

Univerza
v Ljubljani
Fakulteta
*za gradbeništvo
in geodezijo*

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



Visokošolski strokovni študij
gradbeništva, Konstrukcijska smer

Kandidatka:
Špela Kemperle

DIMENZIONIRANJE NOSILNE KONSTRUKCIJE ENOSTANOVANJSKEGA OBJEKTA

Diplomska naloga št.: 386

Mentor:
doc. dr. Jože Lopatič

Ljubljana, 2010

IZJAVA O AVTORSTVU

Skladno s 27. členom Pravilnika o diplomskem delu UL Fakultete za gradbeništvo in geodezijo, podpisana **ŠPELA KEMPERLE** izjavljam, da sem avtorica diplomske naloge z naslovom: **»RAČUN NOSILNE KONSTRUKCIJE ENOSTANOVANJSKEGA OBJEKTA«**

Izjavljam, da prenašam vse materialne avtorske pravice v zvezi z diplomsko nalogo na UL, Fakulteto za gradbeništvo in geodezijo.

Noben del tega zaključnega dela ni bil uporabljen za pridobitev strokovnega naziva ali druge strokovne kvalifikacije na tej ali na drugi univerzi ali izobraževalni inštituciji.

Ljubljana, 28.06.2010

Špela Kemperle

BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK: 629.012.45(043.2)
Avtor: Špela Kemperle
Mentor: doc. dr. Jože Lopatič
Naslov: Dimenzioniranje nosilne konstrukcije enostanovanjskega objekta

Obseg in oprema: 106 str., 25 pregl., 74 sl., 65 en.
Ključne besede: zidan objekt, ostrešje, armiranobetonska plošča, armiranobetonski nosilec, temelji, zidane stene

Izvleček:

Diplomska naloga prikazuje statični izračun in dimenzioniranje nosilne konstrukcije enostanovanjskega objekta. V njej so zajeti materiali, ki sestavljajo nosilno konstrukcijo objekta ter njihove tehnične lastnosti. Obtežbe kot so stalna obtežba, koristna obtežba, obtežba snega in vetra so določene po Evrokodu – evropskemu standardu ECI. Statični račun objekta zajema dimenzioniranje lesenih in armiranobetonskih elementov, temeljev in pravila za enostavne zidane stavbe. V prilogi so podani pozicijski in armaturni načrti za plošči.

BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDC: 629.012.45(043.2)

Autor: Špela Kemperle

Supervisor: doc. dr. Jože Lopatič

Title: Design of load – bearing structure dwelling house

Notes: 119 p., 25 tab., 74 fig., 65 eq.

Key words: masonry building, roof, reinforced concrete slab, reinforced concrete beam, based, brick wall

Abstract:

Diploma paper represents a static calculation and determination of dimensions of the load-bearing structure of dwelling house. Calculation contains materials, which are used in construction house, and their technical characteristics. Loads such as permanent, live, snow and wind load are determined in accordance with Eurocod - European standard EC. Static calculations include determination of dimensions of wood and reinforced concrete elements, based on rules for simple masonry buildings. The Annex includes are layout and reinforcement drawings for the slabs.

ZAHVALA

Za pomoč pri vodenju in usmerjanju diplomske naloge se iskreno zahvaljujem mentorju doc. dr. Jožetu Lopatiču.

Zahvalila bi se tudi svojim staršema in sestri, ki so mi skozi vsa leta študija stali ob strani, me spodbujali ter mi bili na voljo, ko sem jih potrebovala.

KAZALO VSEBINE

1	UVOD	1
2	SPLOŠNA ZASNOVA OBJEKTA	3
2.1	Streha z ostrešjem.....	3
2.2	Armiranobetonski elementi	3
2.3	Zidovi	3
3	MATERIAL	5
3.1	Les kot gradbeni material.....	5
3.2	Beton	5
3.3	Jeklena armatura.....	6
3.4	Zidaki	7
3.5	Varnostni faktorji materiala.....	7
4	OBTEŽBA	8
4.1	Lastna teža.....	8
4.2	Koristna obtežba.....	8
4.3	Obtežba snega	9
4.4	Obtežba vetra	11
4.4.1	Osnovna hitrost vetra	11
4.4.2	Referenčna višina.....	11
4.4.3	Kategorija hrapavosti terena.....	11
4.4.4	Karakteristični največji tlak pri sunkih vetra q_p	12
4.4.5	Intenziteta turbulence I_v	12

4.4.6	Srednja hitrost vetra	13
4.4.7	Tlak vetra	13
4.4.7.1	Zunanji tlak vetra	13
4.4.7.2	Koeficient zunanjega tlaka	13
4.4.7.3	Notranji tlak vetra.....	15
4.4.7.4	Koeficient notranjega tlaka	15
4.4.7.5	Koeficient zunanjega tlaka za vertikalne stene	16
4.4.8	Obtežbeni varnostni faktorji.....	17
5	DIMENZIONIRANJE LESENIH ELEMENTOV	19
5.1	Pravila za dimenzioniranje.....	19
5.1.1	Kontrole napetosti	19
5.2	Špirovci	23
5.2.1	Zasnova	23
5.2.2	Obtežbe	24
5.2.2.1	Lastna in stalna obtežba	24
5.2.2.2	Koristna obtežba	24
5.2.2.3	Obtežba snega.....	24
5.2.2.4	Obtežba vetra	25
5.2.3	Obremenitve	28
5.2.4	Kontrola napetosti oziroma dimenzioniranje.....	31
5.3	Lege	38
5.3.2	Lega B2	39
5.3.2.1	Obtežba na lego	39
5.3.2.2	Kontrola napetosti oziroma dimenzioniranje.....	39
5.3.3	Lega B3	43

5.3.3.1	Obtežbe	43
5.3.3.2	Kontrola napetosti oziroma dimenzioniranje	43
6	DIMENZIONIRANJE ARMIRANOBETONSKIH ELEMENTOV	48
6.1	Pravila za dimenzioniranje	48
6.1.1	Material	48
6.1.2	Račun vzdolžne armature	48
6.1.3	Račun strižne armature	49
6.2	Detajliranje elementov betonskih konstrukcij	52
6.2.1	Nosilci	52
6.2.2	Polne plošče	56
6.3	Dimenzioniranje armiranobetonskih nosilcev	56
6.3.1	Primer izračuna armiranobetonskega nosilca N301	56
6.3.1.1	Obtežba	57
6.3.1.2	Dimenzioniranje.....	57
6.3.2	Primer izračuna armiranobetonskega nosilca čez dve polji N101	60
6.3.2.1	Obtežba	60
6.3.2.2	Dimenzioniranje.....	62
6.4	Dimenzioniranje AB plošč	66
6.4.1	Armiranobetonska plošča nad pritličjem	66
6.4.1.1	Zasnova	66
6.4.1.2	Stalna obtežba	67
6.4.1.4	Rezultati analize notranjih sil v mejnem stanju nosilnosti	71
6.4.1.5	Potrebna armatura	78
6.4.1.6	Račun širine razpok in povosov	82

6.4.1.7	Primerjava upogibnih momentov po Hahnovih tabelah z upogibnimi momentami iz analize s programom SCIA Engineer	84
6.4.2	Armiranobetonska plošča nad kletjo	87
6.4.2.1	Račun širine razpok in povosov plošče poz 112	87
7.	PLITVO TEMELJENJE PO SIST EN 1997-1-1:2006	90
7.1	Zasnova	90
7.2	Obtežba na temelj v osi A	90
7.3	Obtežba na temelj v osi B	93
8.	ZIDANE STAVBE PO SIST EN 1996-1-1:2006 IN SIST EN 1998-1:2006 ...	95
8.1	Material (SIST EN 1996-1-1:2006)	95
8.2	Pravila za enostavne zidane stavbe	97
9	ZAKLJUČEK	104

VIRI

PRILOGE

Priloga A: Pozicijski načrti plošč nad kletjo in nad pritličjem ter ostrešja

Priloga B: Rezultati analize notranjih sil v MSN in potrebna armatura za ploščo nad kletjo

Priloga C: Armaturni načrt POZ 101-112 in POZ 201-208

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 3-1:	Varnostni faktorji materiala (beton, jeklo in les)	7
Preglednica 4-1:	Kategorije uporabe (SIST EN 1991-1-1:2004, 14 str.)	8
Preglednica 4-2:	Koristne obtežbe na tleh, balkonih in stopnicah (SIST EN 1991-1-1:2004, 15 str.)	9
Preglednica 4-3:	Kategorije strehe (SIST EN 1991-1-1:2004, 20 str.)	9
Preglednica 4-4:	Koristne obtežbe na strehah (SIST EN 1991-1-1:2004, 20 str.)	9
Preglednica 4-5:	Karakteristična snežna obtežba s_k (kN/m^2) (Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po evrokod standardih, 1-62 str.)	10
Preglednica 4-6:	Oblikovni koeficient obtežbe snega – dvokapnica (SIST EN 1991-1-3:2004, 15 str.)	10
Preglednica 4-7:	Kategorija hrapavosti terena (SIST EN 1991-1-4:2004, 18 str.)	12
Preglednica 4-8:	Koeficienti zunanega tlaka za nagib strehe 30° in 15° (SIST EN 1991-1-4:2004, 37 str.)	13
Preglednica 4-9:	Priporočene vrednosti koeficientov zunanega tlaka za navpične stene stavb s pravokotnim tlorisom (SIST EN 1991-1-4:2004, 31 str.)	16
Preglednica 4-10:	Pomožni faktorji ψ (SIST EN 1990:2004, 39 str.)	17
Preglednica 4-11:	Delni varnostni faktorji za obtežbo	17
Preglednica 5-1:	Karakteristične trdnosti in togostne lastnosti lesa SIST EN 338:2003 ..	19
Preglednica 5-2:	Koeficienti zunanega tlaka vetra za dvokapnico	26
Preglednica 5-3:	Koeficienti zunanega tlaka vetra za dvokapnico	27
Preglednica 6-1:	Dovoljene vrednosti širine razpok w_{max} (mm) (SIST EN 1992-1-1:2005, 122 str.)	51
Preglednica 6-2:	Vrednost koeficientov α_1 , α_2 , α_3 , α_4 in α_5 (SIST EN 1992-1-1:2005, 139 str.)	54
Preglednica 6-3:	Tabela potrebne armature nosilcev iz prilog A2 – A4	65

Preglednica 6-4:	Armatura v preostalih nosilcih nad okni in vrati	65
Preglednica 7-1:	Armatura v pasovnih temeljih	93
Preglednica 8-1:	Geometrijske zahteve za razvrščanje zidakov v skupine (SIST EN 1996-1-1:2006, 24 str.)	96
Preglednica 8-2:	Priporočene geometrijske zahteve za strižne stene (SIST EN 1998-1-1:2006, 163 str.).....	98
Preglednica 8-3:	Dimenzije povezovalnih elementov z minimalno potrebno armaturo	100
Preglednica 8-4:	Prerez armaturnih palic.....	100
Preglednica 8-5:	Priporočeno dopustno število etaž nad nivojem terena in najmanjša površina strižnih sten za enostavne zidane stavbe ob upoštevanju $k = 1,0$	101

KAZALO SLIK

Slika 4-1: Oblikovni koeficienti obtežbe snega pri dvokapnici $\mu \cdot \alpha_1$	10
Slika 4-2: Razdelitev strehe na področja ($e = b$ ali $2h$) (SIST EN 1991-1-4:2004, 36 str.)....	14
Slika 4-3: Koeficient notranjega tlaka za enakomerno razporejene odprtine (SIST EN 1991-1-4:2004, 44 str.).....	15
Slika 4-4: Razdelitev sten na področja ($e = b$ ali $2 \cdot h$) (SIST EN 1991-1-4:2004, 30 str.).....	16
Slika 5-1: Statični sistemi špirovcev	23
Slika 5-2: Statični sistemi špirovcev	23
Slika 5-3: Prikaz con na tlorisu strehe obravnavanega objekta ($\theta = 90^\circ$)	26
Slika 5-4: Prikaz con na tlorisu strehe obravnavanega objekta ($\theta = 90^\circ$)	27
Slika 5-5: Oblika zunanje vertikalne stene.....	28
Slika 5-6: Ovojnica projektnih upogibnih momentov	28
Slika 5-7: Ovojnica projektnih prečnih sil	29
Slika 5-8: Ovojnica projektnih osnih sil.....	29
Slika 5-9: Ovojnica projektnih upogibnih momentov	30
Slika 5-10: Ovojnica projektnih prečnih sil	30
Slika 5-11: Ovojnica projektnih osnih sil.....	30
Slika 5-12: Stik lege in špirovca.....	31
Slika 5-13: Pomik zaradi stalne obtežbe	36
Slika 5-14: Pomik zaradi koristne obtežbe.....	36
Slika 5-15: Pomik zaradi obtežbe snega.....	37
Slika 5-16: Pomik zaradi obtežbe vetra.....	37
Slika 5-17: Zasnova kapne lege B1	38
Slika 5-18: Zasnova kapne lege B2	38
Slika 5-19: Zasnova kapne lege B2	38

Slika 5-20: Zasnova kapne lege B2	39
Slika 5-21: Ovojnica projektnih upogibnih momentov	39
Slika 5-22: Ovojnica projektnih prečnih sil	40
Slika 5-23: Pomik zaradi stalne obtežbe	41
Slika 5-24: Pomik zaradi koristne obtežbe	41
Slika 5-25: Pomik zaradi obtežbe snega	42
Slika 5-26: Pomik zaradi obtežbe vetra	42
Slika 5-27: Zasnova kapne lege B3	43
Slika 5-28: Ovojnici projektnih upogibnih momentov	44
Slika 5-29: Ovojnici projektnih prečnih sil	44
Slika 5-30: Pomik zaradi stalne obtežbe	45
Slika 5-31: Pomik zaradi koristne obtežbe	46
Slika 5-32: Pomik zaradi obtežbe snega	46
Slika 5-33: Pomik zaradi obtežbe vetra	46
Slika 6-1: Vrednost c_d za grede in strope (SIST EN 1992-1-1:2004, 138 str.)	55
Slika 6-2: Vrednosti K za grede in strope (SIST EN 1992-1-1:2004, 139 str.)	55
Slika 6-3: Robna armatura plošče	56
Slika 6-4: Statični model nosilca N 301	56
Slika 6-5: Projektni upogibni moment	57
Slika 6-6: Projektna prečna sila	57
Slika 6-7: Statični model in prečni prerez nosilca N101	60
Slika 6-8: Oblika obtežbe plošče 207, ki deluje na nosilec N101	60
Slika 6-9: Oblika obtežbe plošče 112, ki deluje na nosilec N101	61
Slika 6-10: Projektni upogibni momenti	61
Slika 6-11: Projektne prečne sile	62
Slika 6-12: Zasnova AB plošče nad pritličjem (debelina plošče: $d = 14\text{cm}$)	66

Slika 6-13: Računski model stopnišča – prostoležeči nosilec	68
Slika 6-14: Prikaz prečnih sil	68
Slika 6-15: Razporeditev koristne obtežbe 1 AB plošče nad pritličjem.....	69
Slika 6-16: Razporeditev koristne obtežbe 2 AB plošče nad pritličjem.....	69
Slika 6-17: Razporeditev koristne obtežbe 3 AB plošče nad pritličjem.....	70
Slika 6-18: Razporeditev koristne obtežbe 4 AB plošče nad pritličjem.....	70
Slika 6-19: Maksimalni upogibni momenti - M_x AB plošče nad pritličjem.....	71
Slika 6-20: Minimalni upogibni momenti - M_x AB plošče nad pritličjem.....	72
Slika 6-21: Maksimalni upogibni momenti- M_y AB plošče nad pritličjem.....	73
Slika 6-22: Minimalni upogibni momenti - M_y AB plošče nad pritličjem	74
Slika 6-23: Maksimalni torzijski momenti - M_{xy} AB plošče nad pritličjem.....	75
Slika 6-24: Minimalni torzijski momenti - M_{xy} AB plošče nad pritličjem	76
Slika 6-25: Ovojnica povesov AB plošče nad pritličjem po linearni teoriji elastičnosti	77
Slika 6-26: Spodnja armatura v smeri 1 AB plošče nad pritličjem	78
Slika 6-27: Spodnja armatura v smeri 2 AB plošče nad pritličjem	79
Slika 6-28: Zgornja armatura v smeri 1 AB plošče nad pritličjem	80
Slika 6-29: Zgornja armatura v smeri 2 AB plošče nad pritličjem	81
Slika 6-30: Zasnova in shematični prikaz obdelane plošče poz 202.....	82
Slika 6-31: Pozicija plošče 202	85
Slika 6-32: Na štirih straneh vrtljivo podprta plošča.....	85
Slika 6-33: Plošča, ki ima vpeta sosednja robova	86
Slika 7-1: Shematični prikaz prereza pasovnega temelja.....	91
Slika 7-2: Prikaz razdelitve obtežbe plošč na stene po strešnem pravilu.....	92
Slika 8-1: Tipični opečni votlaki skupine 2.....	95
Slika 8-2: Tipični opečni votlaki skupine 3.....	95

1 UVOD

V diplomski nalogi sem prikazala postopek dimenzioniranja elementov nosilne konstrukcije za enostanovanjski objekt in uporabo pravil za enostavne zidane stavbe z upoštevanjem evropskih standardov, imenovanih Evrokodi.

Osnova za izračune je večja enostanovanjska hiša. Objekt vsebuje naslednje etaže: klet, pritličje, medetažo in hladno podstrešje. Streha je lesena, sleme poteka v smeri daljše stranice tlorisa objekta. Zidovi so pozidani z opečnimi zidaki, ki so povezani z vertikalnimi in horizontalnimi armiranobetonskimi vezmi. Nosilne stene so na vogalih zaključene z vertikalnimi protipotresnimi armiranobetonskimi vezmi. Elemente sem razdelila na lesene, armiranobetonске in zidane, ter jih obravnavala ločeno.

V drugem poglavju naloge sem prikazala splošen opis stanovanjskega objekta in njegovo zasnovu.

Tretje poglavje zajema tehnični ter funkcionalni opis materialov, ki so uporabljeni pri izgradnji objekta.

Upoštewane obtežbe in varnostni faktorji so podani v četrtem poglavju. Določila sem jih po standardu EC 1, kjer sem poleg lastne teže upoštevala obtežbo snega in vetra ter koristno obtežbo. Obtežbe, ki sem jih upoštevala so stalne, velikosti le-teh pa sem določila s pomočjo sestave konstrukcijskih sklopov.

Dimenzioniranje lesenih elementov oziroma ostrešja sem opisala v petem poglavju. Leseni deli predstavljajo špirovci in lege. Pri špirovcih sem preverjala in dimenzionirala prečni prerez na podlagi največjih obremenitev, glede na računski model s kombinacijami obtežb. Kapna in vmesna lega sta dimenzionirani glede na največje razpone nosilcev.

Šeste poglavje obravnava armiranobetonске elemente kateri so: armiranobetonске plošče in nosilci. Armiranobetonске plošče sem razdelila na polja, njihove obremenitve pa sem izračunala s pomočjo programa SCIA Engineer. Obremenitve ključnih polj sem preverila s

pomočjo Hahnovih tabel. Dimenzionirala sem dva karakteristična nosilca in pri tem določila pripadajočo armaturo.

V sedmem poglavju sem prikazala dimenzioniranje plitvih temeljev optimiranih pri delujoči obtežbi.

V osmem poglavju sem uporabljala pravila za zidane stavbe SIST EN 1996-1-1:2006 in SIST EN 1998-1:2006. Objekt, ki izpolnjuje zahteve določenih pravil lahko uvrstimo med preproste zidane stavbe, za katere privzamemo, da zagotavljajo ustrezno potresno odpornost.

2 SPLOŠNA ZASNOVA OBJEKTA

Objekt je enodružinska hiša z več etažami tlorisno v obliki črke L. Obsega klet, ki je vkopana v teren, pritličje, medetažo in hladno podstrešje. Objekt se v pritličju in medetaži podaljša. Zgrajen je iz lesenih elementov – ostrešje, opečnih zidakov in armiranobetonskih elementov.

2.1 Streha z ostrešjem

Streha predstavlja zgornji zaključek enodružinske hiše in jo varuje pred atmosferskimi vplivi (dež, veter, mraz, vročina, sneg). Sestavljata jo nosilna konstrukcija in kritina. Strešna konstrukcija je dvokapnica z različnima naklonoma 30° in 22° , ki je sestavljena iz lesenih elementov.

Špirovci so podprti s slemensko, vmesno in tremi kapnimi legami. Razdalja med njimi je 0,84 m kar je razvidno iz pozicijskega načrta. Nasproti ležeča špirovca se med seboj stikata v slemenu.

Slemenska lega poteka vzdolž daljše stranice tlorisa. Kapne lege ležijo na zunanjih nosilnih zidovih in so zaradi horizontalne obtežbe v AB elemente sidrane z vijaki M12. Pravokotno na nosilne zidove pa nalega vmesna lega. Konzolni del lege predstavlja konec lege.

2.2 Armiranobetonski elementi

Armiranobetonska plošča nad kletjo je debeline 16 cm in nad pritličjem je debeline 14 cm. Armirani sta z armaturnimi mrežami S 500-B in rebrastimi palicami S 500-B. Dodatno obtežbo predstavljajo še estrihi ter talne in strešne obloge.

Nad vratnimi in okenskimi odprtinami so uporabljeni nosilci za premoščanje razponov. V armiranobetonski plošči nad pritličjem je skrit nosilec pravokotne oblike in je obrnjen navzgor. Za vzdolžno in stremensko armaturo je uporabljena rebrasta armatura S 500-B.

2.3 Zidovi

Zunanje nosilne stene so debeline 29 cm, notranji pa 24 cm. Ostale nenosilne stene so

debeline 19 cm.

Vsi nosilni zidovi so povezani med seboj. Ojačani so z armiranobetonskimi vertikalnimi in horizontalnimi vezmi. Med njimi mora biti zagotovljena dobra povezava. Horizontalne vezi se izvedejo v višini stropne konstrukcije. Vertikalne vezi pa so na vogalih, na stičiščih nosilnih zidov, na obeh straneh odprtin in na prostih koncih zidov. Za armiranje vezi je uporabljena rebrasta armatura S 500-B.

3 MATERIAL

3.1 Les kot gradbeni material

Les je naravni material, ki je izpostavljen biološkim škodljivcem. Zaradi izpostavljenosti vplivom, kot sta vlaga in zrak lahko postane neobstoje. Njegovo pridobivanje je zelo enostavno, prav tako obdelava. Sestavljen je iz olesenelih vzdolžnih vlaken, por in vode. Njegove lastnosti so v smeri vzporedno z vlakni najboljše, v smeri pravokotno na vlakna pa najslabše. Vlažnost lesa neugodno vpliva na mehanske lastnosti in je odvisna od relativne vlažnosti in temperature okolice. Dejavniki, ki vplivajo na trdnost lesa so predvsem vrsta lesa, poroznost, vlažnost in napake lesa. Zaradi teh lastnosti se les razlikuje od ostalih gradbenih materialov.

Veljavni standard omogoča razvrstitev masivnega lesa iglavcev (oznaka C) v 12 trdnostnih razredov in masivnega lesa listavcev (oznaka D) v 6 trdnostnih razredov.

Projektno vrednost trdnosti lesa lahko določamo po izrazu:

$$f_d = k_{\text{mod}} \frac{f_k}{\gamma_M}, \quad (3.1)$$

pri čemer so:

- f_k karakteristična vrednost trdnosti,
- γ_M delni faktor varnosti za lastnosti materiala ($\gamma_M = 1,30$),
- k_{mod} modifikacijski faktor, s katerim se upošteva vpliv trajanja obtežbe in pogoji okolja (vsebnosti vlage).

3.2 Beton

Beton je kompoziten material, ki sestoji iz zrn agregata, cementnega kamna, hidratiziranega cementa, por in vode. Je umeten, nehomogen in anizotropen material. Zelo dobro prenaša tlačne napetosti, medtem ko natezne napetosti zelo slabo. Prav tako je požarno odporen in s primerno sestavo tudi vodoneprepusten. Slabost betona je v tem, da ima veliko specifično težo.

vrednost projektne tlačne trdnosti

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_C}$$

(3.2) α_{cc} - koeficient, ki upošteva učinke trajanja in neugodne učinke načina

nanosa obtežbe na tlačno trdnost. Priporočena vrednost je 1,0

γ_C - delni varnostni faktor za beton

vrednost projektne natezne trdnosti

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_C} \quad (3.3)$$

α_{ct} - koeficient, ki upošteva učinke trajanja in neugodne učinke načina nanosa obtežbe na natezno trdnost. Priporočena vrednost je 1,0

γ_C - delni varnostni faktor za beton

3.3 Jeklena armatura

Za ojačitev v armiranobetonskih konstrukcijah uporabljamo jeklo. Obravnavamo ga kot umeten, homogen, izotropen, žilav, elastoplastični material. Zelo dobro prenaša natezne napetosti. Šibka točka pri jeklu je požar, pri katerem izgubi mehanske lastnosti.

- računska meja tečenja:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (3.4)$$

f_{yk} - karakteristična vrednost,

γ_s - varnostni faktor za material.

Rebrasta armatura S 500-B: $f_{yd} = \frac{50}{1,15} = 43,48 \text{ kN} / \text{m}^2$

Mrežna armatura S 500-B: $f_{yd} = \frac{50}{1,15} = 43,48 \text{ kN} / \text{m}^2$

Projektna vrednost modula elastičnosti jekla za armiranje se lahko privzame $E = 200 \text{ GPa}$, za srednjo vrednost gostote pa lahko privzamemo 7850 kg/m^3 .

3.4 Zidaki

V gradbeništvu se pogosto uporabljajo keramična gradiva v različnih oblikah. Nosilne stene v obravnavanem objektu so zidane iz opečnih zidakov. Izdelani so v modularnih merah za hitrejše zidanje nosilnih zidov. Glede na delež in velikost odprtin zidake razporedimo v štiri različne skupine. V skupino 1 se razvrstijo zidaki iz avtoklaviranega celičnega betona, iz umetnega kamna in obdelanega kamna. Razvrstitev v skupine 2, 3 in 4 je odvisna od geometrije in dimenzije odprtin v opečnih, pri kalcijevih silikatnih in betonskih zidakih.

3.5 Varnostni faktorji materiala

Karakteristično vrednost zmanjšamo tako, da upoštevamo delne faktorje za material.

Preglednica 3-1: Varnostni faktorji materiala (beton, jeklo in les)

Projektna situacija	MSN			MSU		
	Beton - γ_C	Jeklo - γ_s	Les - γ_M	Beton - γ_C	Jeklo - γ_s	Les - γ_M
Osnovna	1,5	1,15	1,3	1	1	1
nezgodna	1,2	1	1	-	-	-

4 OBTEŽBA

4.1 Lastna teža

Lastna teža objektov je stalni nepomični vpliv. Izračuna se iz nazivnih mer elementa (višina, širina in dolžina) in karakterističnih vrednosti prostorninske teže. Vključuje tudi lastno težo konstrukcije in nekonstrukcijskih elementov (kritina, obloge, toplotna izolacija, obešen strop). Predpostavimo lahko, da se geometrija in prostorninska teža materiala znotraj konstrukcije ne spreminjata.

4.2 Koristna obtežba

Koristne obtežbe upoštevamo kot spremenljive pomične vplive. Izvirajo iz namena uporabe, ki jih povzročajo ljudje, pohištvo, premične stvari (premične stene, skladišča), vozila, ter redki dogodki, kot je velika koncentracija ljudi ali pohištva v primeru prenove.

Za določitev koristne obtežbe se talne in strešne površine objekta razdelijo glede na uporabo objekta.

Preglednica 4-1: Kategorije uporabe (SIST EN 1991-1-1:2004, 14 str.)

KATEGORIJA	OPIS UPORABE
A	Bivalni prostor
B	Pisarne
C	Zbirališča ljudi
D	Trgovine
E1	Skladišče
E2	Industrija
H	Streha

Preglednica 4-2: Koristne obtežbe na tleh, balkonih in stopnicah (SIST EN 1991-1-1:2004, 15 str.)

KATEGORIJA POVRŠINE		$q_k [kN/m^2]$
A	- tla na splošno	1,5 - 2,0
	- stopnice	2,0 – 4,0
	- balkoni	2,5 – 4,0

Strehe so po dostopnosti razdeljene v tri kategorije.

Preglednica 4-3: Kategorije strehe (SIST EN 1991-1-1:2004, 20 str.)

KATEGORIJA	OPIS UPORABE
H	Za normalno vzdrževanje in popravila
I	Za uporabo v skladu s kategorijami A do D
J	Za posebne namene

Preglednica 4-4: Koristne obtežbe na strehah (SIST EN 1991-1-1:2004, 20 str.)

KATEGORIJA POVRŠINE	$q_k [kN/m^2]$
H	0,0 – 1,0

4.3 Obtežba snega

Obtežbo snega se upošteva kot spremenljivo nepomično obtežbo. Odvisna je od vetra, nihanj temperature in verjetnosti snežnih padavin. Prav tako je odvisna od oblike, toplotnih lastnosti, hrapavosti strehe, sosednjih stavb in terena v okolici objekta.

Obtežba snega na streho je podana z enačbo:

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k \quad (4.1)$$

kjer so: μ_i oblikovni koeficient obtežbe snega

C_e koeficient izpostavljenosti

C_t toplotni koeficient

s_k karakteristična obtežba snega na tleh

Karakteristična vrednost obtežbe snega je v Sloveniji določena glede na območje in nadmorsko višino.

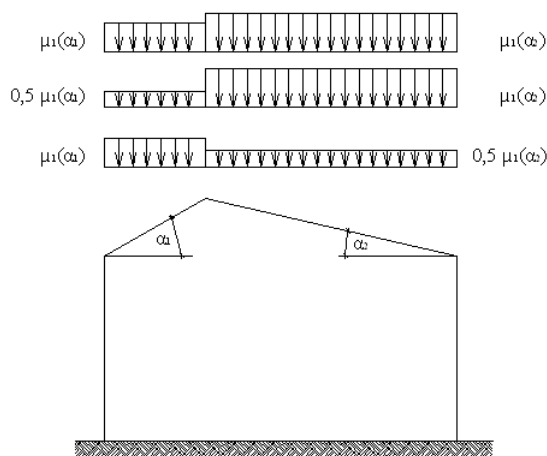
Preglednica 4-5: Karakteristična snežna obtežba s_k (kN/m^2) (Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po evrokod standardih, 1-62 str.)

NADMORSKA VIŠINA (m)	CONE				
	A1	A2	A3	A4	M1
0	-	-	-	-	0,29
100	1,20	1,32	-	-	0,30
200	1,20	1,39	-	-	0,35
300	1,20	1,51	2,26	-	0,42
400	1,20	1,68	2,52	3,35	0,52

Oblikovni koeficient obtežbe snega je odvisen od oblike in naklona strehe. Podan je v preglednici 4.6.

Preglednica 4-6: Oblikovni koeficient obtežbe snega – dvokapnica (SIST EN 1991-1-3:2004, 15 str.)

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



Slika 4-1: Oblikovni koeficienti obtežbe snega pri dvokapnici $\mu \cdot \alpha_1$

4.4 Obtežba vetra

Narava vetra je taka, da se njegovi vplivi spreminjajo s časom. Veter deluje neposredno na zunanje ali notranje površine objekta. Njegov vpliv upoštevamo kot nepomični vpliv.

4.4.1 Osnovna hitrost vetra

$$V_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot V_{b,0} \quad (4.2)$$

Kjer so:

C_{dir}smerni faktor,

C_{season} faktor letnega časa,

$V_{b,0}$ temeljna vrednost osnovne hitrosti vetra.

Temeljna vrednost osnovne hitrosti vetra je 10 - minutna srednja hitrost vetra, ne glede na smer in letni čas. Slovenija je razdeljena na tri območja: cono 1, 2 in 3.

4.4.2 Referenčna višina

Referenčna višina je odvisna od razmerja b/h za privetrne stene stavb s pravokotnim tlorisom.

4.4.3 Kategorija hrapavosti terena

$$C_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{za } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \quad (4.3)$$

$$C_r(z) = C_r(z_{\min}) \quad \text{za } z \leq z_{\min}$$

z_0 - hrapavostna dolžina

k_r - koeficient terena odvisen od hrapavostne dolžine z_0

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,I}}\right)^{0,07} \quad (4.4)$$

$z_{0,I}$ - odčitamo iz preglednice 4-7

$z_{\min}$ - najmanjša višina odvisna od kategorije terena (preglednica 4-7).

Preglednica 4-7: Kategorija hrapavosti terena (SIST EN 1991-1-4:2004, 18 str.)

Kategorija terena	z_0	$z_{\min}$
0 Morsko ali obalno področje, izpostavljeno proti odprtemu morju	0,003	1
I Jezersko ali ravninsko področje z zanemarljivim rastlinjem in brez ovir	0,01	1
II Področje z nizkim rastlinjem (trava) in posameznimi ovirami (drevesi, stavbami) na razdalji najmanj 20 višin ovir	0,05	2
III Področje z običajnim rastlinjem ali stavbami ali s posameznimi ovirami na razdalji največ 20 višin ovir (vasi, podeželsko okolje, stalni gozd)	0,3	5
IV Področje, kjer je najmanj 15 % površine pokrite s stavbami s povprečno višino več kot 15 m	1,0	10

4.4.4 Karakteristični največji tlak pri sunkih vetra q_p

Določi se tlak pri največji hitrosti ob sunkih vetra na višini z .

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot l_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_m^2(z) \quad (4.5)$$

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

4.4.5 Intenziteta turbulence I_v

$$l_v(z) = \frac{\sigma_v}{V_m(z)} = \frac{k_l}{C_0(z) \cdot \ln(z/z_0)} \quad \text{za } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \quad (4.6)$$

$$l_v(z) = l_v(z_{\min}) \quad \text{za } z \leq z_{\min}$$

σ_v - standardna deviacija turbulence $\sigma_v = k_r \cdot V_b \cdot k_l$

k_l - turbulentni faktor (priporočena vrednost je 1,00)

$C_0(z)$ - koeficient topografije, ki upošteva vpliv zgostitve vetrovnic. Če je konstrukcija na ravnini je, $C_0(z) = 1,00$

z_0 - odčitamo iz preglednice 4-7

4.4.6 Srednja hitrost vetra

$$V_m(z) = C_r(z) \cdot C_o(z) \cdot V_b \quad (4.7)$$

V_m - hitrost vetra na višini z nad terenom.

$C_r(z)$ - faktor hrapavosti

$C_o(z)$ - faktor hribovitosti, privzeta vrednost 1,00

V_b - osnovna hitrost vetra

4.4.7 Tlak vetra

4.4.7.1 Zunanji tlak vetra

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} \quad (4.8)$$

q_p - največji tlak pri sunkih vetra

z_e - referenčna višina za zunanji pritisk,

c_{pe} - koeficienti zunanjih pritiskov – dobimo jih s pomočjo modela dvokapne strehe.

4.4.7.2 Koeficient zunanjega tlaka

Preglednica 4-8: Koeficienti zunanjega tlaka za nagib strehe 30° in 15° (SIST EN 1991-1-4:2004, 37 str.)

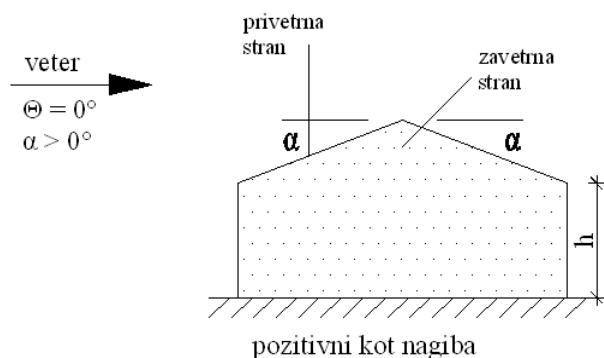
Nagib	F		G		H		I		J	
α	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
30°	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	-0,2		-0,4		-0,5	
	0,7		0,7		0,4		0,0		0,0	
15°	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	-0,3		-0,4		-0,1	-1,5
	0,2		0,2		0,2		0,0		0,0	0,0

Koeficienti zunanjega tlaka so odvisni od velikosti obtežene površine A . V zgornji tabeli so podani koeficienti $c_{pe,1}$ in $c_{pe,10}$ za površine velikosti 1 m^2 oziroma 10 m^2 . $c_{pe,1}$ velja za

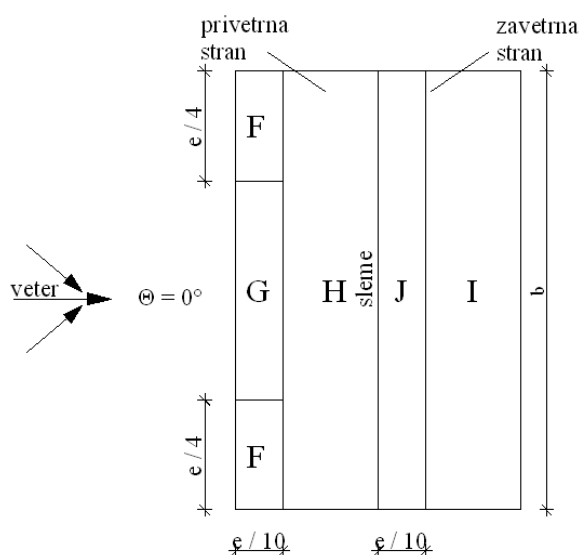
površine manjše od $1m^2$, za površine večje od $10m^2$ pa velja $c_{pe,10}$. Za vmesne vrednosti med $c_{pe,1}$ in $c_{pe,10}$ uporabimo interpolacijo po enačbi:

$$c_{pe} = c_{pe,1} - (c_{pe,1} - c_{pe,10}) \cdot \log_{10} A \quad (4.9)$$

(a) Splošno



(b) smer vetra $\Theta = 0^\circ$

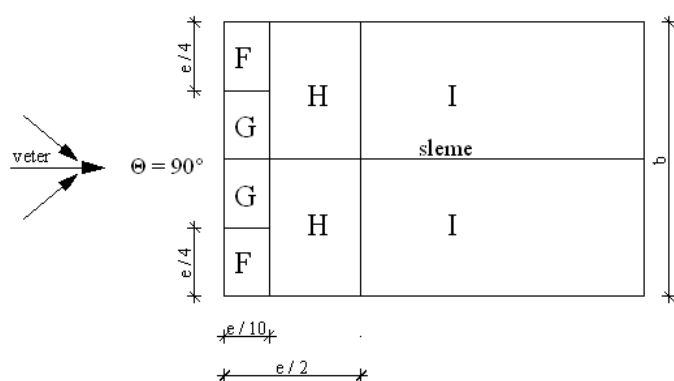


$$e = b \text{ ali } 2 \cdot h$$

manjša izmed vrednosti

b – širina prečno na smer vetra

(c) smer vetra $\Theta = 90^\circ$



Slika 4-2: Razdelitev strehe na področja ($e = b$ ali $2h$) (SIST EN 1991-1-4:2004, 36 str.)

4.4.7.3 Notranji tlak vetra

$$w_i = q_p(z_i) \cdot c_{pi} \quad (4.10)$$

q_p - največji tlak pri sunkih vetra

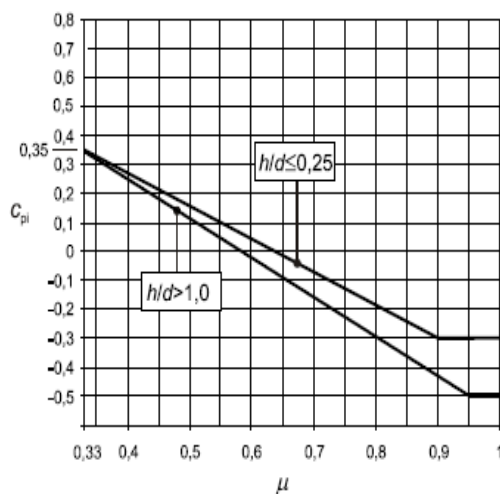
z_i - referenčna višina za notranji tlak,

c_{pi} - koeficient notranjega tlaka - dobimo jih s pomočjo modela dvokapne strehe

4.4.7.4 Koeficient notranjega tlaka

Koeficient notranjega tlaka c_{pi} je odvisen od razporeditve in velikosti odprtin po ovoju objekta.

Neka stran ovoja stavbe je glede odprtin prevladujoča, če je površina odprtin na tej strani najmanj dvakrat večja od površine odprtin in siceršnje prepustnosti vseh drugih strani stavbe. Za stavbe brez prevladujoče strani se koeficienti notranjega tlaka določijo po sliki 4-3 kot razmerje višine in globine stavbe h/d ter deleža odprtin μ za vsako smer vetra .

