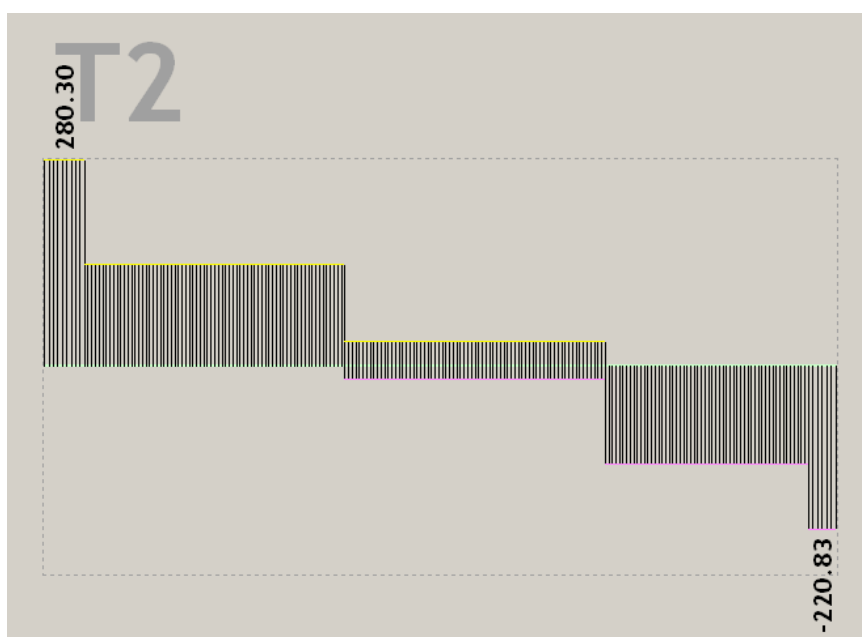


Slika 28: Prečni prerez grede okvirja

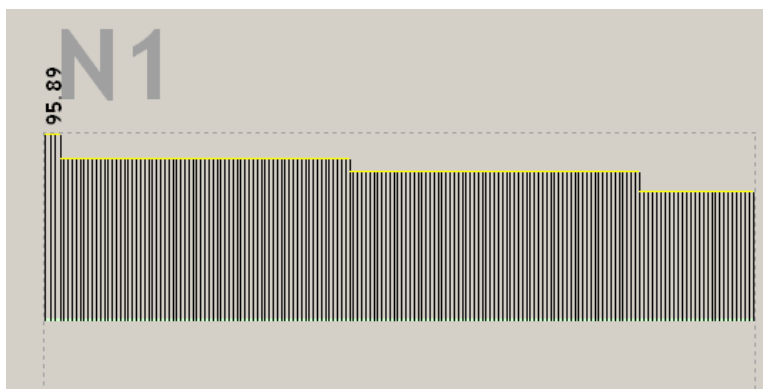
Obremenitev v gredah izračunamo s programom TOWER. Na slikah 29, 30 in 31 prikazujemo ovojnico upogibnih, strižnih in osnih obremenitev grede z največjo razpetino. Največji upogibni moment v polju grede je $M_{d,max} = 196,60 \text{ kNm}$ (slika 29), minimalni pa ob podpori $M_{d,min} = -245,24 \text{ kNm}$ (slika 29). Največja prečna sila ob podpori je $V_{d,max} = 280,30 \text{ kN}$ (slika 30), največja oziroma najmanjša osna sila pa $N_{d,max} = 101,46 \text{ kN}$ oz $N_{d,min} = -53,34 \text{ kN}$ (slika 31).



Slika 29: Ovojnica upogibnih momentov v gredi (kNm)



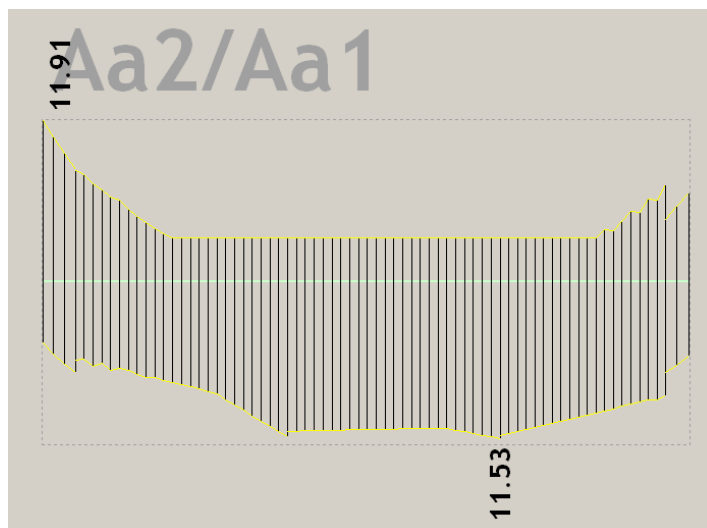
Slika 30: Ovojnica prečnih sil v gredi (kN)



Slika 31: Ovojnica osnih sil v gredi (kN)

6.2.2 Dimenzioniranje AB grede na upogib ter konstruiranje armature za zagotovitev lokalne duktilnosti

Na sliki 32 prikazujemo potrebno količino pozitivne oziroma negativne vzdolžne armature v gredi z največjo razpetino.

Slika 32: Potrebna količina vzdolžne armature v gredi (v cm^2)

V skladu z določili iz SIST EN 1992-1-1: 2005 prevez vzdolžne natezne armature v gredi ne sme biti manjši kot $A_{s,\min}$:

$$A_{s,\min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d \geq 0,0013 \cdot b \cdot d = 0,26 \frac{0,29}{43,48} \cdot 65 \cdot 70 \geq 0,0013 \cdot 65 \cdot 70$$

$$A_{s,\min} = 7,89 \text{ cm}^2 \geq 5,92 \text{ cm}^2$$

Izberemo naslednjo vzdolžno armaturo:

$$\left. \begin{aligned} M_{d,\min} = -245,24 \text{ kNm} &\left\{ A_s^{zg} = 11,91 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{izberemo } A_{s,\text{dej}}^{zg} = 15,21 \text{ cm}^2, \right. \\ M_{d,\max} = 196,60 \text{ kNm} &\left. \left\{ A_s^{sp} = 11,53 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{izberemo } A_{s,\text{dej}}^{sp} = 12,72 \text{ cm}^2. \right. \right.$$

V skladu z določili SIST EN 1998-1: 2004 območje grede na razdalji $l_{cr} = h = 75 \text{ cm}$ od vozlišča grede s stebri obravnavamo kot kritično območje, saj se le-to lahko pri potresnem projektne stanju plastificira.

Da zadostimo zahtevam za lokalno duktilnost v kritičnih območjih moramo izpolniti naslednja pogoja:

- i) ker celotno upogibno obremenitev prereza prevzamemo z enojno armaturo, mora biti v tlačni coni prečnega prereza položena vzdolžna armatura s prečnim prerezom vsaj polovice prereza dejanske natezne armature:

$$A_{s,\text{dej}}^{sp} \geq \frac{A_{s,\text{dej}}^{zg}}{2} \Rightarrow 12,72 \text{ cm}^2 \geq \frac{15,12}{2} = 7,61 \text{ cm}^2, \quad (6.1)$$

- ii) delež vzdolžne armature v natezni coni ρ ne sme biti manjši od minimalne vrednosti ρ_{\min} in ne sme presegati vrednosti ρ_{\max} :

$$\rho_{\min} \leq \rho \leq \rho_{\max} \Rightarrow 0,29\% \leq 0,33\% \leq 2,44\%, \quad (6.2)$$

$$\rho_{\min} = 0,5 \cdot \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) = 0,5 \cdot \frac{0,29}{50} = 0,29\%, \quad (6.3)$$

$$\rho_{\max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_{\phi} \cdot \epsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,28\% + \frac{0,0018}{1,76 \cdot 0,002174} \cdot \frac{2,0}{43,48} = 2,44\%, \quad (6.4)$$

$$\rho' = \frac{A_{s,dej}^{sp}}{b \cdot d} = \frac{12,72}{65 \cdot 70} = 0,28\% , \quad (6.5)$$

$$\rho = \frac{A_{zg,dej}^{sp}}{b \cdot d} = \frac{15,21}{65 \cdot 70} = 0,33\% , \quad (6.6)$$

$$\mu_\phi = 1 + 2 \cdot \left(\alpha_0 - 1 \right) \cdot \frac{T_c}{T_1} = 1 + 2 \cdot \left(0,5 - 1 \right) \cdot \frac{0,38}{0,5} = 1,76 \quad (6.7)$$

ker je $T_1 = 0,38 \text{ s} < T_c = 0,5 \text{ s}$

$$\varepsilon_{sy,d} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{43,48}{20000} = 0,002174 \quad (6.8)$$

Na podlagi izračunov v enačbah (6.1) - (6.8) lahko zaključimo, da izbrana armatura ustreza pogoju o potrebni in minimalni armaturi ter da sta izpolnjeni tudi obe zahtevi za lokalno duktilnost v kritičnem območju.

6.2.3 Dimenzioniranje grede na prečno silo

Skladno z določili iz SIST EN 1998-1: 2005 moramo prečne sile v gredi z največjo razpetino (med osema D in E na sliki 7) določiti po pravilih načrtovanja nosilnosti.

Moment v i -tem krajišču grede izračunamo z izrazom:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rb,i} \cdot \min \left(1, \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}} \right) = 1,0 \cdot M_{Rb,i} \cdot \min \left(1, \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}} \right), \quad (6.9)$$

kjer je $M_{Rb,i}$ projektna vrednost upogibne nosilnosti grede v krajišču i v smeri upogibnega momenta zaradi potresa pri upoštevanju smeri potresnega vpliva. $\sum M_{Rc}$ in $\sum M_{Rb}$ sta vsoti projektnih vrednosti upogibnih nosilnosti stebrov, oziroma gred, ki se stikajo v vozlišču.

Ker je bil uporabljen pogoj načrtovanja upogibne nosilnosti stebrov (SIST EN 1998-1: 2005, člen 4.4.2.3(4)) je v vozliščih vsota upogibnih nosilnosti v stebrih večja od vsote upogibnih nosilnosti v gredah, zato velja:

$$\min \left(1, \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}} \right) = 1$$

Sledi:

$$M_{D,d}^- = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rb,i} = 1,0 \cdot 245,24 = 245,24 \text{ kNm}$$

$$M_{D,d}^+ = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rb,i} = 1,0 \cdot 0 = 0 \text{ kNm}$$

$$M_{E,d}^- = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rb,i} = 1,0 \cdot 170,26 = 170,26 \text{ kNm}$$

$$M_{E,d}^+ = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rb,i} = 1,0 \cdot 87,56 = 87,56 \text{ kNm}$$

$$V_{G+\psi_2 \cdot Q,i}^D = 208,63 \text{ kN}$$

$$V_{G+\psi_2 \cdot Q,i}^E = -99,65 \text{ kN}$$

Po metodi načrtovanja nosilnosti določimo maksimalno in minimalno prečno silo na modelu izrezanega prostoležečega nosilca, ki je obremenjen s krajišnimi momenti in prečno obtežbo.

$$\text{Potrs } +: V_{i,d}^+ = \frac{M_{i,d}^- + M_{j,d}^+}{l_b} + V_{G+\psi_2 \cdot Q,i}, \quad (6.10)$$

$$\text{Potrs } -: V_{i,d}^- = -\frac{M_{i,d}^- + M_{j,d}^+}{l_b} + V_{G+\psi_2 \cdot Q,i} \quad (6.11)$$

kjer je j nasprotno krajišče grede, l_b pa je svetla dolžina grede.

Vozlišče v osi D:

$$V_{D,d}^+ = \frac{M_{D,d}^+ + M_{E,d}^-}{l_b} + V_{G+\psi_2, Q,i}^D = \frac{0 + 170,26}{7,30} + 208,63 = -185,31 \text{ kN}$$

$$V_{D,d}^- = -\frac{M_{D,d}^- + M_{E,d}^+}{l_b} + V_{G+\psi_2, Q,i}^D = -\frac{245,24 + 87,56}{7,30} + 208,63 = 163,04 \text{ kN}$$

Vozlišče v osi E:

$$V_{E,d}^+ = \frac{M_{D,d}^+ + M_{E,d}^-}{l_b} + V_{G+\psi_2, Q,i}^E = \frac{0 + 170,26}{7,30} - 99,65 = -76,33 \text{ kN}$$

$$V_{E,d}^- = -\frac{M_{D,d}^- + M_{E,d}^+}{l_b} + V_{G+\psi_2, Q,i}^E = -\frac{245,24 + 87,56}{7,30} - 99,65 = 145,24 \text{ kN}$$

S primerjavo izračunanih prečnih sil po metodi načrtovanja nosilnosti z ovojnico projektnih prečnih sil na sliki 30 ugotovimo, da je merodajna obremenitev iz ovojnic.

$$V_{D,d} = -185,31 \text{ kN} < V_{Ed} = 280,30 \text{ kN}$$

6.2.4 Dimenzioniranje grede na strižno obremenitev

Kontrola strižne odpornosti $V_{Rd,c}$ po SIST EN 1992-1-1: 2005

$$V_{Rd,c} = \left[\alpha_{Rd,c} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho \cdot f_{ck} \right)^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b \cdot d \geq \left(\alpha_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b \cdot d \quad (6.12)$$

pri čemer so:

$$b = 65 \text{ cm}$$

$$d = 70 \text{ cm}$$

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

$$k_1 = 0,15$$

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

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \rightarrow k = 1 + \sqrt{\frac{200}{700}} = 1,54 > 2,0 \rightarrow k = 1,54$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} \leq 0,02 \rightarrow \rho = \frac{15,21}{65 \cdot 70} = 0,0033 \leq 0,02 \rightarrow \rho = 0,0033$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{2/3} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,26$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0,2 \cdot f_{cd} \rightarrow \sigma_{cp} = \frac{95,89}{65 \cdot 75} = 0,021 < 0,2 \cdot 2,0 = 0,04$$

Ko v enačbo (6.12) vstavimo posamezne spremenljivke dobimo:

$$V_{Rd,c} = 0,12 \cdot 1,54 \cdot \left(100 \cdot 0,0033 \cdot 30 \right)^{2/3} + 0,15 \cdot 0,21 \cdot 650 \cdot 700 \geq 0,26 + 0,15 \cdot 0,21 \cdot 650 \cdot 700$$

$$V_{Rd,c} = 194,88 \text{ kN} \geq 132,63$$

$$V_{Rd,c} < V_{Ed} \rightarrow 194,88 \text{ kN} < 280,30 \text{ kN}$$

Ker je projektna strižna odpornost grede $V_{Rd,c}$ manjša od projektne prečne sile V_{Ed} , moramo v prečnem prerezu zagotoviti zadostno količino strižne armature.

Kot strižno armaturo izberemo vertikalna stremena, zato lahko potrebno strižno armaturo določimo s pomočjo izraza po SIST EN 1992-1-1: 2005

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,s} = \frac{A_s}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta$$

Opomba: za z in $\cot \theta$ upoštevamo; $z = 0,9 \cdot d$ in $\cot \theta = 1$

$$\left(\frac{A_s}{s} \right)_{\text{strig}} \geq \frac{V_e}{z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta} = \frac{280,30}{0,9 \cdot 70 \cdot 43,48 \cdot 1} = 0,10 \text{ cm}^2/\text{cm} = 10,0 \text{ cm}^2/\text{m}$$

6.2.5 Dimenzioniranje grede na torzijsko obremenitev

Torzijsko obtežbo grede m_{Xd} izračunamo kot produkt sile V_d in razdalje prijemališča sile do sredine grede a_t . Pri tem je V_d projektna prečna sila oz. reakcija, ki jo povzroča strešna π plošča:

$$m_{Xd} = V_d \cdot a_t = 58,02 \cdot 0,325 = 18,85 \text{ kNm/m}$$

$$a_t = \frac{b_0}{2} + \frac{b_1}{2} = \frac{45}{2} + \frac{20}{2} = 32,5 \text{ cm}$$

Torzijsko obremenitev grede T_{Ed} izračunamo z izrazom:

$$T_{Ed} \approx \frac{m_{Xd} \cdot l}{2} = \frac{18,85 \cdot 7,5}{2} = 70,69 \text{ kNm/m} ,$$

Torzijsko odpornost prereza izračunamo na podlagi zaprtega tankostenskega prereza z debelino stene t_{ef} , ki ima enakovredno torzijsko odpornost kot polni prerez. Debelino stene izračunamo z izrazom:

$$t_{ef} = \frac{A}{u} = \frac{3375}{240} = 14,06 \text{ cm} ,$$

$$A = b_0 \cdot h = 45 \cdot 75 = 3375 \text{ cm}^2 ,$$

$$u = 2b_0 + 2h = 2 \cdot 45 + 2 \cdot 75 = 240 \text{ cm} ,$$

kjer je A površina polnega prečnega prereza, u pa njegov zunanji obseg:

V nadaljevanju izračunamo še stranici b_k , h_k in obseg u_k ploskve A_k . Ploskev A_k je ploskev, ki jo obdajajo središčne črte v stenah zaprtega tankostenskega prereza.

$$b_k = b_0 - t = 45 - 14,06 = 30,94 \text{ cm}$$

$$h_k = h_0 - t = 75 - 14,06 = 60,94 \text{ cm}$$

$$A_k = b_k \cdot h_k = 30,94 \cdot 60,94 = 1885,48 \text{ cm}^2$$

$$u_k = 2b_k + 2h_k = 2 \cdot 30,94 + 2 \cdot 60,94 = 183,76 \text{ cm}$$

Učinek torzije in prečne sile pri votlih in polnih elementih lahko medsebojno seštejemo, pri tem pa v obeh primerih privzamemo enak naklon tlačne razpore pri formiranem modelu paličja.