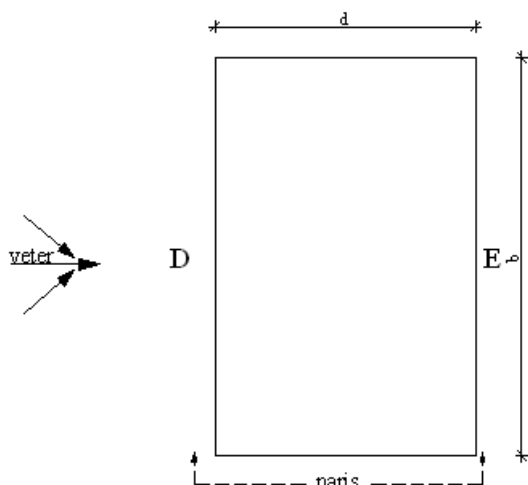


Slika 4-3: Koeficient notranjega tlaka za enakomerno razporejene odprtine (SIST EN 1991-1-4:2004, 44 str.)

$$\mu = \frac{\sum \text{površina odprtin na zavetrni in stranskih straneh, kjer je } c_{pe} \leq 0,0}{\sum \text{površin vseh odprtin}} \quad (4.11)$$

4.4.7.5 Koeficient zunanje tlaka za vertikalne stene

Tloris

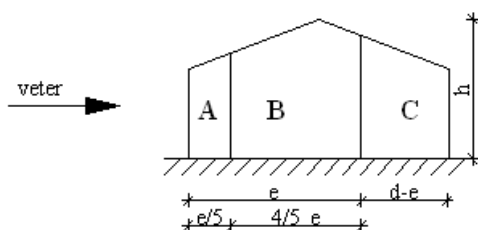


$$e = b \text{ ali } 2 \cdot h$$

manjša izmed vrednosti

b – širina prečno na smer vetra

Naris za $e < d$



Slika 4-4: Razdelitev sten na področja ($e = b$ ali $2 \cdot h$) (SIST EN 1991-1-4:2004, 30 str.)

Referenčna višina z_e je odvisna od razmerja h/b . Vrednosti koeficienta zunanje pritiska so podane v preglednici 4-9.

Preglednica 4-9: Priporočene vrednosti koeficientov zunanje tlaka za navpične stene stavb s pravokotnim tlorisom (SIST EN 1991-1-4:2004, 31 str.)

	A		B		C		D		E	
h/d	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5	-1,20	-1,40	-0,80	-1,10	-0,50		0,80	1,00	-0,70	
1	-1,20	-1,40	-0,80	-1,10	-0,50		0,80	1,00	-0,50	
$\leq 0,25$	-1,20	-1,40	-0,80	-1,10	-0,50		0,70	1,00	-0,30	

4.4.8 Obtežbeni varnostni faktorji

Od vrste in kombinacije upoštevanih zunanjih obtežb so odvisni varnostni faktorji. Le-ti pa so odvisni tudi od ugodnega oz. neugodnega delovanja stalne obtežbe.

Projektno vrednost nekega vpliva F_d je določena z izrazom:

$$F_d = \gamma_F \cdot F_{rep} \quad (4.12)$$

γ_F delni varnostni faktor,

F_{rep} reprezentativna vrednost vpliva.

Reprezentativne vrednosti obtežb pa so: karakteristična vrednost (Q_k), kombinacijska vrednost ($\psi_0 Q_k$), pogosta vrednost ($\psi_1 Q_k$) in navidezno stalna vrednost ($\psi_2 Q_k$). Kombinacijski faktorji so podani v preglednici 4-10.

Preglednica 4-10: Pomožni faktorji ψ (SIST EN 1990:2004, 39 str.)

Vrsta vpliva	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Koristna obtežba v stavbah:			
stanovanja	0,7	0,5	0,3
pisarne	0,7	0,5	0,3
stavbe, kjer se zbirajo ljudje	0,7	0,7	0,6
trgovine	0,7	0,7	0,6
skladišča	1,0	0,9	0,8
Obtežba s snegom	0,6	0,2	0,0
Obtežba z vetrom	0,6	0,2	0,0

Preglednica 4-11: Delni varnostni faktorji za obtežbo

Projektna situacija	Mejno stanje nosilnosti - MSN		Mejno stanje uporabnosti - MSU	
	γ_G	γ_Q	γ_G	γ_Q
Osnovna:				
ugoden vpliv	1,0	0	1,0	0
neugoden vpliv	1,35	1,5	1,0	1,0
Nezgodna	1,0	1,0	-	-

Mejna stanja, ki se nanašajo na varnost ljudi in varnost konstrukcije upoštevamo kot mejna stanja nosilnosti. Prekoračitev mejnih stanj nosilnosti pomeni odpoved konstrukcije in kasnejšo odstranitev ali rekonstrukcijo. Računske vrednosti zunanjih vplivov se določijo z ustreznim kombiniranjem delujočih obtežb.

Osnovne obtežne kombinacije:

$$\sum \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4.13)$$

Nezgodne obtežne kombinacije:

$$\sum G_{k,j} + A_k + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4.14)$$

Mejna stanja, ki se nanašajo na delovanje konstrukcije, udobje ljudi in videz gradbenega objekta upoštevamo kot mejna stanja uporabnosti.

Upoštevati je potrebno tri kombinacije vplivov:

Karakteristične obtežne kombinacije: $\sum G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4.15)$

Pogoste obtežbe kombinacije: $\sum G_{k,j} + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4.16)$

Navidezno stalne obtežne kombinacije: $\sum G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4.17)$

5 DIMENZIONIRANJE LESENIH ELEMENTOV

5.1 Pravila za dimenzioniranje

Za strešno konstrukcijo sem izbrala običajen gradbeni les, ki ustreza trdnostnemu razredu C24. Karakteristične lastnosti tega lesa so podane v spodnji preglednici 5-1:

Preglednica 5-1: Karakteristične trdnosti in togostne lastnosti lesa SIST EN 338:2003

	oznake	N/cm^2
		C24
upogib	$f_{m,k}$	2400
nateg (paralelno)	$f_{t,0,k}$	1400
nateg (pravokotno)	$f_{t,90,k}$	50
tlak (paralelno)	$f_{c,0,k}$	2100
tlak (pravokotno)	$f_{c,90,k}$	250
strig	$f_{v,k}$	250
		kN/cm^2
modul elastičnosti (paralelno)	$E_{0,mean}$	1100
modul elastičnosti (paralelno)	$E_{0,05}$	740
modul elastičnosti (paralelno)	$E_{90,mean}$	37
strižni modul	G_{mean}	69
		kg/m^3
gostota	ρ_k	420

5.1.1 Kontrole napetosti

Centrični nateg v smeri vlaken lesa

Izpolnjen mora biti pogoj:

$$\sigma_{t,0,d} \leq f_{t,0,d} \quad (5.1)$$

$\sigma_{t,0,d}$ - projektna natezna napetost,

$f_{t,0,d}$ - projektna natezna trdnost.

$$\sigma_{t,0,d} = \frac{N_d}{A_{netto}} \quad f_{t,0,d} = k_{mod} \frac{f_{t,o,k}}{\gamma_m} \quad (5.2)$$

Centrični tlak brez upoštevanja uklona

Izpolnjen mora biti pogoj:

$$\sigma_{c,0,d} \leq f_{c,0,d} \quad (5.3)$$

$\sigma_{c,0,d}$ - projektna tlačna napetost,

$f_{c,0,d}$ - projektna tlačna trdnost.

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_d}{A_{netto}} \quad f_{c,0,d} = k_{mod} \frac{f_{c,o,k}}{\gamma_m} \quad (5.4)$$

Centrični tlak z upoštevanjem uklona

Izpolnjena morata biti pogoja:

$$1. \sigma_{c,0,d} \leq k_{c,y} f_{c,0,d} \quad \text{in} \quad 2. \sigma_{c,0,d} \leq k_{c,z} f_{c,0,d} \quad (5.5)$$

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_d}{A_{netto}} \quad , \quad f_{c,0,d} = k_{mod} \frac{f_{c,o,k}}{\gamma_m} \quad (5.6)$$

Relativna vitkost pri upogibu:

$$\lambda_{rel} = \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{\sigma_{crit}}} \quad (5.7)$$

Uklonska korekcijska faktorja:

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} \quad k_{c,z} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}} \quad (5.8)$$

$$k_y = 0,5(1 + \beta_c(\lambda_{rel,y} - 0,5) + \lambda_{rel,y}^2) \quad k_z = 0,5(1 + \beta_c(\lambda_{rel,z} - 0,3) + \lambda_{rel,z}^2) \quad (5.9)$$

$\beta_c = 0,2$ za masivni les

$\beta_c = 0,1$ za lepljeni lamelirani les

Upogib

$$\sigma_{m,y,d}(z) = \frac{M_{y,d}}{I_y} z \quad \text{in} \quad \sigma_{m,z,d}(y) = -\frac{M_{z,d}}{I_z} y \quad (5.10)$$

Problem stabilnosti – bočna zvrnitev ($\lambda_{rel,m} > 0,75$)

Relativna vitkost pri upogibu:

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}} \quad (5.11)$$

$\sigma_{m,crit}$ je kritična upogibna napetost, dobljena po teoriji stabilnosti

$$\sigma_{m,crit} = \frac{0.78 \cdot E_{0.05} \cdot b^2}{L_{ef} \cdot h} \quad (5.12)$$

Zgornja enačba velja za nosilce pravokotnega prereza iz lesa iglavcev.

Nevarnost bočne zvrnitve elementa je tem večja, čim višji in ožji je njegov prečni prerez.

Upogib z natezno osno silo

V primeru dvoosnega upogiba v kombinaciji z natezno osno silo morata biti izpolnjena pogoja:

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad \text{in} \quad \frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1. \quad (5.13)$$

Projektne napetosti:

$$\sigma_{t,0,d} = \frac{N_d}{A_{netto}}, \quad \sigma_{m,y,d}(z) = \frac{M_{y,d}}{I_y} z \quad \text{in} \quad \sigma_{m,z,d}(y) = -\frac{M_{z,d}}{I_z} y \quad (5.14)$$

Projektne trdnosti:

$$f_{t,0,d} = k_{mod} \frac{f_{t,0,k}}{\gamma_m}, \quad f_{m,y,d} = k_{mod} \frac{f_{m,y,k}}{\gamma_m} \quad \text{in} \quad f_{m,z,d} = k_{mod} \frac{f_{m,z,k}}{\gamma_m} \quad (5.15)$$

Koeficient k_m : $k_m = 0.7$ za pravokotne prereze
 $k_m = 1.0$ za druge prečne prereze

Upogib s tlačno osno silo brez upoštevanja uklona ($\lambda_{rel,y} \leq 0,30$)

V primeru dvoosnega upogiba morata biti izpolnjena pogoja:

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad \text{in} \quad \left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (5.16)$$

Projektna upogibna napetost:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_d}{A_{netto}}, \quad \sigma_{m,y,d}(z) = \frac{M_{y,d}}{I_y} z \quad \text{in} \quad \sigma_{m,z,d}(y) = \frac{M_{z,d}}{I_z} y \quad (5.17)$$

Projektna upogibna trdnost:

$$f_{c,0,d} = k_{\text{mod}} \frac{f_{t,0,k}}{\gamma_m}, \quad f_{m,y,d} = k_{\text{mod}} \frac{f_{m,k}}{\gamma_m} \quad \text{in} \quad f_{m,z,d} = k_{\text{mod}} \frac{f_{m,k}}{\gamma_m} \quad (5.18)$$

Strig

Izpolnjen mora biti pogoj:

$$\tau_d \leq f_{v,d}$$

τ_d projektna strižna napetost
 $f_{v,d}$ projektna strižna trdnost, kjer je

$$f_{v,d} = k_{\text{mod}} \cdot \frac{f_{v,k}}{\gamma_m} \quad (5.19)$$

Strig zaradi prečne sile:

$$\tau_d = \frac{V_d}{A^*} \quad (5.20)$$

$$A^* = \frac{2 \cdot b \cdot h}{3} \text{ za pravokotni prerez}$$

Kontrole pomikov

V splošnem mora biti izpolnjen kriterij:

$$w_{\text{inst}} \leq w_{\text{inst,lim}}$$

Kontrola trenutnih pomikov zaradi spremenljive obtežbe:

$$w_{\text{inst}} \leq \frac{l}{300} \quad \text{za nosilec} \quad \text{oziroma} \quad w_{\text{inst}} \leq \frac{l}{150} \quad \text{za konzolo}$$

Kontrola končnih pomikov:

$$w_{\text{net,fin}} \leq \frac{l}{250} \quad \text{za nosilec} \quad \text{oziroma} \quad w_{\text{net,fin}} \leq \frac{l}{125} \quad \text{za konzolo}$$

Končni pomik, ki nastopijo po končanem lezenju:

$$w_{\text{fin}} = \sum w_{\text{fin,G}} + w_{\text{fin,Q,1}} + \sum w_{\text{fin,Q,i}} \quad (5.21)$$

Kjer so:

$$w_{\text{fin,G}} = w_{\text{inst,G}} \cdot (1 + k_{\text{def}}) \quad \text{za stalni vpliv} \quad (5.22)$$

$$w_{\text{fin,Q,1}} = w_{\text{inst,Q,1}} \cdot (1 + \psi_{2,1} \cdot k_{\text{def}}) \quad \text{za prevladujoči spremenljivi vpliv} \quad (5.23)$$

$$w_{\text{fin,Q,i}} = w_{\text{inst,Q,i}} \cdot (1 + \psi_{2,i} \cdot k_{\text{def}}) \quad \text{za spremljajoče spremenljive vplive} \quad (5.24)$$

k_{def} - je koeficient lezenja, ki je odvisen od vrste materiala, razreda uporabe in trajanja obtežbe.

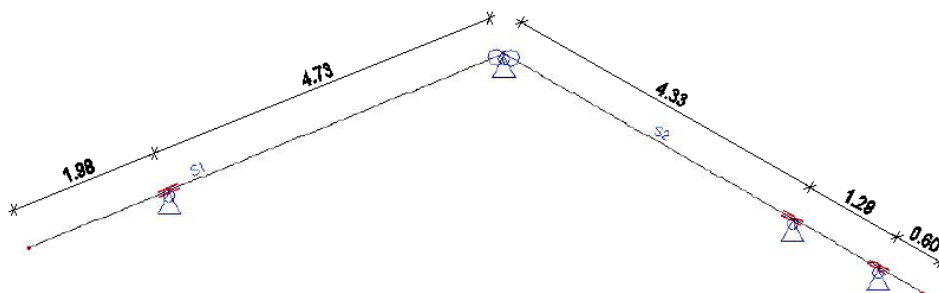
5.2 Špirovci

Špirovci nalegajo pravokotno na lege in so na razdalji 0,84 m. Imajo tri različne dolžine 12,77 m, 6,71 m in 6,21 m. Naklon špirovcev je 30° in 22°.

5.2.1 Zasnova

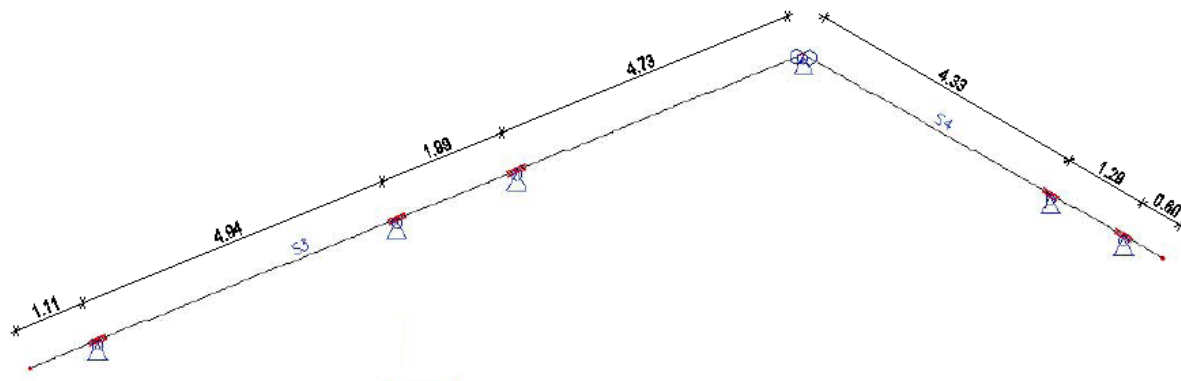
Imam dva različna računska modela zaradi različnih dolžin špirovcev. Za model sem vzela dva nasproti ležeča špirovca. S pomočjo računalniškega programa SCIA Engineer sem izračunala notranje statične količine.

Špirovca dolžine 6,71 m in 6,21 m



Slika 5-1: Statični sistemi špirovcev

Špirovca dolžine 12,77 m in 6,21 m



Slika 5-2: Statični sistemi špirovcev

5.2.2 Obtežbe

5.2.2.1 Lastna in stalna obtežba

Bramac opečna kritina: 46 kg/m^2	$0,46 \cdot 0,84 =$	$0,39 \text{ KN/m}$
Letve (4/6 cm):	$0,04 \cdot 0,06 \cdot 4,60 \cdot 0,84 =$	$0,01 \text{ KN/m}$
Lesonit: 23 kg/m^2	$0,23 \cdot 0,84 =$	$0,19 \text{ KN/m}$
Toplotna izolacija (15 cm):	$0,15 \cdot 0,30 \cdot 0,84 =$	$0,04 \text{ KN/m}$
Špirovec (14/18):	$0,14 \cdot 0,18 \cdot 4,60 =$	$0,12 \text{ KN/m}$
Lesonit: 23 kg/m^2	$0,23 \cdot 0,84 =$	$0,19 \text{ KN/m}$
Mavčnokartonasta plošča:	$0,10 \cdot 0,13 \cdot 0,84 =$	$0,11 \text{ KN/m}$
		$g = 1,05 \text{ KN/m}$

5.2.2.2 Koristna obtežba

Zaradi občasnih popravil in vzdrževanja, ki so potrebna zaradi vremenskih vplivov, sem izbrala kategorijo H (preglednica 4-4). Naklon strehe je 22° in 30° .

Izbrala sem priporočeno vrednost:

$$q_k = 0,4 \text{ kN/m}^2$$

5.2.2.3 Obtežba snega

Obravnavan objekt se nahaja v coni A2 in nadmorski višini 400 m. Iz preglednice 4-5, razberem karakteristično obtežbo snega:

$$s_k = 1,68 \text{ kN/m}^2$$

Oblikovni koeficient μ razberemo iz preglednice 4-6. Vrednost koeficienta izpostavljenosti je 1,00 zaradi izbire običajnega terena.

$$s(\mu_1) = \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,86 = 1,35 \text{ kN/m}^2$$

5.2.2.4 Obtežba vetra

Obravnavani objekt se nahaja v območju cone 1 (Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po Evrokod standardih, 1-69 str.), za katero velja, da je osnovna referenčna hitrost vetra enaka:

$$v_{b,0} = 20 \text{ m/s}$$

$$v_b = C_{DIR} \cdot C_{season} \cdot v_{b,0} = 1,00 \cdot 1,00 \cdot 20,00 = 20,00 \text{ m/s}$$

Referenčna višina:

$$z_e = h = 8,27 \text{ m} \quad h \quad - \text{višina stavbe od terena do slemena strehe}$$

Kategorija hrapavosti terena:

$$C_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0,22 \cdot \ln\left(\frac{8,72}{0,3}\right) = 0,71$$

Za kategorijo terena III: $5\text{m} \leq 8,72\text{m} \leq 200\text{m}$

Karakteristični konični tlak vetra q_p :

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_m^2(z) = 0,40 \text{ kN/m}^2$$

Intenziteta turbulence I_v :

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{V_m(z)} = \frac{k_t}{C_0(z) \cdot \ln(z/z_0)} = \frac{4,31}{14,29} = 0,30$$

Standardna deviacija σ_v :

$$\sigma_v = k_r \cdot V_b \cdot k_i = 0,22 \cdot 20 \cdot 1,00 = 4,31 \text{ m/s}$$

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,I}}\right)^{0,07} = 0,19 \cdot \left(\frac{0,3}{0,5}\right)^{0,07} = 0,22$$

$k_i = 1,00$ faktor turbulence (priporočena vrednost je 1,00)

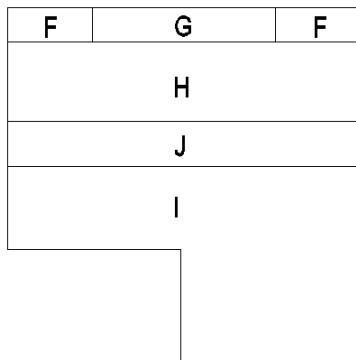
Srednja hitrost vetra V_m :

$$V_m(z) = C_r(z) \cdot C_0(z) \cdot V_b = 0,71 \cdot 1,00 \cdot 20 = 14,29 \text{ m/s}$$

Tlak vetra na zunanjo ploskev:

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

V prečni smeri: $\Theta = 0^\circ$



Slika 5-3: Prikaz con na tlorisu strehe obravnavanega objekta ($\Theta = 90^\circ$)

Preglednica 5-2: Koeficienti zunanjega tlaka vetra za dvokapnico

	F		G		H		I		J	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
15	-0,90	-2,00	-0,80	-1,50	-0,30		-0,40		-1,00	-1,50
	0,20		0,20		0,20		0,00		0,00	0,00
30	-0,50	-1,50	-0,50	-1,50	-0,20		-0,40		-0,50	
	0,70		0,70		0,40		0,00		0,00	
22	-0,71	-1,77	-0,66	-1,50	-0,25		-0,40		-0,77	
	0,43		0,43		0,29		0,00		0,00	
30	-1,25									

$$\alpha = 30^\circ \quad w_{e(F)} = q_{p(ze)} \times c_{pe} = 0,40 \text{ kN/m}^2 \cdot (-1,25) = -0,50 \text{ kN/m}^2$$

$$w_{e(G)} = q_{p(ze)} \times c_{pe} = 0,40 \text{ kN/m}^2 \cdot (-0,50) = -0,20 \text{ kN/m}^2$$

$$w_{e(H)} = q_{p(ze)} \times c_{pe} = 0,40 \text{ kN/m}^2 \cdot (-0,20) = -0,08 \text{ kN/m}^2$$

$$\alpha = 22^\circ \quad w_{e(I)} = q_{p(ze)} \times c_{pe} = 0,40 \text{ kN/m}^2 \cdot (-0,40) = -0,16 \text{ kN/m}^2$$

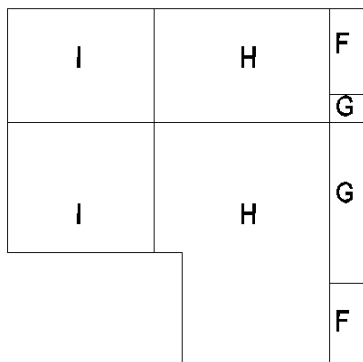
$$w_{e(J)} = q_{p(ze)} \times c_{pe} = 0,40 \text{ kN/m}^2 \cdot (-0,77) = -0,30 \text{ kN/m}^2$$

$$\alpha = 30^\circ \quad w_{e(F)} = q_{p(ze)} \times c_{pe} = 0,40 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,70 = 0,28 \text{ kN/m}^2$$

$$w_{e(G)} = q_{p(ze)} \times c_{pe} = 0,40 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,70 = 0,28 \text{ kN/m}^2$$

$$w_{e(H)} = q_{p(ze)} \times c_{pe} = 0,40 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,40 = 0,16 \text{ kN/m}^2$$

V vzdolžni smeri: $\theta = 90^\circ$



Slika 5-4: Prikaz con na tlorisu strehe obravnavanega objekta ($\theta = 90^\circ$)

Preglednica 5-3: Koeficienti zunanje tlaka vetra za dvokapnico

	F		G		H		I	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
15	-1,30	-2,00	-1,30	-2,0	-0,60	-1,20	-0,50	
30	-1,10	-1,50	-1,40	-2,00	-0,80	-1,20	-0,50	
22	-1,21	-1,77	-1,35	-2,00	-0,69	-1,20	-0,50	
30	-1,40		-1,52					
22	-1,63		-1,35					

$$\alpha = 30^\circ \quad w_{e(F)} = q_{p(ze)} \times c_{pe} = 0,40 \text{ kN/m}^2 \cdot (-1,40) = -0,56 \text{ kN/m}^2$$

$$w_{e(G)} = q_{p(ze)} \times c_{pe} = 0,40 \text{ kN/m}^2 \cdot (-1,52) = -0,60 \text{ kN/m}^2$$

$$w_{e(H)} = q_{p(ze)} \times c_{pe} = 0,40 \text{ kN/m}^2 \cdot (-0,80) = -0,32 \text{ kN/m}^2$$

$$w_{e(I)} = q_{p(ze)} \times c_{pe} = 0,40 \text{ kN/m}^2 \cdot (-0,50) = -0,20 \text{ kN/m}^2$$

$$\alpha = 22^\circ \quad w_{e(F)} = q_{p(ze)} \times c_{pe} = 0,40 \text{ kN/m}^2 \cdot (-1,63) = -0,65 \text{ kN/m}^2$$

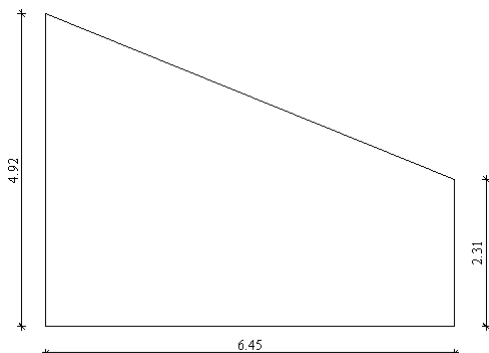
$$w_{e(G)} = q_{p(ze)} \times c_{pe} = 0,40 \text{ kN/m}^2 \cdot (-1,35) = -0,53 \text{ kN/m}^2$$

$$w_{e(H)} = q_{p(ze)} \times c_{pe} = 0,40 \text{ kN/m}^2 \cdot (-0,69) = -0,28 \text{ kN/m}^2$$

$$w_{e(I)} = q_{p(ze)} \times c_{pe} = 0,40 \text{ kN/m}^2 \cdot (-0,50) = -0,20 \text{ kN/m}^2$$

Srk vetra na strešno konstrukcijo deluje ugodno pri kombinaciji z lastno, stalno, koristno obtežbo in obtežbo snega. Zato ga v skladu z SIST EN 1990 ne upoštevamo.

Koeficient zunanje tlaka za vertikalne stene



Slika 5-5: Oblika zunanje vertikalne stene

$$d = 5,41m$$

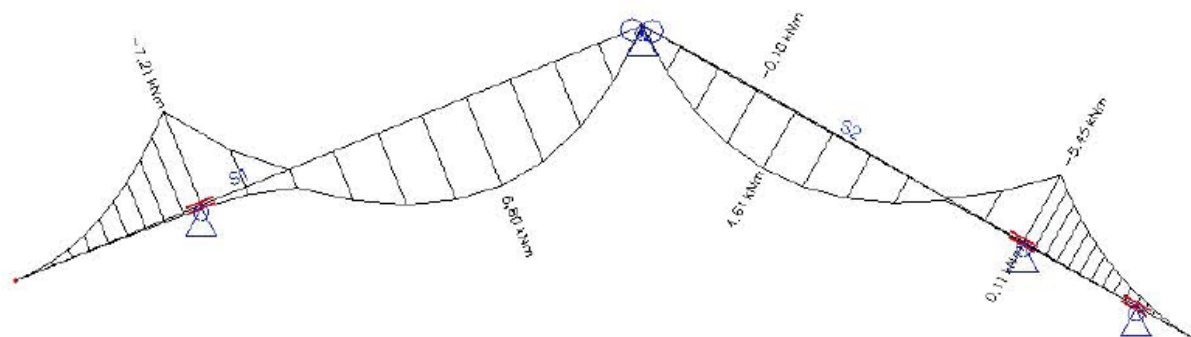
$$h_{povp} = \frac{h_{min} + h_{max}}{2} = \frac{2,31 \cdot 4,92}{2} = 3,62 m$$

$$h/d = 0,67 \rightarrow \text{iz preglednice 4-9 za območje D odčitamo } c_{pe,10} = 0,76$$

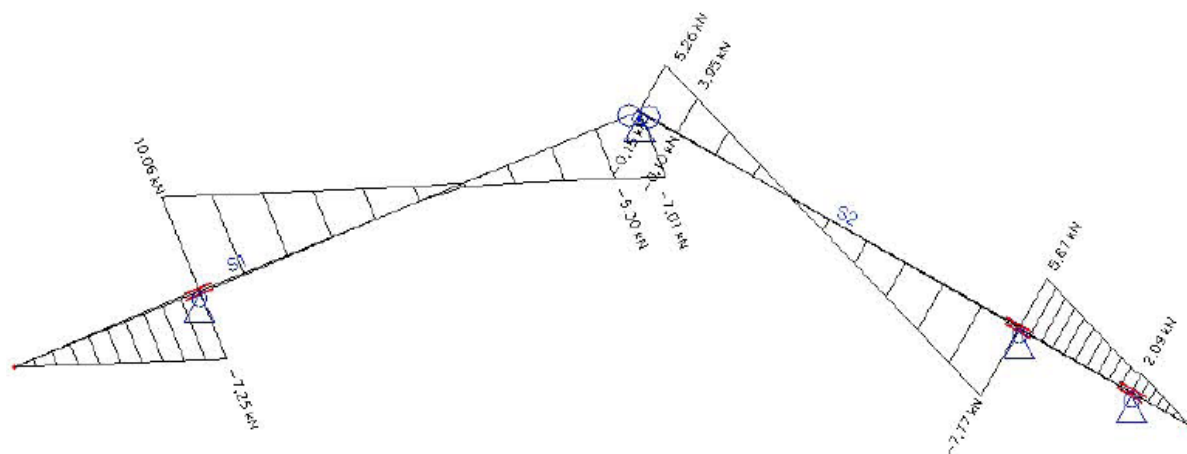
$$w_e = q_{p(ze)} \cdot c_{pe} = 40kN/m^2 \cdot 0,76 = 0,30 kN/m^2$$

5.2.3 Obremenitve

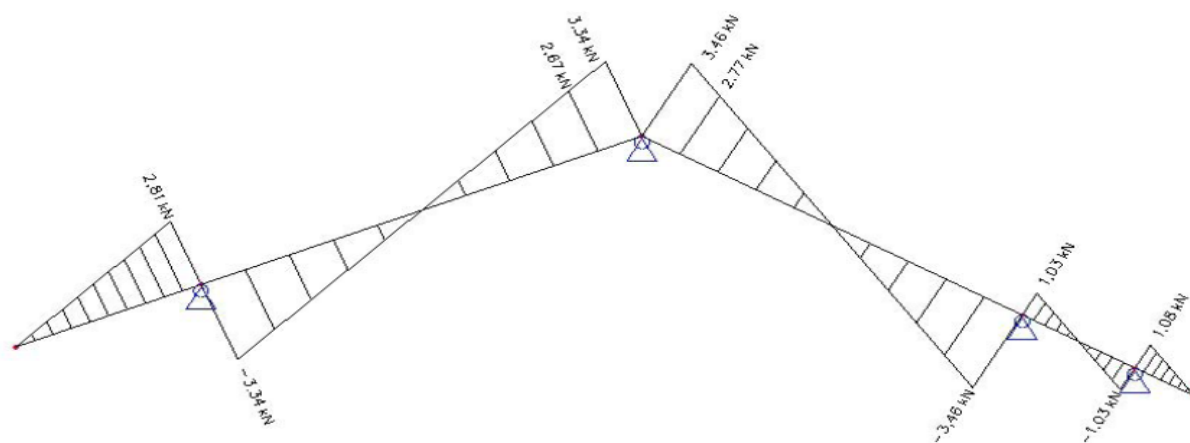
Špirovca dolžine 6,71 m in 6,21 m



Slika 5-6: Ovojnica projektnih upogibnih momentov



Slika 5-7: Ovojnica projektnih prečnih sil



Slika 5-8: Ovojnica projektnih osnih sil

V polju:

$$M_{d,max} = 6,80 \text{ kNm}$$

$$N_{d,prip} = 0,66 \text{ kN} \quad \text{nateg}$$

$$V_{d,max} = 10,06 \text{ kN}$$

Nad podporo:

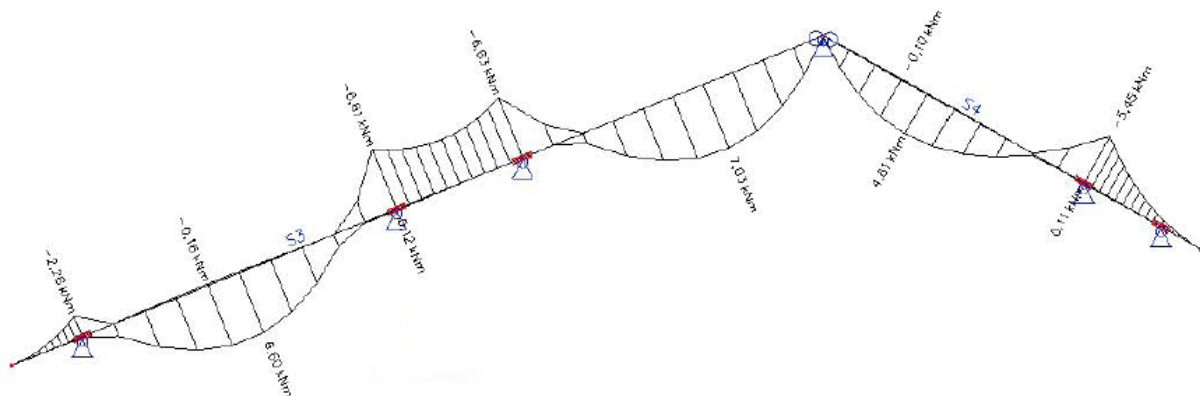
$$M_{d,max} = 7,21 \text{ kNm}$$

$$N_{d,prip} = 3,34 \text{ kN} \quad \text{nateg}$$

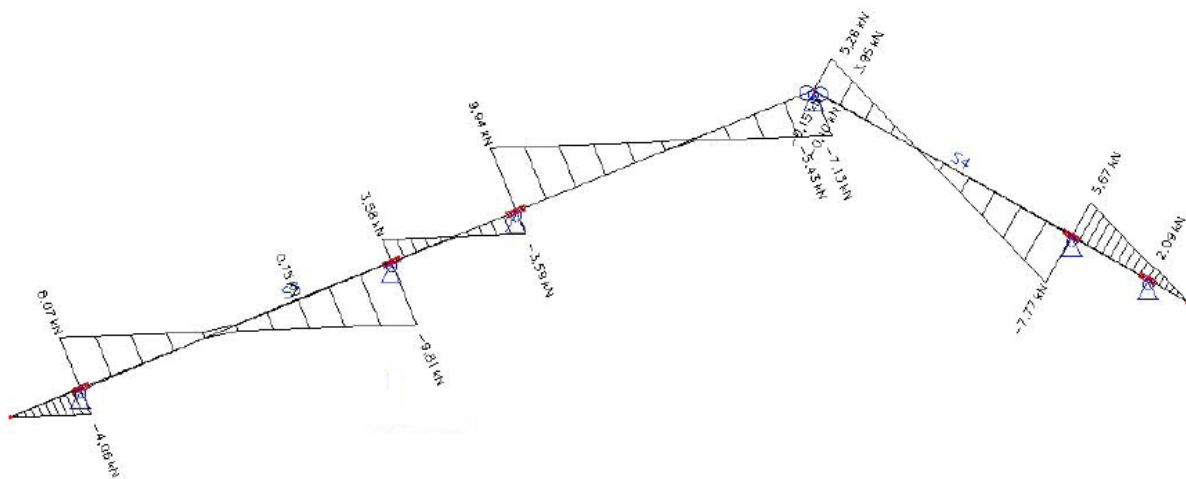
$$N_{d,prip} = 2,81 \text{ kN} \quad \text{tlak}$$

$$V_{d,max} = 10,06 \text{ kN}$$

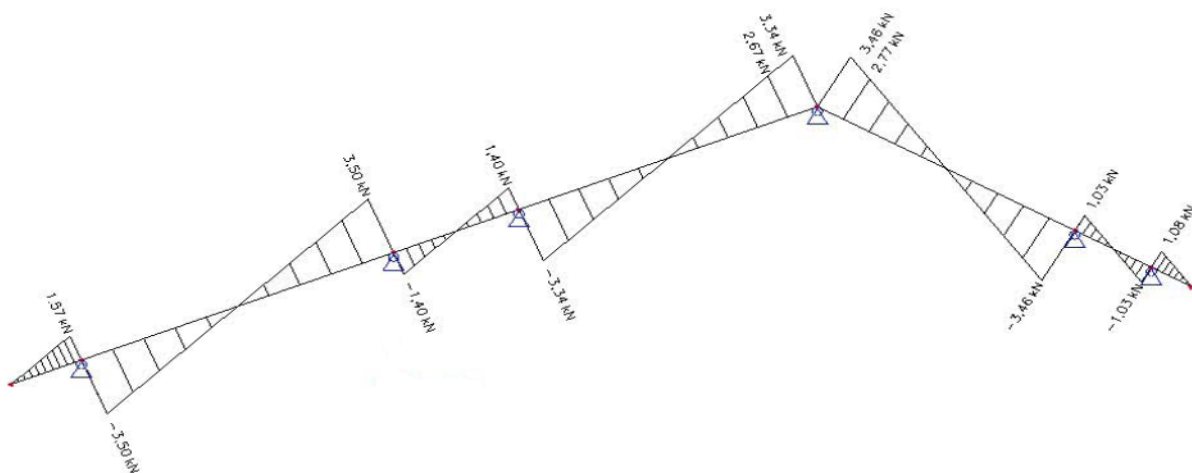
Špirovca dolžine 12,77 m in 6,21 m



Slika 5-9: Ovojnica projektnih upogibnih momentov



Slika 5-10: Ovojnica projektnih prečnih sil



Slika 5-11: Ovojnica projektnih osnih sil

V polju:

$$M_{d,max} = 7,03 \text{ kNm}$$

$$N_{d,prip} = 0,66 \text{ kN} \quad \text{nateg}$$

$$V_{d,max} = 9,94 \text{ kN}$$

Nad podporo:

$$M_{d,max} = 6,63 \text{ kNm}$$

$$N_{d,prip} = 3,34 \text{ kN} \quad \text{nateg}$$

$$N_{d,prip} = 1,40 \text{ kN} \quad \text{tlak}$$

$$V_{d,max} = 9,94 \text{ kN}$$

5.2.4 Kontrola napetosti oziroma dimenzioniranje

Napetosti, ki nastopijo v prerezu sem preverila glede na maksimalne obremenitve. Upoštevala sem tudi zmanjšanje prereza, ki se pojavi nad podporo, saj je špirovec na tem delu oslavljen.

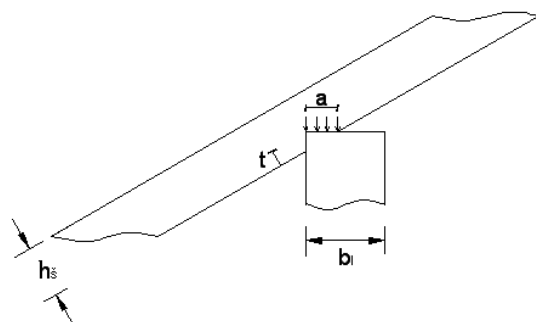
Potrebne so naslednje kontrole: upogib z natezno silo, upogib s tlačno silo in strig. Prerez špirovca je 14/18 cm in dolžine 12,76 m.

Kontrola kontaktnih napetosti in zaseka na stiku kapne lege - špirovca:

$$B_{spir} = 14 \text{ cm}$$

$$F_{c,90,d} = 14,88 \text{ kN}$$

$$f_{c,90,d} = 0,367 \text{ kN/cm}^2 \quad \text{iz preglednice 5-3}$$



Slika 5-12: Stik lege in špirovca

$$\sigma_{c,90,d} \leq k_{c,90} \cdot f_{c,90,d} \rightarrow \frac{F_{c,90,d}}{a \cdot b_s} \leq k_{c,90} \cdot f_{c,90,d} \rightarrow a \geq \frac{F_{c,90,d}}{k_{c,90} \cdot f_{c,90,d} \cdot b_s} = 2,90 \text{ cm}$$

Izberem $a = 5 \text{ cm}$.

$$t \leq \frac{h}{4}, \text{ če je } 0^\circ < \gamma \leq 50^\circ$$

$$\gamma = 30^\circ$$

$$t = \sin \gamma \cdot a = 2,5 \text{ cm} \leq \frac{h_s}{4} = \frac{18}{4} = 4,5 \text{ cm}$$

Upogib z natezno silo v polju:

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} \leq 1 \rightarrow \frac{0,003}{0,969} + \frac{1,254}{1,662} = 0,76 \leq 1$$

$$\sigma_{t,0,d} = \frac{N_{d,prip}}{A_{netto}} = 0,003 \text{ kN/cm}^2$$

$$N_{d,prip} = 0,66 \text{ kN}$$

$$A_{netto} = b \cdot h_{netto} = 217 \text{ cm}$$

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

$$h_{netto} = 15,5 \text{ cm} \quad \text{višina špirovca se zmanjša zaradi zaseka nad lego}$$

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_{d,max}}{W} = 1,254 \text{ kN/cm}^2$$

$$M_{d,max} = 7,03 \text{ kNm}$$

$$W = \frac{b \cdot h^2}{6} = 560,58 \text{ cm}^3$$

$$f_{t,0,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{t,0,k}}{\gamma_m} = 0,969 \text{ kN/cm}^2$$

$$k_{mod} = 0,90$$

$$f_{t,0,k} = 1,40 \text{ kN/cm}^2 \quad \text{iz preglednice 5-3}$$

$$\gamma_m = 1,30$$

$$f_{m,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{m,k}}{\gamma_m} = 1,662 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{m,k} = 2,40 \text{ kN/cm}^2 \quad \text{iz preglednice 5-3}$$

Kontrola se izide.

Upogib z natezno silo v podpori:

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} \leq 1 \rightarrow \frac{0,006}{0,969} + \frac{1,183}{1,662} = 0,72 \leq 1$$

$$\sigma_{t,0,d} = \frac{N_{d,prip}}{A_{netto}} = 0,006 \text{ kN/cm}^2$$

$$N_{d,prip} = 1,40 \text{ kN}$$

$$A_{netto} = b \cdot h_{netto} = 217 \text{ cm}$$

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

$$h_{netto} = 15,5 \text{ cm} \quad \text{višina špirovca se zmanjša zaradi zaseka nad lego}$$

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_{d,max}}{W} = 1,183 \text{ kN/cm}^2$$

$$M_{d,max} = 6,63 \text{ kNm}$$

$$W = \frac{b \cdot h^2}{6} = 560,58 \text{ cm}^3$$

$$f_{t,0,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{t,0,k}}{\gamma_m} = 0,969 \text{ kN/cm}^2$$

$$k_{mod} = 0,90$$

$$f_{t,0,k} = 1,40 \text{ kN/cm}^2 \quad \text{iz preglednice 5-3}$$

$$\gamma_m = 1,30$$

$$f_{m,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{m,k}}{\gamma_m} = 1,662 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{m,k} = 2,40 \text{ kN/cm}^2 \quad \text{iz preglednice 5-3}$$

Upogib s tlačno silo:

- račun relativne vitkosti

$$\lambda_{rel,y} = \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{\sigma_{c,crit,y}}} = \sqrt{\frac{2,1}{0,65}} = 1,54$$

$$f_{c,0,k} = 2,1 \text{ kN/cm}^2 \quad \text{iz preglednice 5-3}$$

$$\sigma_{c,crit,y} = \frac{\pi^2 \cdot E_{0,05}}{\lambda_y^2} = 0,88 \text{ kN/cm}^2$$

$$E_{0,05} = 740 \text{ kN/cm}^2$$

$$\lambda_y = \frac{l_{0,y}}{i_y} = 90,97$$

$$l_{0,y} = 473 \text{ cm}$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = 5,20 \text{ cm}$$

$$I_y = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{14 \cdot 18^3}{12} = 5045,25 \text{ cm}^4$$

$$A = b \cdot h = 14 \cdot 18 = 252 \text{ cm}^2$$

$$\lambda_{rel,z} = \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{\sigma_{c,crit,z}}} = \sqrt{\frac{2,1}{0,53}} = 1,98$$

$$f_{c,0,k} = 2,1 \text{ kN/cm}^2 \quad \text{iz preglednice 5-3}$$

$$\sigma_{c,crit,z} = \frac{\pi^2 \cdot E_{0,05}}{\lambda_z^2} = 0,53 \text{ kN/cm}^2$$

$$E_{0,05} = 740 \text{ kN/cm}^2$$

$$\lambda_z = \frac{l_{0,z}}{i_z} = 116,96$$

$$l_{0,z} = 473 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = 4,04 \text{ cm}$$

$$I_z = \frac{b^3 \cdot h}{12} = \frac{14^3 \cdot 18}{12} = 4116,00 \text{ cm}^4$$

$$A = b \cdot h = 14 \cdot 18 = 252 \text{ cm}^2$$

Ker je relativna vitkost okoli y osi in okoli z osi večja od 0,30, je potrebno upoštevati uklon.

$$\frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} \leq 1 \rightarrow \frac{1,18}{2,08} = 0,42 \leq 1$$

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_{d,\max}}{W} = 0,88 \text{ kN/cm}^2$$

$$M_{d,max} = 6,63 \text{ kNm}$$

$$W = \frac{b \cdot h^2}{6} = 756,00 \text{ cm}^3$$

$$f_{m,d} = k_{\text{mod}} \cdot \frac{f_{m,k}}{\gamma_m} = 2,08 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{m,k} = 3,00 \text{ kN/cm}^2$$

$$k_c = \min(k_{c,y}; k_{c,z}) = 0,23$$

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} = 0,36$$

$$k_y = 0,5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,y} - 0,5)) + \lambda_{rel,y}^2 = 1,81$$

$$\beta_c = 0,2$$

$$k_{c,z} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}} = 0,23$$

$$k_z = 0,5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,z} - 0,5)) + \lambda_{rel,z}^2 = 2,64$$

Strig:

$$\text{Pravokotni prerez: } \tau_{v,d} = \frac{V_{d,max}}{A^*} = 0,103 \text{ kN/cm}^2 \leq 0,173 \text{ kN/cm}^2$$

$$A^* = \frac{2 \cdot A}{3} = 96,93 \text{ cm}^2$$

$$V_{d,max} = 9,94 \text{ kN}$$

$$A = 145,39 \text{ cm}^2$$

$$f_{v,d} = k_{\text{mod}} \cdot \frac{f_{v,k}}{\gamma_m} = 0,173 \text{ kN/cm}^2$$

$$k_{\text{mod}} = 0,90$$

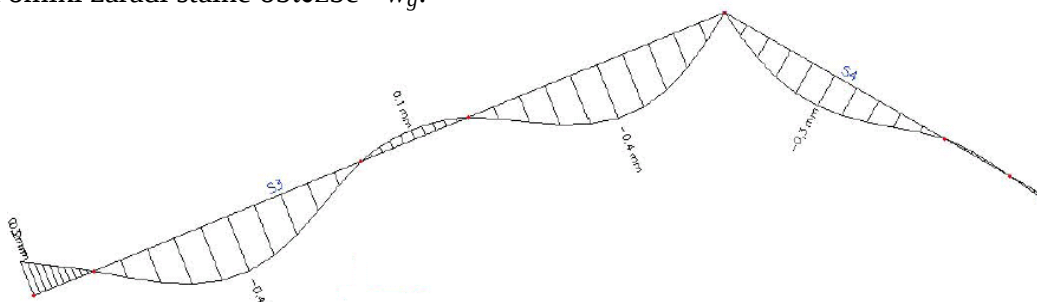
$$f_{v,k} = 0,25 \text{ kN/cm}^2$$

$$\gamma_m = 1,30$$

Kontrola pomikov

Kontrolo pomika sem opravila na največjem razponu pri špirovcu dolžine 12,76 m. Dolžina razpona je 4,94 m. Začetne pomike sem dobila s programom SCIA Engineer. Pri kontroli pomikov upoštevamo delne varnostne faktorje po metodi mejnega stanja uporabnosti.

Pomiki zaradi stalne obtežbe - w_g :



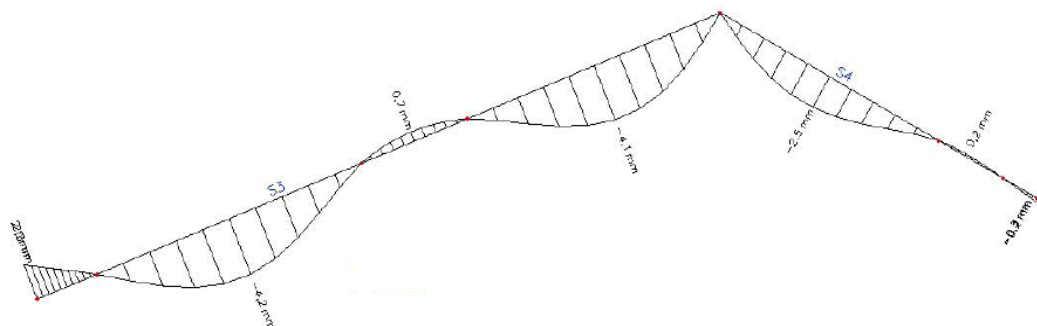
Slika 5-13: Pomik zaradi stalne obtežbe

$$w_{inst,G} = 0,040 \text{ cm}$$

$$w_{fin,G} = w_{inst,G} \cdot (1 + k_{def}) = 0,04 \cdot (1 + 0,80) = 0,072 \text{ cm}$$

$$k_{def} = 0,80 \quad \text{koeficient lezenja}$$

Pomiki zaradi koristne obtežbe - w_q :



Slika 5-14: Pomik zaradi koristne obtežbe

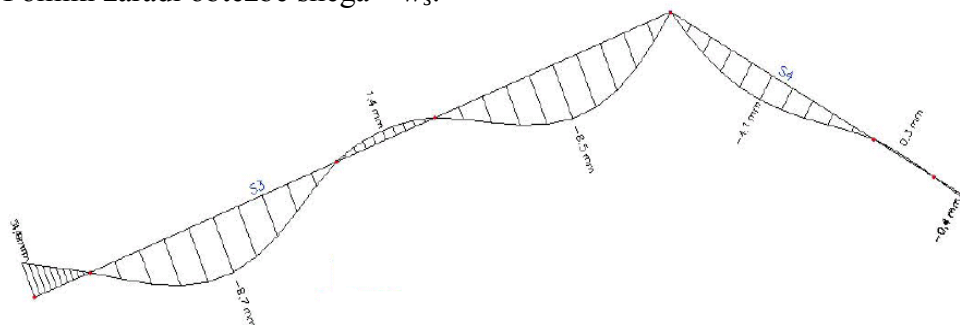
$$w_{inst,Q,1} = 0,420 \text{ cm}$$

$$w_{fin,Q,1} = w_{inst,Q,1} \cdot (1 + k_{def} \cdot \psi_{2,1}) = 0,42 \cdot (1 + 0,80 \cdot 0,30) = 0,521 \text{ cm}$$

$$k_{def} = 0,80 \quad \text{koeficient lezenja}$$

$$\psi_{2,1} = 0,30$$

Pomiki zaradi obtežbe snega – w_s :



Slika 5-15: Pomik zaradi obtežbe snega

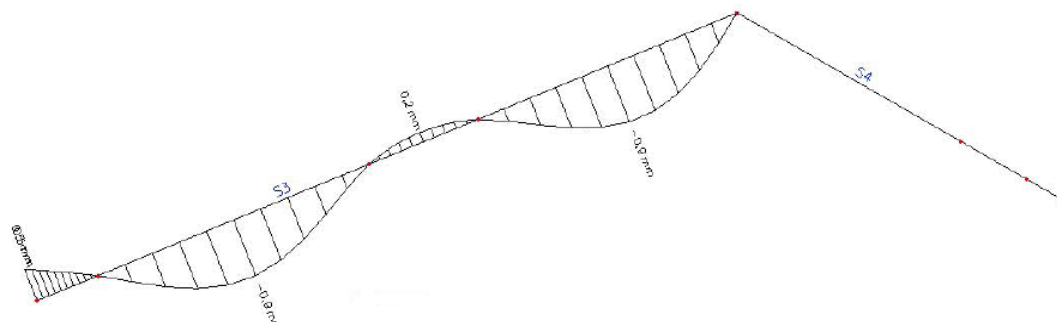
$$w_{inst,Q,s} = 0,870 \text{ cm}$$

$$w_{fin,Q,s} = w_{inst,Q,s} \cdot (1 + k_{def} \cdot \psi_{2,s}) = 0,87 \cdot (1 + 0,80 \cdot 0,00) = 0,87 \text{ cm}$$

$$k_{def} = 0,80 \quad \text{koeficient lezenja}$$

$$\psi_{2,s} = 0,00$$

Pomiki zaradi obtežbe vetra – w_w :



Slika 5-16: Pomik zaradi obtežbe vetra

$$w_{inst,Q,w} = 0,080 \text{ cm}$$

$$w_{fin,Q,w} = w_{inst,Q,w} \cdot (1 + k_{def} \cdot \psi_{2,w}) = 0,08 \cdot (1 + 0,80 \cdot 0,00) = 0,08 \text{ cm}$$

$$k_{def} = 0,80 \quad \text{koeficient lezenja}$$

$$\psi_{2,w} = 0,00$$

$$w_{inst} \leq \frac{a}{300} \rightarrow 1,410 \text{ cm} \leq \frac{494 \text{ cm}}{300} = 1,650 \text{ cm}$$

$$w_{inst} = w_{inst,G} + w_{inst,Q,1} + w_{inst,Q,s} + w_{inst,Q,w} = 0,040 + 0,420 + 0,870 + 0,080 = 1,410 \text{ cm}$$

$$a = 494 \text{ cm}$$

$$w_{fin} \leq \frac{a}{250} \rightarrow 1,543 \text{ cm} \leq \frac{494 \text{ cm}}{250} = 1,976 \text{ cm}$$

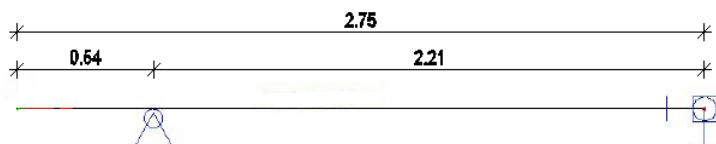
$$w_{fin} = w_{fin,G} + w_{fin,Q,1} + w_{fin,Q,s} + w_{fin,Q,w} = 0,072 + 0,521 + 0,870 + 0,080 = 1,543 \text{ cm}$$

5.3 Lege

5.3.1 Zasnova

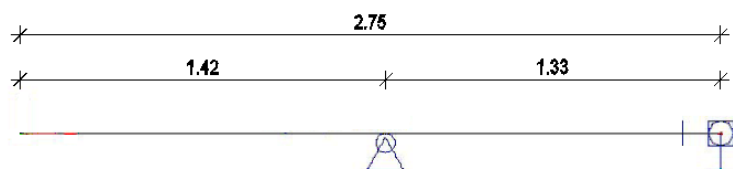
Za dimenzioniranje leg sem izbrala tri različne računske modele. Za obtežbo sem privzela lastno težo lege in reakcije v podpori, ki sem jih dobila pri računskem modelu špirovcev. S pomočjo računalniškega programa SCIA Engineer sem izračunala notranje statične količine.

Lega B1 dolžine 2,75 m



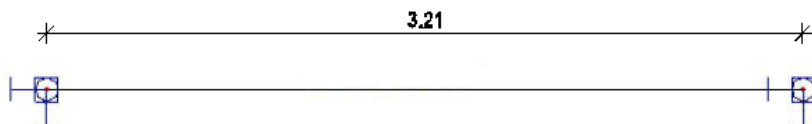
Slika 5-17: Zasnova kapne lege B1

Lega B2 dolžine 2,75 m



Slika 5-18: Zasnova kapne lege B2

Lega B3 dolžine 3,21 m

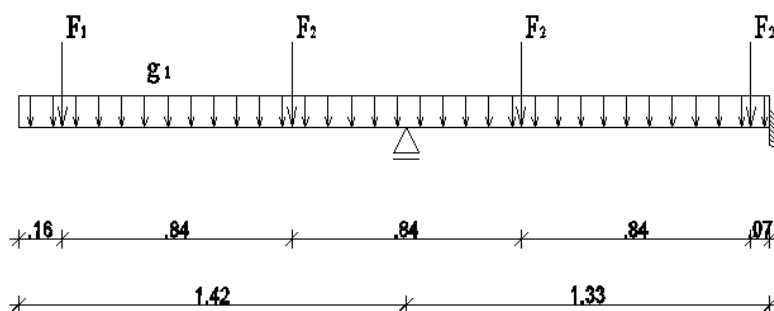


Slika 5-19: Zasnova kapne lege B2

5.3.2 Lega B2

5.3.2.1 Obtežba na lego

Lastna in stalna obtežba:



Slika 5-20: Zasnova kapne lege B2

Prerez lege je 22/24 cm.

$$g_1 = b \cdot h \cdot \rho_{mean} \cdot g = 0,33 \text{ kN/m}$$

$$F_1 = 9,87 \text{ kN}$$

$$F_2 = 14,23 \text{ kN}$$

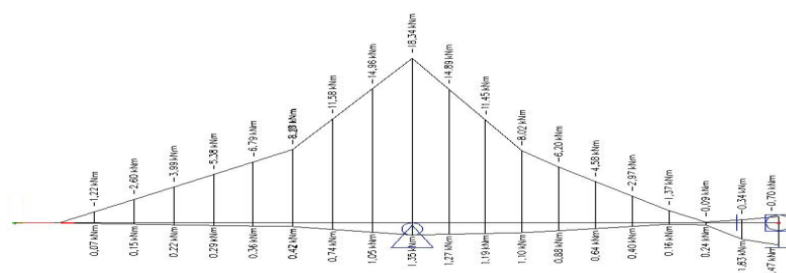
F_1 in F_2 predstavljata obtežbo špirovcev, strešne kritine in letev.

5.3.2.2 Kontrola napetosti oziroma dimenzioniranje

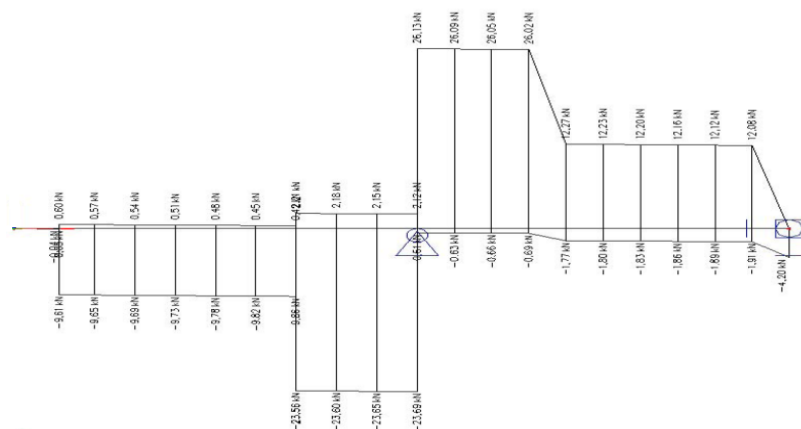
Dobljene obremenitve:

$$M_{d,max} = 18,34 \text{ kNm}$$

$$V_{d,max} = 26,13 \text{ kN}$$



Slika 5-21: Ovojnica projektnih upogibnih momentov



Slika 5-22: Ovojnica projektnih prečnih sil

Potrebne so naslednje kontrole: upogib, zaradi momentov in strig zaradi prečnih sil.

Upogib:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \leq 1 \rightarrow \frac{0,868}{2,077} = 0,42 \leq 1$$

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{d,max}}{W} = 0,868 \text{ kN/cm}^2$$

$$W = \frac{b \cdot h^2}{6} = 2112 \text{ cm}^3 \quad b = 22 \text{ cm} \quad h = 24 \text{ cm}$$

$$f_{m,y,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{m,k}}{\gamma_m} = 2,077 \text{ kN/cm}^2$$

$$k_{mod} = 0,90$$

$$f_{m,k} = 3,00 \text{ kN/cm}^2$$

$$\gamma_m = 1,30$$

Strig:

$$\tau_d \leq f_{v,d} \rightarrow 0,074 \text{ kN/cm}^2 \leq 0,173 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_d = \frac{V_{d,max}}{A^*} = 0,074 \text{ kN/cm}^2$$

$$A^* = \frac{2 \cdot A}{3} = 352,00 \text{ cm}^2$$

$$A = b \cdot h = 22 \cdot 24 = 528 \text{ cm}^2$$

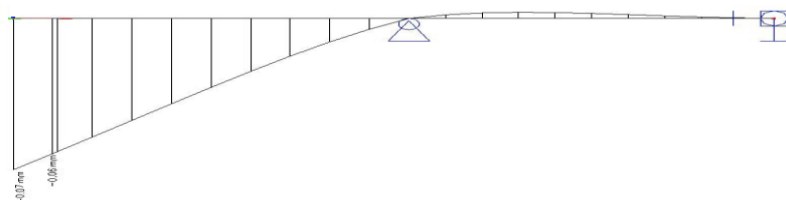
$$f_{v,d} = k_{\text{mod}} \cdot \frac{f_{v,k}}{\gamma_m} = 0,173 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{v,k} = 0,25 \text{ kN/cm}^2$$

Kontrola pomikov:

Začetne pomike sem dobila s programom SCIA Engineer. Pri kontroli pomikov upoštevamo delne varnostne faktorje po metodi mejnega stanja uporabnosti.

Pomiki zaradi stalne obtežbe - w_g :



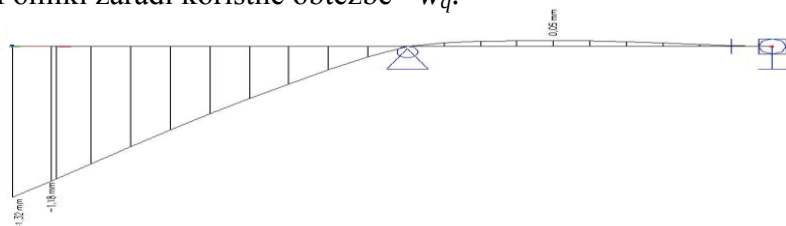
Slika 5-23: Pomik zaradi stalne obtežbe

$$w_{\text{inst},G} = 0,007 \text{ cm}$$

$$w_{\text{fin},G} = w_{\text{inst},G} \cdot (1 + k_{\text{def}}) = 0,007 \cdot (1 + 0,80) = 0,013 \text{ cm}$$

$$k_{\text{def}} = 0,80 \quad \text{koeficient lezenja}$$

Pomiki zaradi koristne obtežbe - w_q :



Slika 5-24: Pomik zaradi koristne obtežbe

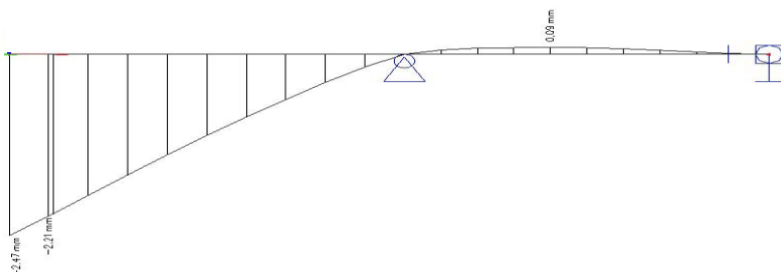
$$w_{\text{inst},Q,1} = 0,132 \text{ cm}$$

$$w_{\text{fin},Q,1} = w_{\text{inst},Q,1} \cdot (1 + k_{\text{def}} \cdot \psi_{2,1}) = 0,132 \cdot (1 + 0,80 \cdot 0,30) = 0,164 \text{ cm}$$

$$k_{\text{def}} = 0,80 \quad \text{koeficient lezenja}$$

$$\psi_{2,1} = 0,30$$

Pomiki zaradi obtežbe snega – w_s :



Slika 5-25: Pomik zaradi obtežbe snega

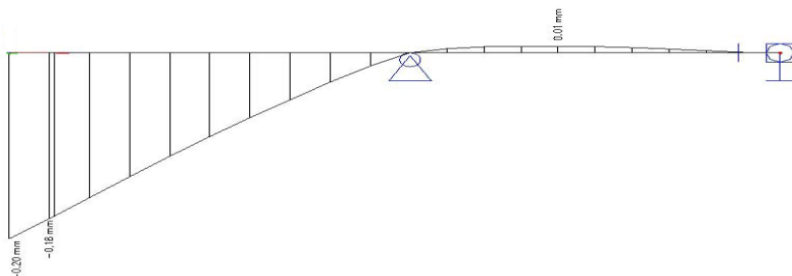
$$w_{inst,Q,s} = 0,247 \text{ cm}$$

$$w_{fin,Q,s} = w_{inst,Q,s} \cdot (1 + k_{def} \cdot \psi_{2,s}) = 0,247 \cdot (1 + 0,80 \cdot 0,00) = 0,247 \text{ cm}$$

$$k_{def} = 0,80 \quad \text{koeficient lezenja}$$

$$\psi_{2,s} = 0,00$$

Pomiki zaradi obtežbe vetra – w_w :



Slika 5-26: Pomik zaradi obtežbe vetra

$$w_{inst,Q,w} = 0,020 \text{ cm}$$

$$w_{fin,Q,w} = w_{inst,Q,w} \cdot (1 + k_{def} \cdot \psi_{2,w}) = 0,02 \cdot (1 + 0,80 \cdot 0,00) = 0,02 \text{ cm}$$

$$k_{def} = 0,80 \quad \text{koeficient lezenja}$$

$$\psi_{2,w} = 0,00$$

$$w_{inst} \leq \frac{a}{300} \rightarrow 0,406 \text{ cm} \leq \frac{142 \text{ cm}}{300} = 0,473 \text{ cm}$$

$$w_{inst} = w_{inst,G} + w_{inst,Q,1} + w_{inst,Q,s} + w_{inst,Q,w} = 0,007 + 0,132 + 0,247 + 0,020 = 0,406 \text{ cm}$$

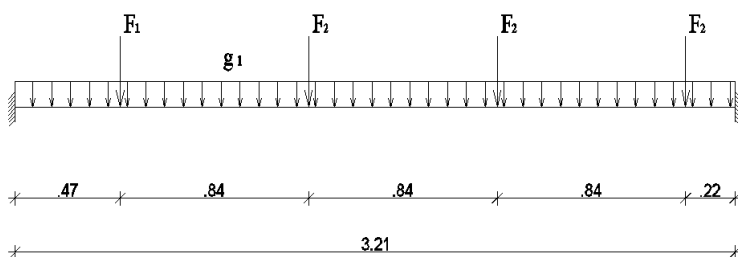
$$a = 142 \text{ cm}$$

$$w_{fin} \leq \frac{a}{250} \rightarrow 0,443 \text{ cm} \leq \frac{142 \text{ cm}}{250} = 0,568 \text{ cm}$$

$$w_{fin} = w_{fin,G} + w_{fin,Q,1} + w_{fin,Q,s} + w_{fin,Q,w} = 0,013 + 0,164 + 0,2476 + 0,020 = 0,443 \text{ cm}$$

5.3.3 Lega B3

Za dimenzioniranje kapne lege B3 sem vzela za obtežbo lastno težo lege in reakcije v podpori. Dobila sem jih pri računskem modelu špirovcev. Dolžina obravnavane kapne lege je 3,21m.



Slika 5-27: Zasnova kapne lege B3

5.3.3.1 Obtežbe

Prerez lege je 22/24 cm.

Lastna in stalna obtežba:

$$g_l = b \cdot h \cdot \rho_{mean} \cdot g = 0,22 \text{ kN/m}$$

$$F_1 = 11,75 \text{ kN}$$

$$F_2 = 14,23 \text{ kN}$$

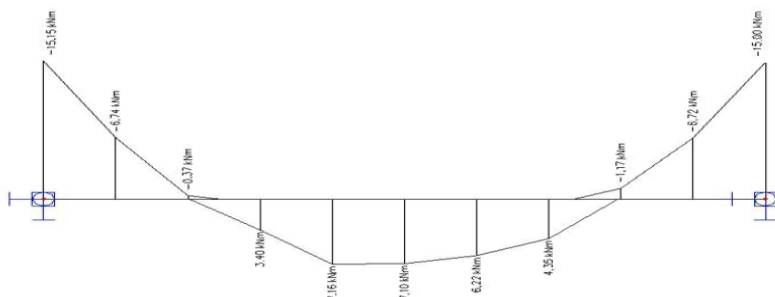
F_1 in F_2 predstavljata obtežbo špirovcev, strešne kritine in letev.

5.3.3.2 Kontrola napetosti oziroma dimenzioniranje

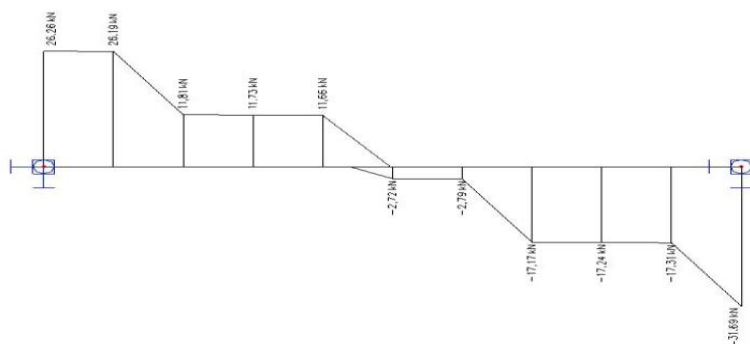
Dobljene obremenitve

$$M_{y,d} = 15,15 \text{ kNm}$$

$$V_{z,d} = 31,69 \text{ kN}$$



Slika 5-28: Ovojnici projektnih upogibnih momentov



Slika 5-29: Ovojnici projektnih prečnih sil

Potrebne so naslednje kontrole: upogib, zaradi momentov okoli y in z osi in strig, zaradi prečnih sil.

Upogib:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \leq 1 \rightarrow \frac{0,717}{2,077} = 0,35 \leq 1$$

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{d,max}}{W} = 0,717 \text{ kN/cm}^2$$

$$W = \frac{b \cdot h^2}{6} = 2112 \text{ cm}^3 \quad b = 22 \text{ cm} \quad h = 24 \text{ cm}$$

$$f_{m,y,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{m,k}}{\gamma_m} = 2,077 \text{ kN/cm}^2$$

$$k_{mod} = 0,90$$

$$f_{m,k} = 3,00 \text{ kN/cm}^2$$

$$\gamma_m = 1,30$$

Strig:

$$\tau_d \leq f_{v,d} \rightarrow 0,074 \text{ kN/cm}^2 \leq 0,173 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_d = \frac{V_{d,\max}}{A^*} = 0,090 \text{ kN/cm}^2$$

$$A^* = \frac{2 \cdot A}{3} = 352,00 \text{ cm}^2$$

$$A = b \cdot h = 22 \cdot 24 = 528 \text{ cm}^2$$

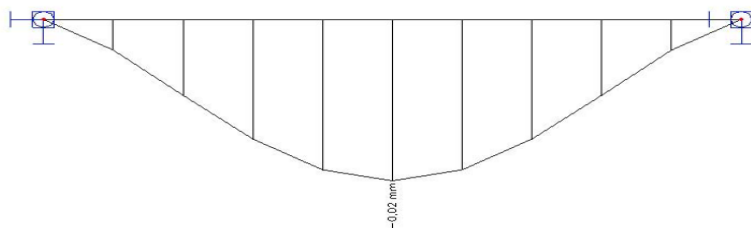
$$f_{v,d} = k_{\text{mod}} \cdot \frac{f_{v,k}}{\gamma_m} = 0,173 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{v,k} = 0,25 \text{ kN/cm}^2$$

Kontrola pomikov:

Začetne pomike sem dobila s programom SCIA Engineer. Pri kontroli pomikov upoštevamo delne varnostne faktorje po metodi mejnega stanja uporabnosti.

Pomiki zaradi stalne obtežbe - w_g :



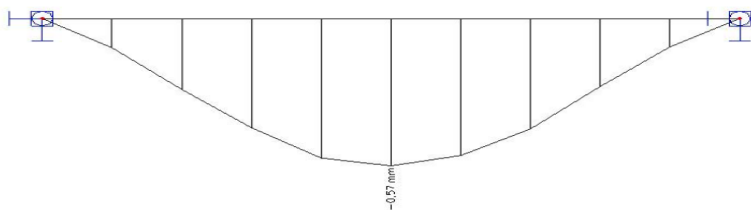
Slika 5-30: Pomik zaradi stalne obtežbe

$$w_{\text{inst},G} = 0,002 \text{ cm}$$

$$w_{\text{fin},G} = w_{\text{inst},G} \cdot (1 + k_{\text{def}}) = 0,002 \cdot (1 + 0,80) = 0,004 \text{ cm}$$

$$k_{\text{def}} = 0,80 \quad \text{koeficient lezenja}$$

Pomiki zaradi koristne obtežbe - w_q :



Slika 5-31: Pomik zaradi koristne obtežbe

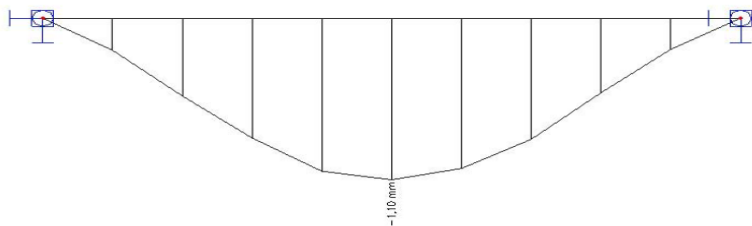
$$w_{inst,Q,1} = 0,057 \text{ cm}$$

$$w_{fin,Q,1} = w_{inst,Q,1} \cdot (1 + k_{def} \cdot \psi_{2,1}) = 0,057 \cdot (1 + 0,80 \cdot 0,30) = 0,071 \text{ cm}$$

$$k_{def} = 0,80 \quad \text{koeficient lezenja}$$

$$\psi_{2,1} = 0,30$$

Pomiki zaradi obtežbe snega - w_s :



Slika 5-32: Pomik zaradi obtežbe snega

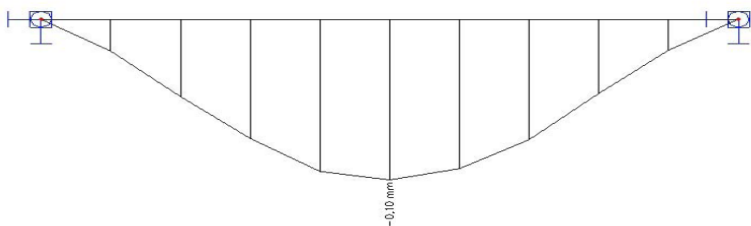
$$w_{inst,Q,s} = 0,110 \text{ cm}$$

$$w_{fin,Q,s} = w_{inst,Q,s} \cdot (1 + k_{def} \cdot \psi_{2,s}) = 0,110 \cdot (1 + 0,80 \cdot 0,00) = 0,110 \text{ cm}$$

$$k_{def} = 0,80 \quad \text{koeficient lezenja}$$

$$\psi_{2,s} = 0,00$$

Pomiki zaradi obtežbe vetra - w_w :



Slika 5-33: Pomik zaradi obtežbe vetra

$$w_{inst,Q,w} = 0,01 \text{ cm}$$

$$w_{fin,Q,w} = w_{inst,Q,w} \cdot (1 + k_{def} \cdot \psi_{2,w}) = 0,01 \cdot (1 + 0,80 \cdot 0,00) = 0,01 \text{ cm}$$

$$k_{def} = 0,80 \quad \text{koeficient lezenja}$$

$$\psi_{2,w} = 0,00$$

$$w_{inst} \leq \frac{a}{300} \rightarrow 0,179 \text{ cm} \leq \frac{321 \text{ cm}}{300} = 1,070 \text{ cm}$$

$$w_{inst} = w_{inst,G} + w_{inst,Q} + w_{inst,Q,s} + w_{inst,Q,w} = 0,002 + 0,057 + 0,110 + 0,010 = 0,179 \text{ cm}$$

$$a = 321 \text{ cm}$$

$$w_{fin} \leq \frac{a}{250} \rightarrow 0,195 \text{ cm} \leq \frac{321 \text{ cm}}{250} = 1,284 \text{ cm}$$

$$w_{fin} = w_{fin,G} + w_{fin,Q,1} + w_{fin,Q,s} + w_{fin,Q,w} = 0,004 + 0,071 + 0,110 + 0,010 = 0,195 \text{ cm}$$

6 DIMENZIONIRANJE ARMIRANOBETONSKIH ELEMENTOV

6.1 Pravila za dimenzioniranje

6.1.1 Material

Za betonske elemente sem izbrala trdnostni razred betona C 25/30, za katerega je:

-karakteristična trdnost betona:

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

-projektna tlačna trdnost betona:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 1,0 \cdot \frac{25 \text{ kN/cm}^2}{1,5} = 16,67 \text{ kN/cm}^2 \quad (6.1)$$

-izbrana armatura:

$$\text{rebrasta armatura S 500-B: } f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{50}{1,15} = 43,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{mrežna armatura S 500-B: } f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{50}{1,15} = 43,5 \text{ kN/m}^2$$

6.1.2 Račun vzdolžne armature

V težišču prereza delujeta osna sila in upogibni moment. Iz njiju izračunamo mejni upogibni moment k natezni armaturi.

$$M_{Eds} = M_{Ed} - N_{Ed} \cdot z_s \quad (6.2)$$

$$\text{Koeficient izkoriščenosti betona: } k_d = \frac{M_{Eds}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} \quad (6.3)$$

Iz preglednic za veliko ekscentričnost odčitamo najbližja k_d in pripadajoča koeficienta natezne

armature k_s . V primeru, da k_d ni enak kot v tabeli, lahko k_s določimo z linearno interpolacijo.

$$\text{Potrebna količina natezne armature: } A_s = k_s \cdot \frac{M_{Eds}}{d \cdot f_{yd}} + \frac{N_{Ed}}{f_{yd}}. \quad (6.4)$$

Za izračunano količino armature izberemo premer in število palic za nosilce ali plošče oziroma izberemo armaturno mrežo.

6.1.3 Račun strižne armature

Strižna odpornost elementa s strižno armaturo je:

$$V_{Rd} = V_{Rd,s}$$

$V_{Rd,s}$ - projektna vrednost prečne sile, ki jo lahko prenese plastificirana strižna armatura

V primeru, da je projektna vrednost prečne sile $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$ strižna armatura računsko ni potrebna.

- Elementi v katerih računsko ni potrebna strižna armatura:

Projektno vrednost strižne odpornosti $V_{Rd,c}$ določimo:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \quad (6.5)$$

z najmanjšo vrednostjo:

$$V_{Rd,c} = (v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (6.6)$$

Kjer so:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \text{ kjer je } d \text{ v mm} \quad (6.7)$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0,02 \quad (6.8)$$

- A_{sl} - ploščina prereza natezne armature, ki se nadaljuje $\geq (l_{bd} + d)$ preko obravnavanega prečnega prereza.
- b_w - najmanjša širina prečnega prereza v območju natezne cone [mm]
- $\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c < 0,2 f_{cd}$ [MPa]
- N_{Ed} - osna sila prereza, ki jo povzroča obtežba ali prednapetje [v N] ($N_{Ed} > 0$ za tlak). Vpliv vsiljenih deformacij na N_E se lahko zanemari.
- A_c - ploščina prečnega prereza betona [mm²]
- $V_{Rd,c}$ - v enoti [N]
- $C_{Rd,c}$ - 0,18/ γ_c priporočena vrednost
- $\nu_{min} = 0,035 \cdot k^{2/3} \cdot f_{ck}^{1/2}$ (6.9)
- k_1 - je 0,15

Kjer je $V_{Ed} > V_{Rd,c}$ mora biti zagotovljena takšna strižna armatura, da velja pogoj $V_{Ed} \leq V_{Rd}$.

- Elementi v katerih je potrebna računska strižna armatura:

V primeru, da imamo element z navpično strižno armaturo je strižna odpornost V_{Rd} manjša izmed vrednosti:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta \quad \text{in} \quad V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} b_w z \nu_1 f_{cd}}{(\cot \theta + \tan \theta)} \quad (6.10)$$

Pri tem so:

- A_{sw} - ploščina prečnega prereza strižne armature
- s - medsebojna razdalja stremen
- f_{ywd} - projektna meja elastičnosti strižne armature
- ν_1 - redukcijski faktor tlačne trdnosti strižno razpokanega betona
- α_{cw} - koeficient, ki upošteva napetosti v tlačnem pasu

6.1.4 Omejitve širine razpok

Maksimalne dovoljene računske širine razpok w_{max} so podane v preglednici 6-1.

Preglednica 6-1: Dovoljene vrednosti širine razpok w_{max} (mm) (SIST EN 1992-1-1:2005, 122 str.)

Razred izpostavljenosti	Armiranobetonski elementi in prednapeti betonski elementi z nepovezanimi kabli	Prednapeti betonski elementi s povezanimi kabli
	Navidezno stalna kombinacija obtežbe	Pogosta kombinacija obtežve
X0,XC1	0,4	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2
XD1, XD2, XS1,XS2,XS3		Dekompresija

Širina razpoke se izračuna z izrazom:

$$w_k = S_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (6.11)$$

$S_{r,max}$ - največja razdalja med razpokami

ε_{sm} - povprečna deformacija armature pod vplivom merodajne kombinacije obtežb

ε_{cm} - povprečna deformacija betona med sosednjima razpokama

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (6.12)$$

σ_s – napetost v natezni armaturi ob predpostavki, da je prerez razpokan

k_t – faktor, ki je odvisen od trajanja obtežbe: - 0,6 za kratkotrajno obtežbo

- 0,4 za dolgotrajno obtežbo

$f_{st,eff}$ – srednja vrednost učinkovite natezne trdnosti betona v pričakovanju nastanka prve razpoke

$\rho_{p,eff}$ – stopnja armiranja nateznega dela betona

α_e - razmerje elastičnih modulov armature in betona

$$S_{r,max} = k_3 \cdot c + \frac{k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \phi}{\rho_{p,eff}} \quad (6.13)$$

k_1 – koeficient, s katerim se upoštevajo pogoji z betonom sprejete armature

- 0,8 za palice z dobro sprijemnostjo

- 1,6 za palice s približno gladko površino

k_2 – koeficient, ki upošteva vpliv razporeditve deformacij po prerezu

- 0,5 za upogib

- 1,0 za čisti nateg

k_3 – priporočena vrednost je 3,4

k_4 – priporočena vrednost je 0,425

6.1.5 Omejitve povesov

Če je armiranobetonska plošča ali greda dimenzionirana tako, da izpolnjuje razmerje med razpetino in statično višino prereza (enačbi 6-14 ali 6-15) ni potrebno dokazovati povesov.

$$\max \frac{l}{d} = K \left[11 + 1,50 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{\frac{3}{2}} \right] \quad \text{če je } \rho \leq \rho_0 \quad (6.14)$$

ali

$$\max \frac{l}{d} = K \left[11 + 1,50 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}} \right] \quad \text{če je } \rho > \rho_0 \quad (6.15)$$

l/d – razmerje med razpetino in statično višino prereza

K – faktor, ki upošteva vpliv različnih statičnih sistemov

ρ – zahtevana stopnja armiranja z natezno armaturo v sredini razpetine

ρ' – zahtevana stopnja armiranja s tlačno armaturo v sredini razpetine

ρ_0 – referenčna stopnja armiranja

f_{ck} – karakteristična tlačna trdnost betona (MPa)

6.2 Detajliranje elementov betonskih konstrukcij

6.2.1 Nosilci

Vzdolžna armatura

Največji in najmanjši prerez vzdolžne armature nosilcev je:

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c \quad (6.16)$$

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \quad \text{toda ne manj kot } 0,0013 b_t d \quad (6.17)$$

A_c - betonski prerez

f_{ctm} - natezna trdnost betona v skladu s preglednico 3.1 v
SIST EN 1992-1-1, str. 32

f_{yk} -karakteristična meja elastičnosti armature

b_t oz. d - širina oz. statična višina prereza

Premik črte upogibnih momentov

$$a_l = z \cdot (\cot \theta - \cot \alpha) / 2 \quad (6.18)$$

θ - kot med betonsko tlačno razporo in osjo nosilca

α - kot med strižno armaturo in osjo nosilca

z - $0,9 \cdot d$.