Največja odpornost grede, ki je obremenjena s torzijo in prečno silo, je omejena z odpornostjo tlačnih razpor. Da ta odpornost ni prekoračena, mora biti izpolnjen naslednji pogoj:

$$\frac{T_{Rd}}{T_{Rd,max}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} \leq 1,0, \quad (6.13)$$

kjer je $T_{Rd,max}$ projektna odpornost glede torzijskega momenta, $V_{Rd,max}$ pa odpornost glede prečne sile, omejeni s porušitvijo tlačnih razpor. Izračunamo ju z izrazoma:

$$T_{Rd,max} = 2 \cdot \nu \cdot f_{cd} \cdot t \cdot A_k \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta = 2 \cdot 0,53 \cdot 2,0 \cdot 14,06 \cdot 1885,48 \cdot \sin 45^\circ \cdot \cos 45^\circ$$

$$T_{Rd,max} = 281,0 \text{ kNm}$$

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_{cd}}{\cot \theta \cdot \tan \theta} = \frac{1 \cdot 45 \cdot 0,7 \cdot 70 \cdot 0,53 \cdot 2,0}{\cot 45^\circ + \tan 45^\circ}$$

$$V_{Rd,max} = 1168,65 \text{ kN}$$

Pri tem smo predpostavili, da je naklon tlačne razpore 45° , ročica notranjih sil pa $z = 0,9d$:

$$\nu = 0,6 \cdot \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] = 0,6 \cdot \left[1 - \frac{30}{250} \right] = 0,53$$

Preverimo pogoj (6.13):

$$\frac{T_{Rd}}{T_{Rd,max}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} \leq 1,0 = \frac{70,68}{281,0} + \frac{280,30}{1168,65} = 0,49 \leq 1,0$$

Pogoj (6.13) je izpolnjen, kar pomeni, da je betonski prerez ustreznih dimenzij.

Pri približno pravokotnih prečnih prerezih se zahteva le minimalna strižna armatura, če je izpolnjen naslednji pogoj:

$$\frac{T_{Rd}}{T_{Rd,c}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c}} \leq 1,0 \quad (6.14)$$

kjer je $T_{Rd,c}$ torziski moment, pri katerem se pojavijo razpoke, $V_{Rd,c}$ pa projektna vrednost strižne odpornosti prereza brez strižne armature. Izračunamo ju z izrazoma:

$$T_{Rd,c} = 2 \cdot A_k \cdot f_{ctd} \cdot t_{ef} = 2 \cdot 1885,48 \cdot 0,174 \cdot 14,06$$

$$T_{Rd,c} = 92,25 \text{ kNm}$$

Preverimo pogoj (6.14):

$$\frac{T_{Rd}}{T_{Rd,c}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c}} \leq 1,0 = \frac{70,69}{92,25} + \frac{280,30}{194,88} = 2,20 > 1,0$$

Pogoj (6.14) ni izpolnjen . Potrebujemo stremensko armaturo.

Potrebna armatura zaradi torzije:

$$\text{vzdolžna armatura: } A_{st} = \frac{T_{Ed} \cdot u_k}{2 \cdot A_k \cdot f_{yd}} \cdot \cot \theta = \frac{7069 \cdot 183,76}{2 \cdot 1885,48 \cdot 43,48} \cdot \cot 45^\circ = 7,92 \text{ cm}^2$$

Vzdolžne palice moramo razporediti tako, da je najmanj po ena palica v vsakem vogalu, ostale palice pa so enakomerno porazdeljene po notranjem obodu stremen v medsebojnih oddaljenostih, ki niso večje od 350 mm.

$$\begin{aligned} \text{Torzijska stremena: } \left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{\text{torzija}} &= \frac{T_{Ed} \cdot \text{tg}\theta}{2 \cdot A_k \cdot f_{ywd}} = \frac{7069 \cdot \text{tg}45^\circ}{2 \cdot 1885,48 \cdot 43,48} = \\ &= 0,043 \text{ cm}^2/\text{cm} = 4,30 \text{ cm}^2/\text{m} \end{aligned}$$

Torzijsko stremensko armaturo namestimo v stene nadomestnega zaprtega tankostenskega prereza.

6.2.6 Izbrana armatura grede

V gredi izberemo naslednjo vzdolžno in prečno armaturo:

$$\text{armatura spodaj: } A_{sp} = A_s + \frac{1}{4} \cdot A_{st} = 12,72 + \frac{1}{4} \cdot 7,92 = 14,70 \text{ cm}^2$$

==> izberemo palice 6Φ18 ($A_{S,dej} = 15,27 \text{ cm}^2$)

$$\text{armatura zgoraj: } A_{zg} = A_s + \frac{1}{4} \cdot A_{st} = 15,21 + \frac{1}{4} \cdot 7,92 = 17,19 \text{ cm}^2$$

==> izberemo palice 7Φ18 ($A_{S,dej} = 17,78 \text{ cm}^2$)

$$\text{armatura stena: } A_{str} = \frac{1}{4} \cdot A_{st} = \frac{1}{4} \cdot 7,92 = 1,98 \text{ cm}^2$$

==> izberemo palice 3Φ12 ($A_{S,dej} = 3,39 \text{ cm}^2$) ... na vsako stran

stremenska armatura:

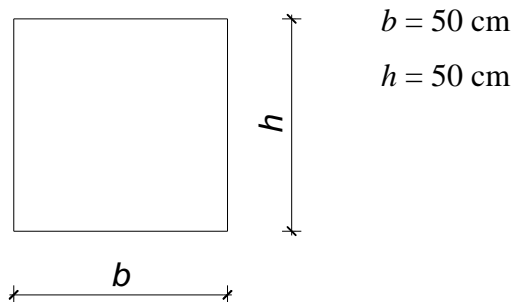
$$\frac{A_{sk}}{s} = \left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{\text{torzija}} + \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{A_s}{s} \right)_{\text{strig}} = 4,30 + \frac{1}{2} \cdot 10,0 = 9,30 \text{ cm}^2/\text{m}$$

==> izberemo stremena Φ10/8 cm ($A_{S,dej} = 9,82 \text{ cm}^2/\text{m}$)

6.3 Projektiranje AB stebra na mejno stanje nosilnosti

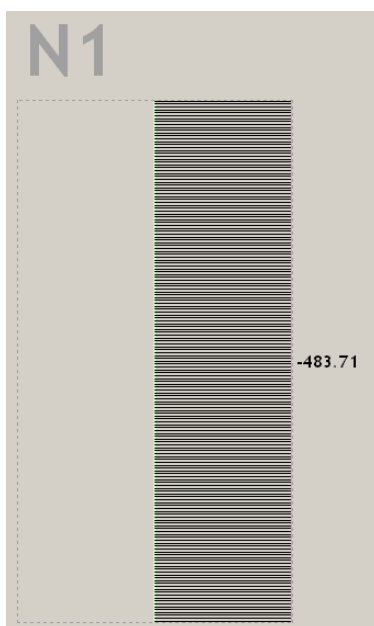
6.3.1 Zasnova in obremenitev

Stebri okvirja so kvadratnega prečnega prereza s stranico 50 cm. Prečni prerez stebra prikazujemo na sliki 33.

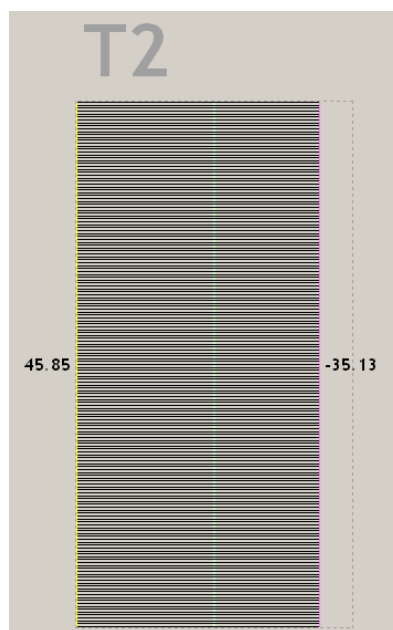


Slika 33: Prečni prerez stebra

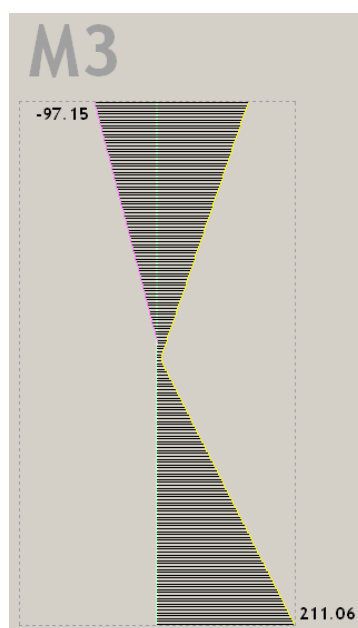
Obravnavamo steber v osi D, v katerem so obremenitve največje. Na slikah 34, 35 in 36 prikazujemo ovojnico osne in prečne sile ter upogibnega momenta.



Slika 34: Ovojnica osnih sil v stebri (kN)



Slika 35: Ovojnica prečnih sil v stebri (kN)



Slika 36: Ovojnica upogibnih momentov v stebri (kNm)

6.3.2 Dimenzioniranje AB stebra na osno-upogibno obremenitev in prečno silo

Upogibno nosilnost stebrov določimo v skladu z SIST EN 1992-1-1: 2005, pri čemer uporabimo vrednost osne sile iz analize za potresna projektna stanja.

V skladu z določili iz SIST EN 1998 - 1: 2005 vrednost normirane osne sile v primarnih potresnih stebrih ne sme preseči vrednosti 0,65. V našem primeru je maksimalna tlačna osna sila $N_{Ed} = -483,71$ kN.

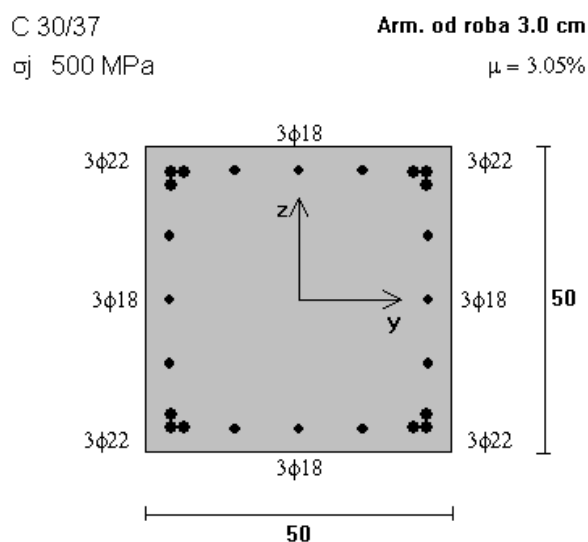
$$v_d = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{483,71}{50 \cdot 50 \cdot 2,0} = 0,10 \leq 0,65. \quad (6.15)$$

Glede na to, da je normirana osna sila v stebri manjša od 0,20 in faktor obnašanja manjši od 2, lahko po določilih iz SIST EN 1998-1:2005 prečno armaturo v stebri določimo kar po zahtevah iz standarda SIST EN 1992-1-1:2005.

Pri konstruiranju stebrov moramo za zagotovitev lokalne duktilnosti upoštevati tudi naslednje zahteve:

- skupni delež vzdolžne armature ρ_1 ne sme biti manjši od 1% in ne večji od 4%,
- v simetričnih prerezih uporabljamo simetrično armaturo,
- vzdolž vsake stranice stebra moramo postaviti vsaj še eno vmesno palico, da zagotovimo integriteto vozlišč stebrov z gredami,
- razdalja med dvema sosednjima vzdolžnima palicama je lahko največ 15 cm.

Ob upoštevanju naštetih zahtev izberemo v stebri vzdolžno armaturo $12\Phi 22$ in $12\Phi 18$ ($A_{s,dej} = 76,08$ cm², $\mu = 3,05\%$). Razporeditev armature po prečnem prerezu stebra prikazujemo na sliki 37.



Slika 37: Izbrana vzdolžna armatura v stebrih

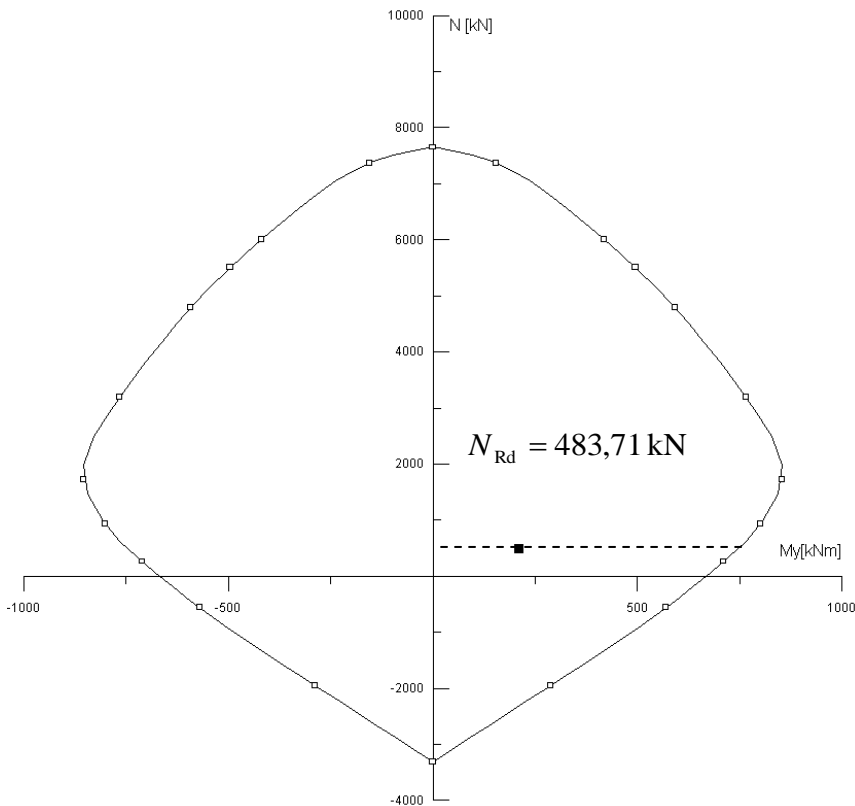
V vozlišču stebra z gredama (vozlišče v osi D na sliki 27) moramo dodatno izpolniti zahtevo glede pogoja globalne in lokalne duktilnosti. Da preprečimo plastični mehanizem v stebrih, moramo izpolniti pogoj:

$$\sum M_{Rc} \geq 1,3 \cdot \sum M_{Rb}, \quad (6.16)$$

kjer je $\sum M_{Rc}$ vsota projektne upogibne nosilnosti stebra, ki se stikujejo v vozlišču, $\sum M_{Rb}$ pa je vsota projektne upogibne nosilnosti gred, ki se stikajo v vozlišču. Kontrolo pogoja, določenega z neenačbo (6.16), preverimo v krajišču obravnavanega okvirja (glej sliko 27). V obravnavanem krajišču se stikujeta stebel ter gredi.

Upogibno nosilnost prečnega prereza stebra določimo s pomočjo interakcijskega diagrama mejne nosilnosti (slika 38). Pri tlačni osni sili $N_{Rd} = 483,71$ kN je upogibna nosilnost prečnega prereza stebra naslednja:

$$M_{Rd} = 748,0 \text{ kNm}$$



Slika 38: Interakcijski diagram mejne nosilnosti prečnega prereza stebra

Upogibna nosilnost grede C-D je $M_{Rb,C-D} = 284,64 \text{ kNm}$ in grede D-E je $M_{Rb,D-E} = 245,24 \text{ kNm}$. Torej:

$$\sum M_{Rc} = M_{Rd} = 748,0 \text{ kNm} \geq 1,3 \cdot \sum M_{Rb} = 688,84 \text{ kNm}.$$

Pogoj (6.14) je v vmesnem krajišču izpolnjen!

Podobno kot pri gredah moramo tudi prečne sile v stebrih določiti po pravilih načrtovanja nosilnosti, skladno z določili iz SIST EN 1998-1: 2005.

Moment v i - tem krajišču stebra izračunamo z izrazom:

$$M_d^i = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rc}^i \cdot \min \left(1, \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}} \right) = 1,1 \cdot M_{Rc}^i \cdot \min \left(1, \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}} \right), \quad (6.17)$$

kjer je M_{Rc}^i projektna vrednost upogibne nosilnosti stebra v krajišču i v smeri upogibnega momenta zaradi potresa pri upoštevanju smeri potresnega vpliva. $\sum M_{Rc}$ in $\sum M_{Rb}$ sta vsoti projektnih vrednosti upogibnih nosilnosti stebrov, oziroma gred, ki se stikajo v vozlišču.

Ob vpetju stebra je:

$$M_d^l = 1,1 \cdot 748,0 \cdot \min \left(1, \frac{0}{748,0} \right) = 822,80 \text{ kNm},$$

v krajišču pa:

$$M_d^a = 1,1 \cdot 748,0 \cdot \min \left(1, \frac{529,88}{748,0} \right) = 582,87 \text{ kNm}.$$

6.3.3 Dimenzioniranje stebra na strižno obremenitev

Prečno silo po pravilih načrtovanja nosilnosti določimo z izrazom:

$$V_{Ed} = \frac{M_d^l + M_d^a}{l_{cl}} = \frac{822,80 + 582,87}{6,0} = 234,28 \text{ kN}.$$

S primerjavo izračunanih prečnih sil po metodi načrtovanja nosilnosti z ovojnico projektnih prečnih sil na sliki 35 ugotovimo, da je merodajna obremenitev iz izračuna nosilnosti.

$$V_{Ed} = 234,28 \text{ kN} < V_{Ed} = 45,85 \text{ kN}$$

V nadaljevanju skladno z določili standarda SIST EN 1992-1-1 preverimo strižno odpornost stebra.

Projektno strižno odpornost stebra brez strižne armature izračunamo z izrazom:

$$V_{Rd,c} = \left[V_{Rd,c} \cdot k \cdot \left(100 \rho_1 \cdot f_{ck} \right)^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \geq \left[v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (6.18)$$

$$V_{Rd,c} = 249,13 \text{ kN} \geq 163,33 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} \geq V_{Ed} \rightarrow 249,13 \text{ kN} > 234,28 \text{ kN}$$

pri čemer je:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{470}} = 1,65 \leq 2,0$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} = \frac{76,08}{50 \cdot 47} = 0,032 > 0,02 \Rightarrow \rho_1 = 0,02$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{483,78}{2500} = 0,19 \text{ kN/cm}^2 \Rightarrow \sigma_{cp} = 1,9 \text{ MPa}$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{2/3} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,41$$

Ker je projektna strižna odpornost stebra $V_{Rd,c}$ večja od projektne prečne sile V_{Ed} , ki jo dobimo iz načrtovanja nosilnosti računsko strižna armatura ni potrebna. Kljub temu moramo zagotoviti minimalno strižno armaturo, in sicer:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w \cdot \sin \alpha} \geq \rho_{w,min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad (6.19)$$

Največja vzdolžna medsebojna razdalja med stremeni ne sme prekoračiti vrednosti $s_{c1,max} = \min \{20 \cdot d_{bl}, \text{manjša dimenzija stebra}, 400\text{mm}\}$, kjer je d_{bl} premer najtanjše vzdolžne palice v milimetrih.

Izberemo zaprta 2 - strižna stremena - $\emptyset 10$ na razdalji 30 cm.

Preverimo pogoj (6.19) ter vrednost največje dovoljene razdalje $s_{cl,tmax}$:

$$\rho_w = \frac{2 \cdot 0,79}{30 \cdot 50 \cdot 1} = 0,00105 \geq \frac{0,08 \cdot \sqrt{30}}{500} = 0,0009 \quad (6.19)$$

$$s = 300 \text{ mm} \leq s_{cl,tmax} = \min \left\{ 20 \cdot 18 = 360, 500, 400 \right\} 360 \text{ mm}.$$

Neposredno nad vpetjem stebra v temelj in pod gredo na oddaljenosti, ki je enaka večji dimenziji prečnega prereza stebra se razdaljo med palicami prečne armature zmanjša s faktorjem 0,6. V našem primeru torej razdalja ne sme biti večja od 180 mm.

Izberemo zaprta 2 - strižna stremena - $\emptyset 10$ na razdalji 15 cm.

6.3.4 Kontrola vodoravnih pomikov

Najprej preverimo vodoravne pomike stebrov v pogojih mejnih stanj uporabnosti:

$$u_{dej} \leq u_{dop} = \frac{H}{150} \rightarrow u_{dej} = 1,93 \text{ cm} \leq u_{dop} = \frac{600}{150} = 4,0 \text{ cm}$$

V nadaljevanju preverimo še vodoravne pomike v višini strešne plošče skladiščnega dela objekta za potresna projektna stanja. Izračunamo jih s pomočjo elastične analize ter z uporabo poenostavljenega izraza:

$$d_s = q_d \cdot d_e$$

kjer je:

q_d ... faktor obnašanja za pomike - $q_d = q = 1,5$

d_e ... pomik točke konstrukcijskega sistema določen z linearno analizo - $d_e = 2,78 \text{ cm}$

Vodoravni pomik je:

$$d_s = q_d \cdot d_e = 1,5 \cdot 2,78 = 4,17 \text{ cm}$$

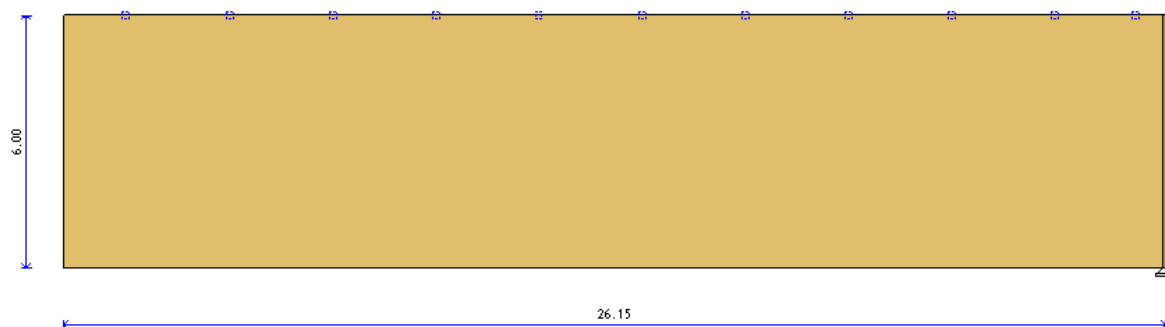
Preverimo še etažne pomike za stavbe, pri katerih so nekonstrukcijski elementi pritrjeni na konstrukcijo tako, da deformacije konstrukcije nanje ne vplivajo:

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

$$d_s \cdot v \leq 0,010 \cdot h = 4,17 \cdot 0,5 \leq 0,010 \cdot 600 = 2,09 \text{ cm} \leq 6,0 \text{ cm}$$

7 PROJEKTIRANJE AB STENE V OSI A NA MEJNA STANJA NOSILNOSTI

Projektiramo AB steno v osi A. Višina stena je $h_w = 6,0$ m, dolžina $l_w = 26,30$ m, debelina pa 30 cm. Računski model stene prikazujemo na sliki 39.



Slika 39: Stena v osi A

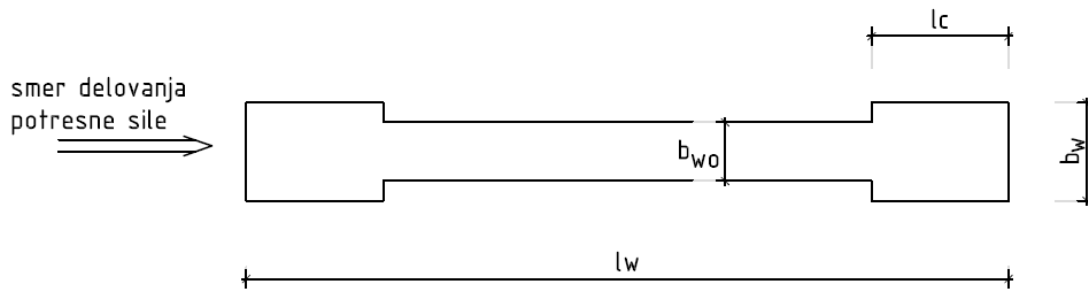
7.1.1 Geometrijske zahteve za duktilne stene

Skladno z določili iz standarda SIST EN 1998-1: 2005 mora širina stojine duktilne stene b_{wo} (glej sliko 39) zadostiti naslednjemu pogoju:

$$b_{wo} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 0,15 \text{ m} \\ h_s / 20 \end{array} \right\}, \quad (7.1)$$

kjer je h_s svetla etažna višina. Ko upoštevamo $h_s = 6,0$ m, dobimo iz pogoja (7.1):

$$b_{wo} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 0,15 \text{ m} \\ 6,0 \text{ m} / 20 \end{array} \right\} = b_{wo} \geq 30 \text{ cm}$$

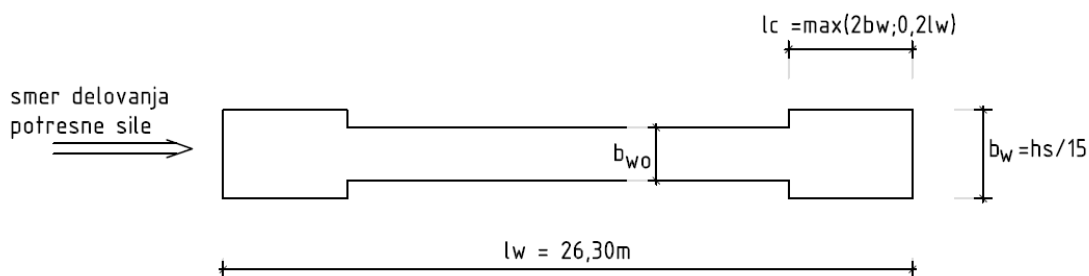


Slika 40: Geometrijski parametri stene

Dodatno moramo upoštevati tudi zahtevo glede debeline objetege dela prereza duktilne stene (robnega elementa) b_w (glej sliko 40), ki ne sme biti manjša od 200 mm.

Poleg tega je debelina robnega elementa b_w odvisna tudi od dolžine objetege dela l_c dolžine, na kateri lahko zaradi velikih tlačnih deformacij pride do odpadanja betona. Če predpostavimo, da bo dolžina l_c krajša od večje vrednosti med $0,2 \cdot l_w$ in $2 \cdot b_w$, potem debelina robnega elementa b_w ne sme biti manjša od $h_s/15$, kjer je h_s etažna višina (slika 38). Če pa predpostavimo, da bo dolžina l_c daljša od večje vrednosti med $0,2 \cdot l_w$ in $2 \cdot b_w$, potem debelina robnega elementa b_w ne sme biti manjša od $h_s/10$.

Predpostavimo, da bo debelina stene po celotni dolžini konstantna ($b_w = b_{wo}$). Glede na zapisane zahteve za debelino stene izberemo $b_w = 30$ cm. Pri tem predvidimo, da bo dolžina objetege dela $l_c \leq \max \{0,2 \cdot 2630, 2 \cdot 30\} = 526$ cm.



Slika 41: Določitev dimenzij robnega elementa

Ugotovimo, da izbrana debelina stene $b_w = b_{w0} = 30$ cm ne ustreza pogoju za debelino robnega elementa, ki je $b_{w0} \geq h_s/15$. Glede na razmerje med dolžino in višino stene pa bi lahko obravnavano steno uvrstili med t.i. velike, šibko armirane stene, kjer zahteve glede minimalnih dimenzij niso tako stroge. Velike, šibko armirane stene so stene s prečkom velikih dimenzij, to je z vodoravno dolžino l_w , ki je vsaj enaka manjši od vrednosti 4,0 m ali dve tretjini višine stene h_w . Za takšne stene se pričakuje, da bodo pri potresnem projektnem stanju zmerno razpokale ter se omejeno plastificirale.

Dolžino robnega elementa za velike šibke armirane stene l_c ne sme biti manjša od manjše vrednosti izmed b_w ali $3 \cdot b_w \cdot \sigma_{cm}/f_{cd}$, kjer je σ_{cm} srednja vrednost napetosti betona v tlačni coni v mejnem stanju zaradi upogiba z osno silo. Ob predpostavki, da je $\sigma_{cm} \approx \frac{1}{2} f_{cd}$, je zahteva za dolžino robnega elementa sledeča:

$$l_c \geq \min \{30, 3 \cdot 30 \cdot 1/2\} = 30 \text{ cm} \quad (7.2)$$

Izberemo dolžino robnega elementa $l_c = 60$ cm.

7.1.2 Obremenitve stene v osi A

Notranje sile v steni v prečnem prerezu na koti vpetja v temelj izračunamo s programom TOWER. Merodajna je kombinacija vplivov za potresna projektna stanja.

$$N_{Ed} = -2289,47 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 432,94 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 6113,39 \text{ kNm}$$

7.1.3 Posebna določila za račun projektnih obremenitev v steni

Pri določitvi upogibne in strižne nosilnosti uporabimo osne sile iz analize za potresna projektna stanja. Pri tem normirana osna sila v steni ne sme preseči vrednosti 0,40. Ob vpetju stene je vrednost normirane osne sile v steni (glej enačbo 7.3):

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{2289,47}{2630 \cdot 30 \cdot 1,67} = 0,017 \leq 0,40 \quad (7.3)$$

V primeru, da je velikost normirane osne sile manjša od 0,2, lahko skladno z določili iz standarda SIST EN 1998-1:2005 prečno armaturo v robnih elementih določimo samo v skladu s SIST EN 1992-1-1:2005.

7.1.4 Kritično območje nad vpetjem stene

Kritično območje je območje v potresnem elementu, kjer nastopa najbolj neugodna kombinacija notranjih sil in kjer lahko nastane plastični členek.

Višino kritičnega območja h_{cr} nad vpetjem obravnavane stene ocenimo s pomočjo določil iz SIST EN 1998-1: 2005, in sicer:

$$h_{cr} = \max \left\{ l_w ; \frac{h_w}{6} \right\} = \max \left\{ 26,30 ; \frac{6,0}{6} \right\} = 26,30 \text{ m}$$

Pri tem upoštevamo omejitvev:

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2l_w \\ h_s \quad \text{a} \quad n \leq 6 \text{ etaž,} \end{cases}$$

kjer je h_s svetla etažna višina. Torej velja:

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2 \cdot 26,30 = 52,6 \text{ m} \\ 6,0 \text{ m} \end{cases} \rightarrow h_{cr} \leq 6,0 \text{ m.}$$

Iz povedanega lahko ugotovimo, da je višina kritičnega območja obravnavane stene

$$h_{cr} = 6,0 \text{ m.}$$

7.1.5 Dimenzioniranje stene v kritičnem območju na upogib

Upogibno nosilnost stene določimo skladno z določili iz SIST EN 1992-1-1: 2005, pri čemer uporabimo vrednost osne sile iz analize za potresno projektno stanje. Pri računu upogibne nosilnosti prečnega prereza stene upoštevamo tudi navpično armaturo v stojini. Pri tem izberemo dolžino robnega elementa stene $l_c = 60 \text{ cm}$ (glej poglavje 7.1.1).

Delež vzdolžne armature pa v robnih elementih ne sme biti manjša od 0,005, to pomeni:

$$A_s^{\text{rob.el.}} \geq 0,005 \cdot A_c^{\text{rob.el.}} = 0,005 \cdot 30 \cdot 60 = 9,0 \text{ cm}^2 \quad (7.4)$$

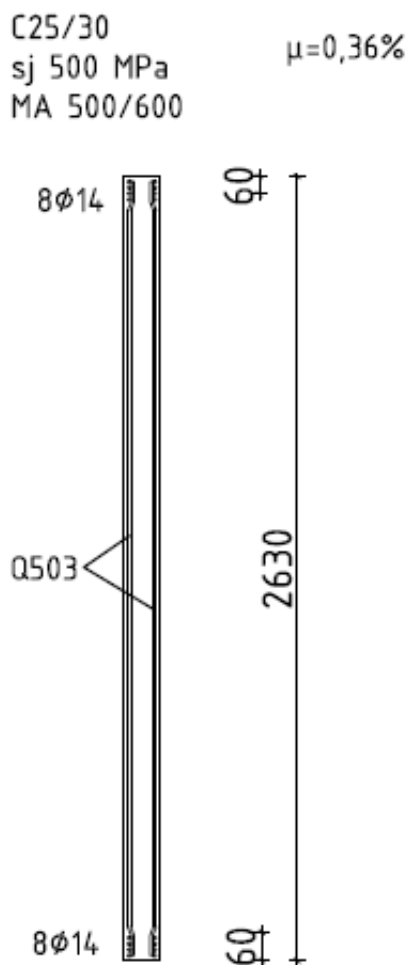
Razdalja med dvema sosednjima vzdolžnima palicama v robnem elementu je lahko največ 20 cm, premer posamezne palice pa ne sme biti manjši od 12 mm.