Strižna armatura

Stopnja armiranja s strižno armaturo ρ_w :

$$\rho_w = A_{sw} / (s \cdot b_w \cdot \sin \alpha) \quad (6.19)$$

ρ_w - delež stremenske strižne armature (ρ_w ne sme biti manjši od $\rho_{w,min}$)

A_{sw} - prerez strižne armature na dolžini s

s - medsebojna oddaljenost strižne armature

b_w - širina stojine elementa

α - kot med smerjo strižne armature in vzdolžno osjo elementa

Najmanjša stopnja armiranja s strižno armaturo $\rho_{w,min}$:

$$\rho_{w,min} = (0,08 \sqrt{f_{ck}}) / f_{yk} \quad (6.20)$$

Sidranje vzdolžne armature:

Osnovna sidrna dolžina ravne palice: $l_{b,rqd} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} \quad (6.21)$

$$\text{Projektna sidrna dolžina: } l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{b,min} \quad (6.22)$$

$$\text{Pri katerem mora biti izpolnjen pogoj: } \alpha_1 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \geq 0,7 \quad (6.23)$$

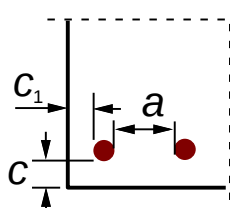
Preglednica 6-2: Vrednost koeficientov α_1 , α_2 , α_3 , α_4 in α_5 (SIST EN 1992-1-1:2005, 139 str.)

Vrsta vpliva	Način sidranja	Armaturne palice	
		V nategu	V tlaku
Oblika palic	Ravna	$\alpha_1 = 1,0$	$\alpha_1 = 1,0$
	Drugačna kot ravna	$\alpha_1 = 0,7$ če $c_d > 3 \phi$ v drugih primerih $\alpha_1 = 1,0$ (za vrednost c_d glej sliko na prejšnji strani)	$\alpha_1 = 1,0$
Krovni sloj betona	Ravna	$\alpha_2 = 1 - 0,15 (c_d - \phi) / \phi$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	$\alpha_2 = 1,0$
	Drugačna kot ravna	$\alpha_2 = 1 - 0,15 (c_d - 3\phi) / \phi$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$ (za vrednost c_d glej sliko na prejšnji strani)	$\alpha_2 = 1,0$
Objetje s prečno armaturo, ki ni privarjena na glavno armaturo	Vse vrste	$\alpha_3 = 1 - K\lambda$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	$\alpha_3 = 1,0$
Objetje s privarjeno prečno armaturo	Vse vrste, pozicija in velikost, kot sta določene	$\alpha_4 = 0,7$	$\alpha_4 = 0,7$
Objetje s prečnimi tlaki	Vse vrste	$\alpha_5 = 1 - 0,04p$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	-
Pri tem je: $\lambda = (\Sigma A_{st} - \Sigma A_{st,min}) / A_s$ ΣA_{st} prerez prečne armature vzdolž računske sidrne dolžine l_{bd} $\Sigma A_{st,min}$ prerez najmanjše prečne armature za grede = $0,25A_s$ in 0 za strop A_s prerez posamezne sidrane palice z največjim premerom palice K vrednosti, ki so podane na sliki spodaj p prečni tlak [MPa] vzdolž l_{bd} v mejnem stanju nosilnosti			

$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$ in α_5 koeficienti, ki so podani v preglednici 6-1

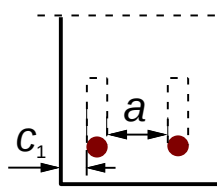
α_1 - koeficient, ki upošteva učinek oblike palice ob predpostavki ustreznega krovnega sloja betona

α_2 - koeficient, ki upošteva učinek najmanjšega krovnega sloja betona (glej sliko spodaj)



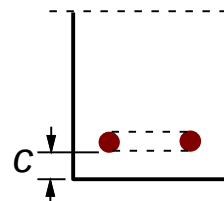
a) ravne palice

$$c_d = \min (a/2, c_1, c)$$



b) krivljene palice ali palice s kljuko

$$c_d = \min (a/2, c_1)$$



c) palice z zanko

$$c_d = c$$

Slika 6-1: Vrednost c_d za grede in strope (SIST EN 1992-1-1:2004, 138 str.)

α_3 - koeficient za upoštevanje učinka objekta s prečno armaturo

α_4 - koeficient za upoštevanje vpliva ene ali več privarjenih prečnih palic
($\phi_t > 0,6\phi$) vzdolž računske dolžine sidranja l_{bd}

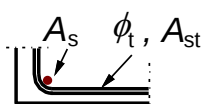
α_5 - koeficient za upoštevanje učinka tlaka prečno na ravnino cepitve vzdolž računske sidrne dolžine

$l_{b,rqd}$ privzamemo po izrazu

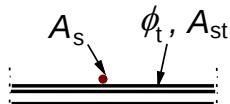
Minimalna sidrna dolžina: $l_{b,min}$

- za sidranje palic v natezni coni: $l_{b,min} > \max \{0,3 \cdot l_{b,rqd}; 10\phi; 100 \text{ mm}\}$

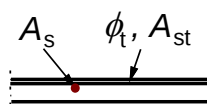
- za sidranje palic v tlačni coni: $l_{b,min} > \max \{0,6 \cdot l_{b,rqd}; 10\phi; 100 \text{ mm}\}$



$K = 0,1$



$K = 0,05$



$K = 0$

Slika 6-2: Vrednosti K za grede in strope (SIST EN 1992-1-1:2004, 139 str.)

6.2.2 Polne plošče

Polne plošče so nosilne v eni ali dveh smereh, pri katerih mora veljati pogoj, da je b in l_{eff} večji od $5h$.

Upogibna armatura

Za $A_{s,min}$ in $A_{s,max}$ veljata enačbi (6.4) in (6.3).

Razdalja med armaturnimi palicami ne sme prekoračiti $s_{max,slabs}$:

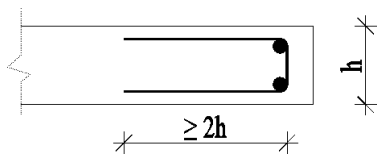
Za glavno armaturo: $s_{max,slabs} \leq \min (3 \cdot h \leq 400 \text{ mm})$

Za razdelilno armaturo: $s_{razd} \leq \min (3,5 \cdot h \leq 450 \text{ mm})$

h – celotna višina plošče

Armatura ob prostih robovih

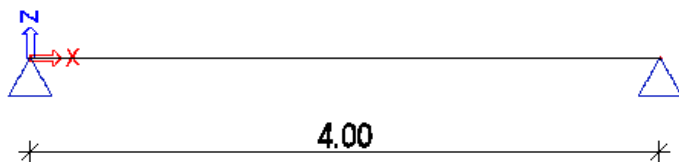
Vzdolž nepodprtega roba mora biti plošča armirana z vzdolžno in prečno armaturo. Obliko robne armature naredimo v obliki črke U in mora biti daljša od dvakratne debeline plošče.



Slika 6-3: Robna armatura plošče

6.3 Dimenzioniranje armiranobetonskih nosilcev

6.3.1 Primer izračuna armiranobetonskega nosilca N301



Slika 6-4: Statični model nosilca N 301

Nosilec N301 je širine $b = 20 \text{ cm}$, višine $h = 30 \text{ cm}$, dolžine $l = 400 \text{ cm}$ in njegova statična višina $d = 27 \text{ cm}$. Nosilec je vrtljivo podprt.

6.3.1.1 Obtežba

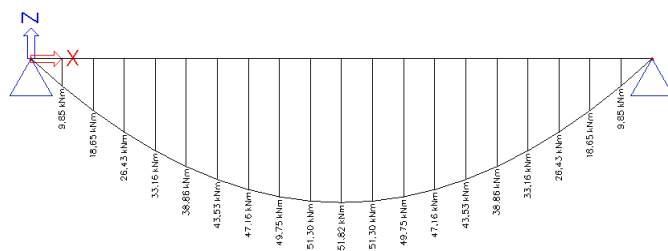
Stalna obtežba:

Strešna kritina:		4,88 kN/m
Slemenska lega 16/20cm:	$0,16 \cdot 0,20 \cdot 4 =$	0,14 kN/m
Opečni zid z ometom ($h=1,50m$):	$1,50 \cdot 4,6 =$	6,90 kN/m
Lastna teža nosilca:	$0,20 \cdot 0,30 \cdot 25 =$	1,50 kN/m

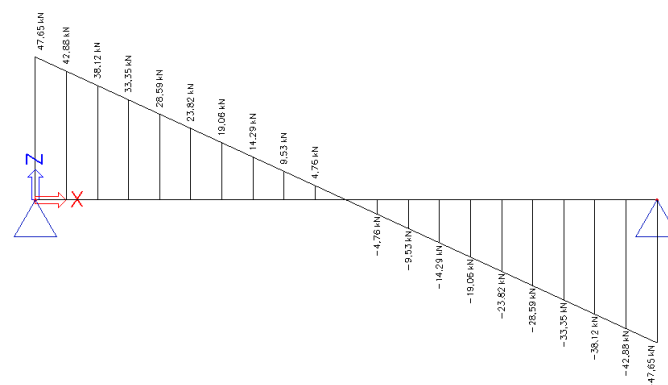
Koristna obtežba:

Sneg:	8,46 kN/m
Veter:	0,55 kN/m

Upogibni moment v polju je enak 51,82 kNm, maksimalna prečna sila pa je enaka 47,65 kN.



Slika 6-5: Projektni upogibni moment



Slika 6-6: Projektna prečna sila

6.3.1.2 Dimenzioniranje

Vzdolžna armatura

$$M_{Ed} = 51,82 \text{ kNm}$$

$$k_d = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{51,82 \cdot 100}{1,67 \cdot 20 \cdot 27^2} = 0,213 \text{ kN/cm}^2$$

$$k_s = 1,145$$

$$A_s = \frac{k_s \cdot M_{Ed}}{f_{yd} \cdot d} = \frac{1,145 \cdot 51,82}{43,48 \cdot 27} = 5,05 \text{ cm}^2$$

$$\text{Izberem: } 3\emptyset 16, \quad A_{s,dej} = 6,03 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Sidrna dolžina:

$$l_{bd} = 22,35 \text{ cm} \geq l_{b,min} = 16 \text{ cm}$$

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} = 1 \cdot 0,97 \cdot 0,92 \cdot 25,09 = 22,35 \text{ cm}$$

$$l_{b,min} \geq \max \{0,3 \cdot l_{b,rqd}; 10 \cdot \phi; 10 \text{ cm}\} = 16 \text{ cm}$$

$$\alpha_1 = 1$$

$$\alpha_2 = 1 - 0,15 (1,90 - 1,6) / 1,6 = 0,97$$

$$c_d = \min (a/2; c_1; c) = \min (1,90; 3,80; 3,00)$$

$$\alpha_3 = 1 - 1,00 \cdot 0,08 = 0,92$$

$$\lambda = (2,01 - 0,25 \cdot 6,03) / 6,03 = 0,08$$

$$K = 1,00$$

$$\alpha_{4,5} = 1,00$$

$$l_{b,rqd} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = \frac{1,60}{4} \cdot \frac{11,85}{0,19} = 25,09 \text{ cm}$$

$$\sigma_{sd} = \frac{\Delta F_{td1}}{A_{s,1}} = \frac{\Delta F_{td}}{A_{s,1} \cdot n} = \frac{0,5 \cdot 47,65 \cdot \cot \theta}{6,03 \cdot 1} = 11,85 \text{ cm}$$

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2,25 \cdot 0,70 \cdot 1,00 \cdot 0,12 = 0,19 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} = 0,12 \text{ kN/cm}^2$$

Stremenska armatura:

$$V_{Ed} = 47,65 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d = 36,58 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = (v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d = 14,30 \text{ kN}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{270}} = 1,86 \leq 2,00$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b \cdot d} = \frac{6,03}{20 \cdot 27} = 0,011 \leq 0,02$$

$$C_{Rd} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,50} = 0,12$$

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

$$\sigma_{cp} = 0$$

$$k_1 = 0,15$$

$$v_{\min} = 0,035 \cdot k^{2/3} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,86^{2/3} \cdot 25^{1/2} = 0,26 \text{ MPa}$$

$$V_{Ed} = 47,65 \text{ kN} > V_{Rd,c} = 36,58 \text{ kN}$$

Računska vrednost prečne sile je večja od strižne nosilnosti elementa brez strižne armature. Minimalna strižna armatura ne zadostuje in je potreben račun strižne armature.

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{R,ds}}{z \cdot f_{ywd} \cdot \text{ctg} \theta} = \frac{47,65}{24,30 \cdot 40 \cdot \text{ctg} 45} = 0,049 \text{ cm}^2 / \text{cm} = 4,9 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$z = 0,9 \cdot d = 24,30 \text{ cm}$$

$$d = 27,00 \text{ cm}$$

$$f_{ywd} = 0,80 \cdot f_{ywk} = 40,00 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = 2,45 \text{ cm}^2 / \text{m} \quad \text{za dva kraka}$$

$$\text{IZBEREM: } \Phi 8 / 20 \text{ cm.}$$

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{(\text{ctg} \theta + \text{tg} \theta)} = \frac{1 \cdot 20 \cdot 24,30 \cdot 0,54 \cdot 1,67}{2} = 219,14 \text{ kN}$$

$$v_1 = 0,6 \cdot \frac{1 - f_{ck}}{250} = 0,54$$

$$\alpha_{cw} = 1,00$$

$$b_w = \text{srednja širina prereza} = 20 \text{ cm}$$

$$\cot 45 = 1,00$$

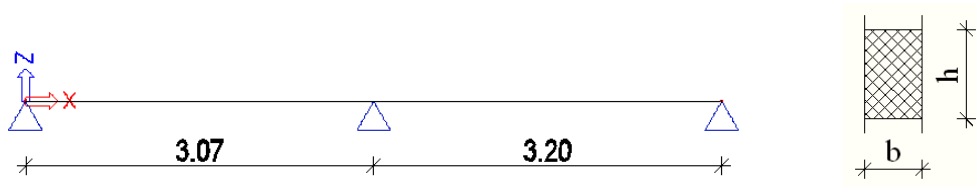
$$\tan 45 = 1,00$$

Delež stremenske strižne armature:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w \cdot \sin \alpha} = \frac{2,51}{100 \cdot 27 \cdot \sin 90} = 0,0015 \geq \rho_{w,min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = \frac{0,08 \sqrt{2,5}}{50} = 0,0008$$

Pogoj je izpolnjen.

6.3.2 Primer izračuna armiranobetonskega nosilca čez dve polji N101



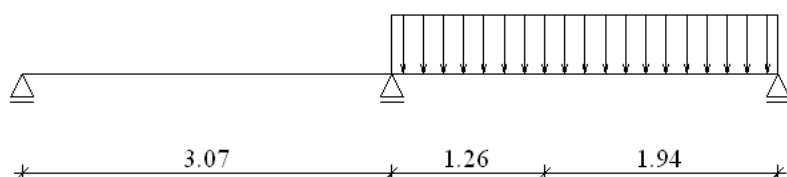
Slika 6-7: Statični model in prečni prerez nosilca N101

Nosilec N101 je širine $b = 40 \text{ cm}$, višine $h = 62 \text{ cm}$, dolžine $l = 627 \text{ cm}$ in njegova statična višina $d = 57 \text{ cm}$. Nosilec je vrtljivo podprt.

6.3.2.1 Obtežba

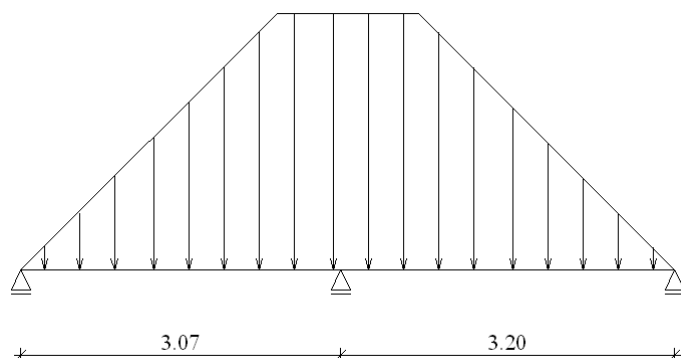
Stalna obtežba:

Strešna kritina:		0,88 kN/m
Špirovec 14/18cm:	$0,14 \cdot 0,18 \cdot 4 =$	0,10 kN/m
AB horizontalna vez ($b=0,30\text{m}$; $h=0,20\text{m}$):		
	$0,30 \cdot 0,20 \cdot 25 =$	1,50 kN/m
S plošče (207):		5,34 kN/m



Slika 6-8: Oblika obtežbe plošče 207, ki deluje na nosilec N101

S plošče (112): $6,00 \cdot 2,43 = 14,58 \text{ kN/m}$



Slika 6-9: Oblika obtežbe plošče 112, ki deluje na nosilec N101

Opečni zid z ometom ($h=1,50\text{m}$): $1,50 \cdot 4,6 = 6,90 \text{ kN/m}$

Lastna teža AB nosilca: $0,40 \cdot 0,62 \cdot 25 = 6,20 \text{ kN/m}$

Koristna obtežba:

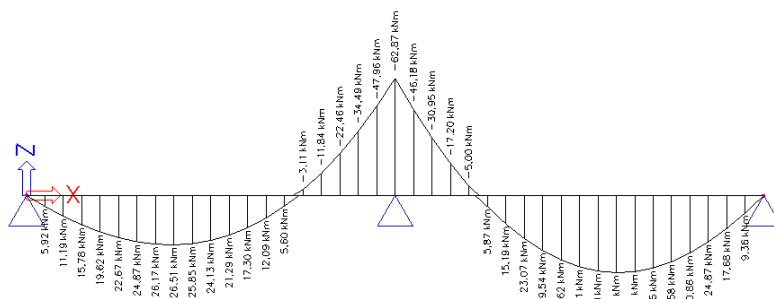
Sneg: $1,34 \text{ kN/m}$

Veter: $0,33 \text{ kN/m}$

S plošče 207: $1,94 \text{ kN/m}$

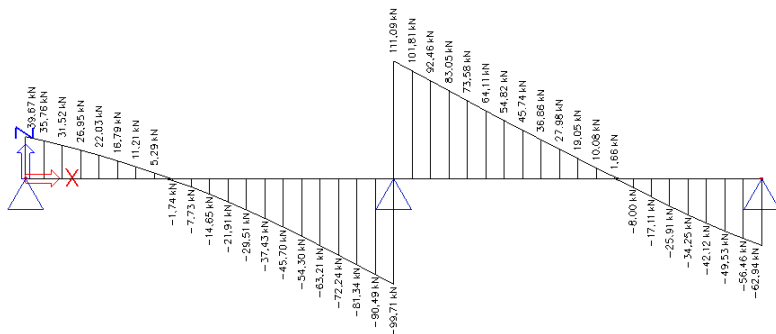
S plošče 112: $2,00 \cdot 2,43 = 4,86 \text{ kN/m}$

Maksimalni upogibni moment v polju je enak $41,47 \text{ kNm}$, maksimalni upogibni moment nad podporno pa je enak $62,87 \text{ kN}$.



Slika 6-10: Projektni upogibni momenti

Maksimalna prečna sila nad podporo pa je enaka 111,09 kN.



Slika 6-11: Projektne prečne sile

6.3.2.2 Dimenzioniranje

Vzdolžna armatura v polju

$$M_{Ed} = 41,47 \text{ kNm}$$

$$k_d = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{41,47 \cdot 100}{1,67 \cdot 40 \cdot 57^2} = 0,019 \text{ kN / cm}^2$$

$$k_s = 1,033$$

$$A_s = \frac{k_s \cdot M_{Ed}}{f_{yd} \cdot d} = \frac{1,033 \cdot 41,47}{43,48 \cdot 57} = 3,65 \text{ cm}^2$$

Izberem: 2Ø16, $A_{s,dej} = 4,02 \text{ cm}^2/\text{m}$

Vzdolžna armatura nad vmesno podporo

$$M_{Ed} = 62,87 \text{ kNm}$$

$$k_d = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{62,87 \cdot 100}{1,67 \cdot 40 \cdot 57^2} = 0,029 \text{ kN / cm}^2$$

$$k_s = 1,033$$

$$A_s = \frac{k_s \cdot M_{Ed}}{f_{yd} \cdot d} = \frac{1,033 \cdot 62,87}{43,48 \cdot 57} = 5,53 \text{ cm}^2$$

Izberem: 2Ø16, $A_{s,dej} = 6,03 \text{ cm}^2/\text{m}$

Sidrna dolžina:

$$l_{bd} = 42,63 \text{ cm} \geq l_{b,min} = 17,55 \text{ cm}$$

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} = 1 \cdot 0,97 \cdot 0,75 \cdot 58,49 = 42,63 \text{ cm}$$

$$l_{b,\min} \geq \max \{0,3 \cdot l_{b,rqd}; 10 \cdot \phi; 10\text{ cm}\} = 17,55\text{ cm}$$

$$\alpha_1 = 1$$

$$\alpha_2 = 1 - 0,15(1,90 - 1,6)/1,6 = 0,97$$

$$c_d = \min(a/2; c_1; c) = \min(1,90; 3,80; 3,00)$$

$$\alpha_3 = 1 - 1,00 \cdot 0,25 = 0,75$$

$$\lambda = (2,01 - 0,25 \cdot 4,02)/4,02 = 0,25$$

$$K = 1,00$$

$$\alpha_{4,5} = 1,00$$

$$l_{b,rqd} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = \frac{1,60}{4} \cdot \frac{27,36}{0,19} = 58,49\text{ cm}$$

$$\sigma_{sd} = \frac{\Delta F_{td1}}{A_{s,1}} = \frac{\Delta F_{td}}{A_{s,1} \cdot n} = \frac{0,5 \cdot 111,09 \cdot \cot \theta}{6,03 \cdot 1} = 27,63\text{ cm}$$

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2,25 \cdot 0,70 \cdot 1,00 \cdot 0,12 = 0,19\text{ kN/cm}^2$$

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} = 0,12\text{ kN/cm}^2$$

Stremenska armatura ob vmesni podpori:

$$V_{Ed} = 111,09\text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d = 81,77\text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = (v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d = 54,41\text{ kN}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{570}} = 1,59 \leq 2,00$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b \cdot d} = \frac{6,03}{40 \cdot 57} = 0,003 \leq 0,02$$

$$C_{Rd} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,50} = 0,12$$

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

$$\sigma_{cp} = 0$$

$$k_1 = 0,15$$

$$v_{\min} = 0,035 \cdot k^{2/3} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,59^{2/3} \cdot 25^{1/2} = 0,24\text{ MPa}$$

$$V_{Ed} = 111,09\text{ kN} > V_{Rd,c} = 81,77\text{ kN}$$

Računska vrednost prečne sile je večja od strižne nosilnosti elementa brez strižne armature.

Minimalna strižna armatura ne zadostuje in je potreben izračun strižne armature.

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{R,ds}}{z \cdot f_{ywd} \cdot ctg\theta} = \frac{111,09}{51,30 \cdot 40 \cdot ctg45} = 0,049 \text{ cm}^2 / \text{cm} = 4,9 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$z = 0,9 \cdot d = 51,30 \text{ cm}$$

$$d = 57,00 \text{ cm}$$

$$f_{ywd} = 0,80 \cdot f_{ywk} = 40,00 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = 2,45 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{za dva kraka}$$

IZBEREM: $\Phi 8 / 20 \text{ cm}$.

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{(ctg\theta + tg\theta)} = \frac{1 \cdot 40 \cdot 51,30 \cdot 0,54 \cdot 1,67}{2} = 925,25 \text{ kN}$$

$$v_1 = 0,6 \cdot \frac{1 - f_{ck}}{250} = 0,54$$

$$\alpha_{cw} = 1,00$$

$$b_w = \text{srednja širina prereza} = 20 \text{ cm}$$

$$\cot 45 = 1,00$$

$$\tan 45 = 1,00$$

Stremenska armatura ob krajni podpori:

$$V_{Ed} = 62,94 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d = 71,43 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = (v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d = 54,41 \text{ kN}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{570}} = 1,59 \leq 2,00$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b \cdot d} = \frac{6,03}{40 \cdot 57} = 0,003 \leq 0,02$$

$$C_{Rd} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,50} = 0,12$$

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

$$\sigma_{cp} = 0$$

$$k_1 = 0,15$$

$$\nu_{\min} = 0,035 \cdot k^{2/3} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,59^{2/3} \cdot 25^{1/2} = 0,24 \text{ MPa}$$

$$V_{Ed} = 62,94 \text{ kN} < V_{Rd,c} = 71,43 \text{ kN}$$

Ker je projektna prečna sila manjša od mejne prečne sile ni potrebno izračunati strižno armaturo. Minimalna strižna armatura zadostuje.

Minimalni delež strižne armature:

$$\rho_{w,\min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = \frac{0,08 \sqrt{25}}{50} = 0,0008$$

Delež stremenske strižne armature:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w \cdot \sin \alpha} \rightarrow \frac{A_{sw}}{s} = \rho_{w,\min} \cdot b_w \cdot \sin \alpha = 0,032 \text{ cm} = 0,032 \text{ cm} / \text{cm}^2 = 3,20 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = 1,60 \text{ cm}^2 / \text{m} \quad \text{za posamezen krak}$$

IZBEREM: $\Phi 8 / 25 \text{ cm}$.

Preglednica 6-3: Tabela potrebne armature nosilcev iz prilog A2 – A4

POZICIJA	DIMENZIJE b/h/l v cm	VZDOLŽNA ARMATURA		STRIŽNA ARMATURA	DELEŽ STRIŽNE ARMATURE
		polje	podpora		
Nosilec N301	20/30/400	3 $\Phi 16$	3 $\Phi 16$	$\Phi 8 / 20 \text{ cm}$	$0,0074 > \rho_{w,\min}$
Nosilec N302	30/20/280	2 $\Phi 10$	2 $\Phi 10$	$\Phi 8 / 20 \text{ cm}$	$0,0049 > \rho_{w,\min}$
Nosilec N303	20/30/440	4 $\Phi 8$	4 $\Phi 8$	$\Phi 8 / 20 \text{ cm}$	$0,0074 > \rho_{w,\min}$
Nosilec N201	18/147/521	2 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$	$\Phi 6 / 20 \text{ cm}$	$0,0082 > \rho_{w,\min}$
Nosilec N202	30/30/351	3 $\Phi 14$	3 $\Phi 14$	$\Phi 6 / 20 \text{ cm}$	$0,0022 > \rho_{w,\min}$
Nosilec N203	30/59/470	2 $\Phi 16$	2 $\Phi 16$	$\Phi 6 / 25 \text{ cm}$	$0,0018 > \rho_{w,\min}$
Nosilec N204	30/59/390	3 $\Phi 18$	3 $\Phi 18$	$\Phi 6 / 20 \text{ cm}$	$0,0028 > \rho_{w,\min}$
Nosilec N101	40/62/509	2 $\Phi 16$	3 $\Phi 16$	$\Phi 8 / 20 \text{ cm}$	$0,0042 > \rho_{w,\min}$
Nosilec N102	30/35/509	3 $\Phi 18$	3 $\Phi 18$	$\Phi 8 / 20 \text{ cm}$	$0,0049 > \rho_{w,\min}$

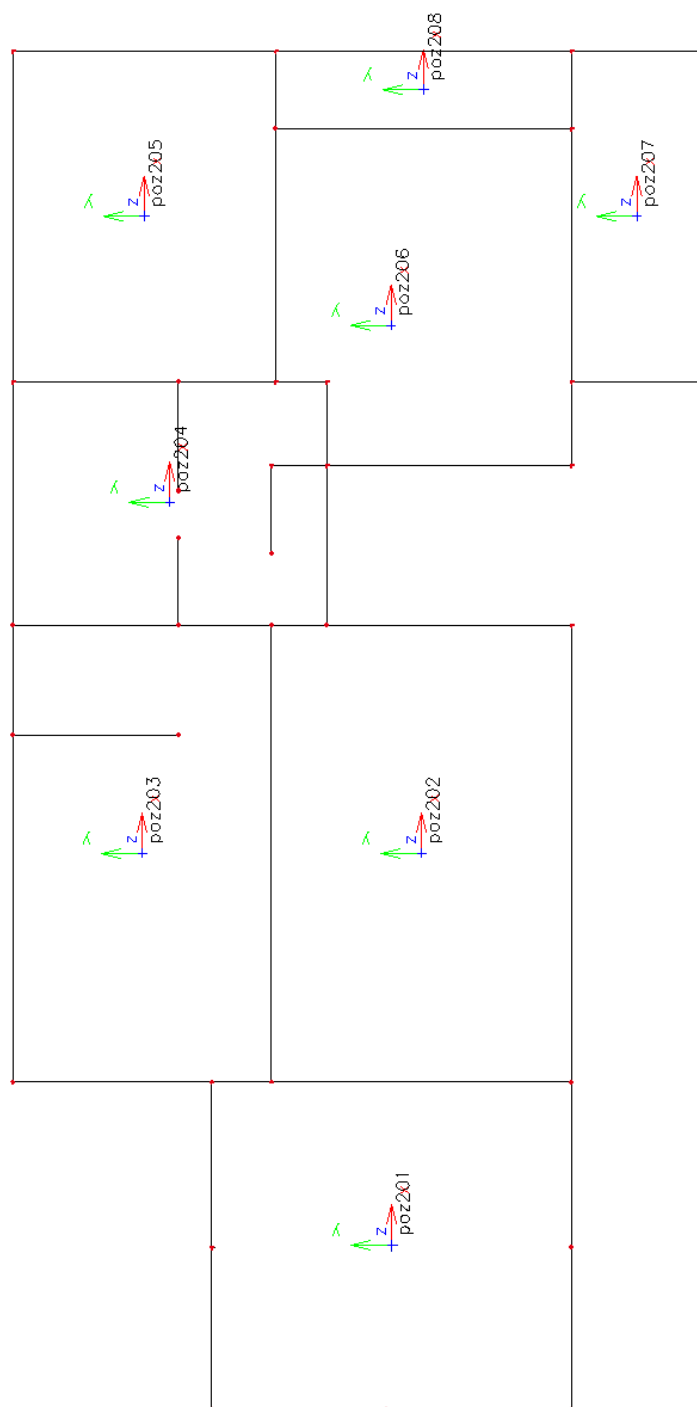
Preglednica 6-4: Armatura v preostalih nosilcih nad okni in vrati

Pozicija	Vzdolžna armatura		Strižna armatura
	polje	podpora	
Nosilci	2 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$	$\Phi 8 / 15 \text{ cm}$

6.4 Dimenzioniranje AB plošč

6.4.1 Armiranobetonska plošča nad pritličjem

6.4.1.1 Zasnova



Slika 6-12: Zasnova AB plošče nad pritličjem (debelina plošče: $d = 14\text{cm}$)

6.4.1.2 Stalna obtežba

POZ 202- POZ 207: AB plošča nad pritličjem

obrabni sloj:	$0,02 \text{ m} \cdot 6 \text{ kN/m}^3 = 0,16 \text{ kN/m}^2$
estrih 6 cm:	$0,06 \text{ m} \cdot 24 \text{ kN/m}^3 = 1,44 \text{ kN/m}^2$
toplotna izolacija 10 cm:	$0,10 \text{ m} \cdot 0,10 \text{ kN/m}^3 = 0,01 \text{ kN/m}^2$
AB plošča 14 cm:	$0,14 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 3,50 \text{ kN/m}^2$
omet 2cm:	$0,02 \text{ m} \cdot 18 \text{ kN/m}^3 = 0,36 \text{ kN/m}^2$
	$g = 5,47 \text{ kN/m}^2$

predelne opečne stene z ometom:	$d = 20 \text{ cm}$	$= 3,60 \text{ kN/m}$
	$d = 15 \text{ cm}$	$= 2,70 \text{ kN/m}$

POZ 201: terasa

obrabni sloj:	$0,14 \text{ kN/m}^2$
estrih 6 cm:	$0,06 \text{ m} \cdot 24 \text{ kN/m}^3 = 1,44 \text{ kN/m}^2$
TI 10 cm:	$0,10 \text{ m} \cdot 0,05 \text{ kN/m}^3 = 0,01 \text{ kN/m}^2$
AB plošča 14 cm:	$0,14 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 3,50 \text{ kN/m}^2$
omet 2cm:	$0,02 \text{ m} \cdot 18 \text{ kN/m}^3 = 0,36 \text{ kN/m}^2$
	$g = 5,45 \text{ kN/m}^2$

6.4.1.3 Koristna obtežba

POZ 202- POZ 207: AB plošča nad pritličjem

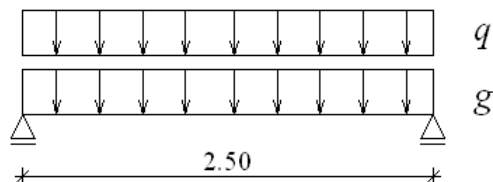
- splošno: 2 kN/m^2
- stopnice: 3 kN/m^2

POZ 201: terasa

- terasa: 5 kN/m^2

6.4.1.4 Obtežba stopniščne rame

Zasnova



Slika 6-13: Računski model stopnišča – prostoležeči nosilec

Obtežba

Stopniščna rama

Stalna obtežba:

Obloga (1,50 cm): $0,37 \text{ kN/m}^2$

Stopnice: $0,16 \cdot 20 \cdot \frac{25}{2} \cdot \frac{1}{0,20} = 2,00 \text{ kN/m}^2$

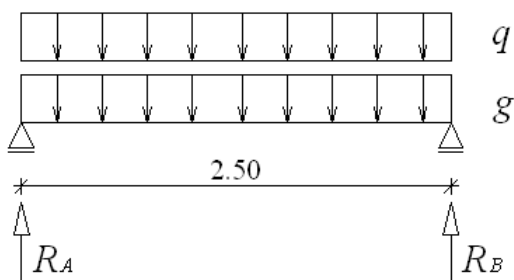
AB plošča (14 cm): $0,14 \cdot 25 \cdot \frac{1}{\cos 28^\circ} = 3,96 \text{ kN/m}^2$

Omet (2 cm): $0,02 \cdot 18 \cdot \frac{1}{\cos 28^\circ} = 0,41 \text{ kN/m}^2$

$$g = 6,74 \text{ kN/m}^2$$

Koristna obtežba (kategorija A):

$$q = 3,00 \text{ kN/m}^2$$

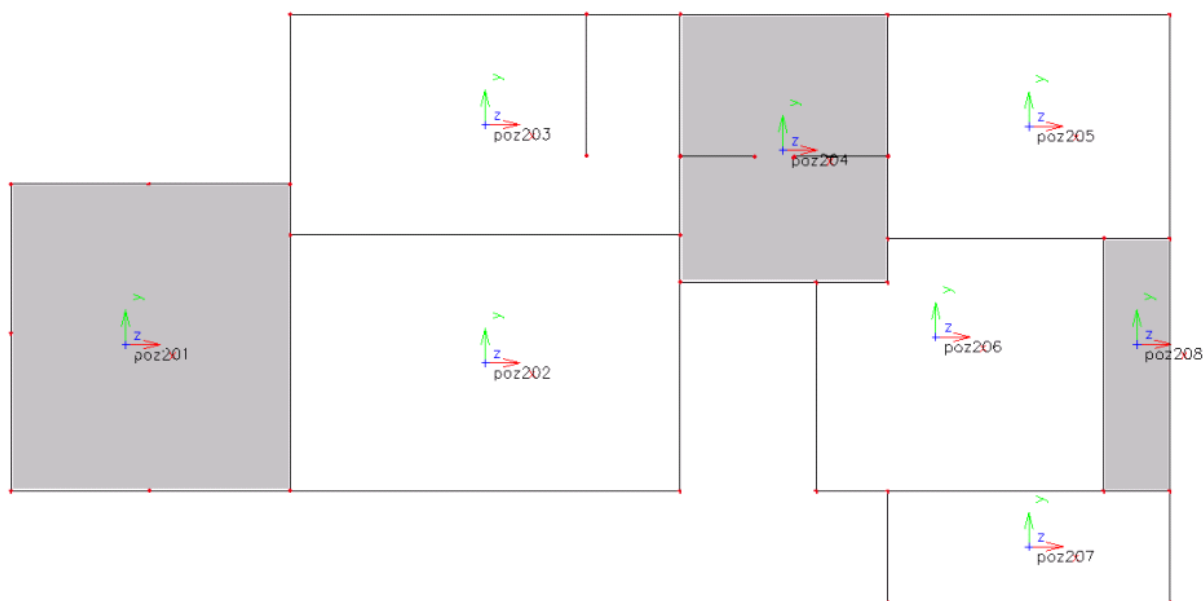


Slika 6-14: Prikaz prečnih sil

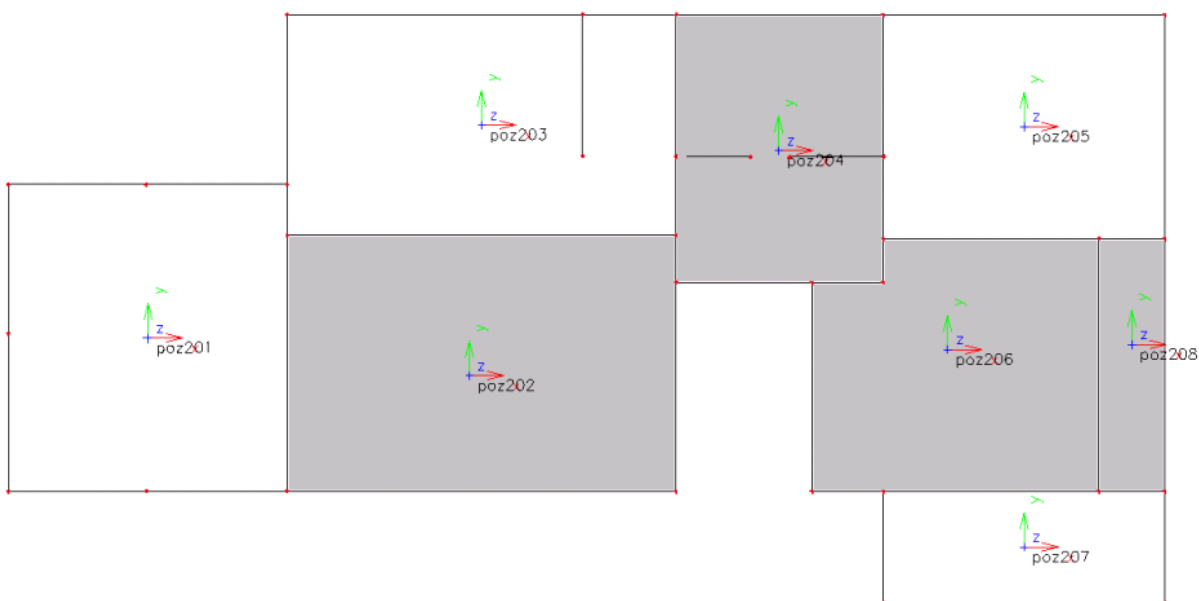
Stalna: $R_A = R_B = \frac{6,74 \cdot 2,50}{2} = 8,43 \text{ kN/m}^2$