Obremenitev prečnega prereza stene na mestu vpetja je:

$$M_{Ed} = 6113,39 \text{ kNm in}$$

$$N_{Ed} = -2289,47 \text{ kN}$$

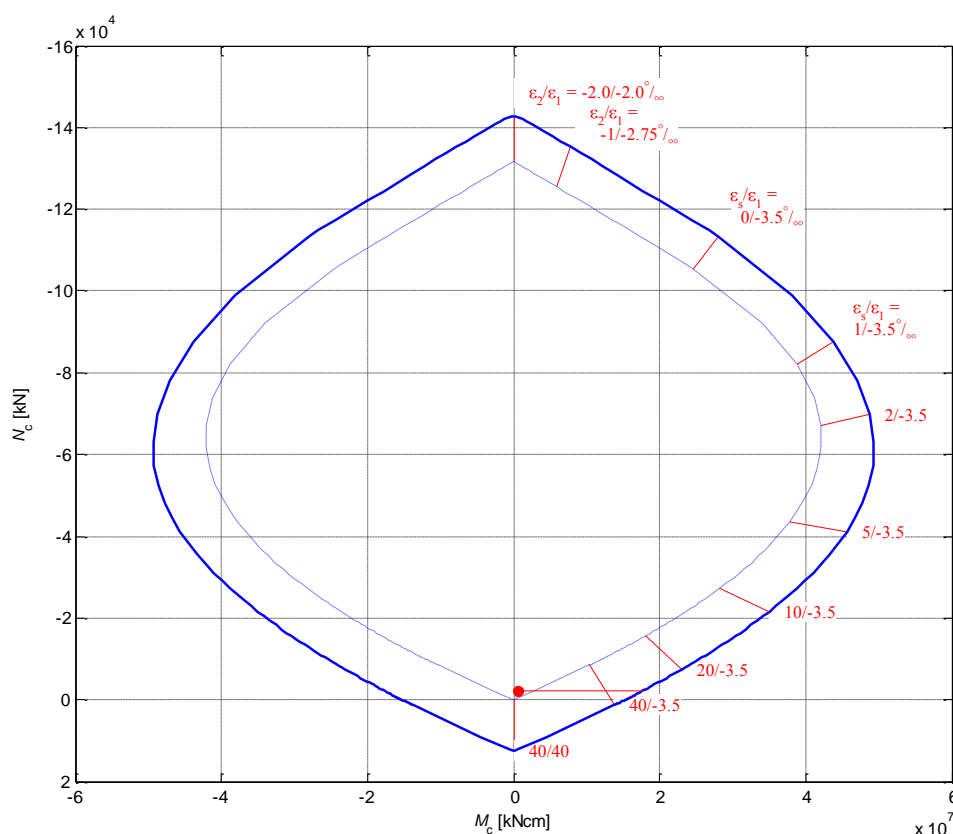
Izbrano vzdolžno armaturo prikazujemo na sliki 39.



Slika 42: Vz dolžna armatura stene v kritičnem območju nad vpetjem stene

V vsakem robnem elementu namestimo na vsako stran armaturne palic s premerom $\Phi 14$ mm na medsebojni oddaljenosti 20 cm. Vz dolž obeh robov stene dodatno namestimo še mrežno armaturo Q503.

Mejno nosilnost prečnega prereza stene v kritičnem območju prikazujemo s pomočjo interakcijskega diagrama mejne nosilnosti na sliki 43.



Slika 43: Interakcijski diagram mejne nosilnosti prečnega prereza stene v kritičnem območju

Pri osni sili $N_{Ed} = -2289,47$ kN je mejna upogibna nosilnost prečnega prereza stene z izbrano vzdolžno armaturo $M_{Rd} = 177800$ kNm in je večja od obremenitve $M_{Ed} = 6113,39$ kNm. Skupni prečni prerez vzdolžne armature stene je:

$$A_{s,v,dej} = 2 \cdot 8 \cdot \frac{\pi \cdot 1,4^2}{4} + 2 \cdot 26,30 \cdot 5,03 = 24,62 + 264,58 = 289,20 \text{ cm}^2,$$

kar predstavlja 0,36 % površine prečnega prereza stene in je večji od minimalne zahtevane vrednosti, ki je 0,30 % (SIST EN 1992-1-1: 2005).

Preverimo še količino armature v robnem elementu glede na zahtevo (7.4):

$$A_{s,dej}^{rob.el.} = 8 \cdot \frac{\pi \cdot 1,4^2}{4} + 2 \cdot 0,60 \cdot 5,03 = 12,31 + 6,04 = 18,35 \text{ cm}^2 \geq 9,0 \text{ cm}^2$$

Pogoj glede minimalne vzdolžne armature v robnem elementu je izpolnjen!

7.1.6 Dimenzioniranje stene kritičnem območju na prečno silo

Strižno odpornost stene preverimo skladno z določili SIST EN 1992-1-1:2005. Projektno prečno silo za veliko, šibko armirano steno v prečnem prerezu na mestu vpetja izračunamo z naslednjim izrazom:

$$V_{Ed} = V_{Ed} \cdot \frac{q+1}{2} = 432,94 \cdot \frac{1,5+1}{2} = 541,18 \text{ kN}$$

pripadajoča osna sila pa je:

$$N_{Ed} = -2289,47 \text{ kN}$$

Projektno strižno odpornost prečnega prereza stene brez strižne armature izračunamo z izrazom (7.5):

$$V_{Rd,c} = \left[V_{Rd,c} \cdot k \cdot \left(100 \rho_1 \cdot f_{ck} \right)^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \geq \left[\sigma_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (7.5)$$

$$V_{Rd,c} = 1086 \text{ kN} \geq 1495,22 \text{ kN}$$

pri čemer je:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d \text{ (mm)}}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{22300}} = 1,09 \leq 2,0$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{18,35}{30 \cdot 2230} = 0,0003 \leq 0,02$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{2289,47}{30 \cdot 2630} = 0,029 \text{ kN/cm}^2 \Rightarrow \sigma_{cp} = 0,29 \text{ MPa}$$

$$\nu_{min} = 0,035 \cdot k^{2/3} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,18$$

Projektna strižna odpornost stene brez strižne armature ($V_{Rd,c}$) ob vpetju je večja od projektne vrednosti prečne sile V_{Ed} zaradi vpliva zunanje obtežbe.

Izračunamo minimalno strižno armaturo po izrazu:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w \cdot \sin \alpha} \geq \rho_{w,min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad (7.6)$$

Vzdolž obeh robov stene imamo nameščeno mrežno armaturo Q 503 (palice $\emptyset 8$ na medsebojni oddaljenosti 10 cm).

$$\rho_w = \frac{2 \cdot 5,03}{100 \cdot 30 \cdot 1} = 0,0033 \geq \frac{0,08 \cdot \sqrt{25}}{500} = 0,0008$$

$$s = 100 \text{ mm} \leq s_{c1,max} = \min \left\{ 20 \cdot 8 = 160, 300, 400 \right\} = 160 \text{ mm}.$$

Preverimo še pogoj $0,003 A_c$ (polovica na vsako stran)

$$A_{s,hmin} = 0,003 \cdot 100 \cdot 30 = 9,0 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

Izbrana vodoravna armatura 2 Q503 izpolnjuje zahteve o minimalni armaturi!

V robnem elementu pa minimalno potrebno strizno armaturo izračunamo s pomočjo izraza:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w \cdot \sin \alpha} \geq \rho_{w,min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad (7.6)$$

Največja vzdolžna medsebojna razdalja med stremeni ne sme prekoračiti vrednosti $s_{c1,tmax} = \min \{20 \cdot d_{bl}, \text{manjša dimenzija stene, } 400\text{mm}\}$, kjer je d_{bl} premer najtanjše vzdolžne palice v milimetrih.

Izberemo zaprta 2 - strižna stremena - $\emptyset 8$ na razdalji 20 cm.

Preverimo pogoj (7.6) ter vrednost največje dovoljene razdalje $s_{c1,tmax}$:

$$\rho_w = \frac{2 \cdot 0,50}{20 \cdot 30 \cdot 1} = 0,0016 \geq \frac{0,08 \cdot \sqrt{25}}{500} = 0,0008 \quad (7.6)$$

$$s = 200 \text{ mm} \leq s_{c1,tmax} = \min \{20 \cdot 14 = 280, 300, 400\} = 280 \text{ mm}.$$

Neposredno nad vpetjem stene v temelj oziroma pod stikom stene z gredo na oddaljenosti, ki je enaka 4-kratni dimenziji debeline stene, moramo skladno z določili iz SIST EN 1992-1-1:2005, ki sicer veljajo za stebre, razdaljo med palicami prečne armature zmanjšati s faktorjem 0,6. Torej $s_{c1,tmax} = 0,6 \cdot 400 = 120 \text{ mm}$.

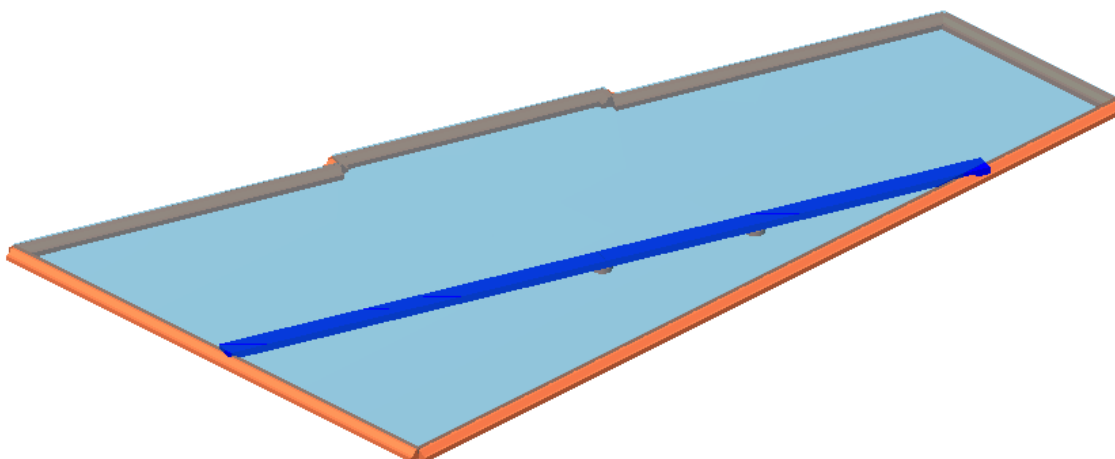
Izberemo zaprta 2 - strižna stremena - $\emptyset 8$ na razdalji 10 cm.

8 PROJEKTIRANJE AB STROPNE KONSTRUKCIJE POSLOVNEGA DELA OBJEKTA

8.1 Strešna plošča - projektiranje na mejna stanja nosilnosti

8.1.1 Zasnova

Strešna plošča poslovnega dela objekta je iz armiranega betona, debeline 15 cm. V plošči je skrit nosilec z dimenzijami prečnega prereza $b/h = 40/15$ cm. Računski model strešne plošče, ki ga uporabimo v programu TOWER, prikazujemo na sliki 44.



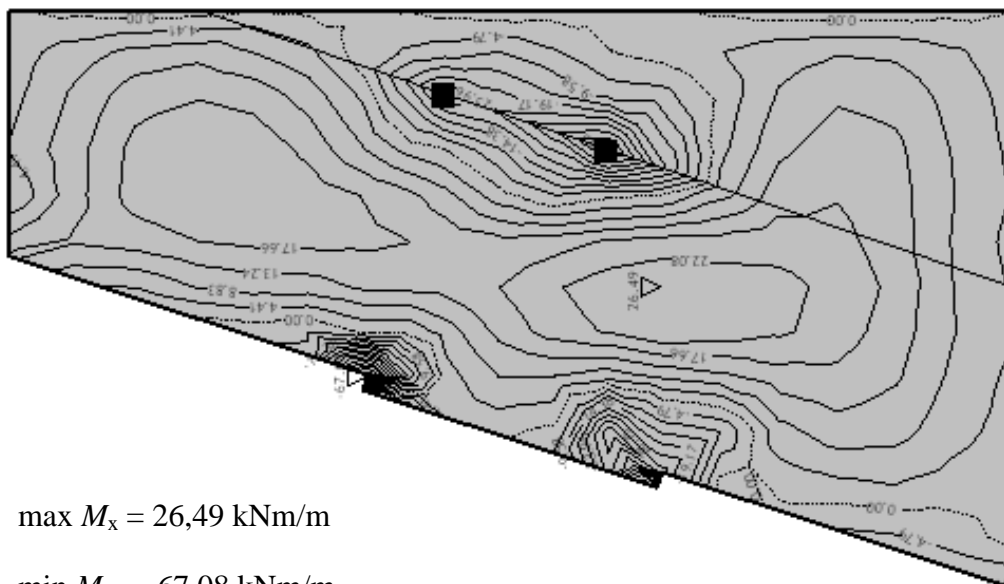
Slika 44: Računski model strešne plošče

8.1.2 Kombinacije vplivov za stalna projektna stanja (osnovne kombinacije)

Kombinacije vplivov za stalna projektna stanja (mejno stanje nosilnosti) smo podali v poglavju 4.2.1.2 točka a

8.1.3 Obremenitve v plošči

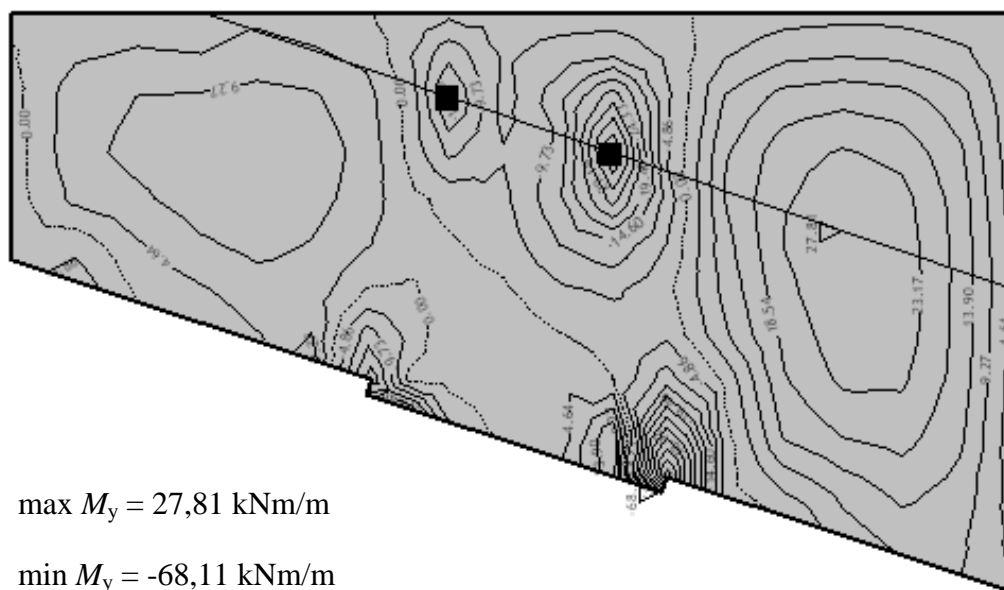
Na sliki 45 do 47 prikazujemo ovojnico projektних upogibnih momentov M_x , M_y in M_{xy} kot jih izračunamo s programom TOWER.



$$\max M_x = 26,49 \text{ kNm/m}$$

$$\min M_x = -67,08 \text{ kNm/m}$$

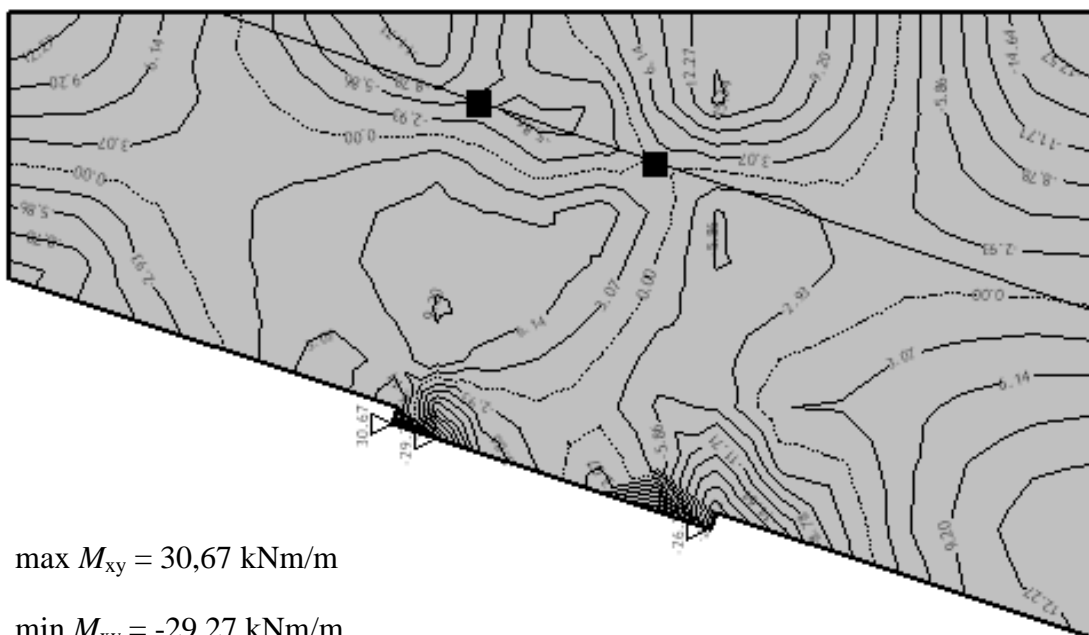
Slika 45: Ovojnica upogibnih momentov M_x



$$\max M_y = 27,81 \text{ kNm/m}$$

$$\min M_y = -68,11 \text{ kNm/m}$$

Slika 46: Ovojnica upogibnih momentov M_y



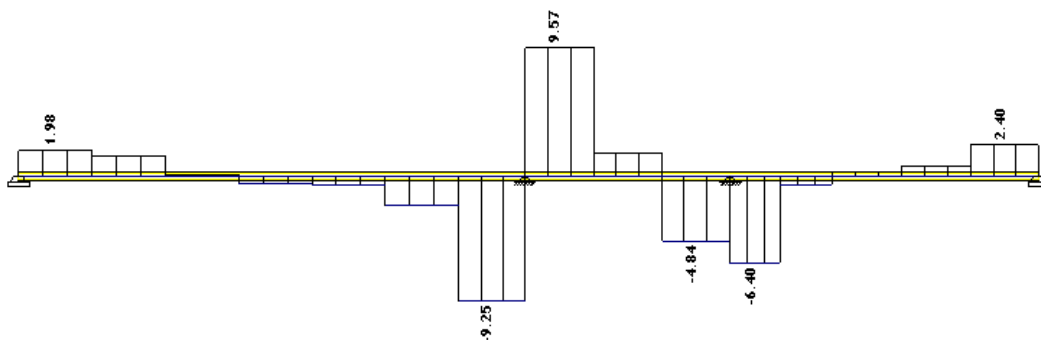
max $M_{xy} = 30,67$ kNm/m

min $M_{xy} = -29,27$ kNm/m

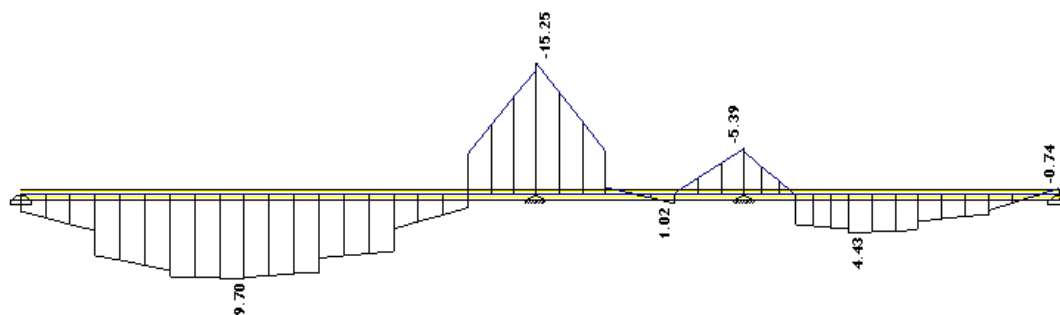
Slika 47: Ovojnica upogibnih momentov M_{xy}

8.1.4 Obremenitve v nosilcu

Na sliki 48 prikazujemo ovojnico projektnih prečnih sil v nosilcu na sliki 49 pa ovojnico projektnih upogibnih momentov v nosilcu.



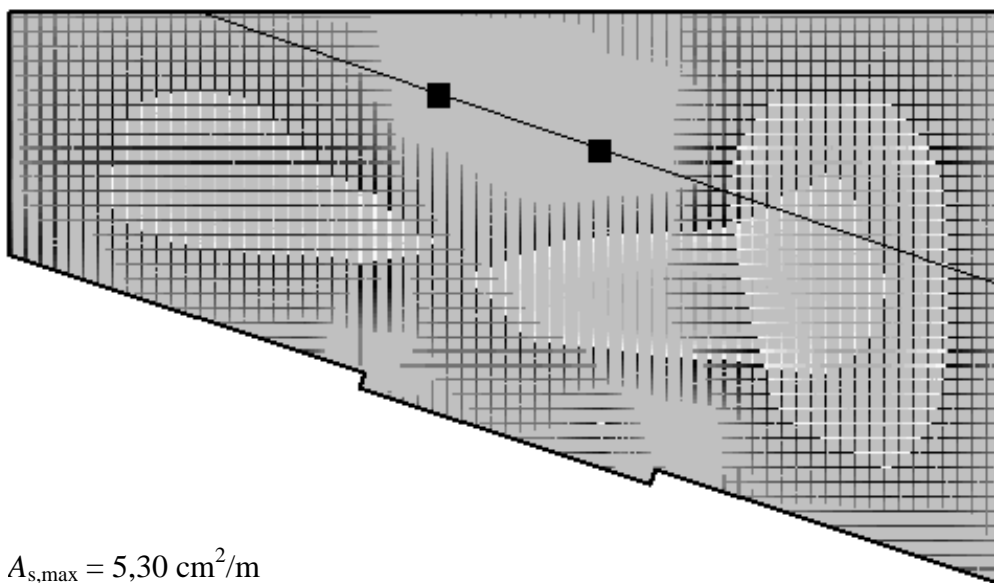
Slika 48: Ovojnica prečnih sil v nosilcu



Slika 49: Ovojnica upogibnih momentov v nosilcu

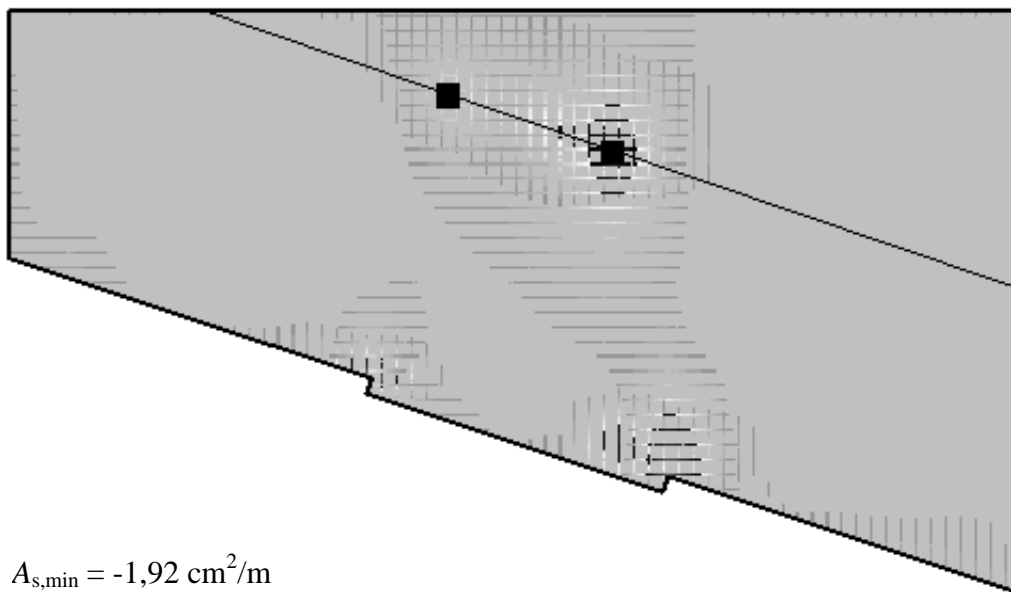
8.1.5 Dimenzioniranje strešne plošče

Na sliki 50 in 51 je prikazujemo potrebno količino spodnje in zgornje ortogonalne armature v strešni plošči, izračunane s programom TOWER.



$$A_{s,max} = 5,30 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Slika 50: Spodnja armatura v strešni plošči



Slika 51: Zgornja armatura v strešni plošči

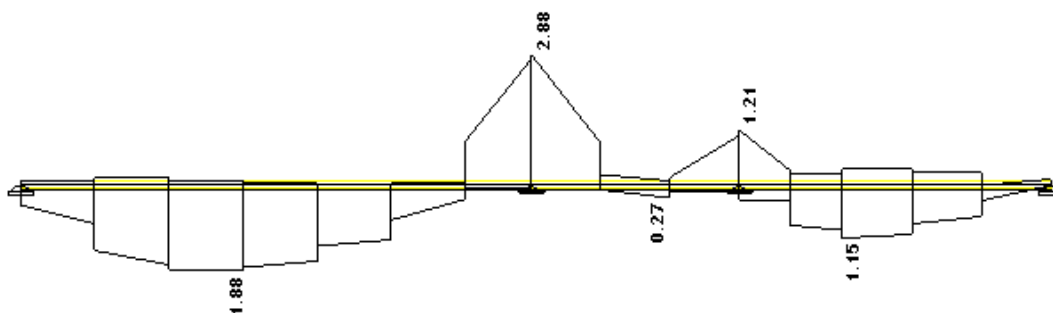
V plošči izberemo armaturo:

Armaturo spodaj: mreže **Q628** ($A_{S,dej} = 6,28 \text{ cm}^2/\text{m}$)

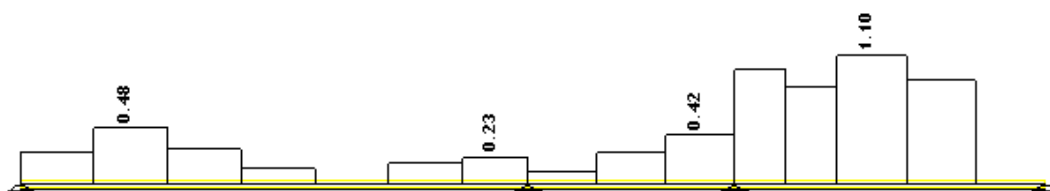
Armaturo zgoraj: mreže **Q226** ($A_{S,dej} = 2,26 \text{ cm}^2/\text{m}$)

8.1.6 Dimenzioniranje nosilca na upogibno in strižno obremenitev

Na sliki 52 prikazujemo potrebno spodnjo in zgornjo vzdolžno armaturo nosilca, na sliki 53 pa potrebno stremensko armaturo v nosilcu. Potrebne količine smo izračunali s programom TOWER.



Slika 52: Zgornja in spodnja vzdolžna armatura v nosilcu



Slika 53: Stremenska armatura v nosilcu

Izbrana armatura v nosilcu $b/h = 40/15$:

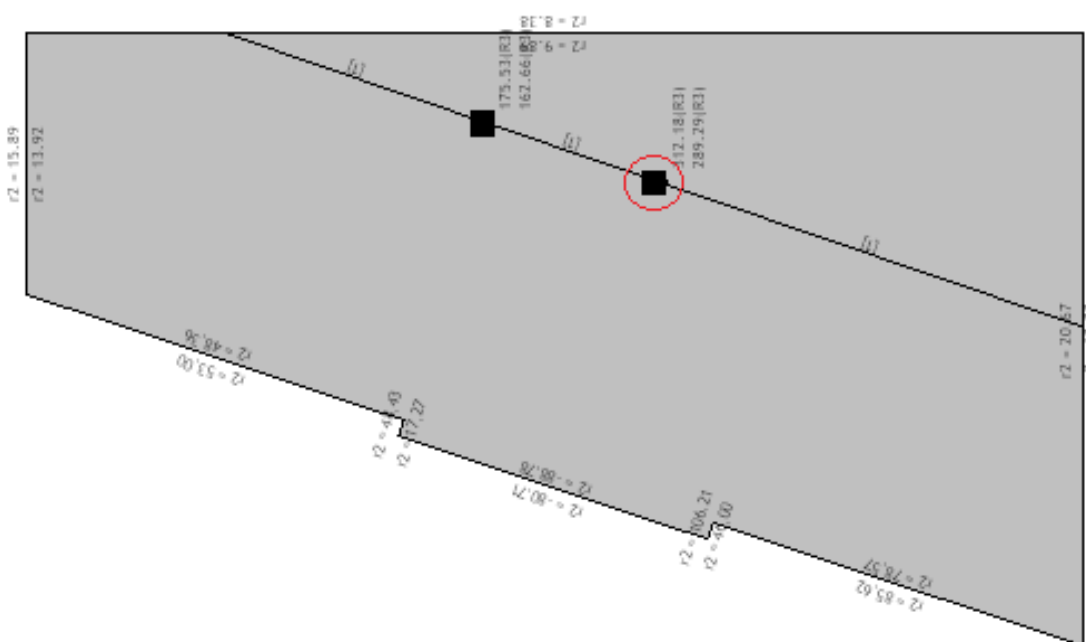
Armatura spodaj: **3Φ12** ($A_{S,dej} = 3,39 \text{ cm}^2/\text{m}$)

Armatura zgoraj: **3Φ12** ($A_{S,dej} = 3,39 \text{ cm}^2/\text{m}$)

Stremenska armatura: **Φ8/20cm** ($A_{S,dej} = 2,51 \text{ cm}^2/\text{m}$)

8.1.7 Preboj strešne plošče

Strig pri preboju strešne plošče se pojavi zaradi reakcije, ki deluje na razmeroma majhni ploskvi plošče, ki je na sliki 49 označena z A_{load} .



Slika 54: Preboj strešne plošče

Projektna vrednost reakcije podpore, izračunana s programom TOWER, je
 $V_{Ed} = 312,18 \text{ kN}$

Obravnavana strešna plošča je debeline $h = 15 \text{ cm}$, stebri pa so okrogli s polmerom
 $r = 20 \text{ cm}$.

$$\text{Statični višini: } \left. \begin{array}{l} d_y = 13 \text{ cm} \\ d_z = 12 \text{ cm} \end{array} \right\} \rightarrow d = \frac{d_y + d_z}{2} = 12,50 \text{ cm}$$

$$\text{Osnovni kontrolni obseg: } u_1 = 2\pi \cdot \left(r + 2d \right) = 2\pi \cdot \left(20 + 25 \right) = 282,7 \text{ cm}$$

$$\text{Obseg ob obodu stebra: } u_0 = 2\pi \cdot r = 2\pi \cdot 20 = 125,7 \text{ cm}$$

Projektna strižna napetost:

$$v_{Ed} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_1 \cdot d} \leq v_{Rd,c}$$

S koeficientom β upoštevamo vpliv ekscentrične obremenitve plošče zaradi momentov, ki se preko stebrov prenašajo v ploščo. Za konstrukcije, pri katerih horizontalna stabilnost ni odvisna le od delovanja okvirja iz stebrov in plošč in se dolžine sosednjih razponov ne razlikujejo za več kot 25%, ahko za koeficient β uporabimo približne vrednosti, ki so podane v standartu. Tako je za robne stebre $\beta = 1,40$.

$$v_{Ed} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_1 \cdot d} = 1,15 \cdot \frac{312,18}{282,7 \cdot 12,50} = 0,120 \text{ kN/cm}^2$$

Projektno vrednost prebojne strižne odpornosti plošče brez strižne armature za preboj vzdolž obravnavanega kontrolnega prereza izračunamo z izrazom:

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot \left(100 \rho_l \cdot f_{ck} \right)^{1/3} + k_l \cdot \sigma_{cp} \geq v_{min} + k_l \cdot \sigma_{cp}$$

Kjer so:

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

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

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d \text{ (mm)}}} \leq 2,0 \rightarrow k = 1 + \sqrt{\frac{200}{122,5}} = 2,27 > 2,0 \rightarrow k = 2,0$$

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} \cdot \rho_{lz}} \leq 0,02 \rightarrow \rho = \sqrt{0,005 \cdot 0,005} = 0,005 \leq 0,02 \rightarrow \rho = 0,005$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \rightarrow v_{min} = 0,035 \cdot 2,0^{3/2} \cdot 25^{1/2} = 0,49 \text{ MPa} = 0,049 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{cp} = 0$$

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot \left(100 \rho_l \cdot f_{ck} \right)^{1/3} + k_l \cdot \sigma_{cp} \geq v_{min} + k_l \cdot \sigma_{cp}$$

$$v_{Rd,c} = 0,12 \cdot 2,0 \cdot \left(100 \cdot 0,005 \cdot 25 \right)^{1/3} \geq 0,049 \text{ kN/cm}^2$$

$$v_{Rd,c} = 0,059 \text{ kN/cm}^2 \geq 0,049 \text{ kN/cm}^2$$

$$v_{Rd,c} < v_{Ed} \rightarrow 0,059 \text{ kN/cm}^2 < 0,105 \text{ kN/cm}^2 \dots \text{ potrebna strižna armatura}$$

Ker v kontrolnem prerezu v_{Ed} preseže $v_{Rd,c}$, moramo namestiti strižno armaturo.