Koristna:
$$R_A = R_B = \frac{3,00 \cdot 2,50}{2} = 3,75 \text{ kN/m}^2$$

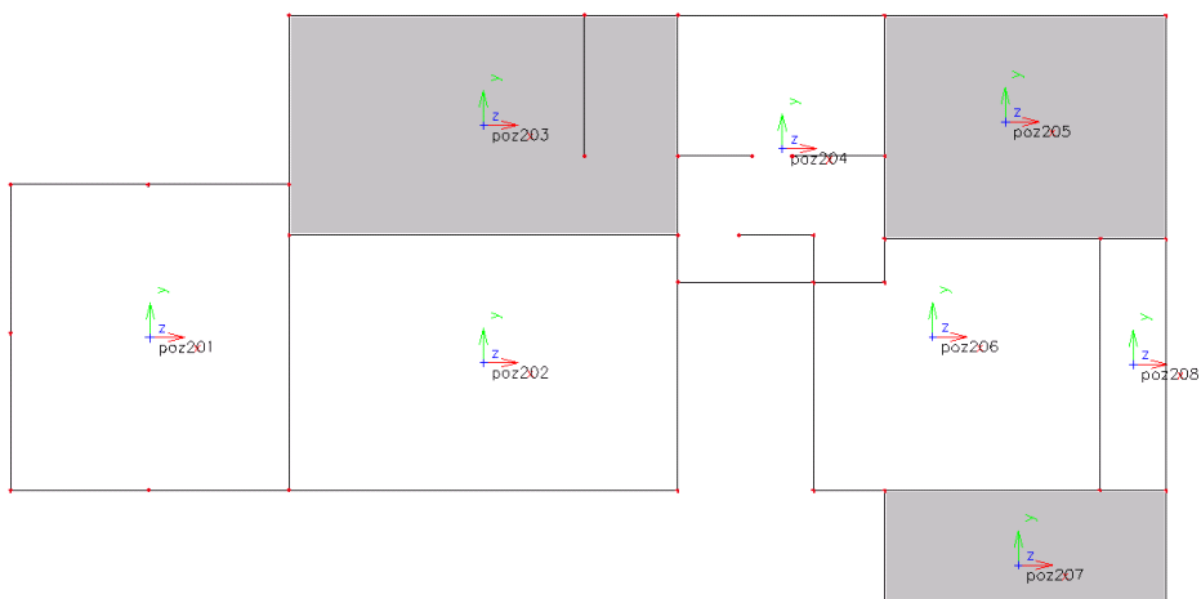
6.4.1.5 Prikaz obtežnih primerov



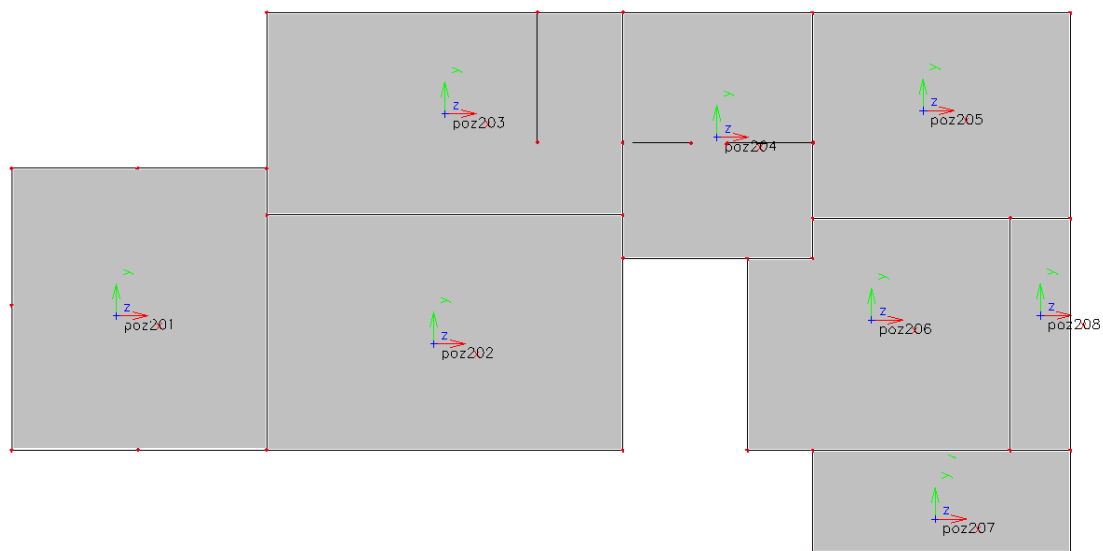
Slika 6-15: Razporeditev koristne obtežbe 1 AB plošče nad pritličjem



Slika 6-16: Razporeditev koristne obtežbe 2 AB plošče nad pritličjem



Slika 6-17: Razporeditev koristne obtežbe 3 AB plošče nad pritličjem

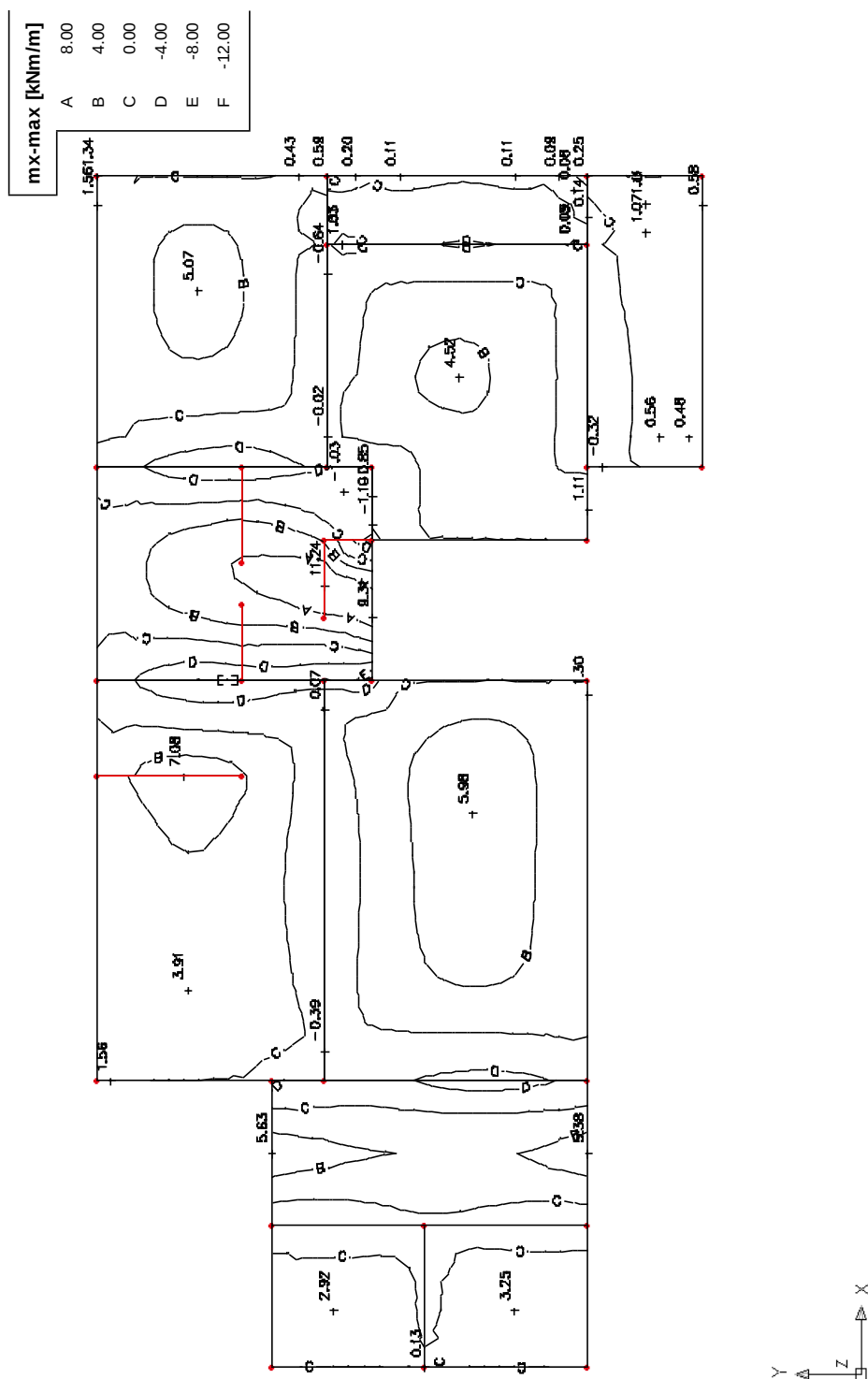


Slika 6-18: Razporeditev koristne obtežbe 4 AB plošče nad pritličjem

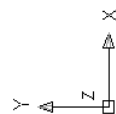
Na slikah od 6-15 do 6-18 je prikazana razporeditev koristne obtežbe. Koristno obtežbo sem razdelila izmenično oziroma po principu šahovnice (slike 6-15 do 6-17) in po celotni plošči (slika 6-18), da sem dobila merodajne upogibne momente.

6.4.1.4 Rezultati analize notranjih sil v mejnem stanju nosilnosti

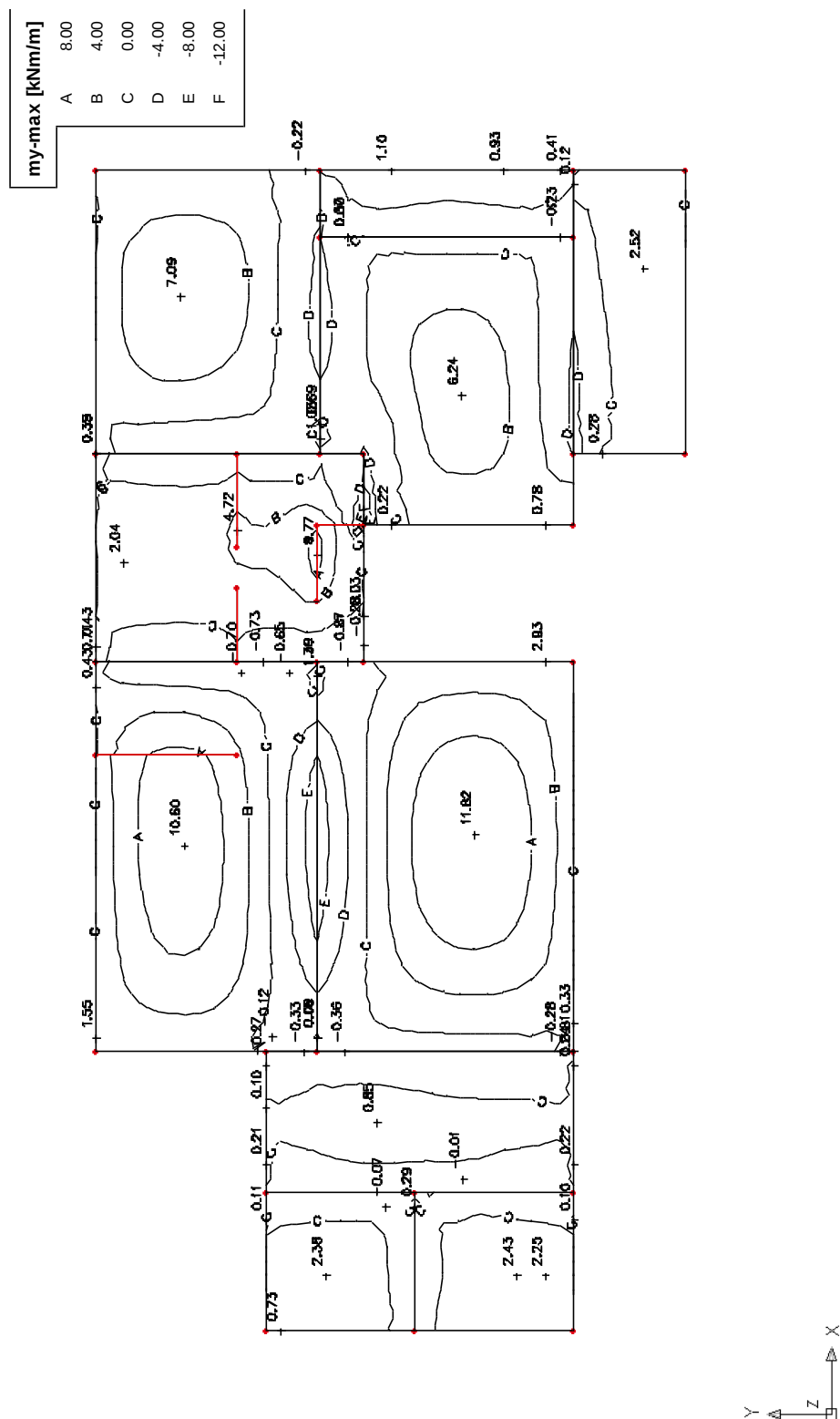
Na slikah od 6-19 do 6-22 so prikazani rezultati upogibnih momentov določeni z analizo po metodi končnih elementov s programom SCIA Engineer.



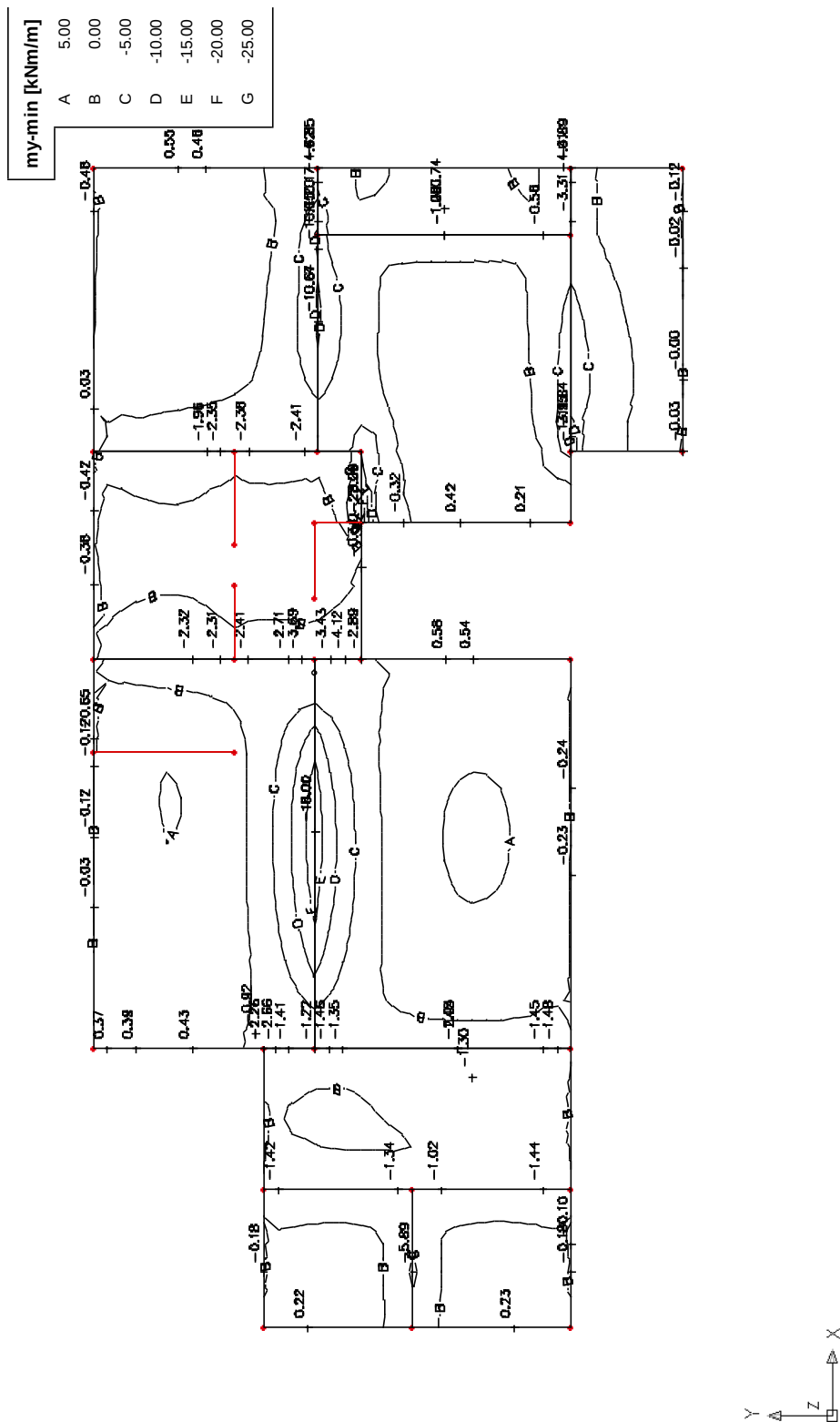
Slika 6-19: Maksimalni upogibni momenti - Mx AB plošče nad pritličjem



Slika 6-20: Minimalni upogibni momenti - M_x AB plošče nad pritličjem

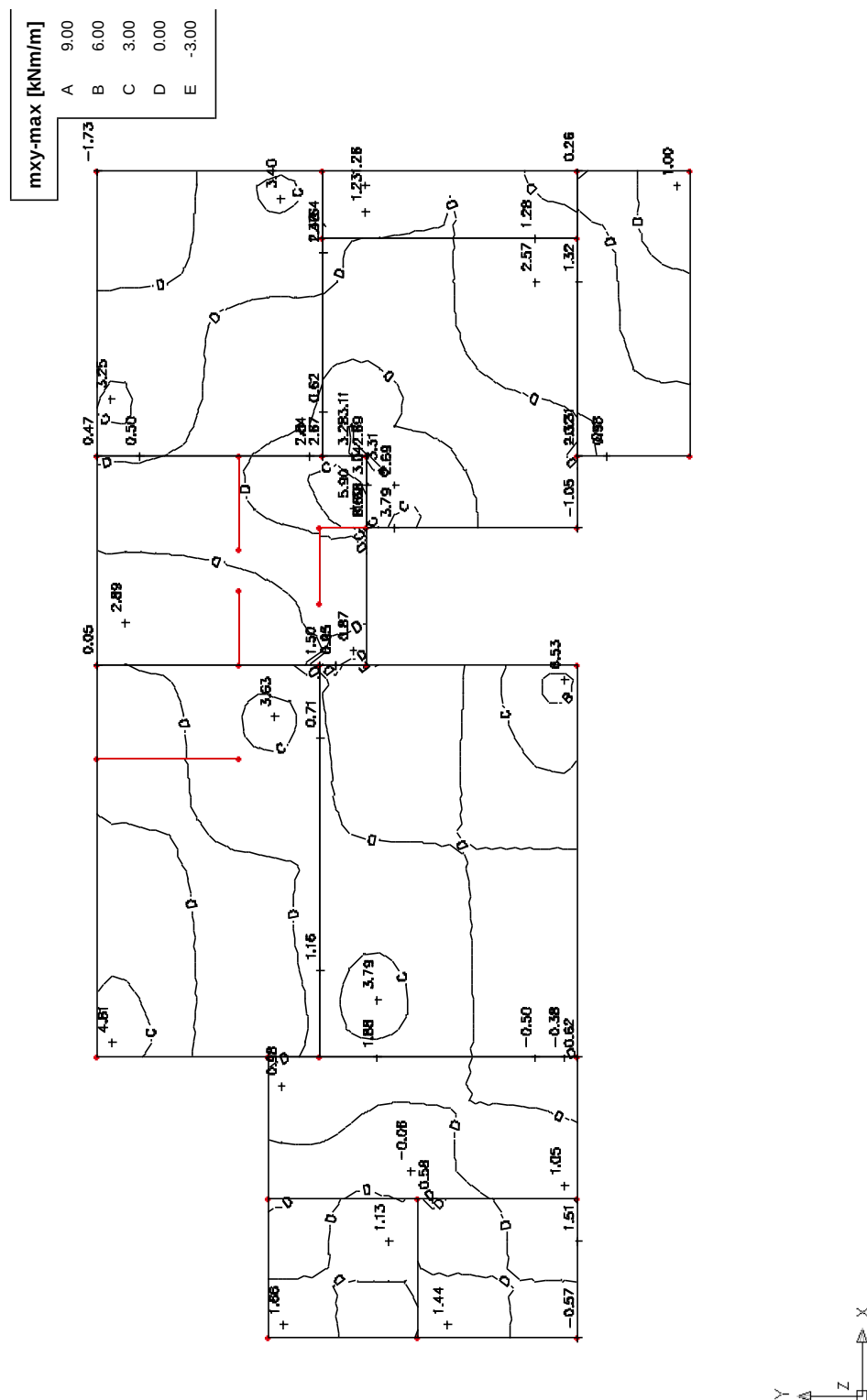


Slika 6-21: Maksimalni upogibni momenti- M_y plošče nad pritličjem

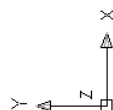


Slika 6-22: Minimalni upogibni momenti - My AB plošče nad pritličjem

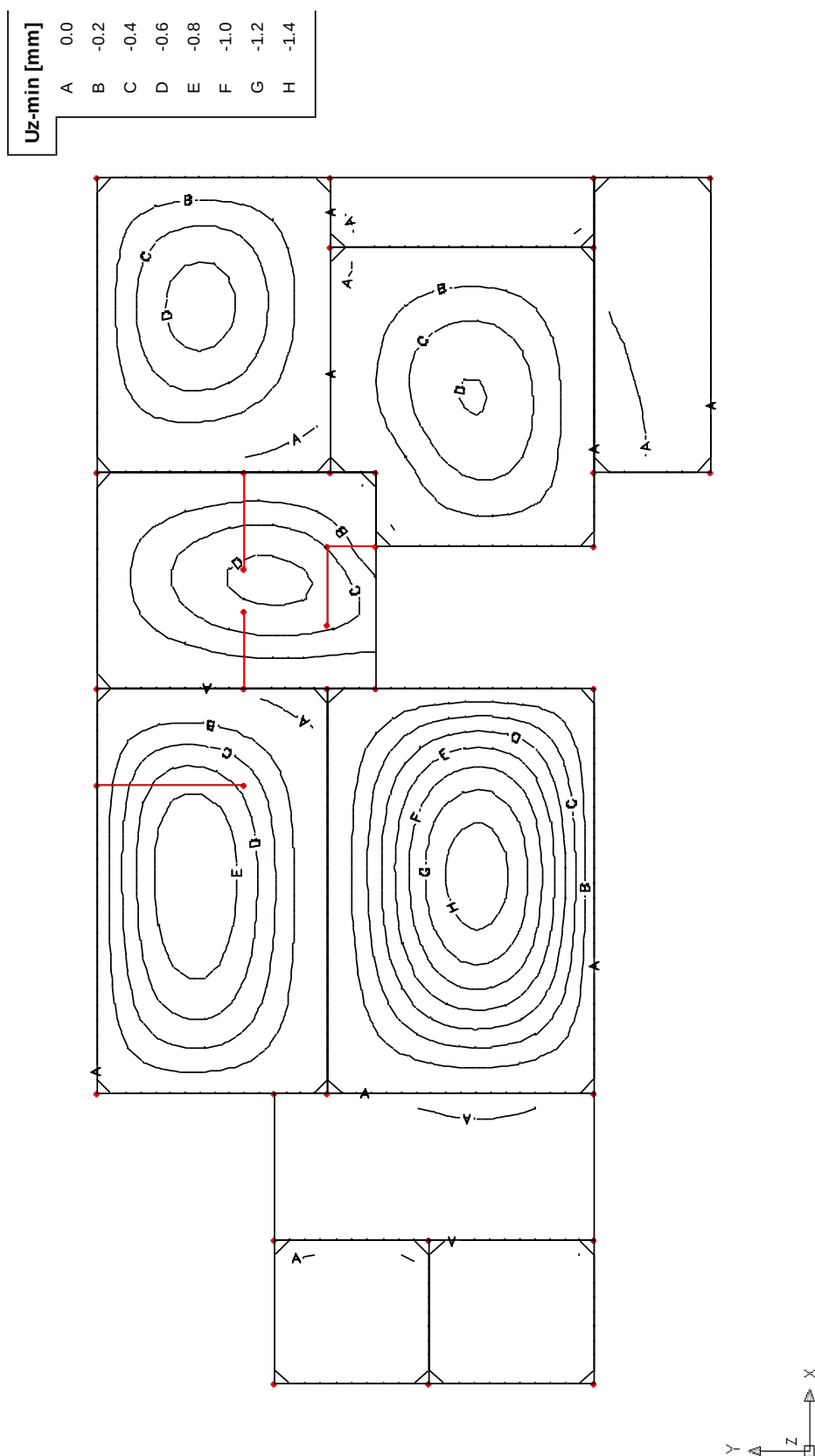
Na sliki 6-23 in 6-24 so prikazani rezultati torzijskih momentov določeni z analizo po metodi končnih elementov s programom SCIA Engineer.



Slika 6-23: Maksimalni torzijski momenti - M_{xy} AB plošče nad pritličjem



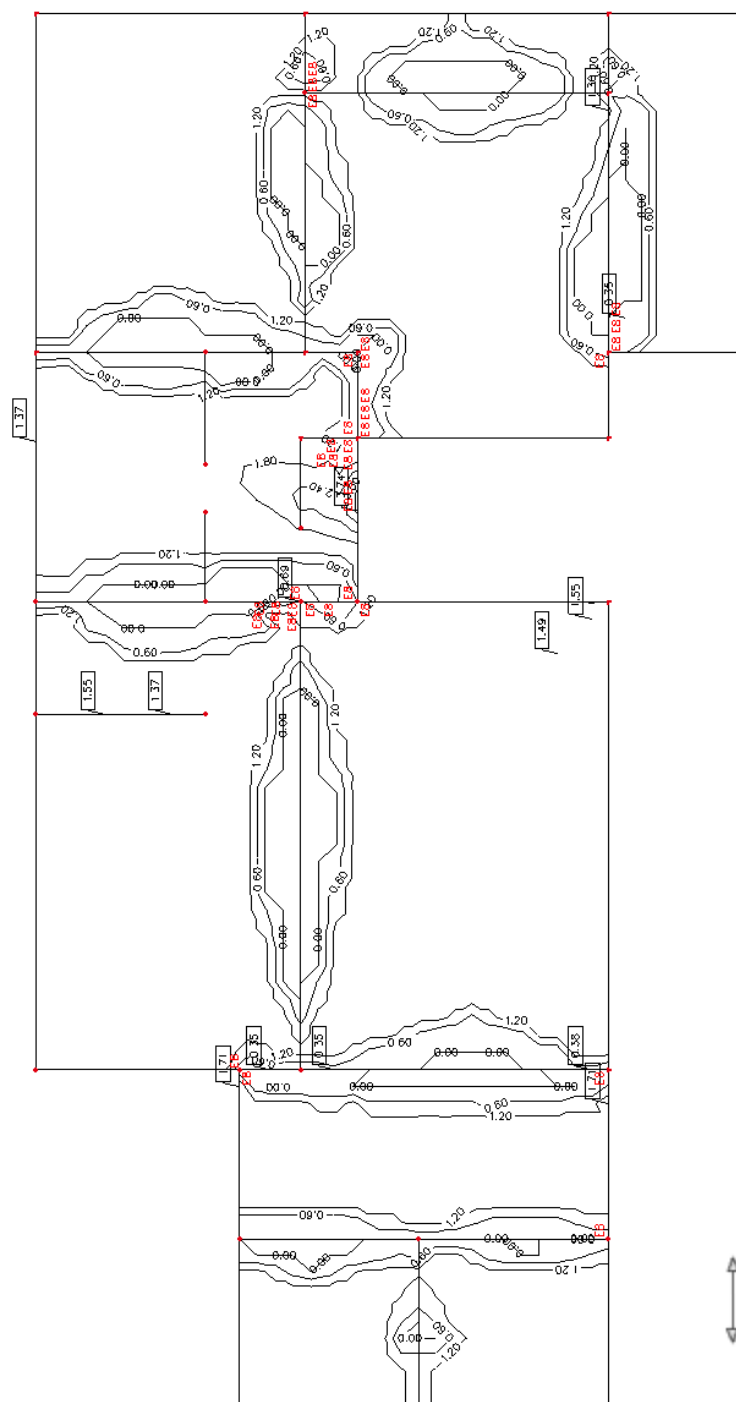
Slika 6-24: Minimalni torzijski momenti - M_{xy} AB plošče nad pritličjem



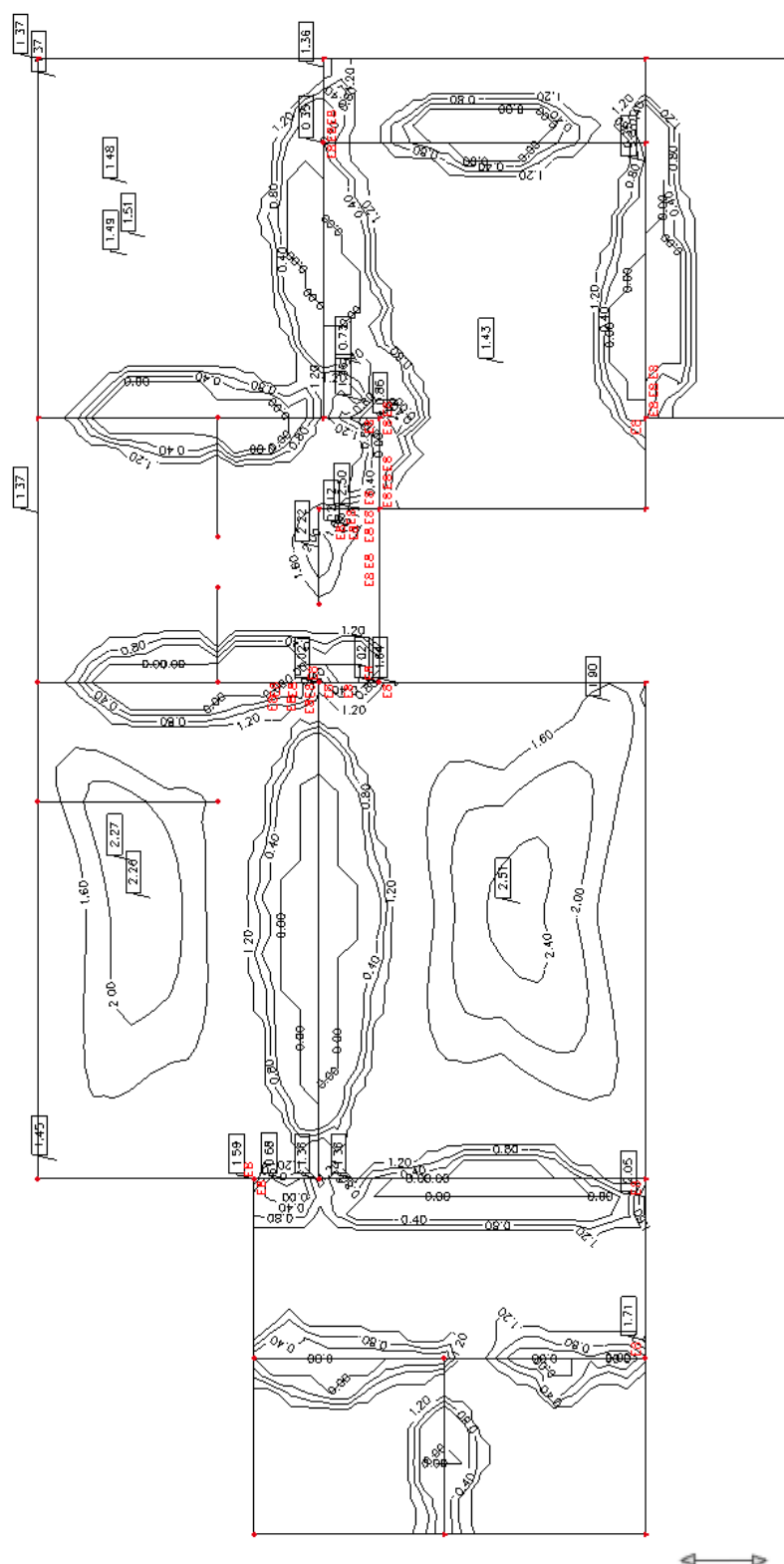
Slika 6-25: Ovojnica povesov AB plošče nad pritličjem po linearni teoriji elastičnosti

6.4.1.5 Potrebna armatura

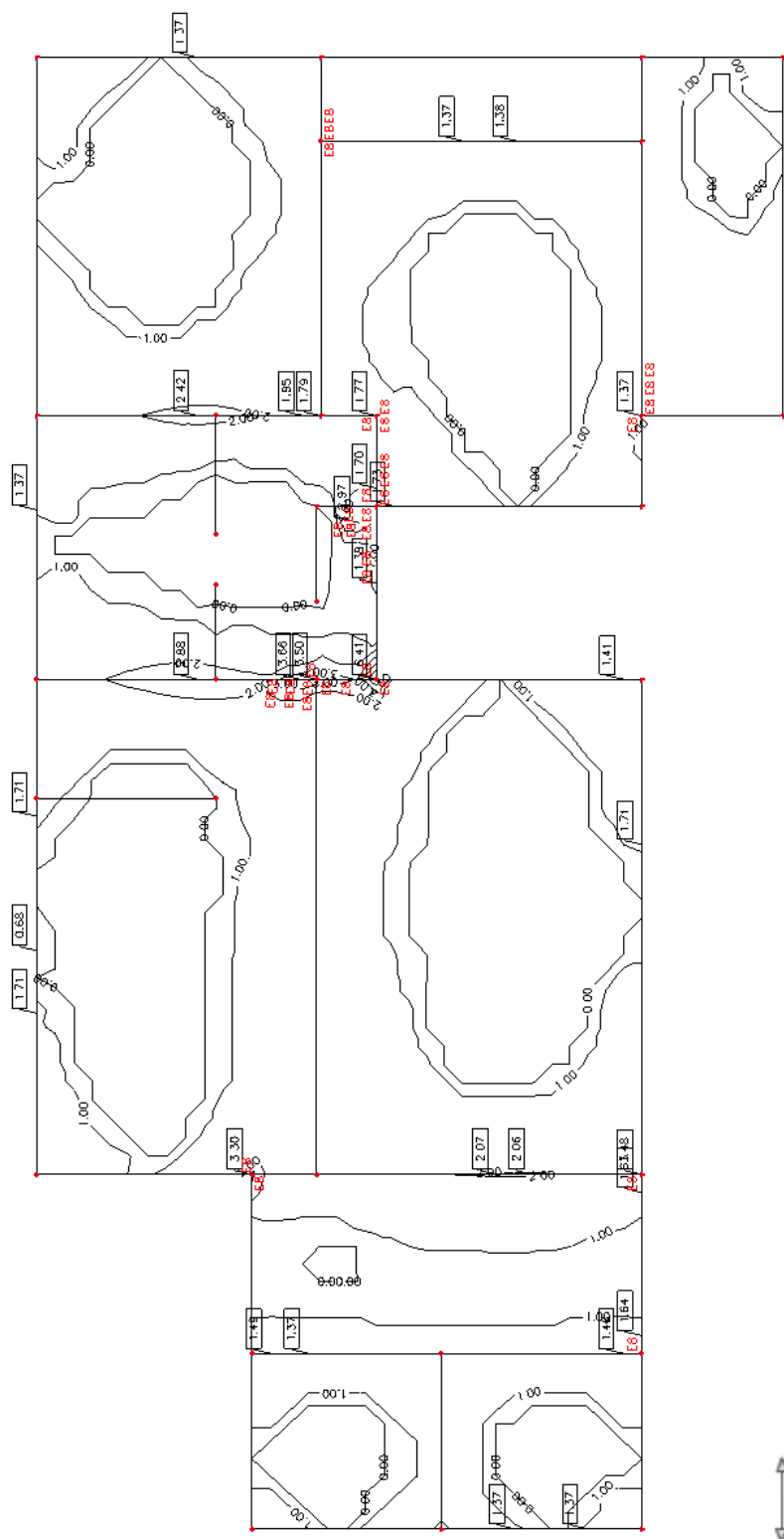
Na slikah od 6-26 do 6-29 so prikazani potrebni prerezi upogibne armature v obeh smereh.



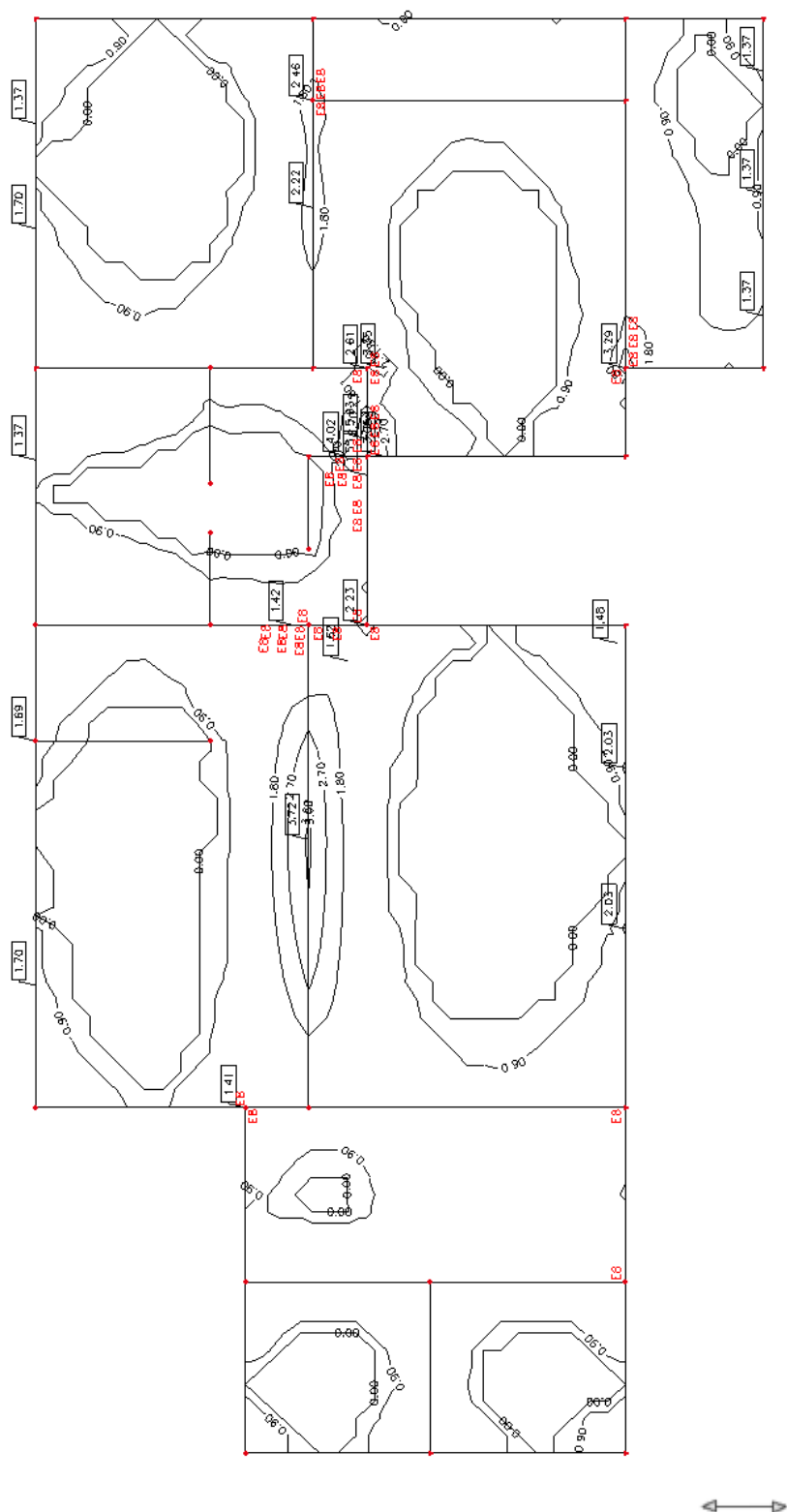
Slika 6-26: Spodnja armatura v smeri 1 AB plošče nad pritličjem



Slika 6-27: Spodnja armatura v smeri 2 AB plošče nad pritličjem

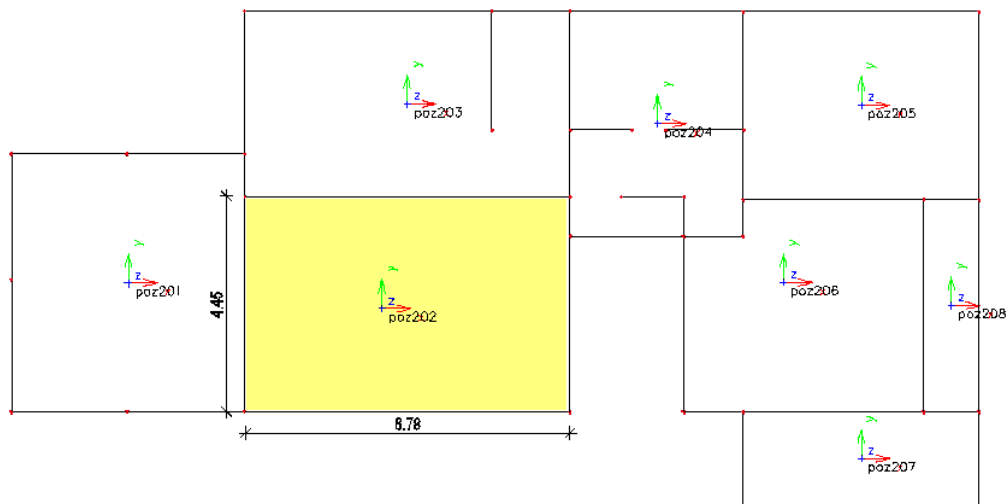


Slika 6-28: Zgornja armatura v smeri 1 AB plošče nad pritličjem



6.4.1.6 Račun širine razpok in povosov

Račun širine razpok



Slika 6-30: Zasnova in shematični prikaz obdelane plošče poz 202

$$w_k = S_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 271,16 \cdot 0,0008 = 0,216 \text{ mm} \leq w_{max} = 0,4 \text{ mm} \text{ iz preglednice 6-1}$$

Pogoj je izpolnjen.

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \max \left\{ \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} = \frac{26,50 - 0,40 \cdot \frac{0,26}{0,01} \cdot (1 + 6,45 \cdot 0,01)}{20000} = 0,00046 \right. \\ \left. 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 0,6 \cdot \frac{26,50}{20000} = 0,0008 \right.$$

$$k_t = 0,4$$

$$\sigma_s = \frac{3 \cdot M_{Ed}}{A_s \cdot (3 \cdot d - x)} = \frac{3 \cdot 676}{2,57 \cdot (3 \cdot 10,5 - 1,73)} = 26,50 \text{ kN/cm}^2$$

$$M_{Ed} = 676 \text{ kN/cm} \quad \text{za navidezno stalno kombinacijo}$$

$$d = 10,5 \text{ cm}$$

$$x = \left[\frac{(\alpha_e \cdot A'_s + \alpha_e \cdot A_s)^2}{b^2} + \frac{2 \cdot (\alpha_e \cdot A'_s \cdot d + \alpha_e \cdot A_s \cdot d)}{b} \right]^{\frac{1}{2}} - \frac{\alpha_e \cdot A'_s + \alpha_e \cdot A_s}{b} = \\ \left[\frac{(6,45 \cdot 0 + 6,45 \cdot 2,57)^2}{100^2} + \frac{2 \cdot (6,45 \cdot 0 \cdot d + 6,45 \cdot 2,57 \cdot 10,5)}{100} \right]^{\frac{1}{2}} - \frac{6,45 \cdot 0 + 6,45 \cdot 2,57}{100} = 1,73 \text{ cm}$$

$$A'_s = 0,00 \text{ cm}^2$$

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{20000}{3100} = 6,45$$

$$f_{ct,eff} = f_{ct} = 0,26 \text{ kN/cm}^2$$

$$\rho_{p,eff} = \frac{(A_s + \xi_1^2 \cdot A'_p)}{A_{c,eff}} = \frac{(2,57 + \xi_1^2 \cdot 0)}{409,08} = 0,006$$

$$A'_p = 0,00 \text{ cm}^2 \quad \text{prerez prednapetih kablov}$$

$$A_{c,eff} = b \cdot h_{c,ef} = 100 \cdot 4,09 = 409,08 \text{ cm}^2$$

$$h_{c,ef} = \min \begin{cases} 2,5 \cdot (h - d) = 8,75 \text{ cm} \\ \frac{h - x}{3} = 4,09 \text{ cm} \\ \frac{h}{2} = 7,00 \text{ cm} \end{cases}$$

$$S_{r,max} = k_3 \cdot c + \frac{k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \phi}{\rho_{p,eff}} = 271,16 \text{ mm}$$

$$k_1 = 0,80$$

$$k_2 = 0,5$$

$$k_3 = 3,4$$

$$k_4 = 0,425$$

$$\Phi = 6,00 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a - \phi}{2} = 32 \text{ mm} \quad a = 35,00 \text{ mm}$$

Omejitev povsov

$$A_s = 2,51 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{iz slike 6-27}$$

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

$$d = 10,5 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{2,51}{100 \cdot 10,5} = 0,0024$$

$$\rho_0 = 10^{-3} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 10^{-3} \cdot \sqrt{25} = 0,005$$

Ker je $\rho \leq \rho_0$ računamo dopustno razmerje po enačbi (6.13)

$$\max \frac{l}{d} = K \left[11 + 1,50 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{\frac{3}{2}} \right] =$$

$$1,3 \cdot \left[11 + 1,5 \cdot \sqrt{25} \cdot \frac{0,005}{0,0024} + 3,2 \cdot \sqrt{25} \cdot \left(\frac{0,005}{0,0024} - 1 \right)^{\frac{3}{2}} \right] = 58,42$$

$K = 1,3$ gre za končno polje neprekinjenih nosilcev in plošč.

$$\max \frac{l}{d} = 58,42 > \frac{l_{eff}}{d} = \frac{445}{10,5} = 42,38$$

Račun povesov ni potreben.

6.4.1.7 Primerjava upogibnih momentov po Hahnovih tabelah z upogibnimi momenti iz analize s programom SCIA Engineer

S Hahnovimi tabelami določimo razmerje prenosa obtežbe v obeh smereh. Za izračun notranjih statičnih količin potrebujemo vrednosti koeficientov, ki so podani v tabelah. Ti so odvisni od načina vpetja plošče, razmerja med stranicami in mesta momenta. Momente računamo po enačbi:

$$M_i = K / m_i$$

$$K = q_d \cdot l_x \cdot l_y,$$

q_d – obtežba plošče z upoštevanjem varnostnih faktorjev

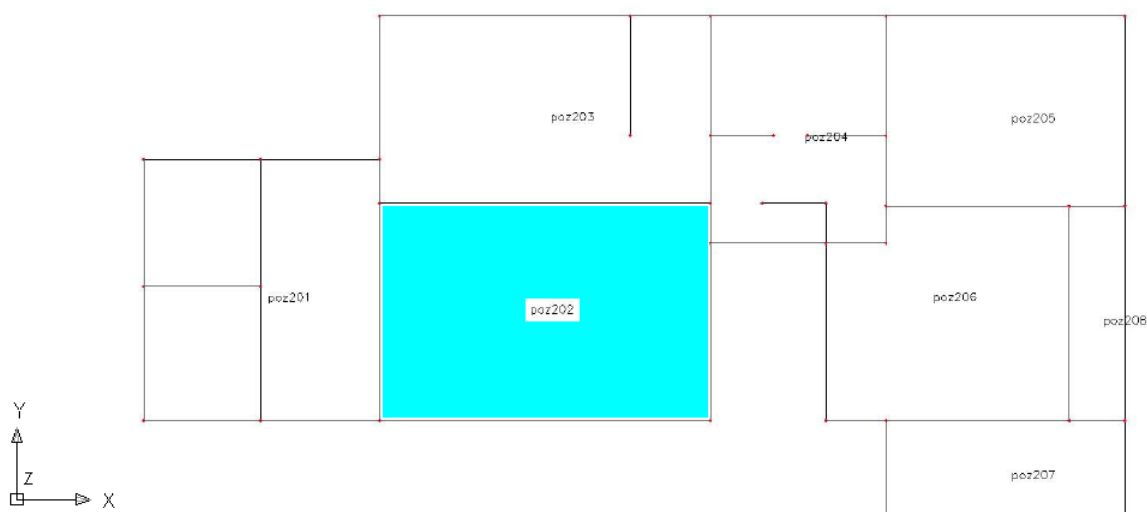
l_x in l_y – dolžina stranic plošče

Ker je pri ploščah zelo težko doseči polno vpetje, se vpeti robovi plošč, upoštevajo kot delno vpeti. Zato se upošteva izraz za izračun skupnih momentov v polju:

$$M_i = \frac{1}{2} (M_{ii} + M_{ij})$$

Kjer sta: M_{ii} – upogibni moment za vrtljivo podprto ploščo (slika 6-32)

M_{ij} – upogibni moment za ploščo z vpetima sosednjima robovoma (slika 6-33)



Slika 6-31: Pozicija plošče 202

Obtežba na plošči je enaka kot obtežba pri izračunu s programom SCIA Engineer.

Obtežba:

Stalna: $g = 4,92 \text{ kN/m}^2$

Koristna: $q = 2,00 \text{ kN/m}^2$

Projektna:

$$q_d = 1,35 \cdot g + 1,50 \cdot q = 1,35 \cdot 4,92 + 1,50 \cdot 2,00 = 9,64 \text{ kN/m}^2$$

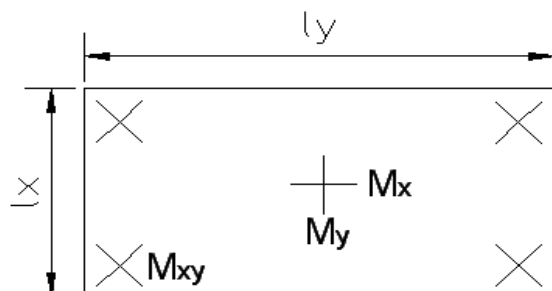
Izračun koeficientov za določitev momentov:

$$\varepsilon = \frac{l_y}{l_x} = \frac{6,78}{4,45} = 1,52$$

ε – koeficient razmerja dimenzij plošče

$$K = q_d \cdot l_x \cdot l_y = 290,91 \text{ kN}$$

V skladu s Hahnovo preglednico 1 za v celoti vrtljivo podprto ploščo velja (slika 6-32):



Slika 6-32: Na štirih straneh vrtljivo podprta plošča

$$m_x = 20,46$$

$$M_x^1 = \frac{K}{m_x} = 14,22 \text{ kN/m}$$

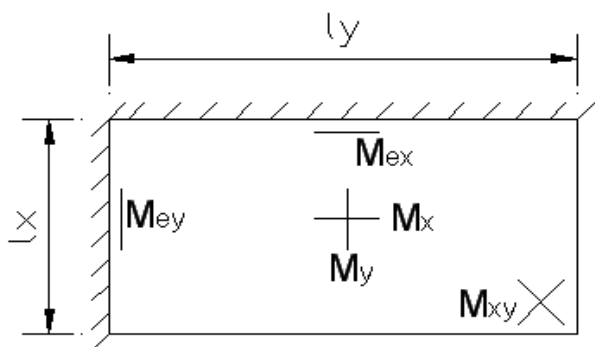
$$m_y = 52,16$$

$$M_y^1 = \frac{K}{m_y} = 5,86 \text{ kN/m}$$

$$m_{xy} = 23,60$$

$$M_{xy}^1 = \frac{K}{m_{xy}} = \pm 12,29 \text{ kN/m}$$

V skladu s Hahnovo preglednico 4 za ploščo z vpetima sosednjima robovoma velja (slika 6-33):



Slika 6-33: Plošča, ki ima vpeta sosednja robova

$$m_x = 33,33$$

$$M_x^4 = \frac{K}{m_x} = 8,73 \text{ kN/m}$$

$$m_y = 79,60$$

$$M_y^4 = \frac{K}{m_y} = 4,98 \text{ kN/m}$$

$$m_{ex} = 14,52$$

$$M_{ex}^4 = -\frac{K}{m_{ex}} = -20,04 \text{ kNm/m}$$

$$m_{ey} = 18,80$$

$$M_{ey}^4 = -\frac{K}{m_{ey}} = -15,47 \text{ kNm/m}$$

$$M_{x,d} = \frac{1}{2}(M_x^1 + M_x^4) = 11,47 \text{ kNm/m}$$

$$M_{y,d} = \frac{1}{2}(M_y^1 + M_y^4) = 5,42 \text{ kNm/m}$$

$$M_{xy,d} = \frac{1}{2}(M_{xy,1} + M_{xy,4}) = +/- 6,14 \text{ kNm/m}$$

Iz slik od 6-16 do 6-19 je razvidno, da se dobljeni rezultati upogibnih momentov v polju plošče ne razlikujejo bistveno od rezultatov, dobljenih s pomočjo Hahnovih tabel. Za kontrolo

momentov na podporah plošče bi bilo potrebno upoštevati tudi vplive sosednjih plošč, kar pa presega okvir te naloge.

	Hahnove tabele	SCIA Engineer	Odstopanje
$M_{x,d}$	11,47 kNm/m	11,82 kNm/m	3 %
$M_{y,d}$	5,47 kNm/m	5,98 kNm/m	8 %
$M_{xy,d}$	$\pm 6,14$ kNm/m	6,53 kNm/m	6 %

Preglednica 6-5: Primerjava rezultatov

6.4.2 Armiranobetonska plošča nad kletjo

Zasnova, rezultati upogibnih momentov, povesi in armatura so prikazani v prilogah B1-B11. Izračuni so narejeni po identičnih postopkih kot armiranobetonska plošča nad pritličjem.

6.4.2.1 Račun širine razpok in povsov plošče poz 112

Račun širine razpok

$$w_k = S_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 295,37 \cdot 0,00074 = 0,219 \text{ mm} \leq w_{max} = 0,4 \text{ mm iz preglednice 6-1}$$

Pogoj je izpolnjen.

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \max \left\{ \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} = \frac{24,53 - 0,40 \cdot \frac{0,26}{0,01} \cdot (1 + 6,45 \cdot 0,01)}{20000} = 0,00024 \right. \\ \left. 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 0,6 \cdot \frac{24,53}{20000} = 0,00074 \right.$$

$$\sigma_s = \frac{3 \cdot M_{Ed}}{A_s \cdot (3 \cdot d - x)} = \frac{3 \cdot 748}{2,57 \cdot (3 \cdot 12,5 - 1,90)} = 24,53 \text{ kN/cm}^2$$

$$M_{Ed} = 748 \text{ kN/cm}$$

$$d = 12,5 \text{ cm}$$

$$x = \left[\frac{(\alpha_e \cdot A'_s + \alpha_e \cdot A_s)^2}{b^2} + \frac{2 \cdot (\alpha_e \cdot A'_s \cdot a' + \alpha_e \cdot A_s \cdot d)^2}{b} \right]^{\frac{1}{2}} - \frac{\alpha_e \cdot A'_s + \alpha_e \cdot A_s}{b} = 1,90 \text{ cm}$$

$$A'_s = 0,00 \text{ cm}^2$$

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{20000}{3100} = 6,45$$

$$f_{ct,eff} = f_{ct} = 0,26 \text{ kN/cm}^2$$

$$\rho_{p,eff} = \frac{(A_s + \xi_1^2 \cdot A'_p)}{A_{c,eff}} = 0,01$$

$$A'_p = 0,00 \text{ cm}^2 \quad \text{prerez prednapetih kablov}$$

$$A_{c,eff} = b \cdot h_{c,ef} = 470,10 \text{ cm}^2$$

$$h_{c,ef} = \min \begin{cases} 2,5 \cdot (h - d) = 8,75 \text{ cm} \\ \frac{h - x}{3} = 4,70 \text{ cm} \\ \frac{h}{2} = 8,00 \text{ cm} \end{cases}$$

$$S_{r,max} = k_3 \cdot c + \frac{k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \phi}{\rho_{p,eff}} = 295,37 \text{ mm}$$

$$k_1 = 0,80$$

$$k_2 = 0,5$$

$$k_3 = 3,4$$

$$k_4 = 0,425$$

$$\Phi = 6,00 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a - \phi}{2} = 32 \text{ mm}$$

$$a = 35,00 \text{ mm}$$

Omejitev povosov

$$A_s = 2,48 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{iz priloge B8}$$

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

$$d = 12,5 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = 0,002$$

$$\rho_0 = 10^{-3} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0,005$$

Ker je $\rho \leq \rho_0$ računamo povese po enačbi (6.13)

$$\max \frac{l}{d} = K \cdot \left[11 + 1,50 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{\frac{3}{2}} \right] =$$
$$1,3 \cdot \left[11 + 1,50 \cdot \sqrt{25} \cdot \frac{0,005}{0,002} + 3,2 \cdot \sqrt{25} \cdot \left(\frac{0,005}{0,002} - 1 \right)^{\frac{3}{2}} \right] = 77,86$$

$K = 1,3$ gre za končno polje neprekinjenih nosilcev in plošč.

$$\max \frac{l}{d} = 77,86 \quad > \quad \frac{l_{eff}}{d} = 39,60$$

Račun povosov ni potreben.

7. PLITVO TEMELJENJE PO SIST EN 1997-1-1:2006

7.1 Zasnova

V računu je bila privzeta dopustna računsko nosilnost temeljnih tal.

Lastnosti tal lahko dobimo:

- neposredno iz preiskav,
- iz preiskav posredno preko teoretičnih ali empiričnih korelacij,
- iz drugih ustreznih podatkov (npr. iz analiz meritev posedkov ali porušitev tal).

7.2 Obtežba na temelj v osi A

1. stalna obtežba

kritina		4,35 kN/m
lega 22/24	$0,22 \cdot 0,24 \cdot 4 =$	0,21 kN/m
AB vez $b/h=20/30$ cm	$0,20 \cdot 0,30 \cdot 25 =$	1,50 kN/m
opečni zid z ometom $h=1,57m$	$1,57 \cdot 4,60 =$	7,22 kN/m
plošča nad pritličjem		
obrabni sloj(2 cm)	$0,02 \cdot 6 =$	0,12 kN/m ²
estrih (5 cm)	$0,05 \cdot 24 =$	1,20 kN/m ²
toplotna izolacija (10cm)		0,10 kN/m ²
AB plošča(14cm)	$0,14 \cdot 25 =$	3,50 kN/m ²
omet (2cm)	$0,02 \cdot 18 =$	0,36 kN/m ²
		5,28 kN/m ²

Obtežba plošče razdeljena na steno po strešnem pravilu (slika 7-2)

	$5,28 \cdot 1,81 =$	9,56 kN/m
opečni zid z ometom $h=2,71m$	$2,71 \cdot 4,60 =$	12,47 kN/m
plošča nad kletjo		
obrabni sloj(2 cm)	$0,02 \cdot 6 =$	0,12 kN/m ²
estrih (5 cm)	$0,05 \cdot 24 =$	1,20 kN/m ²

toplotna izolacija (10cm)		0,10 kN/m ²
AB plošča(16cm)	0,16·25 =	4,00 kN/m ²
omet (2cm)	0,02·18 =	<u>0,36 kN/m²</u>
		5,78 kN/m ²

Obtežba plošče razdeljena na steno po strešnem pravilu (slika 7-2)

$$5,78 \cdot 1,81 = 10,46 \text{ kN/m}$$

balkonska plošča

obrabni sloj(3 cm)	0,03 · 26 =	0,78 kN/m ²
AB plošča(16cm)	0,16·25 =	<u>4,00 kN/m²</u>
		4,78 kN/m ²

Obtežba plošče razdeljena na steno po strešnem pravilu (slika 7-2)

$$4,78 \cdot 1,42 = 6,79 \text{ kN/m}$$

ograja

$$0,50 \text{ kN/m}$$

opečni zid z ometom $h=2,78m$

$$2,78 \cdot 4,6 =$$

$$12,79 \text{ kN/m}$$

teža temelja $b=0,70m$; $h=0,70m$

$$0,70 \cdot 0,70 \cdot 25 =$$

$$12,25 \text{ kN/m}$$

$$g = 78,10 \text{ kN/m}$$

2. koristna obtežba

streha

$$6,62 \text{ kN/m}$$

plošča nad pritličjem

$$2,00 \cdot 1,81 =$$

$$3,62 \text{ kN/m}$$

plošča nad kletjo

$$2,00 \cdot 1,81 =$$

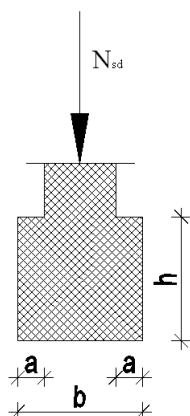
$$3,62 \text{ kN/m}$$

balkonska plošča

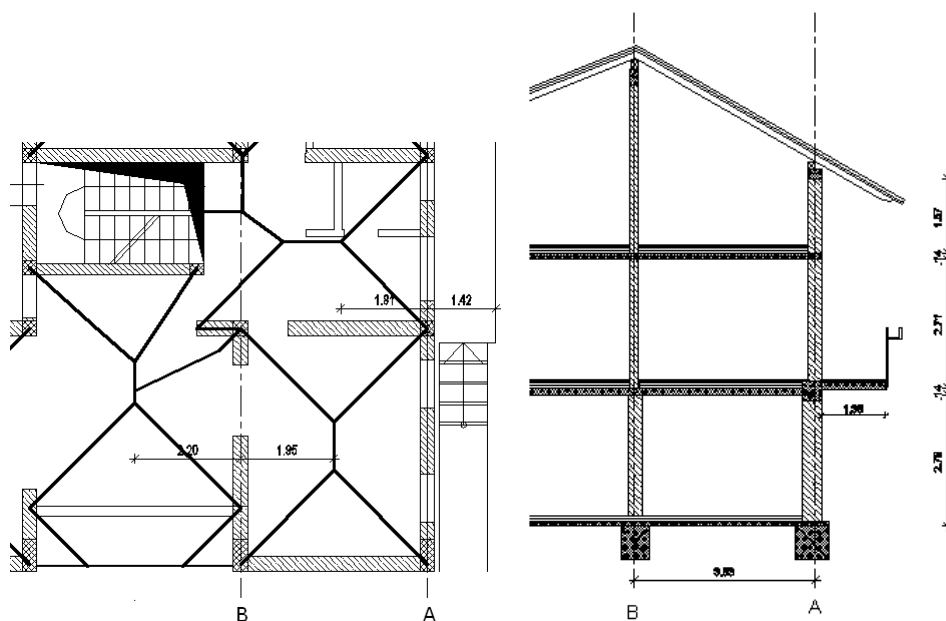
$$2,5 \cdot 1,42 =$$

$$3,55 \text{ kN/m}$$

$$q = 17,41 \text{ kN/m}$$



Slika 7-1: Shematični prikaz prereza pasovnega temelja



Slika 7-2: Prikaz razdelitve obtežbe plošč na stene po strešnem pravilu

$$N_{sd} = 1,35 \cdot G + 1,50 \cdot Q = 1,35 \cdot 78,10 + 1,50 \cdot 17,41 = 131,55 \text{ kN/m}$$

Ker s podatki o karakteristikah temeljnih tal na lokaciji ne razpolagam, sem za potrebe naloge analizo temeljev objekta privzela podatke iz statičnega računa sosednjega objekta. Tako znaša dopustna obremenitev tal 250 kN/m^2 .

$$\sigma_{dop} = 250 \text{ kN/m}^2$$

$$a = 1,00 \text{ m}$$

$$h = 0,80 \text{ m}$$

$$\sigma_{dop} = \frac{N_{sd}}{A} = \frac{N_{sd}}{a \cdot b} \Rightarrow b_{potr} = \frac{N_{sd}}{\sigma_{dop} \cdot a} = \frac{131,55}{250 \cdot 1} = 0,52 \text{ m}$$

Izberem dimenzije pasovnega temelja: $b = 0,70 \text{ m}$

Takšen račun sicer ni v skladu z zahtevami SIST EN 1997-1-1, ki za analizo in dimenzioniranje temeljev predpisuje izračun projektne nosilnosti tal po tako imenovanem projektnem pristopu 2. Za določitev projektne nosilnosti tal morajo biti določene karakteristične vrednosti ϕ -strižni kot in c -kohezija, ki pa jih za obravnavani objekt nimam.

Ker je po poenostavitvi iz SIST EN 1992-1-1: 2005 (st. 200)

$$\frac{h}{a} = \frac{80}{15} = 5,33 \geq 2$$

temelja v prečni smeri ni potrebno armirati. Zato zadostuje konstruktivna armatura.

Preglednica 7-1: Armatura v pasovnih temeljih

dimenzije	Vzdolžna armatura		Strižna armatura
	zgornja	spodnja	
70x80	2 $\Phi 12$	4 $\Phi 12$	$\Phi 8 / 20 \text{ cm}$

7.3 Obtežba na temelj v osi B

1. stalna obtežba

kritina		5,88 kN/m
lega 22/24	$0,22 \cdot 0,24 \cdot 5,60 =$	0,30 kN/m
AB vez $b/h=20/30 \text{ cm}$	$0,20 \cdot 0,30 \cdot 25 =$	1,50 kN/m
opečni zid z ometom $h=3,56\text{m}$	$3,56 \cdot 4,60 =$	16,38 kN/m
plošča nad pritličjem		
obrabni sloj (2 cm)	$0,02 \cdot 6 =$	0,12 kN/m ²
estrih (5 cm)	$0,05 \cdot 24 =$	1,20 kN/m ²
toplotna izolacija (10cm)		0,10 kN/m ²
AB plošča (14cm)	$0,14 \cdot 25 =$	3,50 kN/m ²
omet (2cm)	$0,02 \cdot 18 =$	0,36 kN/m ²
		<u>5,28 kN/m²</u>
obtežba plošče razdeljena na steno po strešnem pravilu (slika 7-2)		
	$5,28 \cdot 4,15 =$	21,91 kN/m
opečni zid z ometom $h=2,71\text{m}$	$2,71 \cdot 4,60 =$	12,47 kN/m
plošča nad kletjo		
obrabni sloj (2 cm)	$0,02 \cdot 6 =$	0,12 kN/m ²
estrih (5 cm)	$0,05 \cdot 24 =$	1,20 kN/m ²
toplotna izolacija (10cm)		0,10 kN/m ²
AB plošča (16cm)	$0,16 \cdot 25 =$	4,00 kN/m ²

omet (2cm)	$0,02 \cdot 18 =$	$\frac{0,36 \text{ kN/m}^2}{5,78 \text{ kN/m}^2}$
obtežba plošče razdeljena na steno po strešnem pravilu (slika 7-2)		
	$5,78 \cdot 4,15 =$	$23,99 \text{ kN/m}$
opečni zid z ometom $h=2,78\text{m}$	$2,78 \cdot 4,6 =$	$12,79 \text{ kN/m}$
teža temelja $b=0,70\text{m}; h=0,70\text{m}$	$0,70 \cdot 0,70 \cdot 25 =$	$12,25 \text{ kN/m}$
		$g = 107,47 \text{ kN/m}$

2. koristna obtežba

streha		$6,62 \text{ kN/m}$
plošča nad pritličjem	$2,00 \cdot 4,15 =$	$8,30 \text{ kN/m}$
plošča nad kletjo	$2,00 \cdot 4,15 =$	$8,30 \text{ kN/m}$
		$q = 23,22 \text{ kN/m}$

$$N_{sd} = 1,35 \cdot G + 1,50 \cdot Q = 1,35 \cdot 107,47 + 1,50 \cdot 23,22 = 179,91 \text{ kN/m}$$

Ker s podatki o karakteristikah temeljnih tal na lokaciji ne razpolagam, sem za analizo temeljev objekta privzela podatke iz statičnega računa sosednjega objekta. Tako znaša dopustna obremenitev tal 250 kN/m^2 .

$$\sigma_{dop} = 250 \text{ kN/m}$$

$$a = 1,00 \text{ m}$$

$$h = 0,80 \text{ m}$$

$$\sigma_{dop} = \frac{N_{sd}}{A} = \frac{N_{sd}}{a \cdot b} \Rightarrow b_{potr} = \frac{N_{sd}}{\sigma_{dop} \cdot a} = \frac{179,91}{250 \cdot 1} = 0,72 \text{ m}$$

Izberem dimenzije pasovnega temelja: $b = 0,80 \text{ m}$

8. ZIDANE STAVBE PO SIST EN 1996-1-1:2006 IN SIST EN 1998-1:2006

Eurokod 8 zajema projektiranje stavb in gradbeno inženirskih objektov, ki so grajeni iz armiranega, nearmiranega ali povezanega zidovja. Nearmirano zidovje je zidovje, ki je povezano z zidarskimi vezmi, brez uporabe betona in armature. Zidovje pri katerem so uporabljene vertikalne in horizontalne vezi za povezovanje posameznih sklopov zidu se imenuje povezano zidovje. Med vezmi je stena sestavljena iz opeke in povezana z zidarskimi vezmi. Armirano zidovje ima poleg horizontalnih in vertikalnih vezi zidovje povezano z armaturnimi palicami po naležnih regah.

8.1 Material (SIST EN 1996-1-1:2006)

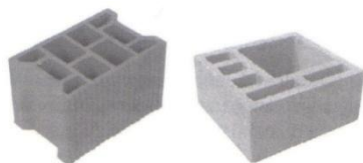
Zidake, ki se uporabljajo za zidanje razdelimo glede na material, iz katerega so izdelani:

- opečni zidaki,
- zidaki iz kalcijevega silikata,
- betonski zidaki,
- zidaki iz avtoklaviranega celičnega betona,
- zidaki iz umetnega kamna in
- zidaki iz obdelanega naravnega kamna.

Zidaki so lahko kategorije I ali kategorije II. Glede na geometrijske zahteve se zidake razvrsti v 4 skupine, ki so navedene v preglednici 8-1.



Slika 8-1: Tipični opečni votlaki skupine 2



Slika 8-2: Tipični opečni votlaki skupine 3

Preglednica 8-1: Geometrijske zahteve za razvrščanje zidakov v skupine (SIST EN 1996-1-1:2006, 24 str.)

	Materiali in meje zidakov							
	Skupina 1 (vsi materiali)		Skupina 2		Skupina 3		Skupina 4	
		Zidaki	Navpične luknje				Vodoravne luknje	
Prostornina lukenj (% bruto prostornine)	≤ 25	Opečni	> 25; ≤ 55		> 25; ≤ 70		> 25; ≤ 70	
		kalcijev silikat	> 25; ≤ 55		se ne uporablja		se ne uporablja	
		beton ^b	> 25; ≤ 60		> 25; ≤ 70		> 25; ≤ 70	
Prostornina posamezne luknje (% bruto prostornine)	≤ 12,5	opečni	vsaka luknja ≤ 2 luknje za prijem v celoti do 12,5		vsaka luknja ≤ 2 luknje za prijem v celoti do 12,5		vsaka luknja ≤ 30	
		kalcijev silikat	vsaka luknja ≤ 15 luknje za prijem v celoti do 30		se ne uporablja		se ne uporablja	
		beton ^b	vsaka luknja ≤ 30 luknje za prijem v celoti do 30		vsaka luknja ≤ 30 luknje za prijem v celoti do 30		vsaka luknja ≤ 25	
Deklarirane vrednosti debeline reber in sten (mm)	Ni zahtev		rebro	stena	rebro	stena	rebro	stena
		opečni	≥ 5	≥ 8	≥ 3	≥ 6	≥ 5	≥ 6
		kalcijev silikat	≥ 5	≥ 10	se ne uporablja		se ne uporablja	
		beton ^b	≥ 15	≥ 18	≥ 15	≥ 15	≥ 20	≥ 20
Deklarirana vrednost kombinirane debeline ^a reber in sten (% celotne širine)	Ni zahtev	opečni	≥ 15		≥ 15		≥ 15	
		kalcijev silikat	≥ 15		se ne uporablja		se ne uporablja	
		beton ^b	≥ 15		≥ 15		≥ 15	
^a kombinirana debelina je debelina reber in sten, merjena vodoravno v ustrezni smeri. Preverjanje je mišljeno kot kvalifikacijska preiskava, ki jo je treba ponoviti samo v primeru bistvenih sprememb projektnih dimenzij zidakov								
^b v primeru koničnih oziroma celičnih lukenj se uporabi srednja vrednost debeline reber in sten								

Malte za zidanje se glede na njihovo sestavo delijo na:

- malte za splošno uporabo
- tankoslojne malte
- lahke malte.

Glede na metodo, kako so določene njihove sestave se delijo na projektirane in predpisane malte.

8.2 Pravila za enostavne zidane stavbe

Da stavbe lahko uvrstimo med enostavne zidane stavbe morajo ustrezati spodnjim pravilom.

1. Glede lastnosti materialov in spajanja po SIST EN 1998-1:2006, točka 9.2

- Zidaki morajo biti dovolj robusni, da se prepreči lokalna krhka porušitev, preglednica 8-1 (člen 9.2.1)
- Normalna tlačna trdnost zidakov ne sme biti manjša od naslednjih minimalnih vrednosti, upošteva se nacionalni dodatek (člen 9.2.2):
 - o Pravokotno na naležno površino (glineni zidaki): $f_{b,min} = 10 \text{ N/mm}^2$
 - o Pravokotno na naležno površino (betonski zidaki): $f_{b,min} = 7,5 \text{ N/mm}^2$
 - o Vzporedno z naležno površino v ravnini zidu: $f_{bh,min} = 2 \text{ N/mm}^2$
- Za malto je zahtevana minimalna trdnost, upošteva se nacionalni dodatek (člen 9.2.3):
 - o Za nearmirano ali povezano zidovje: $f_{m,min} = 5 \text{ N/mm}^2$
 - o Za armirano zidovje: $f_{m,min} = 10 \text{ N/mm}^2$
- V skladu z nacionalnim dodatkom se lahko na potresnih področjih izvajajo rege, ki so polno zapolnjene z malto (člen 9.2.4)

V primeru, ki ga obravnavamo v nalogi definiramo naslednje (predvidene) materiale in način

<i>spajanja:</i>	Uporabljena malta glede na sestavo:	malta za splošno uporabo
	Material zidakov:	opečni
	Skupina zidakov:	2 (v skladu s preglednico 8-1)
	Tlačna trdnost zidaka:	$f_b = 10 \text{ N/mm}^2$
	Tlačna trdnost malte:	$f_m = 5 \text{ N/mm}^2$
	Spoj zidakov:	rege, povsem zapolnjene z malto

2. Glede meril za projektiranje in pravil za konstruiranje po SIST EN 1998-1:2006, točka 9.5

- Osnovne zahteve standarda, ki jih je potrebno upoštevati pri projektiranju zidanih stavb (člen 9.5.1):
 - o Zidane stavbe morajo biti sestavljene iz stropov in zidov, ki so med seboj povezani v dveh pravokotnih vodoravnih smereh in navpični smeri.

- Povezanost med stropovi in zidovi mora biti zagotovljena z jeklenimi ali armiranobetonskimi vezmi
- Če se zagotovijo splošne zahteve za kontinuirnost in učinkovito delovanje stropa (kot toga diafragma), se lahko uporabi katerakoli vrsta stropa
- Strižne stene (zidovi za prevzem potresne obtežbe) morajo biti postavljene vsaj v dveh pravokotnih smereh
- Strižne stene morajo ustrezati naslednjim geometrijskim zahtevam:
 - Efektivna debelina strižnih sten t_{ef} , ne sme biti manjša od najmanjše vrednosti $t_{ef,min}$
 - Razmerje med efektivno višino zidu h_{ef} in efektivno debelino zidu t_{ef} ne sme presegati največje vrednosti $(h_{ef} / t_{ef})_{max}$
 - Razmerje med dolžino zidu l in večjo od vrednosti svetlih višin odprtih na obeh straneh zidu h ne sme biti manjše od najmanjše vrednosti $(l/h)_{min}$

Preglednica 8-2: Priporočene geometrijske zahteve za strižne stene (SIST EN 1998-1-1:2006, 163 str.)

Vrsta gradnje	$t_{ef,min}$ (mm)	$(h_{ef} / t_{ef})_{max}$	$(l / h)_{min}$
Nearmirano, z zidaki iz naravnega kamna	350	9	0,50
Nearmirano, s katerimikoli drugimi vrstami zidakov	240	12	0,40
Nearmirano, s katerimikoli drugimi vrstami zidakov, v primerih nizke seizmičnosti	170	15	0,35
Povezano zidovje	240	15	0,30
Armiraano zidovje	240	15	ni omejitve

Določitev efektivne višine zidu za obravnavan primer:

$$h_{ef} = \rho_n \cdot h = 0,75 \cdot 2,71 = 2,03m$$

$$h = 2,71m \quad \text{svetla etažna višina (razvidno iz slike 7-2)}$$

$$\rho_2 = 0,75 \quad \text{faktor redukcije}$$

Faktor redukcije se predpostavi, saj so zidovi vpeti zgoraj in spodaj v AB plošči, ki na obeh straneh ležita na zidu v isti višini (SIST EN 1996-1-1:2006, člen 5.5.1.2.).

Določitev efektivne debeline zidu za obravnavan primer:

$$t_{ef} = 0,30m \quad \text{efektivna debelina zidu}$$

Kot efektivna debelina enoslojnega zidu, dvoslojnega zidu, fasadnega zidu, zidu z naleganjem ob robovih in zalitega zidu z odprtino se upošteva dejanska debelina zidu t .

Dopustna vrednost $(h_{ef}/t_{ef})_{max}$ za obravnavani primer znaša:

$$\left(\frac{h_{ef}}{t_{ef}} \right) = \frac{2,03}{0,30} = 6,77 < \left(\frac{h_{ef}}{t_{ef}} \right)_{max} = 15$$

In je manjši od največjega dopustnega količnika.

Iz $(l/h)_{min}$ lahko izračunamo minimalno dolžino stene, ki ji še lahko pripišemo prevzem potresne obtežbe:

$$\begin{aligned} (l/h)_{min} &\geq 0,3 \\ l &\geq 0,3 \cdot h \\ l &\geq 0,81m \end{aligned}$$

Vsi zidovi, ki so daljši od 0,81m se lahko upoštevajo za prevzem potresne obtežbe.

- Dodatne zahteve za povezano zidovje (člen 9.5.3):
 - Vodoravni in navpični povezovalni elementi morajo biti med seboj povezani in sidrani v elemente glavnega sistema konstrukcije
 - Zaradi zagotovitve učinkovite povezave med povezovalnimi elementi in zidovjem je potrebno elemente zabetonirati po končanem zidanju
 - Dimenzije povezovalnih elementov (horizontalne in vertikalne vezi) ne smejo biti manjša od 150 mm
 - Vertikalni povezovalni elementi morajo biti izvedeni:
 - Ob prostih robovih vsakega konstrukcijskega elementa,
 - Na obeh straneh katerekoli odprtine s površino večjo od 1,5 m²,
 - V zidu med povezovalnimi elementi na razdalji 5 m ali manj in
 - Na stičiščih konstrukcijskih zidov, kjer je medsebojna razdalja med povezovalnimi elementi večja od 1,5 m.
 - Horizontalni povezovalni elementi morajo biti izvedeni v ravnini zidu v višini

vsakega stropa, razmik med njimi v navpični smeri ne sme biti večji od 4 m

- Površina prereza vzdolžne armature povezovalnih elementov naj ne bo manjša kot 300 mm^2 oziroma ne manj kot 1% površine prereza povezovalnega elementa
- Okrog vzdolžne armature morajo biti predvidena stremena s premerom ne manj kot 5 mm, ki morajo biti nameščena na minimalni medsebojni razdalji 150 mm
- Uporablja se armaturno jeklo razreda duktilnosti B in C (SIST EN 1992-1-1:2004)
- Dolžina preklopa na mestih stikovanja naj ne bo manjša od 60 premerov palice.

Za obravnavani primer

Za vertikalne vezi se upošteva odprtina v euro vogalnikih dimenzij 20 x 20 cm. Horizontalna vez je na višini stropne plošče v celoti skrita v debelino plošče in se za to upoštevatata prereza 16 x 30 cm in 14 x 30 cm.

Preglednica 8-3: Dimenzije povezovalnih elementov z minimalno potrebno armaturo

Tip povezovalnega elementa	Dimenzije	Površina prereza (cm^2)	Minimalna armatura (cm^2)
Vertikalna vez	20 x 20 cm	400	4,0
	17 x 17 cm	289	2,9
Horizontalna vez	14 x 30 cm	420	4,2
	16 x 30 cm	480	4,8

Preglednica 8-4: Prerez armaturnih palic

Ø palice (mm)	Prerez 1 palice (cm^2)	Prerez 4 palic (cm^2)	Min. dolžina preklopa (cm)
Ø 10	0,790	3,140	60
Ø 12	1,130	4,520	72
Ø 14	1,539	6,156	84

Iz preglednice 8-3 je razvidno, da je potrebno v vertikalne vezi namestiti za vzdolžno armaturo 4 palice Ø12. V AB ploščo 16cm je potrebno v horizontalne vezi namestiti vzdolžno armaturo 4 palice Ø14, v AB ploščo 14cm pa 4 palice Ø12.

Enostavne zidane stavbe so tiste stavbe, ki izpolnjujejo naslednja pravila in določbe po SIST EN 1998-1:2006, točka 9.7:

- če se uvrščajo v razred pomembnosti I-stavbe manjše pomembnosti za varnost ljudi ali razred pomembnosti II-običajne stavbe, ki ne sodijo v druge kategorije (člen 9.7.1)
- pravila za enostavne zidane stavbe (člen 9.7.2):
 - o glede na produkt $a_g \cdot S$ na dani lokaciji in vrsto gradnje se omeji dopustno število nadstropij n nad tlemi in se v obeh smereh zagotovi najmanjša celotna površina prereza zidov A_{min} v vsaki smeri. Najmanjša površina prereza zidov v vsaki smeri se izrazi z najmanjšim odstotkom $p_{A,min}$, celotne tlorisne površine v etaži.

Preglednica 8-5: Priporočeno dopustno število etaž nad nivojem terena in najmanjša površina strižnih sten za enostavne zidane stavbe ob upoštevanju $k = 1,0$

Pospešek na lokaciji $a_g \cdot S$		$\leq 0,07 \cdot k \cdot g$	$\leq 0,10 \cdot k \cdot g$	$\leq 0,15 \cdot k \cdot g$	$\leq 0,20 \cdot k \cdot g$
Vrsta gradnje	Število etaž nad terenom (n)	Najmanjša vsota površin vodoravnih prerezov strižnih sten v vsaki smeri kot odstotek celotne površine etaže			
Nearmirano zidovje	1	2,0%	2,0%	3,5%	x
	2	2,0%	2,5%	5,0%	x
	3	3,0%	5,0%	x	x
	4	5,0%	x*	x	x
Povezano zidovje	2	2,0%	2,5%	3,0%	3,5%
	3	2,0%	3,0%	4,0%	x
	4	4,0%	5,0%	x	x
	5	6,0%	x	x	x
Armiraano zidovje	2	2,0%	2,0%	2,0%	3,5%
	3	2,0%	2,0%	3,0%	5,0%
	4	3,0%	4,0%	5,0%	x
	5	4,0%	5,0%	x	x

Prostor na podstrešju nad polnimi nadstropji ni vključen v število etaž n .

- zasnova stavbe v tlorisu mora izpolnjevati naslednje pogoje:
 - tloris mora biti približno pravokoten
 - razmerje med dolžino manjše stranice in dolžino daljše stranice ne sme biti manjše od najmanjše vrednosti $\lambda_{\min}$ (priporočena vrednost je 0,25)
 - površina dozidkov in izzidkov iz pravokotne oblike ne sme biti večja od odstotka $p_{\max}$ celotne stropne površine nad obravnavanim nivojem (priporočena vrednost je 15%)
- strižne stene stavbe morajo izpolnjevati naslednje pogoje:
 - stavba mora biti utrjena s strižnimi stenami, ki so v tlorisu razporejene skoraj simetrično v obeh pravokotnih smereh
 - v obeh pravokotnih smereh morata stati vsaj dva vzporedno postavljena zidova, katerih dolžina je večja od 30% dolžine stavbe v smeri, v kateri stojita obravnavana zidova
 - vsaj pri zidovih v eni smeri mora biti razdalja med njima večja od 75% dolžine stavbe v drugi smeri
 - strižne stene morajo prenašati vsaj 75% navpične obtežbe
 - strižne stene morajo potekati zvezno od vrha do tal stavbe
- v obeh pravokotnih smereh mora biti razlika med masama in površinama vodoravnega prereza strižnih sten dveh sosednjih etaž omejena na največji vrednosti $\Delta_{m,\max}$ in $\Delta_{A,\max}$ (priporočene vrednosti: $\Delta_{m,\max} = 20\%$ in $\Delta_{A,\max} = 20\%$)

V obravnavanem objektu je ena etaža.