Strižno armaturo izračunamo s pomočjo izraza za prebojno strižno odpornost plošč s strižno armaturo, ki je:

$$v_{Rd,cs} = 0,75 \cdot v_{Rd,c} + 1,5 \cdot \left(\frac{d}{s_r} \right) \cdot A_{sw} \cdot f_{ywd,ef} \cdot \left(\frac{1}{d} \right) \cdot \sin \alpha = v_{Ed}$$

$$f_{ywd,ef} = 250 + 0,25d = 250 + 0,25 \cdot 12,50 = 281 \text{ MPa}$$

$$\frac{d}{s_r} = 0,67$$

Iz zgornjega izraza izpostavimo A_{sw} in dobimo:

$$A_{sw} = \frac{v_{Ed} - 0,75v_{Rd,c}}{1,5 \left(\frac{d}{s_r} \right) \cdot f_{ywd,ef} \cdot \sin \alpha} \cdot u_l \cdot d = \frac{2 - 0,75 \cdot 0,56}{1,5 \cdot 0,67 \cdot 281 \cdot 0,707} \cdot 2827 \cdot 125 = 1379 \text{ mm}^2 = 13,79 \text{ cm}^2$$

→ izberemo $\Phi 10/9\text{cm}$

Tik ob stebru je prebojna strižna trdnost omejen na največ:

$$v_{Ed} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_0 \cdot d} \leq v_{Rd,max}$$

kjer je $v_{Rd,max}$ projektna vrednost največje prebojne strižne odpornosti pri preboju vzdolž obravnavanega kontrolnega prereza in je:

$$v_{Rd,max} = 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} = 0,5 \cdot 0,54 \cdot 1,67 = 0,45 \text{ kN/cm}^2$$

Torej:

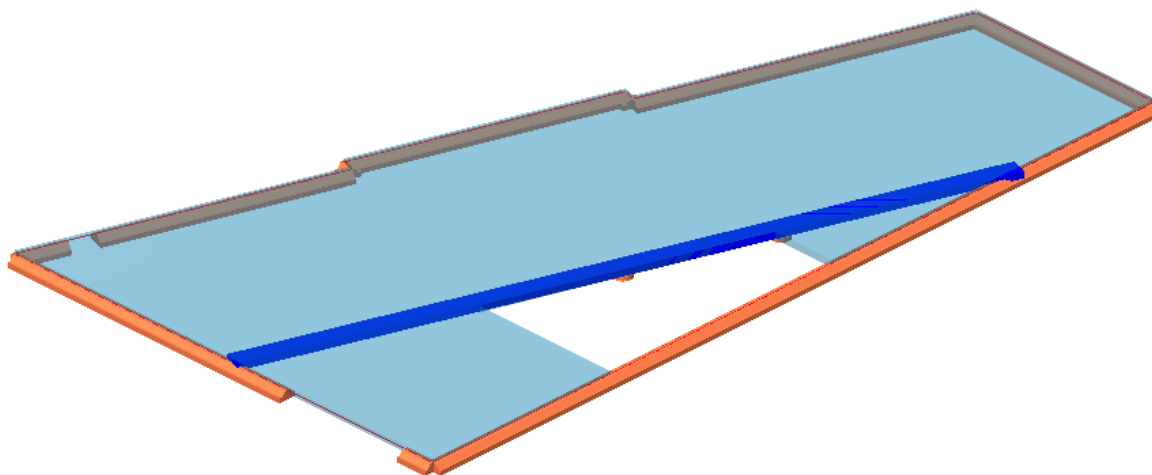
$$v_{\text{Ed}} = \beta \cdot \frac{V_{\text{Ed}}}{u_0 \cdot d} = 1,15 \cdot \frac{312,18}{125,7 \cdot 12,25} = 0,278 \text{ kN/cm}^2 \leq v_{\text{Rd,max}} = 0,45 \text{ kN/cm}^2$$

→ pogoj je izpolnjen

8.2 Stropna plošča nad 1. nadstropjem - projektiranje na mejna stanja nosilnosti

8.2.1 Zasnova

Stropna plošča poslovnega dela objekta je armiranobetonska, debeline 15 cm. V plošči je skrit nosilec dimenzij $b/h = 40/15$ cm. Računski model stropne plošče, izdelan v programu TOWER, prikazujemo na sliki 55



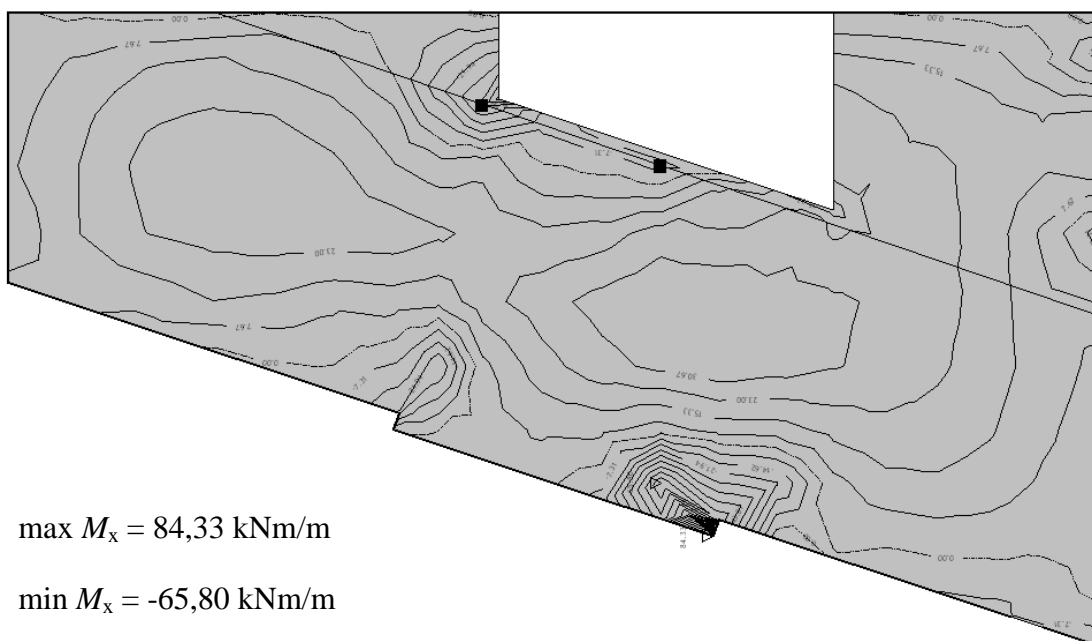
Slika 55: Stropna plošča nad 1. Nadstropjem

8.2.2 Kombinacije vplivov za stalna projektna stanja (osnovne kombinacije)

Kombinacije vplivov za stalna projektna stanja (mejno stanje nosilnosti) podajamo v poglavju 4.2.1.2 točka b

8.2.3 Obremenitve v plošči

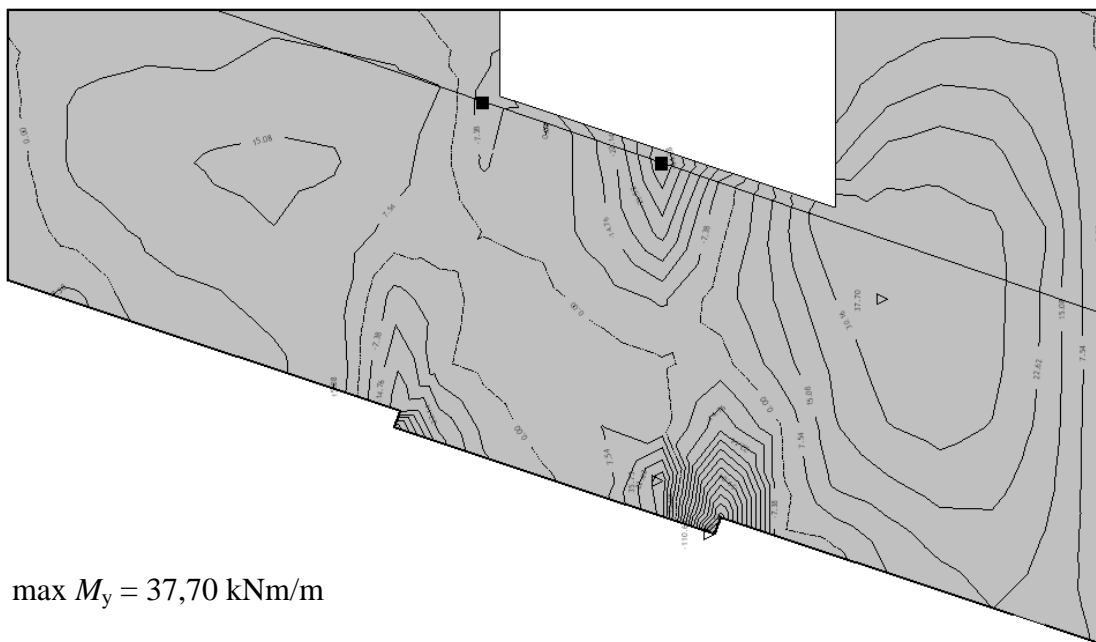
Na sliki 56 do 58 prikazujemo ovojnico projektних upogibnih momentov M_x , M_y in M_{xy} kot jih izračunamo s programom TOWER.



$$\max M_x = 84,33 \text{ kNm/m}$$

$$\min M_x = -65,80 \text{ kNm/m}$$

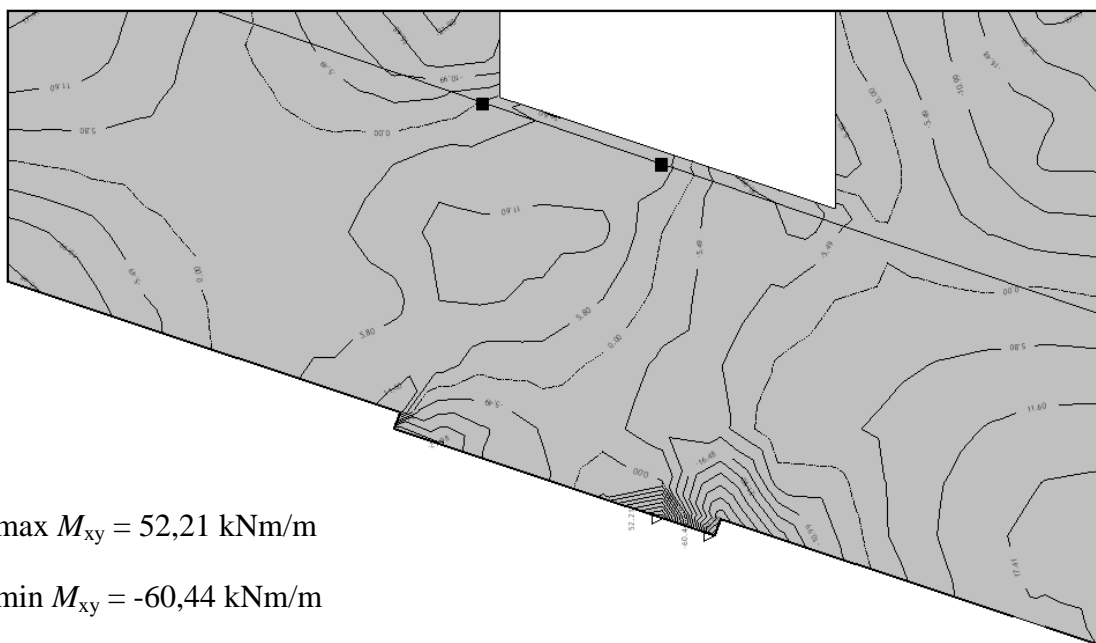
Slika 56: Ovojnica upogibnih momentov M_x



max $M_y = 37,70$ kNm/m

min $M_y = -110,69$ kNm/m

Slika 57: Ovojnica upogibnih momentov M_y



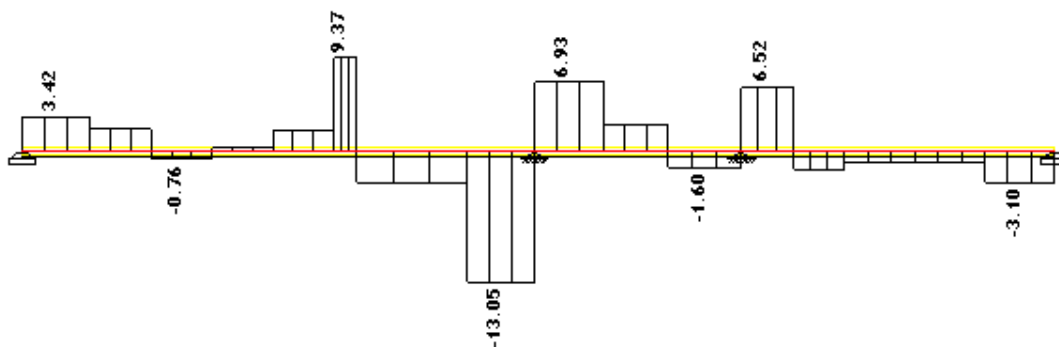
max $M_{xy} = 52,21$ kNm/m

min $M_{xy} = -60,44$ kNm/m

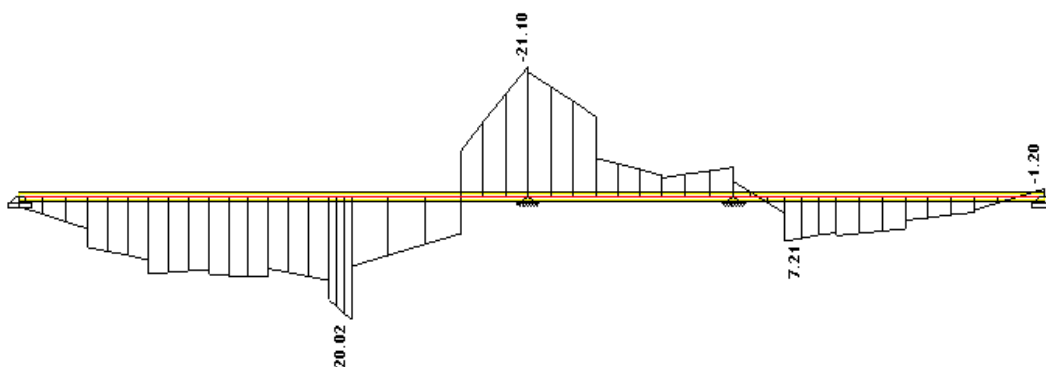
Slika 58: Ovojnica upogibnih momentov M_{xy}

8.2.4 Obremenitve v nosilcu

Na sliki 59 prikazujemo ovojnico projektних prečnih sil v nosilcu na sliki 60 pa ovojnico projektnih upogibnih momentov v nosilcu.