Pospešek na lokaciji: $a_g \cdot S = 0,125g \cdot 1,20 = 0,15g \leq 0,15g$

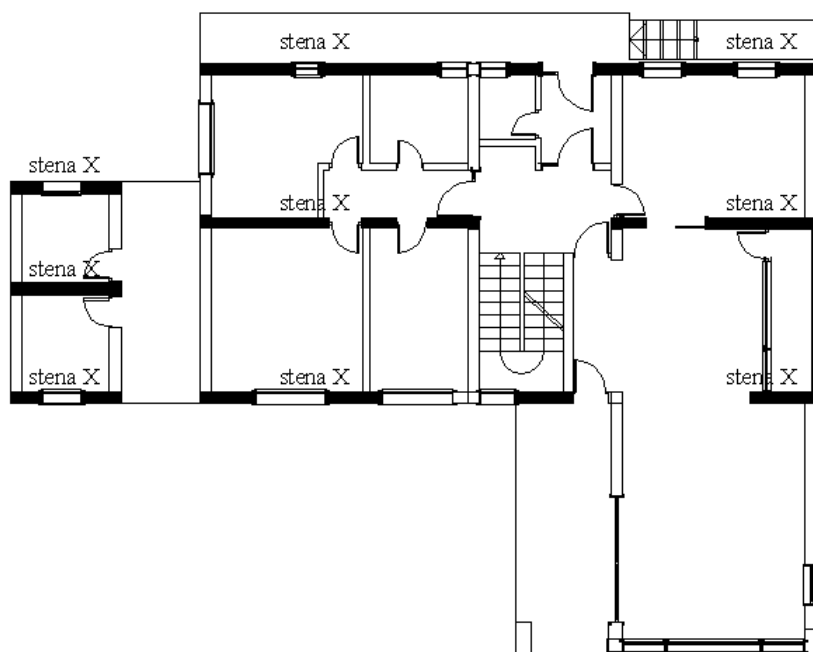
Odstotek vodoravnih prerezov strižnih sten v vzdolžni smeri: $p_{A,\min} = \frac{8,14}{210} \cdot 100 = 3,9\%$.

Odstotek vodoravnih prerezov strižnih sten v prečni smeri: $p_{A,\min} = \frac{11,06}{210} \cdot 100 = 5,3\%$.

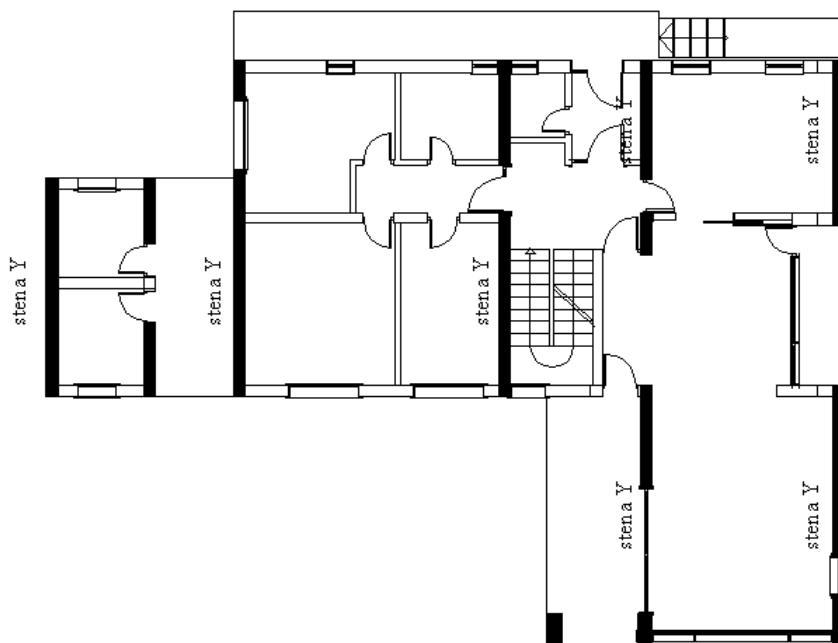
Površina prereza zidov v vzdolžni in prečni smeri je prikazana na slikah 8-3 in 8-4.

Nosilna konstrukcija objekta je sestavljena iz opečnih sten z vertikalnimi in horizontalnimi

vezmi, ki prenašajo vso vertikalno obtežbo. Pogoj za omejitev zaporednih etaž med spremembo mas in spremembo površin je izpolnjen, ker je stavba enoetažna.



Slika 8-3: Upoštevani zidovi za prevzem potresne obtežbe v vzdolžni smeri



Slika 8-4: Upoštevani zidovi za prevzem potresne obtežbe v prečni smeri

9 ZAKLJUČEK

V svoji diplomski nalogi sem prikazala dimenzioniranje lesenih in armiranobetonskih elementov ter preverjanje zidanih sten v enostanovanjskem objektu po evropskih standardih Evrokod.

Pri določitvi vplivov na konstrukcijske elemente so bile upoštevane stalna obtežba konstrukcijskih in nekonstrukcijskih elementov, koristna obtežba, obtežba snega in obtežba vetra. Velikost posameznih obtežb je bila določena v skladu s standardom Evrokod 1 in sicer koristna obtežba etaž po SIST EN 1991-1-1, obtežba snega po SIST EN 1991-1-3 in obtežba vetra po SIST EN 1991-1-4.

V skladu s standardom SIST EN 1995-1-1 so bili dimenzionirani leseni elementi strešne konstrukcije. Lesene elemente sem dimenzionirala na podlagi kritičnih območij. Ta območja so največji razponi in mesta, kjer deluje največja obtežba. Izračune sem izdelala s pomočjo programa SCIA Engineer, s katerim sem določila statične količine in začetne pomike. Dimenzije špirovcev in leg določene na podlagi izračunov so nekoliko večje kot dimenzije, ki so bile podane v arhitekturnem načrtu iz katerega sem izhajala.

Armiranobetonski elementi konstrukcije stavbe so bili dimenzionirani v skladu s standardom SIST EN 1992-1-1. V okviru naloge sem določila upogibno in strižno armaturo v kritičnih prerezih posameznih elementov. Za ploščo z največjimi razponi je bila izdelana kontrola širine razpok. Rezultati kontrole kažejo, da širina razpok zadošča kriterijem standarda SIST EN 1992-1-1. Obravnavana plošča izpolnjuje tudi poenostavljen kriterij, ki ga standard podaja za razmerje med največjim razponom in statično višino prereza pri potrebni armaturi, zato račun povesov ni potreben.

Obravnavana stavba izpolnjuje zahteve standard SIST EN 1998-1-1 za enostavne zidane stavbe, zato računska analiza potresne odpornosti ni potrebna.

Rezultati analiz, izdelanih v okviru naloge kažejo, da elementi nosilne konstrukcije obravnavane stavbe zadoščajo kriterijem, ki jih podajajo standardi Evrokod.

VIRI

Beg, D., Pogačnik, A., 2009. Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po evrokod standardih. Priročnik. Ljubljana, Inženirska zbornica Slovenije.

Furlan, J., 2007. Dimenzioniranje elementov nosilne konstrukcije enostanovanjske zgradbe. Diplomsko naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer: 139 str.

Zalokar, D., 2010. Projektiranje večstanovanjske zidane stavbe po evrokodih. Diplomsko naloga. Ljubljana, UL, FGG, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer: 62 str.

Standardi:

SIST EN 1990 – Evrocod - Osnove projektiranja konstrukcij.

SIST EN 1991-1-1 – Evrocod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-1. del: Splošni vplivi – Prostorske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb.

EN 1991-1-3 – Evrocod 1 – Vplivi na konstrukcije – 1-3. del: Splošni vplivi – Obtežba snega.

EN 1991-1-4 – Evrocod 1 – Vplivi na konstrukcije – 1-4. del: Splošni vplivi – Vplivi vetra.

SIST EN 1992-1-1 – Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij – 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe.

SIST EN 1995-1-1 – Evrokod 5: Projektiranje lesenih konstrukcij – 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe.

SIST EN 1996-1-1 – Evrokod 6: Projektiranje zidanih konstrukcij – 1-1. del: Splošna pravila za armirano in nearmirano zidovje.

SIST EN 1997-1-1 – Evrokod 7: Geotehnično projektiranje – 1. del: Splošna pravila.

SIST EN 1998-1-1 – Evrokod 8 : Projektiranje potresno odpornih konstrukcij – 1. del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe.

PRILOGE

Priloga A: Pozicijski načrti plošč nad kletjo in nad pritličjem ter ostrešja

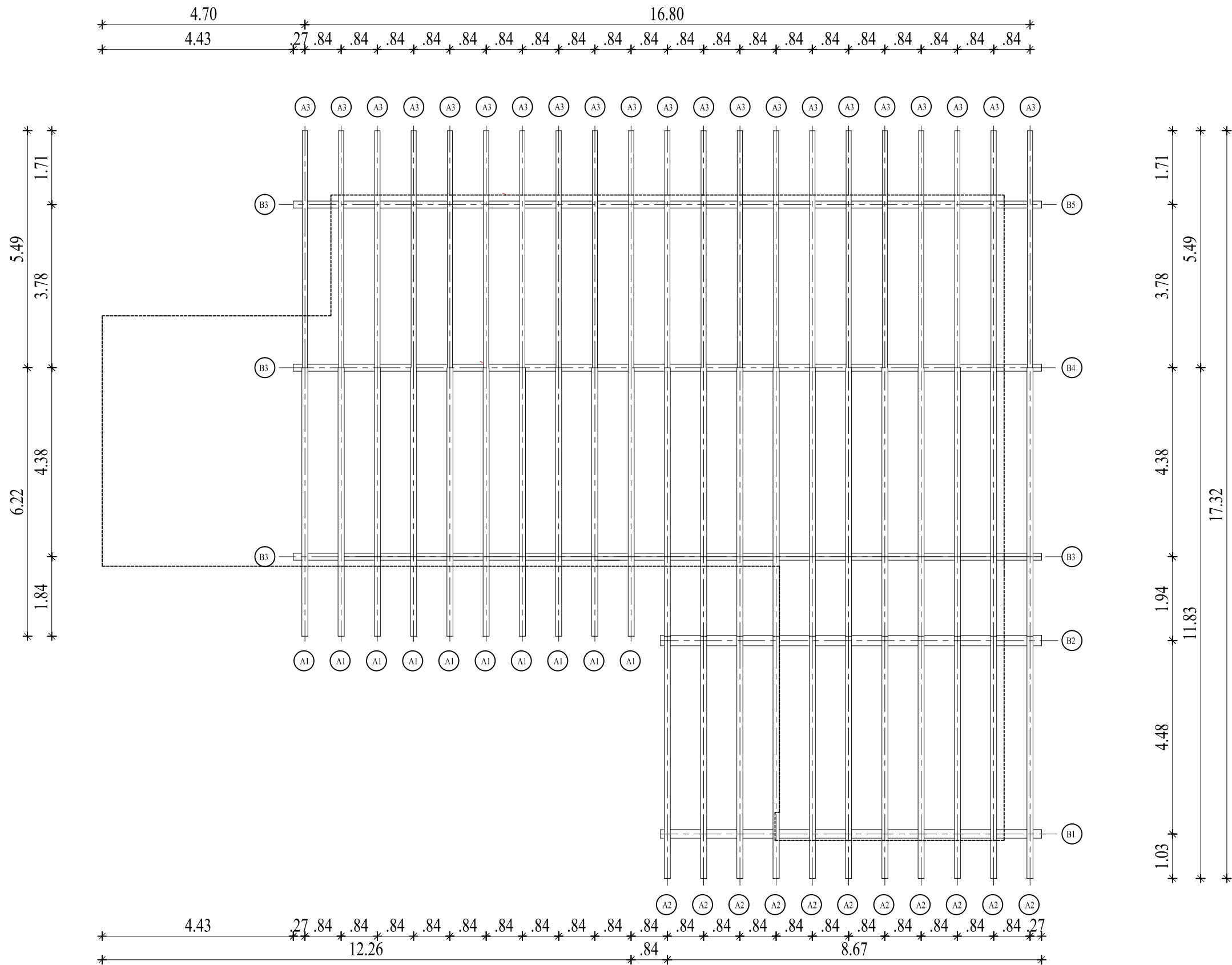
- A1 Pozicijski načrt ostrešja**
- A2 Pozicijski načrt nosilcev v medetaži**
- A3 Pozicijski načrt plošče nad pritličjem**
- A4 Pozicijski načrt plošče nad kletjo**

Priloga B: Rezultati analize notranjih sil v MSN in potrebna armatura za ploščo nad kletjo

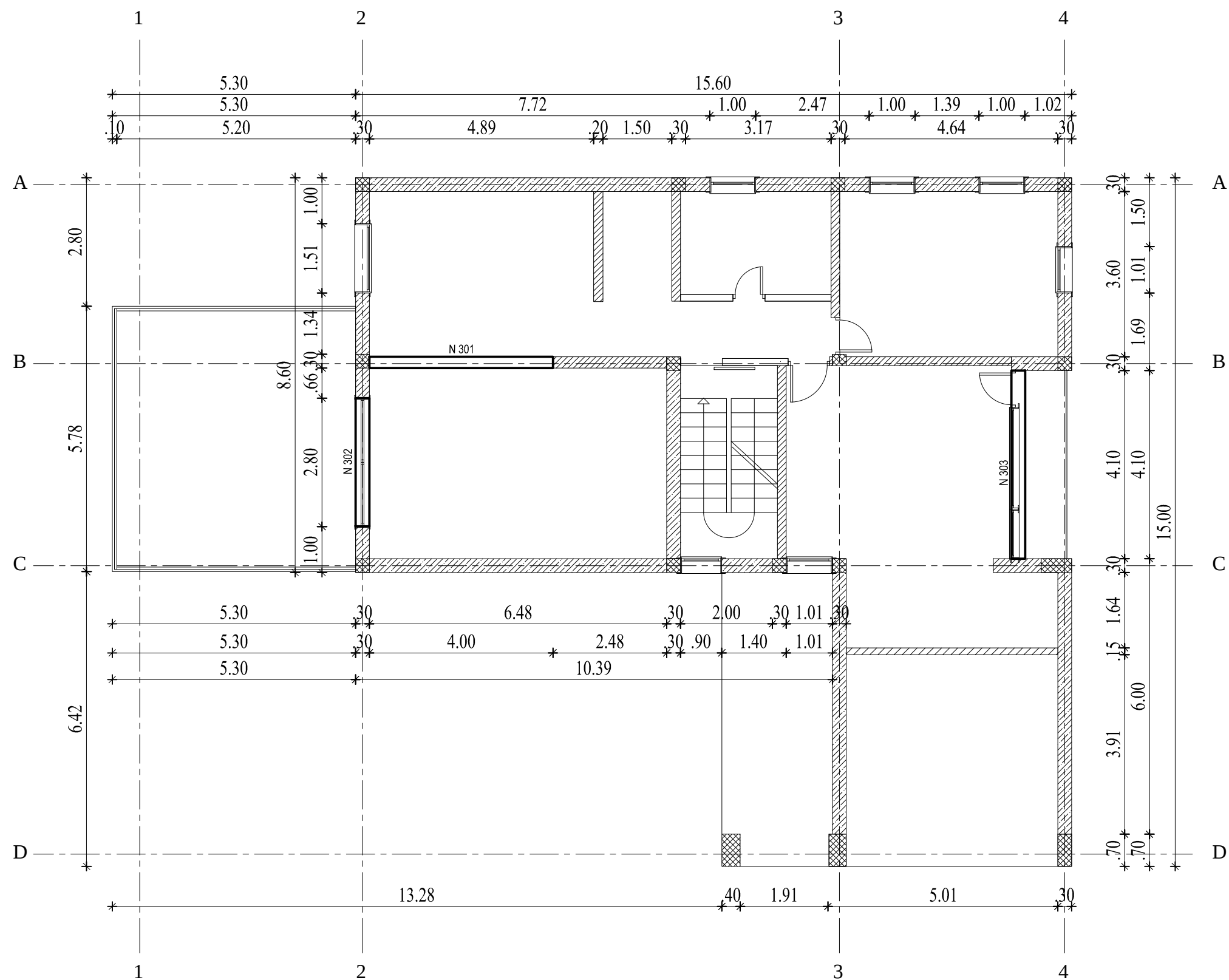
- B1 Maksimalni upogibni momenti - M_x AB plošče nad kletjo**
- B2 Minimalni upogibni momenti - M_x AB plošče nad kletjo**
- B3 Maksimalni upogibni momenti - M_y AB plošče nad kletjo**
- B4 Minimalni upogibni momenti - M_y AB plošče nad kletjo**
- B5 Maksimalni torzijski momenti - M_{xy} AB plošče nad kletjo**
- B6 Minimalni torzijski momenti - M_{xy} AB plošče nad kletjo**
- B7 Ovojnica povesov AB plošče nad pritličjem po linearni teoriji elastičnosti**
- B8 Spodnja armatura v smeri 1 AB plošče nad kletjo**
- B9 Spodnja armatura v smeri 2 AB plošče nad kletjo**
- B10 Zgornja armatura v smeri 1 AB plošče nad kletjo**
- B11 Zgornja armatura v smeri 2 AB plošče nad kletjo**

Priloga C: Armaturni načrt POZ 101-112 in POZ 201-208

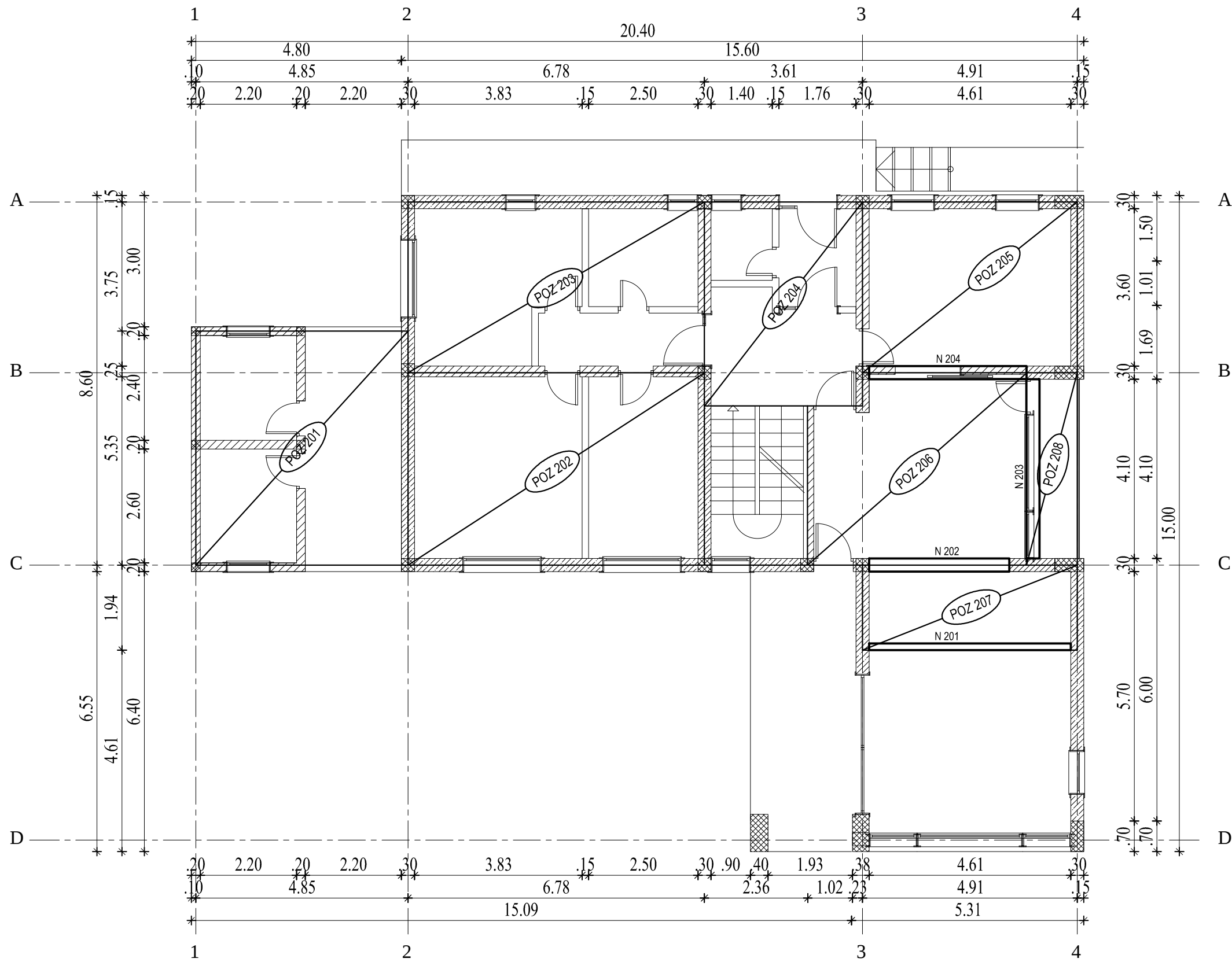
- C1 Armaturni načrt POZ 201-208: spodnja armatura**
- C2 Armaturni načrt POZ 201-208: zgornja armatura**
- C3 Armaturni načrt POZ 101-112: spodnja armatura**
- C4 Armaturni načrt POZ 101-112: zgornja armatura**
- C5 Prerez nosilca N101**
- C6 Prerez nosilca N301**



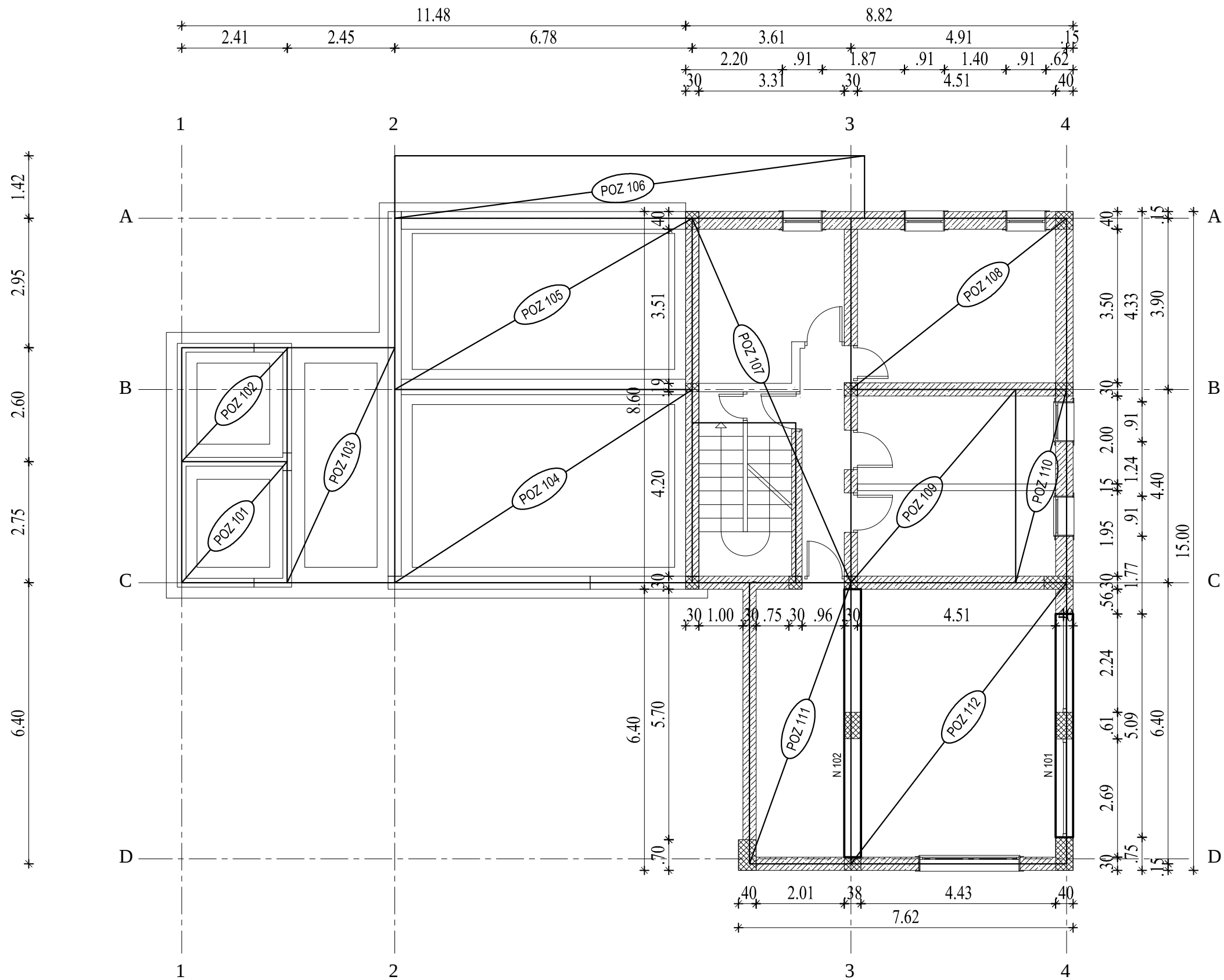
Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo	
Diplomska naloga	
POZICIJSKI NAČRT OSTREŠJA	
Izdelal: Špela Kemperle	
Merilo: 1:100	Št. lista: PRILOGA A1



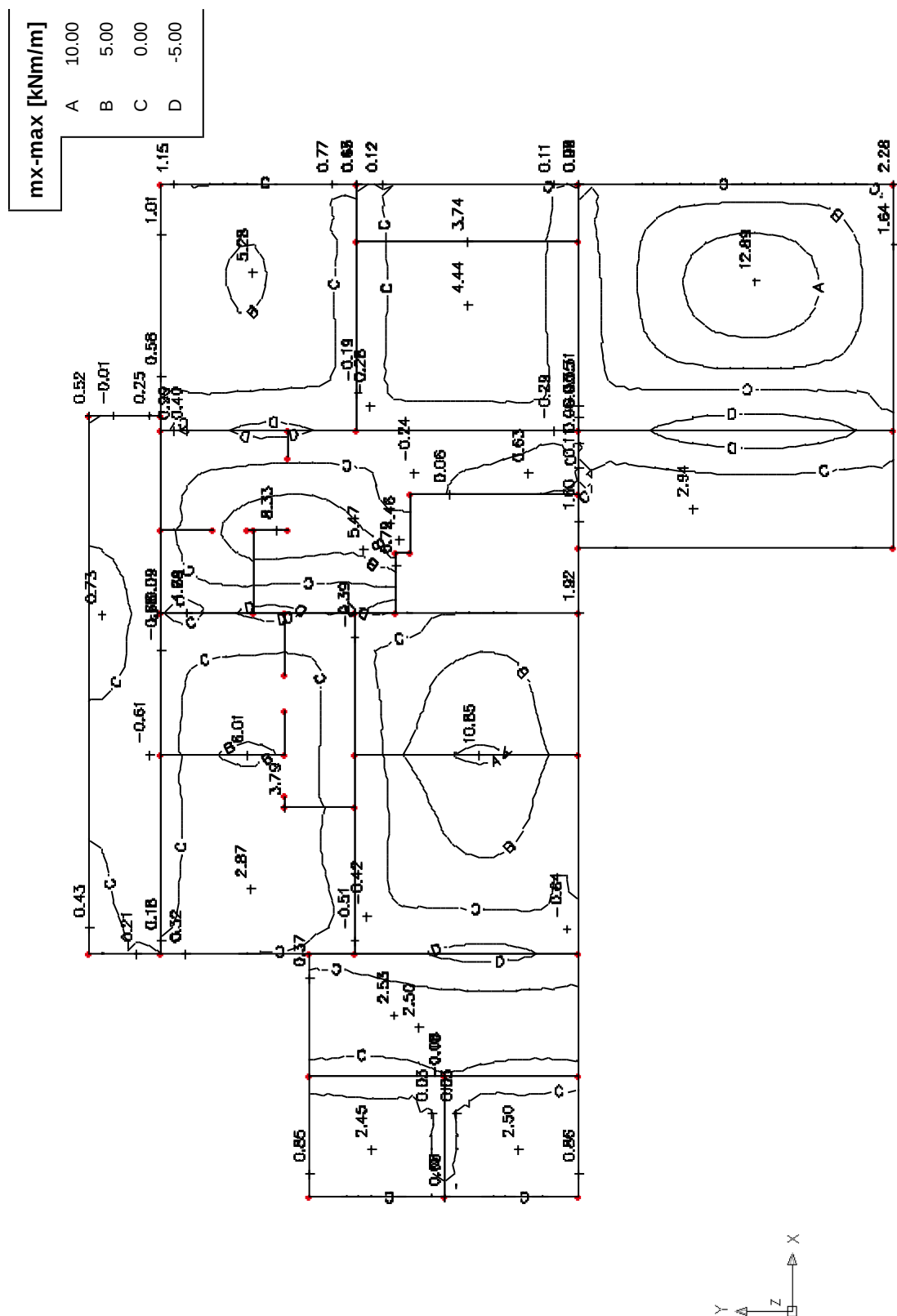
Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo	
Diplomska naloga	
POZICIJSKI NAČRT NOSILCEV V MEDETAŽI	
Izdelal:	Špela Kemperle
Merilo: 1:100	Št. lista: PRILOGA A2



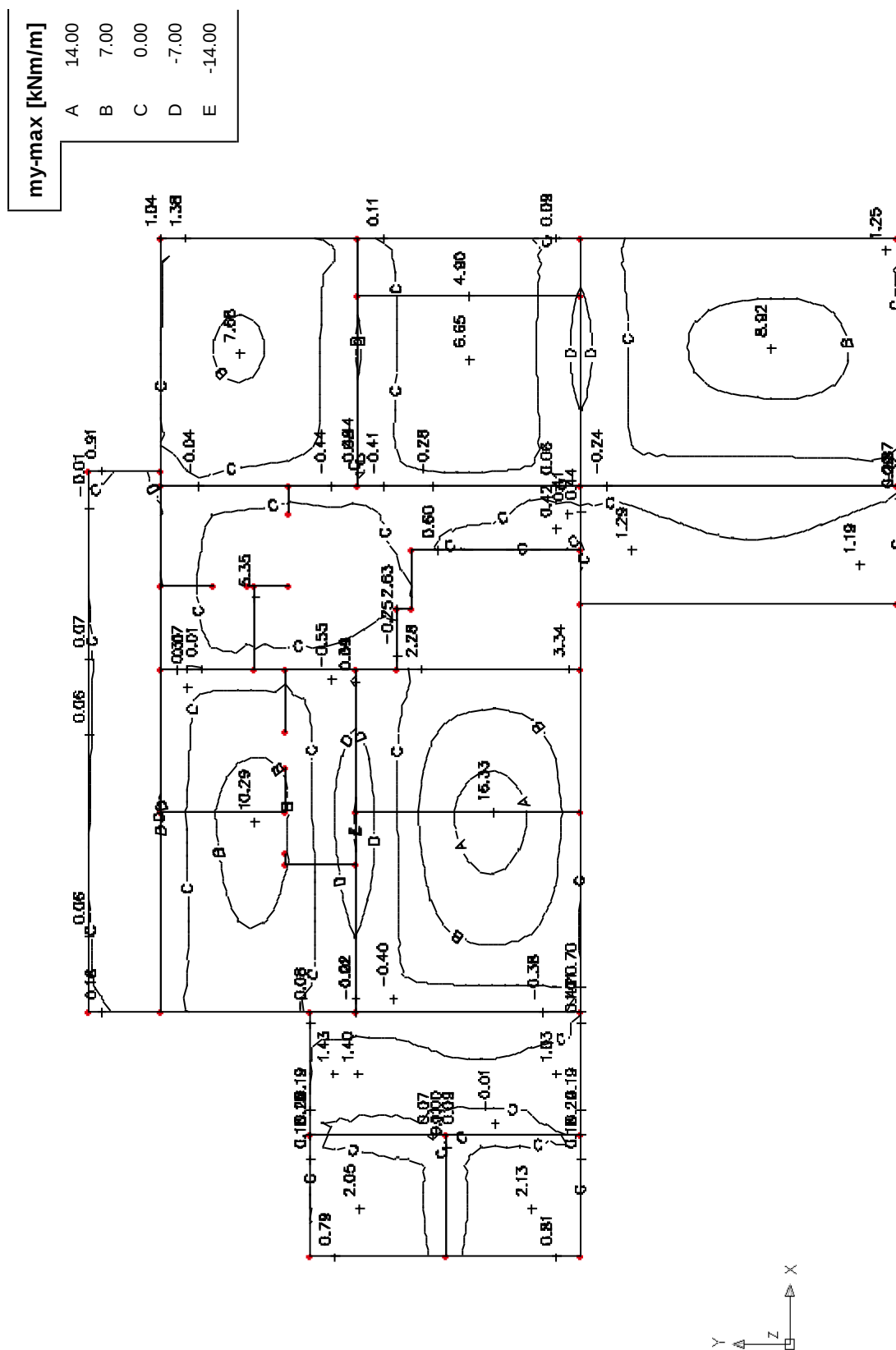
Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo	
Diplomska naloga	
POZICIJSKI NAČRT PLOŠČE NAD PRITLIČJEM	
Izdelal: Špela Kemperle	
Merilo: 1:100	Št. lista: PRILOGA A3



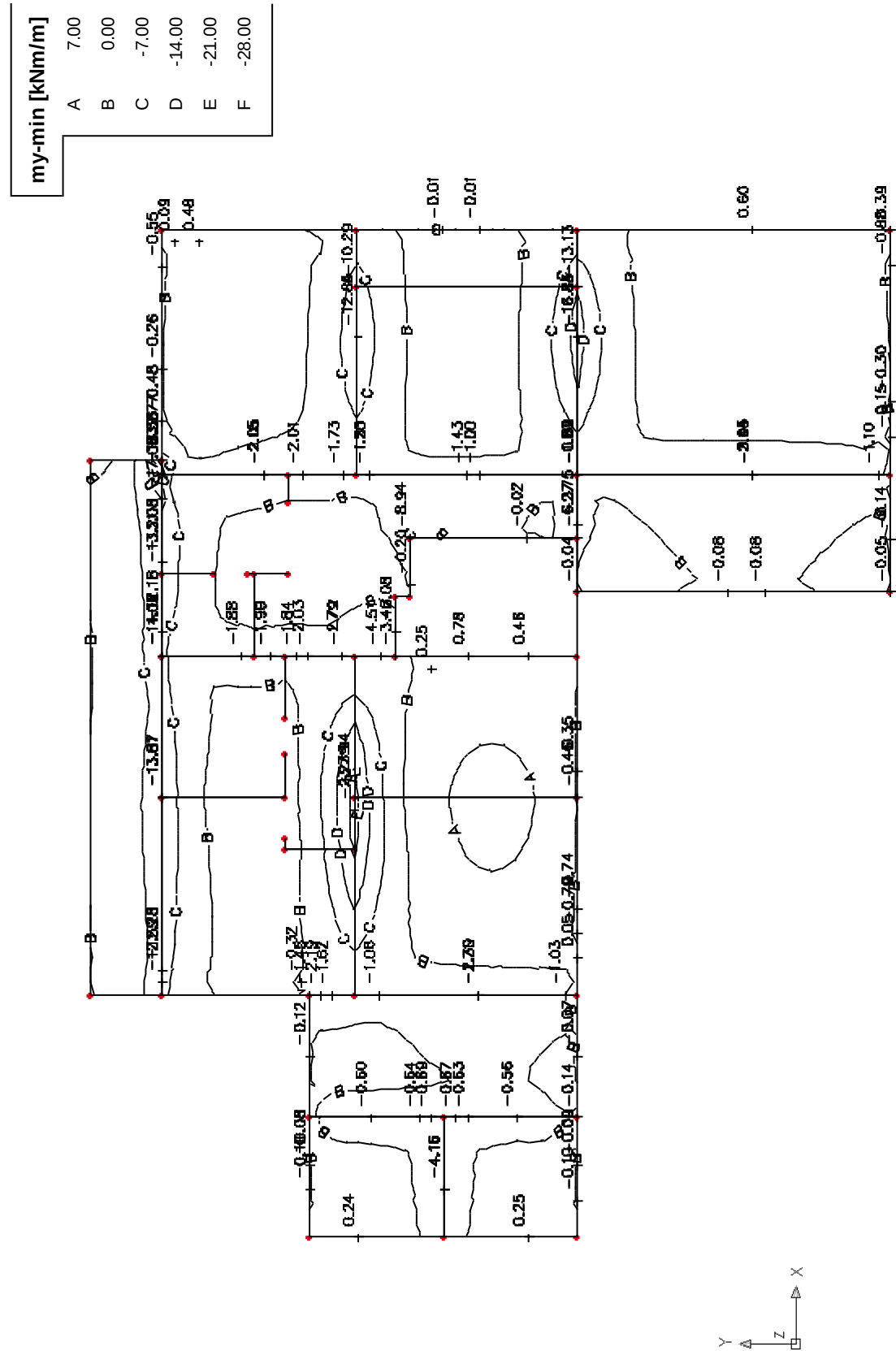
Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo	
Diplomska naloga	
POZICIJSKI NAČRT PLOŠČE NAD KLETJO	
Izdelal: Špela Kemperle	
Merilo: 1:100	Št. lista: PRILOGA A4



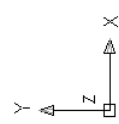




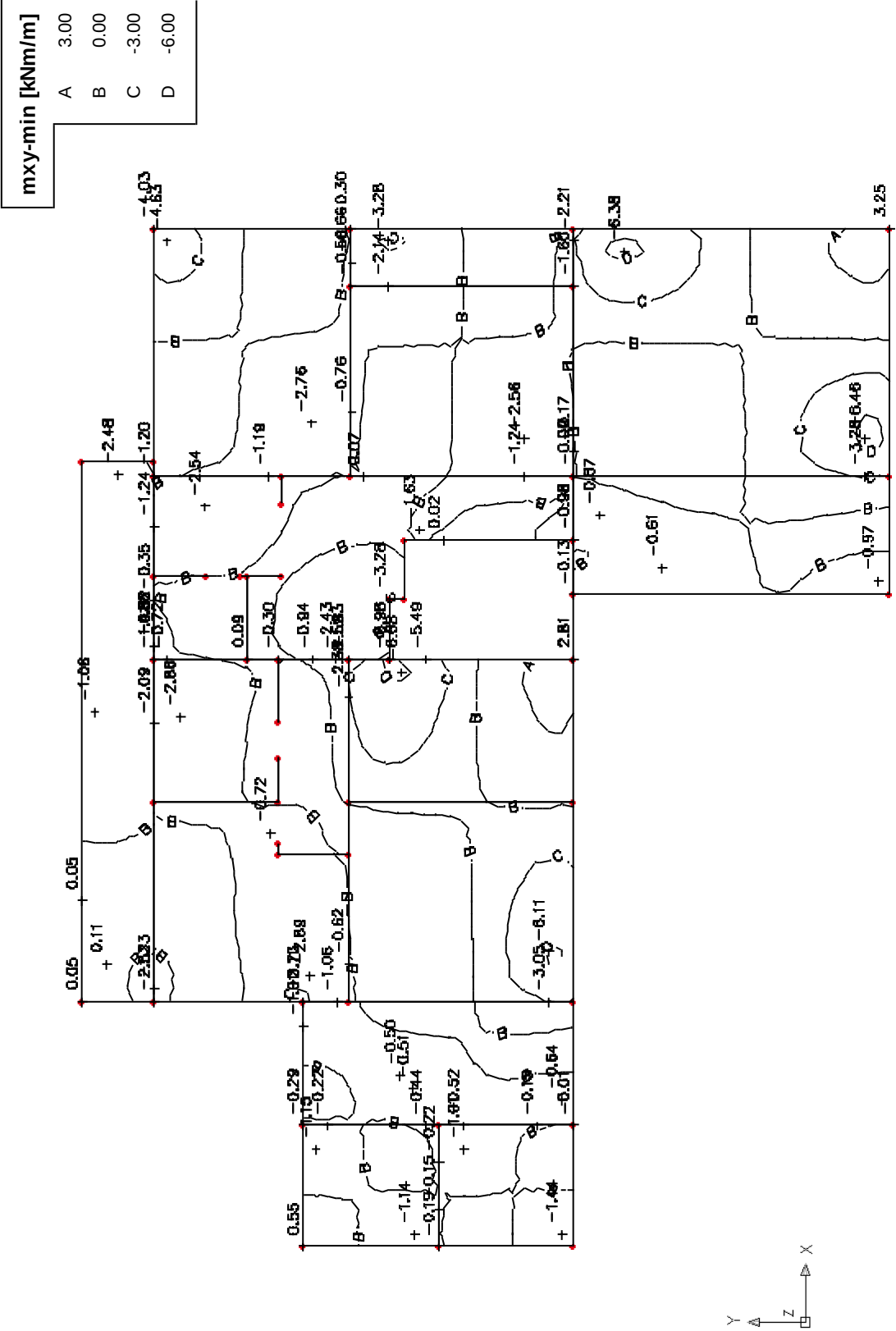
PRILOGA B4 Minimalni upogibni momenti - My AB plošče nad kletjo



Maksimalni torzijski momenti - M_{xy} AB plošče nad kletjo

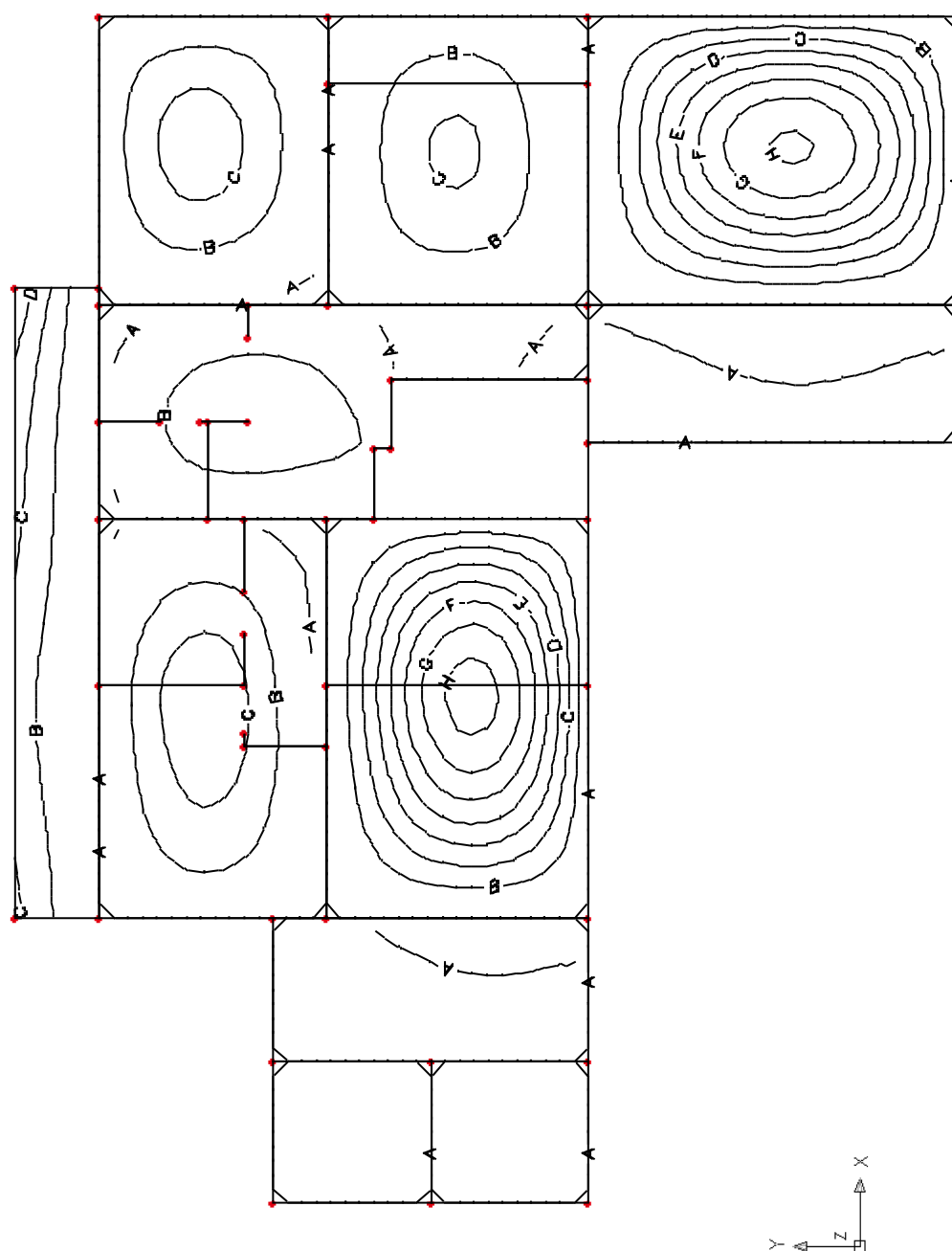


PRILOGA B6 Minimalni torzijski momenti - Mxy AB plošče nad kletjo



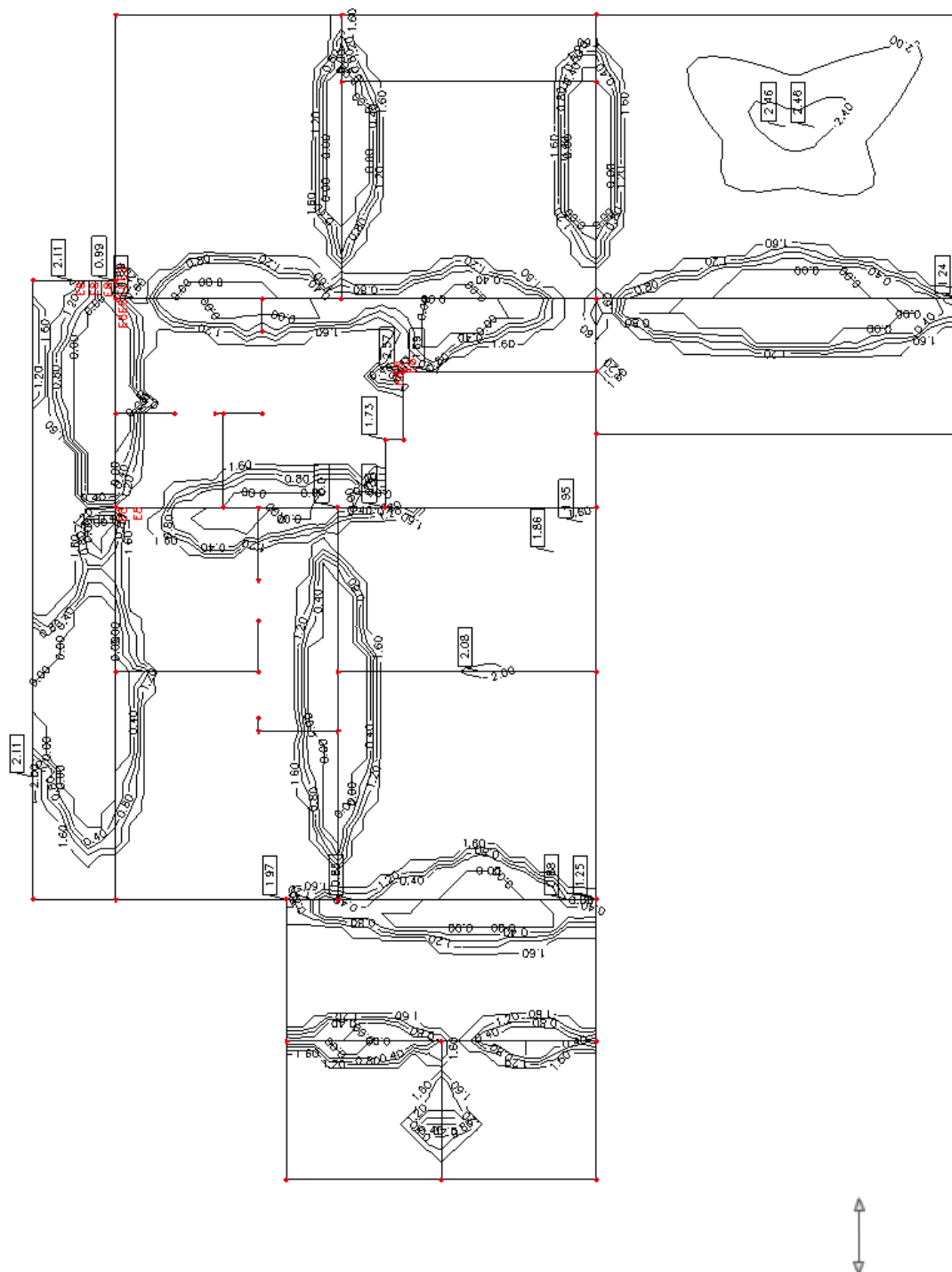
PRILOGA B7 Ovojnica povosov AB plošče nad kletjo po linearni teoriji elastičnosti

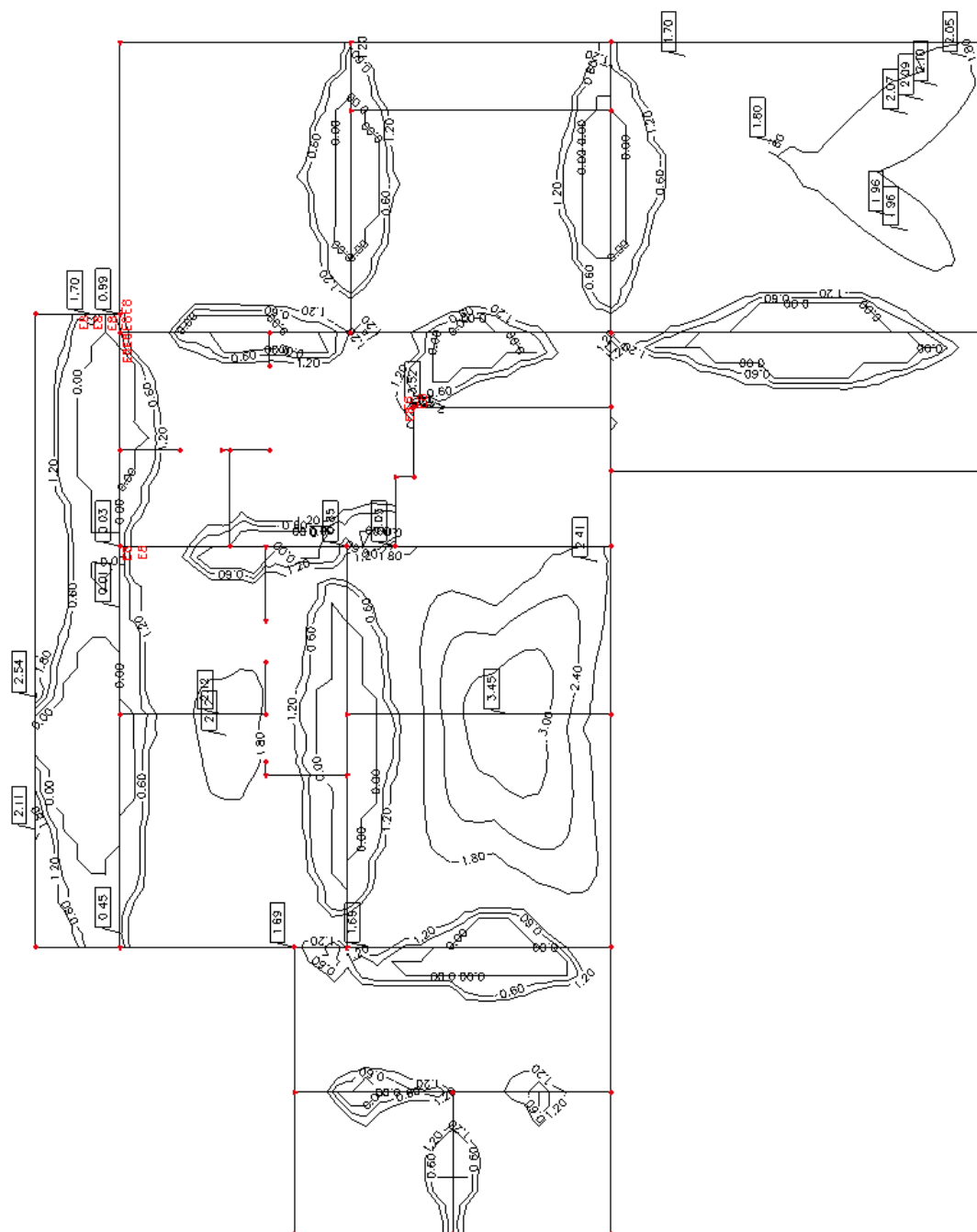
Uz-min [mm]	A	0.0
	B	-0.2
	C	-0.4
	D	-0.6
	E	-0.8
	F	-1.0
	G	-1.2
	H	-1.4



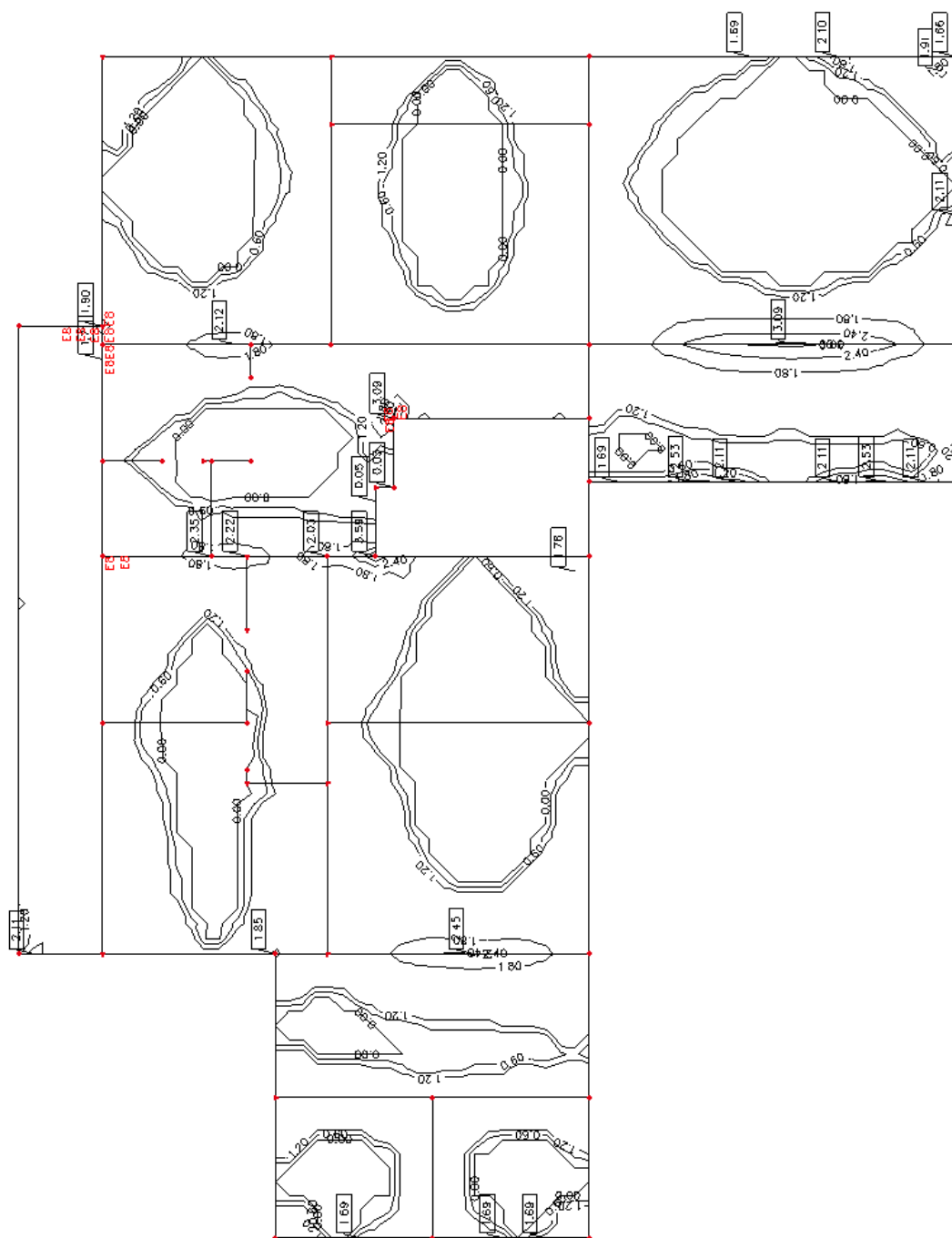
PRILOGA B8

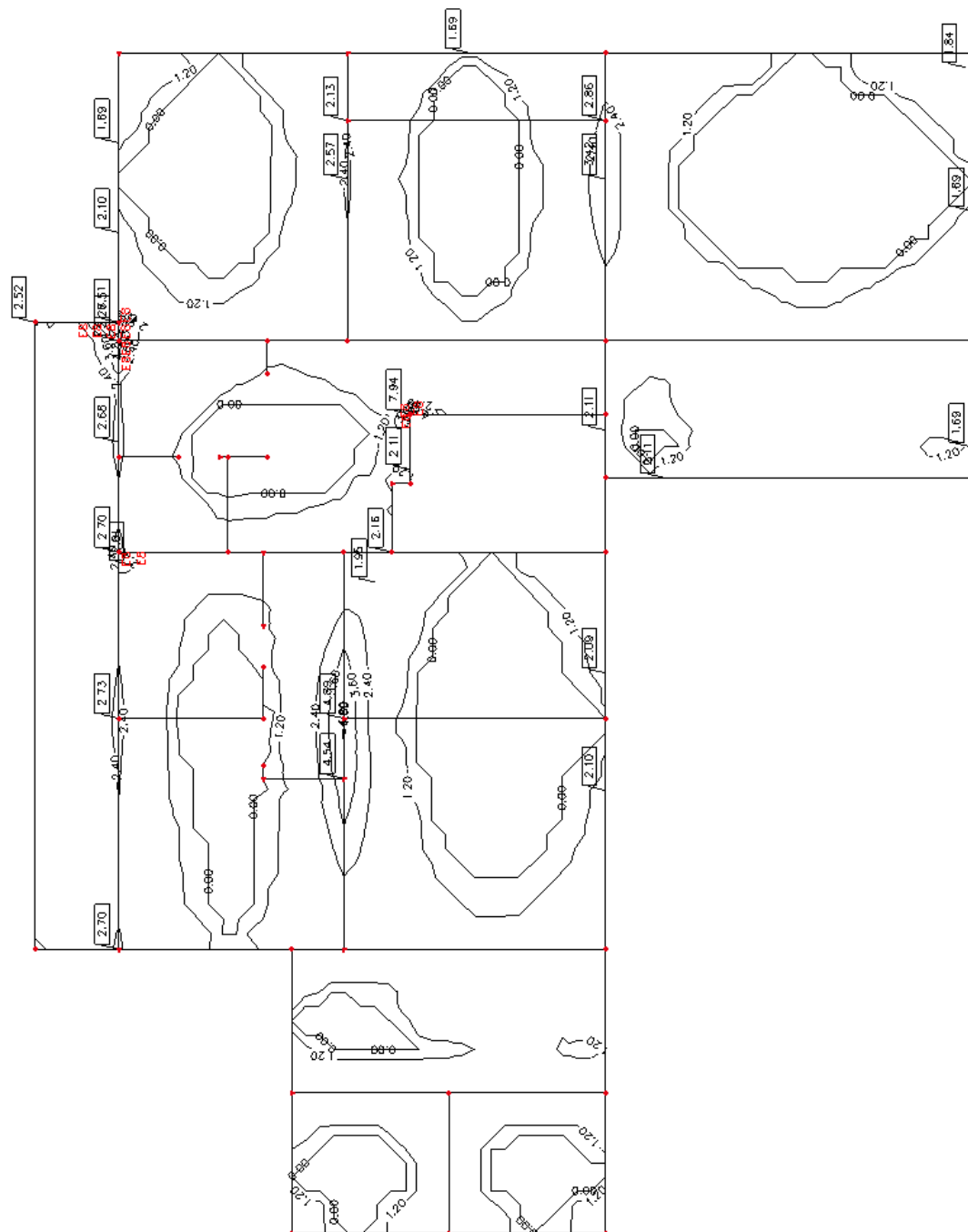
Spodnja armatura v smeri 1 AB plošče nad kletjo

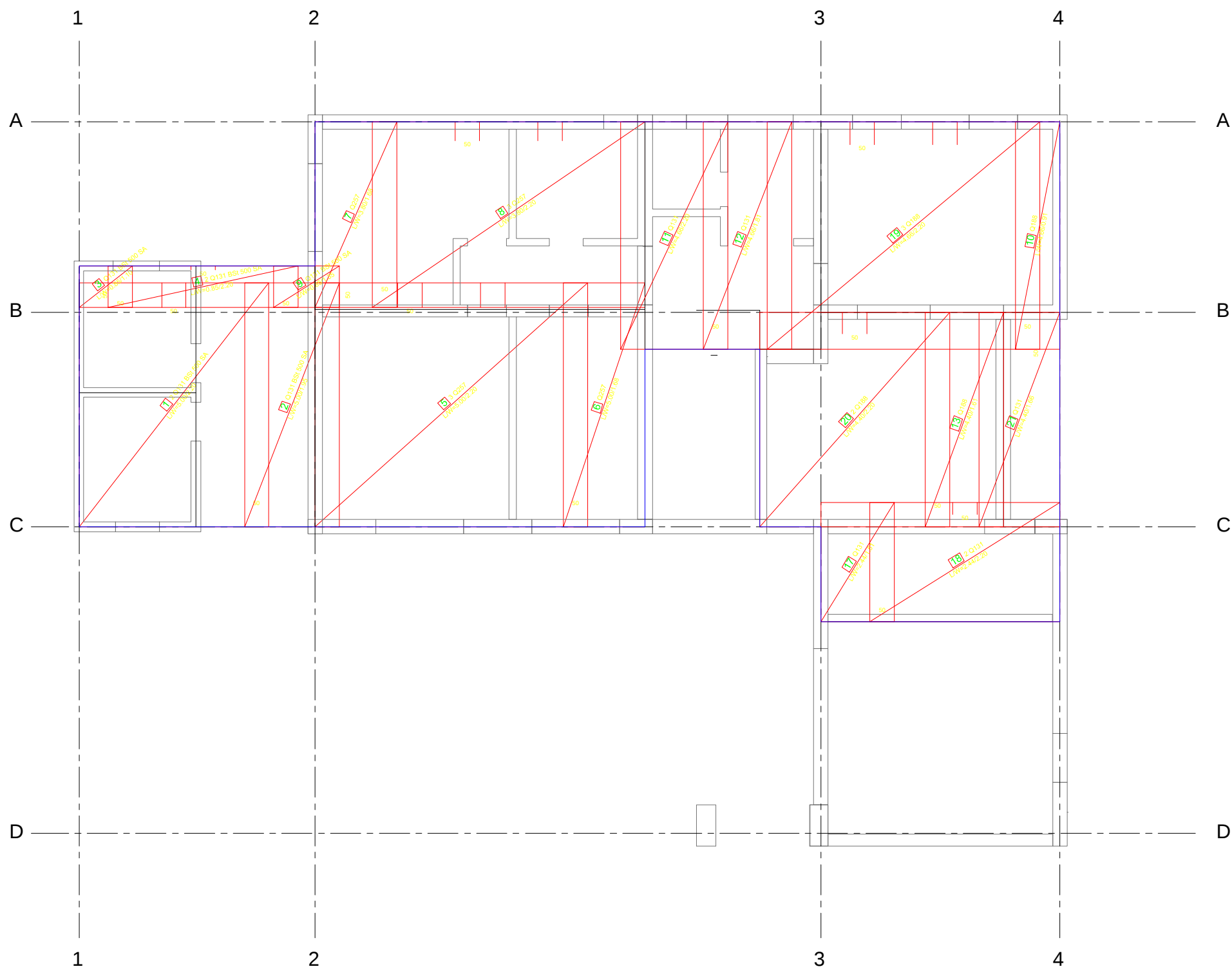




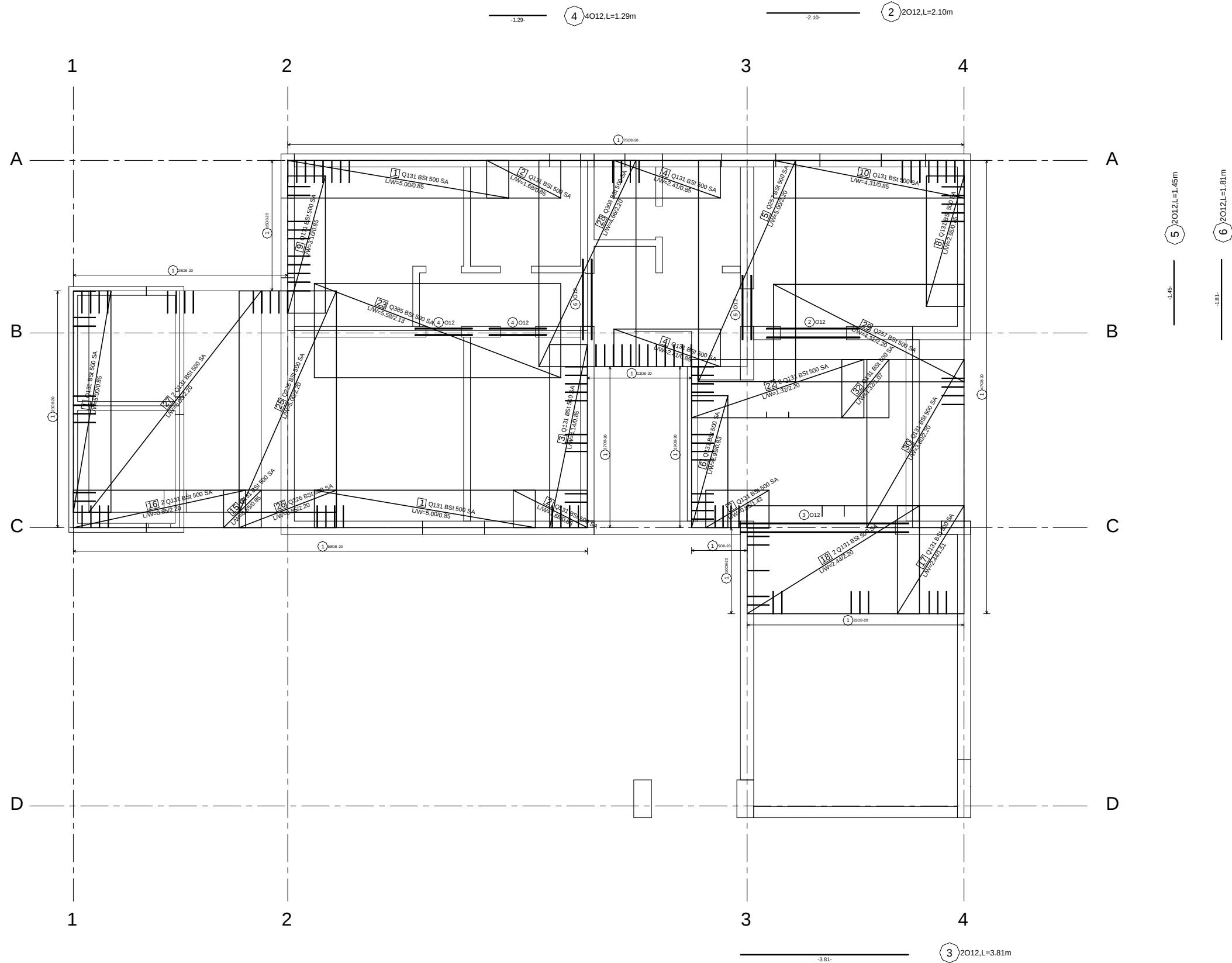
PRILOGA B10 **Zgornja armatura v smeri 1 AB plošče nad kletjo**



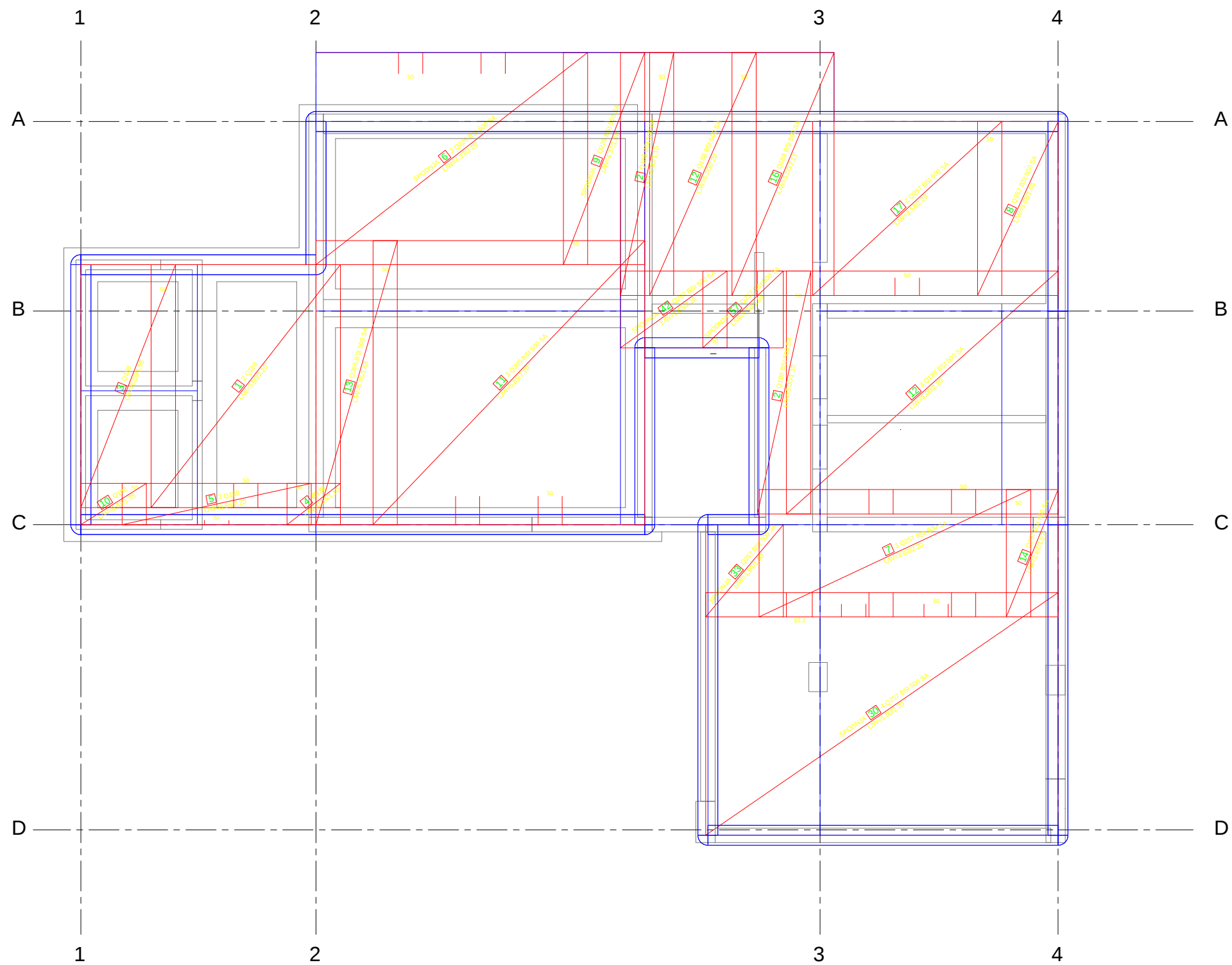




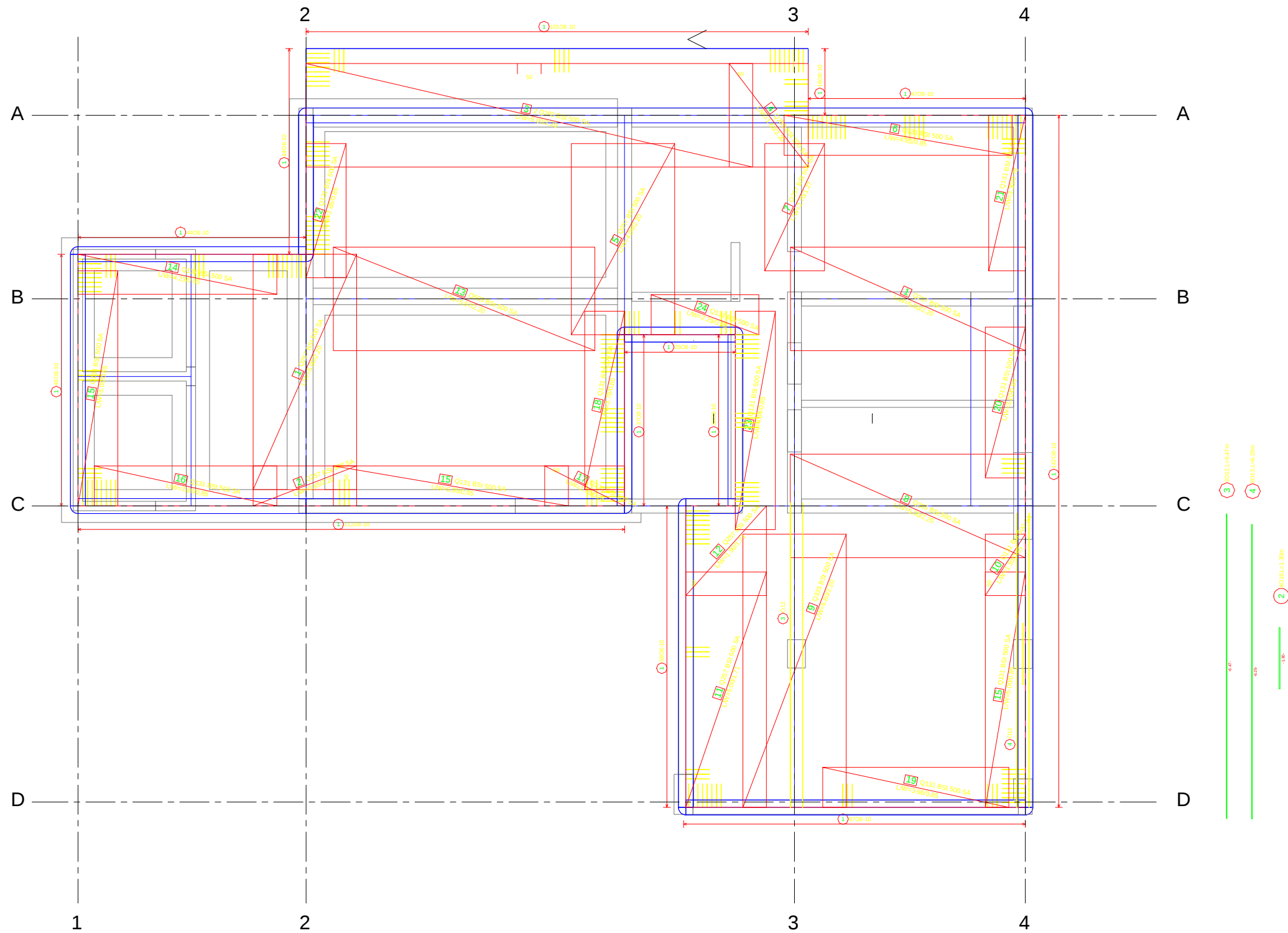
Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo	
Diplomska naloga	
ARMATURNI NAČRT POZ 201 - POZ 208: SPODNJA ARMATURA	
Izdelal: Špela Kemperle	
Merilo: 1:100	Št. lista: PRILOGA C1



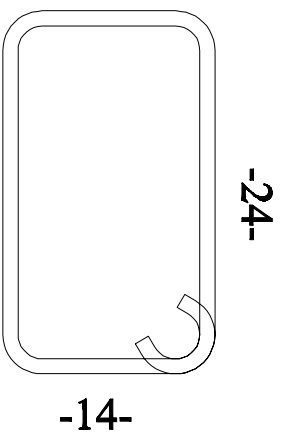
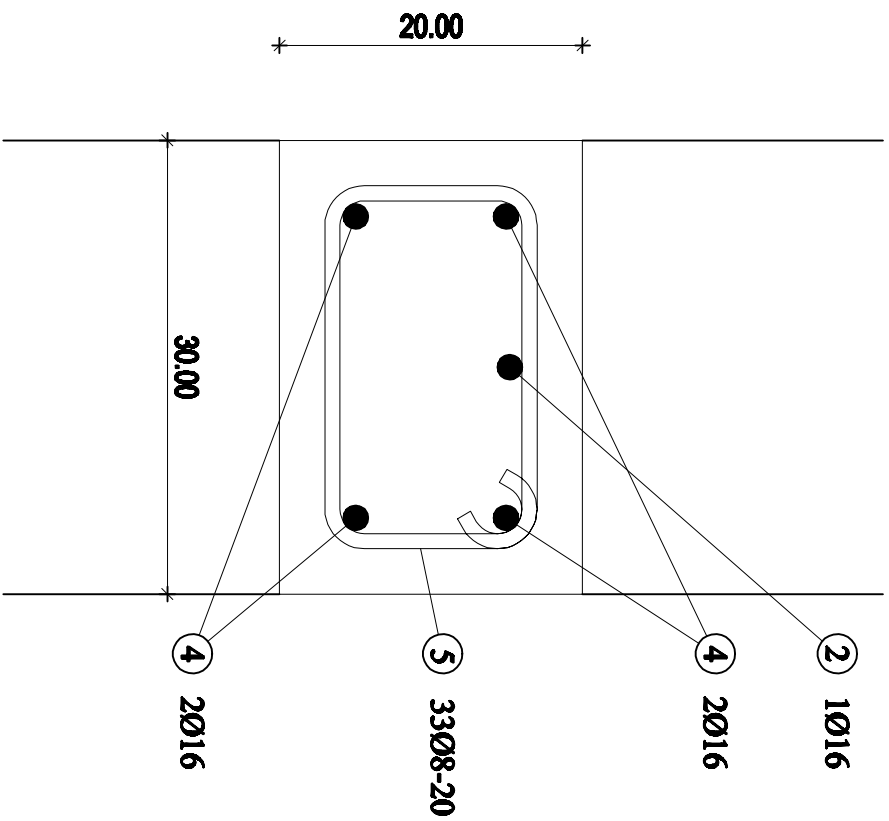
Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo	
Diplomska naloga	
ARMATURNI NAČRT POZ 201 - POZ 208: ZGORNJA ARMATURA	
Izdelal:	Špela Kemperle
Merilo: 1:100	Št. lista: PRILOGA C2



Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo	
Diplomska naloga	
ARMATURNI NAČRT POZ 101 - POZ112: SPODNJA ARMATURA	
Izdelal:	Špela Kemperle
Merilo: 1:100	Št. lista: PRILOGA C3



Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo	
Diplomska naloga	
ARMATURNI NAČRT POZ 101 - POZ 112: ZGORNJA ARMATURA	
Izdelal:	Špela Kemperle
Merilo: 1:100	Št. lista: PRILOGA C4



⑤ 33Ø8, L=0.86m

④ Ø8, L=6.25m, 4kom

② Ø8, L=1.30m, 1kom

Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo

Diplomska naloga

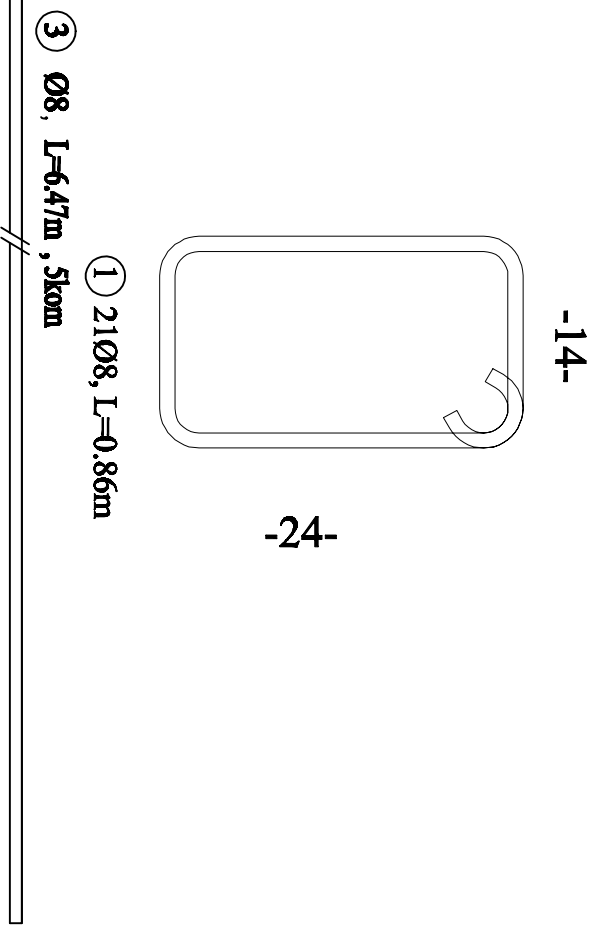
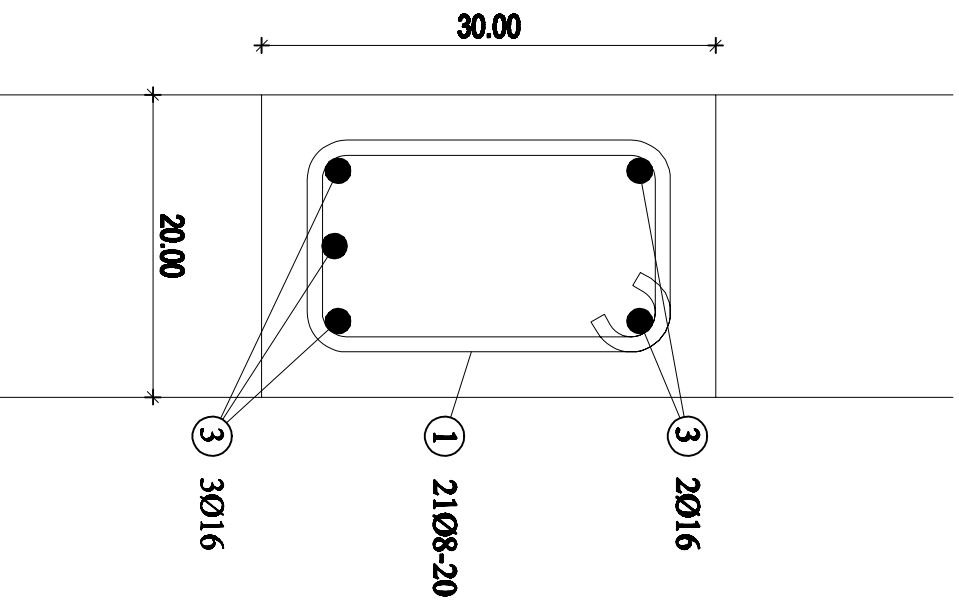
PREREZ NOSILCA N101

Izdelal: Špela Kemperle

Merilo: 1:5

Št. lista:

PRILOGA C5



Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo

Diplomska naloga

PREREZ NOSILCA N301

Izdelal: Špela Kemperle

Merilo: 1:5

Št. lista:

PRILOGA C6