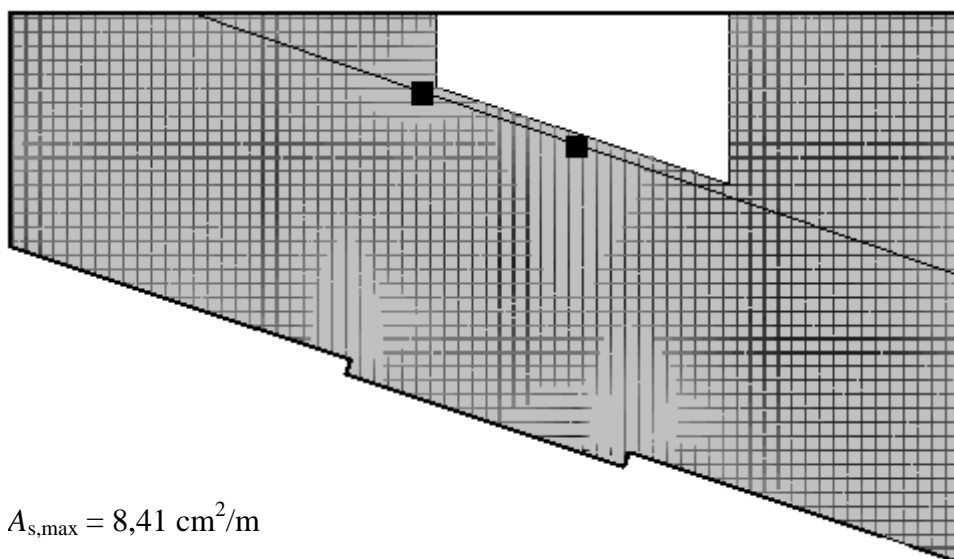
Slika 59: Ovojnica prečnih sil v nosilcu



Slika 60: Ovojnica upogibnih momentov v nosilcu

8.2.5 Dimenzioniranje plošče nad 1. nadstropjem

Na sliki 61 in 62 je prikazana potrebno spodnjo in zgornjo armaturo v plošči nad 1. nadstropjem izračunana s programom TOWER.



Slika 61: Spodnja armatura v plošči nad 1. nadstropjem



Slika 62: Zgornja armatura v plošči nad 1. Nadstropjem

Izbrana armatura v plošči:

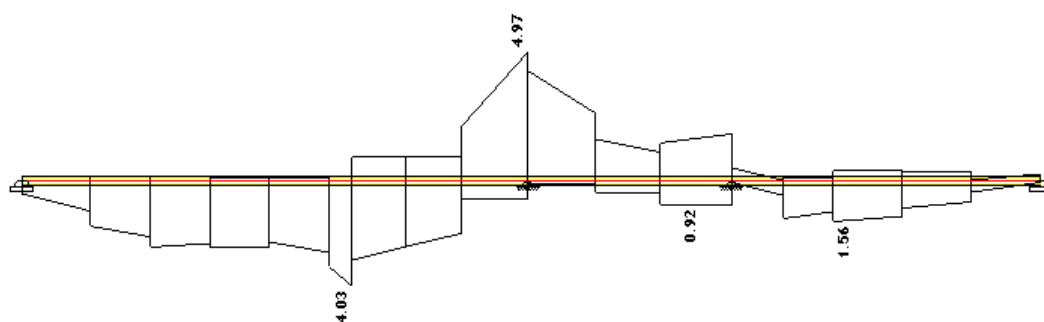
Armatura spodaj: mreže **Q524** + **Q335** ($A_{s,dej} = 8,59 \text{ cm}^2/\text{m}$)

Armatura zgoraj: mreže **Q503** ($A_{s,dej} = 5,03 \text{ cm}^2/\text{m}$)

Armtura proti preboju: $\Phi 10/9\text{cm}$... križem amrmirano

8.2.6 Dimenzioniranje nosilca na upogibno in strižno obremenitev

Na sliki 63 je prikazujemo potrebno količino spodnje oziroma zgornje vzdolžne armature, na sliki 64 pa potrebno stremensko armaturo za nosilec v plošči nad 1. nadstropjem.



Slika 63: Zgornja in spodnja armatura v nosilcu



Slika 64: Stremenska armatura v nosilcu

Izbrana armatura v nosilcu $b/h = 40/15$ cm:

Armaturo spodaj: $3\Phi 14$ ($A_{S,dej} = 4,62 \text{ cm}^2/\text{m}$)

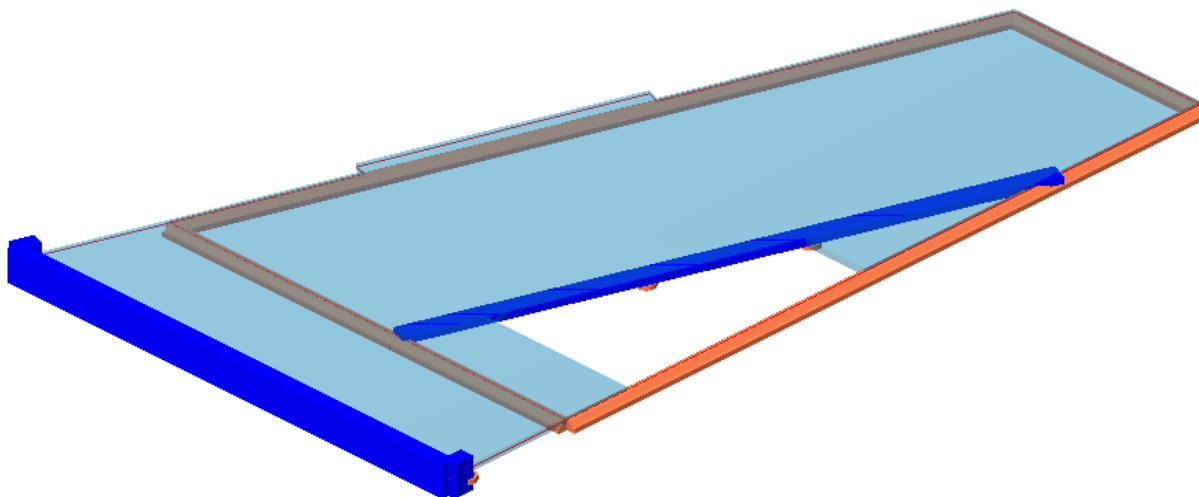
Armaturo zgoraj: $4\Phi 14$ ($A_{S,dej} = 6,16 \text{ cm}^2/\text{m}$)

Stremenska armatura: $\Phi 10/20\text{cm}$ ($A_{S,dej} = 3,93 \text{ cm}^2/\text{m}$)

8.3 Stropna plošča nad pritličjem - projektiranje na mejna stanja nosilnosti

8.3.1 Zasnova

Stropna plošča nad pritličjem v poslovnem delu objekta je ravno tako iz armiranega betona, debeline 15 cm. V plošči potekata dva AB nosilca dimenzij $b/h = 40/15$ cm oziroma 30/70 cm. Računski model stropne plošče, izdelan v programu TOWER, prikazujemo na sliki 65.



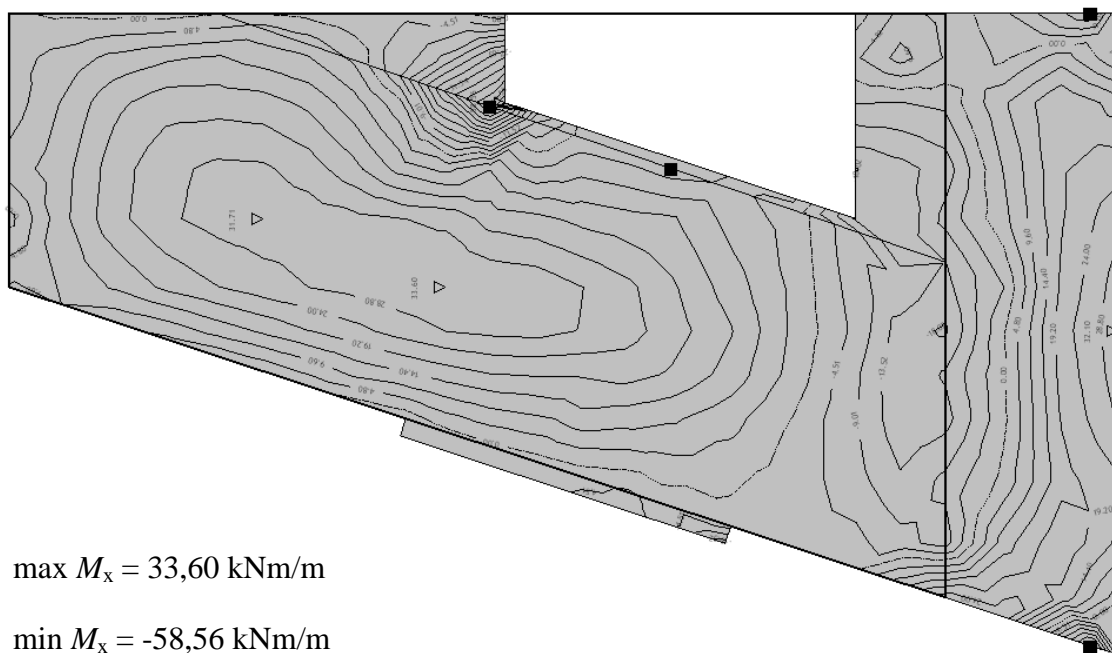
Slika 65: Stropna plošča nad pritličjem

8.3.2 Kombinacije vplivov za stalna projektna stanja (osnovne kombinacije)

Kombinacije vplivov za stalna projektna stanja (mejno stanje nosilnosti) podajamo v poglavju 4.2.1.2 točka c

8.3.3 Obremenitve v plošči

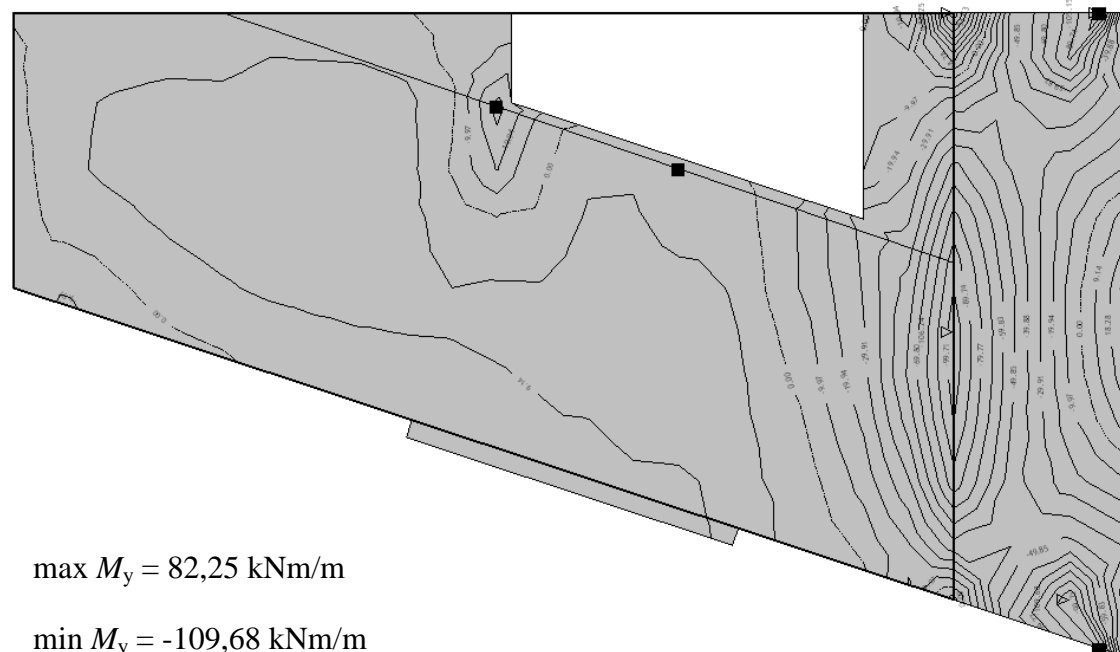
Na sliki 66 do 68 prikazujemo ovojnico projektnih upogibnih momentov M_x , M_y in M_{xy} kot jih izračunamo s programom TOWER



max $M_x = 33,60$ kNm/m

min $M_x = -58,56$ kNm/m

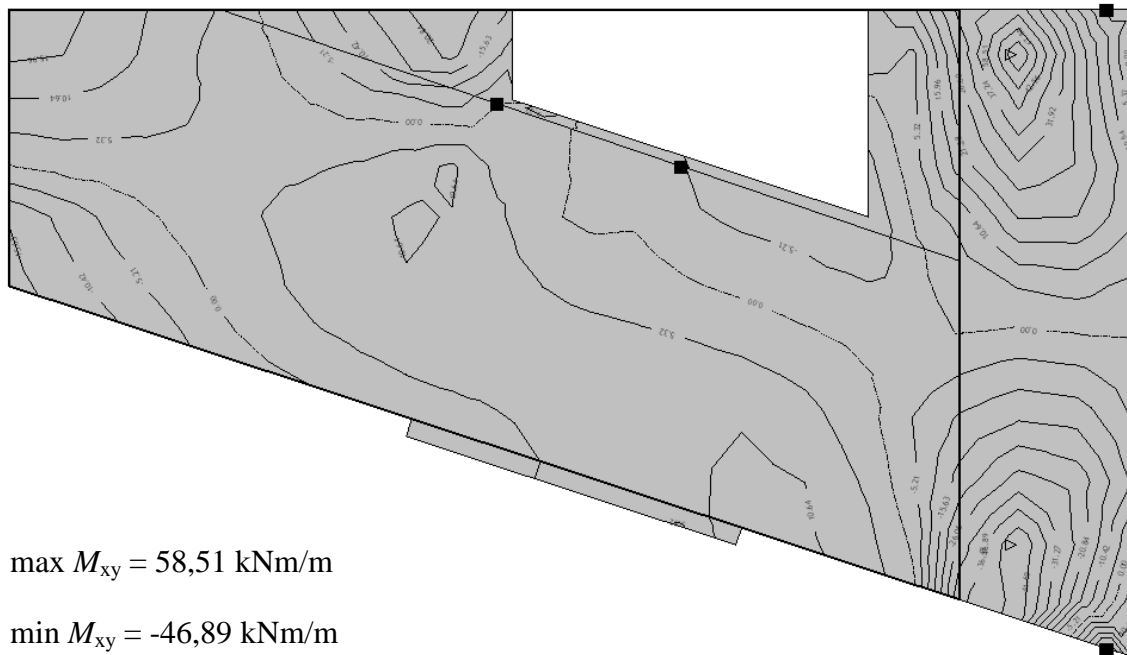
Slika 66: Ovojnica upogibnih momentov M_x



max $M_y = 82,25$ kNm/m

min $M_y = -109,68$ kNm/m

Slika 67: Ovojnica upogibnih momentov M_y



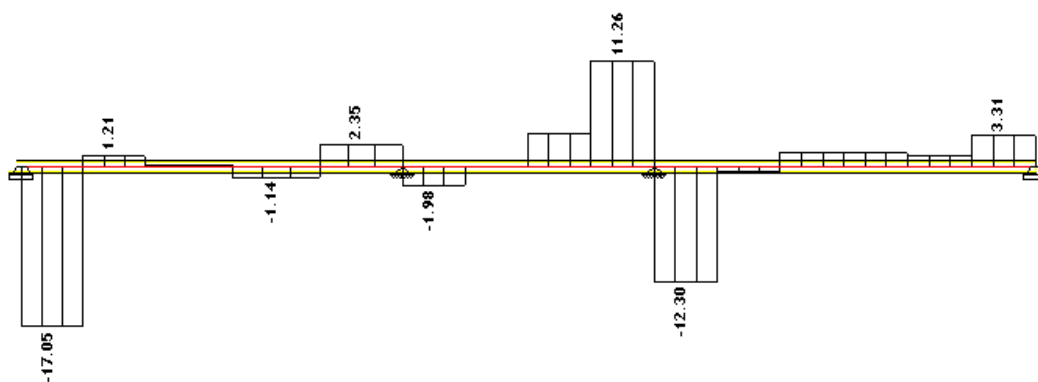
$$\max M_{xy} = 58,51 \text{ kNm/m}$$

$$\min M_{xy} = -46,89 \text{ kNm/m}$$

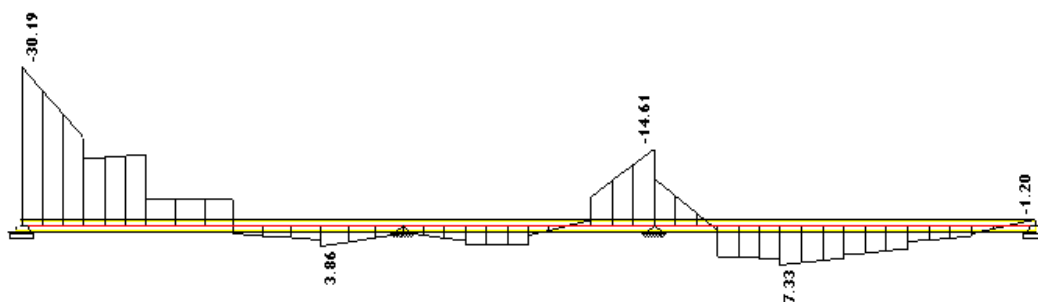
Slika 68: Ovojnica upogibnih momentov M_{xy}

8.3.4 Obremenitve v nosilcu 40/15 cm

Na sliki 69 prikazujemo ovojnico projektnih prečnih sil v nosilcu na sliki 70 pa ovojnico projektnih upogibnih momentov v nosilcu.



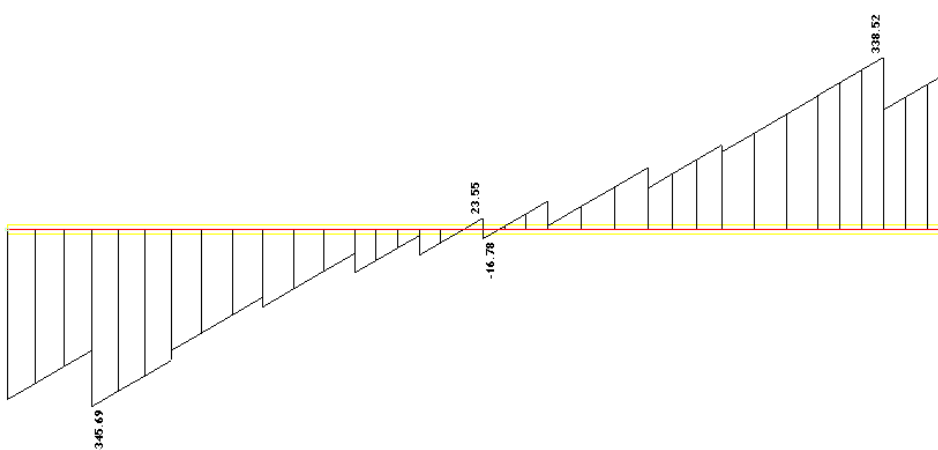
Slika 69: Ovojnica prečnih sil v nosilcu 40/15 cm



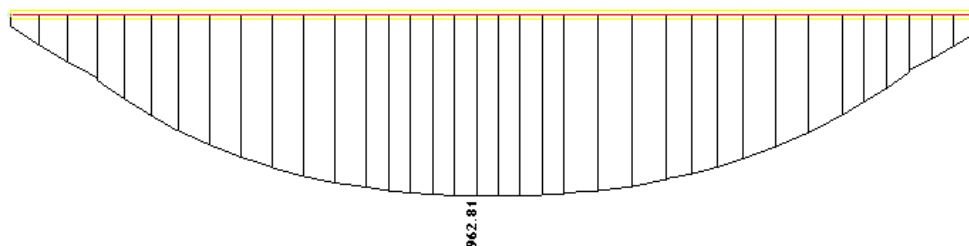
Slika 70: Ovojnica upogibnih momentov v nosilcu 40/15 cm

8.3.5 Obremenitve v nosilcu 30/70 cm

Na sliki 71 prikazujemo ovojnico projektnih prečnih sil v nosilcu na sliki 72 pa ovojnico projektnih upogibnih momentov v nosilcu.



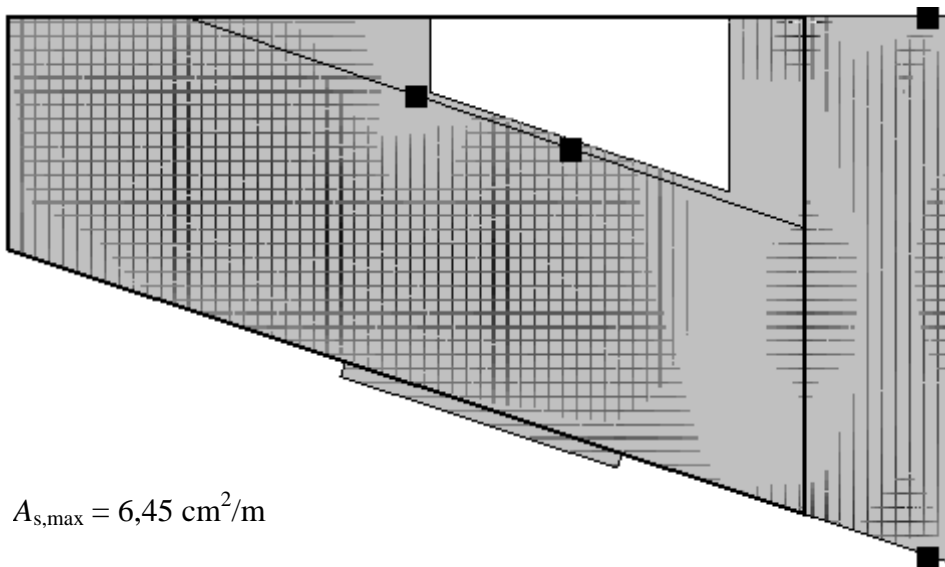
Slika 71: Ovojnica prečnih sil v nosilcu 30/70 cm



Slika 72: Ovojnica upogibnih momentov v nosilcu 30/70 cm

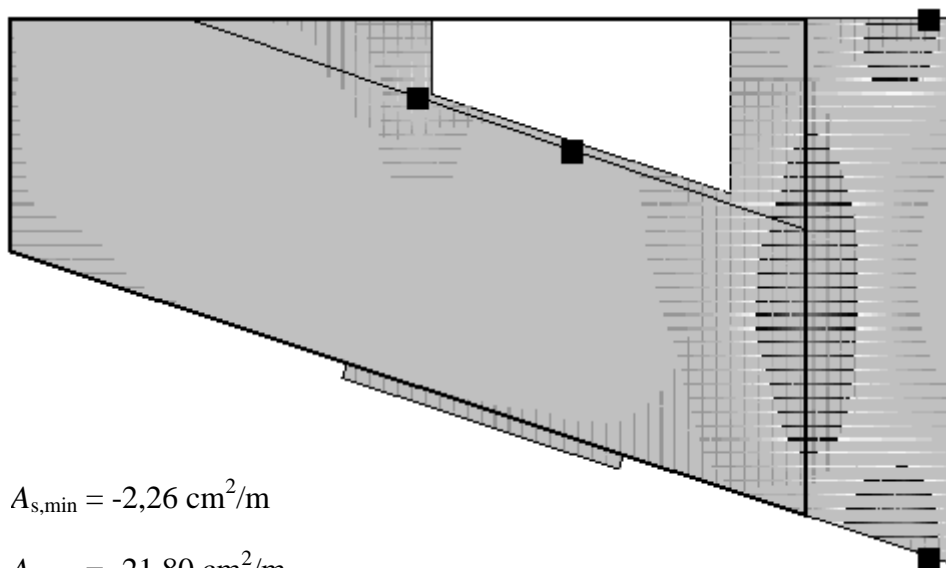
8.3.6 Dimenzioniranje plošče nad pritličjem

Na sliki 73 in 74 je prikazana potrebno spodnjo in zgornjo armaturo v plošči nad pritličjem izračunana s programom TOWER.



$$A_{s,max} = 6,45 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Slika 73: Spodnja armatura v plošči nad pritličjem



$$A_{s,\min} = -2,26 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,\min} = -21,80 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Slika 74: Zgornja armatura v plošči nad pritličjem

Izbrana armatura v plošči

Armatura spodaj: mreže **Q424 + Q257** ($A_{s,\text{dej}} = 6,81 \text{ cm}^2/\text{m}$)

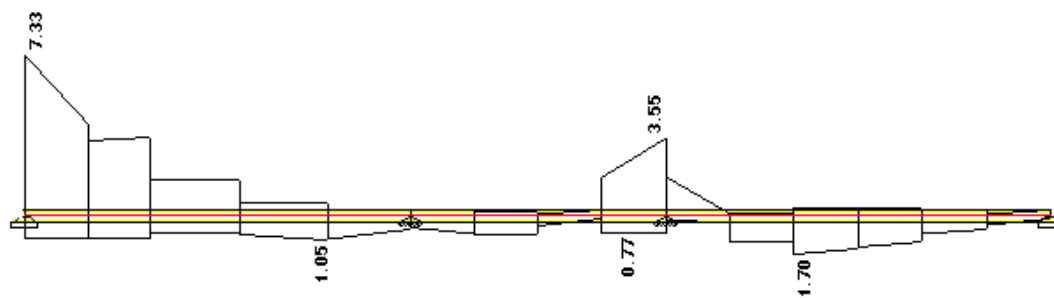
Armatura zgoraj: mreže **Q226** ($A_{s,\text{dej}} = 2,26 \text{ cm}^2/\text{m}$)

palice **Φ20/12,5cm** ($A_{s,\text{dej}} = 25,13 \text{ cm}^2/\text{m}$) ... nad previsom

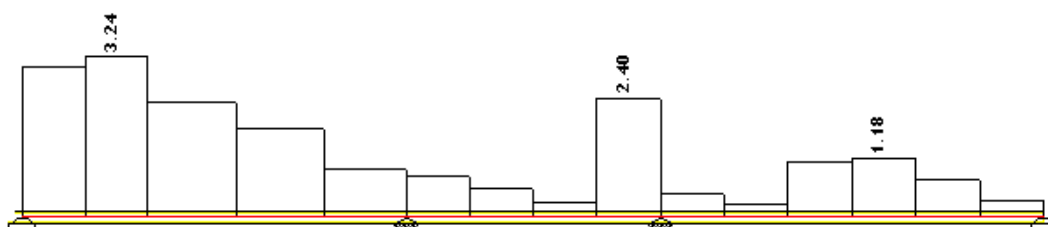
Armatura proti preboju: **Φ10/9cm** ... križem armirano

8.3.7 Dimenzioniranje nosilca 40/15 na upogibno in strižno obremenitev

Na sliki 75 prikazujemo potrebno količino spodnje oziroma zgornje vzdolžne armature v nosilcu, na sliki 76 pa potrebno količino stremenske armature za nosilec s prečnim prerezom dimenzij 40/15 cm



Slika 75: Zgornja in spodnja armatura v nosilcu



Slika 76: Stremenska armatura v nosilcu

Izbrana armatura v nosilcu: $b/h = 40/15$

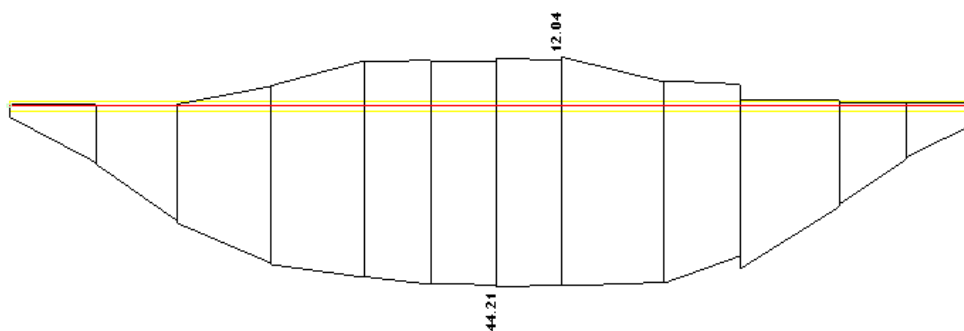
Armatura spodaj: **3Φ12** ($A_{S,dej} = 3,39 \text{ cm}^2/\text{m}$)

Armatura zgoraj: **3Φ14** ($A_{S,dej} = 4,62 \text{ cm}^2/\text{m}$)

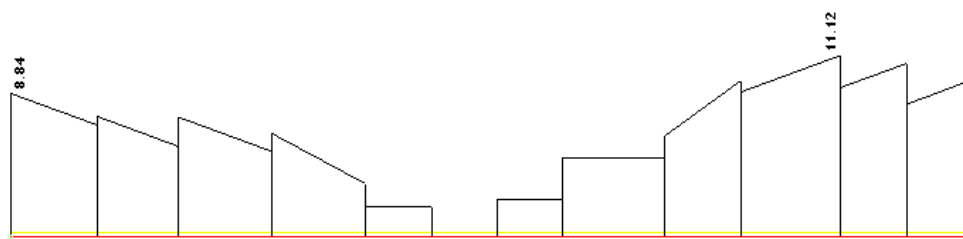
Stremenska armatura: **Φ10/20cm** ($A_{S,dej} = 3,93 \text{ cm}^2/\text{m}$)

8.3.8 Dimenzioniranje nosilca 30/70 na upogibno in strižno obremenitev

Na sliki 77 prikazujemo še potrebno količino vzdolžne armature, na sliki 78 pa potrebno količino stremenske armature za nosilec s prečnim prerezom dimenzij 30/70 cm



Slika 77: Zgornja in spodnja armatura v nosilcu



Slika 78: Stremenska armatura v nosilcu

Izbrana armatura v nosilcu: $b/h = 30/70$ cm:

Armatura spodaj: **12Φ22** ($A_{S,dej} = 45,61 \text{ cm}^2/\text{m}$)

Armatura zgoraj: **5Φ18** ($A_{S,dej} = 12,72 \text{ cm}^2/\text{m}$)

Stremenska armatura: **2Φ10/12,5cm** ob podpori ($A_{S,dej} = 12,57 \text{ cm}^2/\text{m}$)

Φ10/20cm na sredini ($A_{S,dej} = 3,93 \text{ cm}^2/\text{m}$)

9 ZAKLJUČKI

V diplomski nalogi smo projektirali karakteristične elemente nosilne konstrukcije poslovno skladiščnega objekta skladno s standardi Evrokod. Pri projektiranju nosilnih elementov smo preverjali, če je preseženo katero izmed mejnih stanj. Temeljili smo na računskem modelu konstrukcije ali njenega dela, pri čemer smo morali uporabiti ustrezne projektne vrednosti za geometrijo, projektne vrednosti za vplive ter za lastnosti uporabljenih materialov.

Objekt je sestavljen iz poslovnega in skladiščnega dela, ki sta med seboj ločena z dilatacijo. Nosilne stene trietažnega poslovnega dela objekta so opečne z ustreznimi navpičnimi ojačilnimi vezmi, medetažne plošče pa so iz armiranega betona. Skladiščni del objekta je enoetažen. Vertikalno nosilno konstrukcijo tvorijo armiranobetonski stebri, grede in dve AB steni, strešno konstrukcijo pa sestavljajo montažne AB II plošče. Stalne vplive in spremenljive vplive smo določili za oba dela objekta, medtem ko smo potresni vpliv določili le za skladiščni del objekta, saj potresno odpornost poslovnega dela zagotavljajo vertikalne in horizontalne AB vezi. Modalno analizo skladiščnega dela objekta smo opravili s pomočjo komercialnega programa TOWER. Nosilno konstrukcijo smo uvrstili med torzijsko podajne sisteme.

Najprej smo projektirali AB II plošče na strehi skladiščnega dela objekta. Zaradi velike razpetine je bila merodajna kontrola navpičnega pomika AB II plošče. Armaturo ležišča II plošče smo izračunali s pomočjo modela z razporami in vezmi. Nato smo projektirali grede in stebre ter steno v skladiščnem delu objekta. Merodajna je bila kombinacija vplivov za potresna projektna stanja, zato smo pri projektiranju upoštevali tudi določila iz standarda SIST EN 1998-1:2005. AB steno smo zaradi dimenzij prečnega prereza uvrstili med velike, šibko armirane stene, kjer so geometrijske in konstrukcijske zahteve manj stroge. Na koncu smo projektirali še strešno konstrukcijo ter medetažne stropne konstrukcije poslovnega dela objekta. Armaturo AB plošč smo določili s pomočjo rezultatov projektiranja v programu TOWER. Z ustrezno strižno armaturo smo zagotovili varnost plošč pred poružitvijo zaradi preboja stebrov v mejnem stanju nosilnosti

VIRI

TOWER 6: Navodila za delo s programom

www.radimpex.co.yu

SLOVENSKI STANDARD SIST EN 1990; Evrokod - Osnove projektiranja konstrukcij;
september 2004

SLOVENSKI STANDARD SIST EN 1991-1-1; Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije - 1-1.del:
Splošni vplivi - Prostorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb; september 2004

SLOVENSKI STANDARD SIST EN 1991-1-3; Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije - 1-3. del:
Splošni vplivi - Obtežba snega; september 2004

SLOVENSKI STANDARD SIST EN 1991-1-4; Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije - 1-4. del:
Splošni vplivi - Obtežbe vetra; oktober 2005

SLOVENSKI STANDARD SIST EN 1992-1-1; Evrokod 2: Projektiranje betonskih
konstrukcij - 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe; maj 2005

SLOVENSKI STANDARD SIST EN 1998-1; Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih
konstrukcij - 1. del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe; maj 2005

PRIROČNIK ZA PROJEKTIRANJE GRADBENIH KONSTRUKCIJ PO EVROKOD
STANDARDIH. 2009. Ljubljana, inženirska zbornica Slovenije, loč. pag.

LEONHARDT FRITZ UND EDUARD MONNING. 1979. Vorlesungen uber Massivbau:
Teil 3: Grudlagen zum Bewehren im Stahlbetonbau. Berlin, 241 p.

PRILOGE

Priloga A Armaturni načrt stropne plošče nad 1. nadstropjem v poslovnem delu

Priloga B Armaturni načrt AB grede

Priloga C Armaturni načrt AB stebra